



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 1.162, de 13/10/16, D.O.U nº 198, de 14/10/2016
ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL

Thayla Monnyk Milhomem Costa Oliveira

ESTUDO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 30 PAVIMENTOS AVALIANDO MUDANÇAS GEOMÉTRICAS E DE RESISTÊNCIA DOS PILARES

Palmas – TO

2017

Thayla Monnyk Milhomem Costa Oliveira

ESTUDO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 30
PAVIMENTOS AVALIANDO MUDANÇAS GEOMÉTRICAS E DE RESISTÊNCIA DOS
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. Msc. Roldão Pimentel de Araújo Júnior.

Palmas – TO

2017

Thayla Monnyk Milhomem Costa Oliveira

ESTUDO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 30
PAVIMENTOS AVALIANDO MUDANÇAS GEOMÉTRICAS E DE RESISTÊNCIA DOS
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. Msc. Roldão Pimentel de Araújo
Júnior.

Aprovado em: ____/____/____

BANCA EXAMINADORA

Prof. M_{Sc.} Roldão Pimentel de Araújo Júnior

Orientador

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

Prof. Esp. Daniel Iglesias de Carvalho

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

Prof. Esp. Denis Cardoso Parente

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

Palmas – TO

2017

Dedico este trabalho primeiramente a Deus, por ser essencial em minha vida.

Aos meus pais, meus primeiros mestres que me apoiaram em toda essa jornada.

Ao meu namorado, que sempre esteve ao meu lado e que tanto contribuiu para a realização deste estudo.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus o autor do meu destino e meu guia. Que me proporcionou a realização de um dos meus maiores sonhos.

A minha família e amigos que contribuíram direta ou indiretamente para que eu pudesse estar aqui hoje.

A minha linda mãe e ao meu querido pai, os realizadores de sonhos, que abriram mão de boa parte das suas vidas para viver e lutar pelos sonhos dos seus filhos e que nunca mediram esforços para realização dos mesmos, sempre com muita garra e determinação. Meus maiores exemplos e inspiração diária, muito obrigada por sempre me acalmarem quando eu pensei que não iria conseguir e por sempre acreditar na minha capacidade. Aos meus irmãos Hector e Igor, que suportaram todas as minhas variações de humor e sempre estiveram ao meu lado. Sou imensamente grata a vocês que são minha base e meu maior orgulho.

Ao meu namorado Denny e melhor amigo, que sempre esteve ao meu lado e que sempre acreditou no meu potencial e nunca me deixou desistir. Que de forma especial e carinhosa me deu força e coragem, apoiando-me nos momentos de dificuldades.

Ao meu orientador Roldão Araújo por confiar em meu trabalho e por me dar o suporte necessário para a execução deste. Sou grata pelo contato que tivemos ao final do curso, em que me sinto privilegiada por ter podido aprender muito com o que é capaz e qualificado a transmitir.

“O temor do Senhor é o princípio da sabedoria, e a ciência do Santo a prudência.”

Provérbios 9:10

RESUMO

OLIVEIRA, T. M. M. C. **Estudo do comportamento estrutural de um edifício de 30 pavimentos avaliando mudanças geométricas e de resistência dos pilares.** 2017. 77f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Bacharel em Engenharia Civil. Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas/TO.

A análise de segunda ordem global de edifícios é indispensável nos dias atuais, em que as estruturas são cada vez mais esbeltas. Sendo que há diversos sistemas computacionais que realizam esta análise

A cada dia que passa a construção civil vem se modernizando e apresentando edifícios cada vez mais altos, são eles considerados os arranha-céus, surgindo assim à necessidade de um estudo sobre o comportamento da estabilidade global para esses edifícios que estão recebendo não somente os esforços verticais, mas também ações horizontais atuantes nos mesmos.

Contudo, este trabalho está sendo abordado a avaliação e a comparação da estabilidade global, esforços na fundação e o quantitativo de materiais para três modelos estruturais distintos de um edifício de 30 pavimentos com mudança das características somente nos pilares com o auxílio do *software* da AltoQI *Eberick V8*. Para o primeiro modelo foi adotado uma resistência característica do concreto de 30MPa e a geometria constante ao longo da altura para os pilares. No segundo modelo manteve-se a geometria dos pilares ao longo da altura, porém houve uma mudança na resistência característica do concreto a cada 10 pavimentos. Para o terceiro modelo permaneceu a mesma resistência característica adotada no primeiro modelo e havendo apenas a redução da seção dos pilares.

Desta forma, foi possível observar que os dois primeiros modelos estão dentro dos limites estabelecidos no que tange a deslocamento horizontal e estabilidade global e somente o terceiro modelo apresenta um deslocamento horizontal superior ao limite na direção “x”.

Palavras-chave: Estabilidade global. Concreto armado. Rigidez.

ABSTRAT

OLIVEIRA, T. M. M. C. **Study of the structural behavior of a 30-storey building evaluating geometric and resistance changes of the pillars.** 2017. 77f. Dissertation (Graduation) – Bachelor's Degree in Civil Engineering. Centro Universitário Luterando de Palmas, Palmas/TO.

The second-order global analysis of buildings is indispensable today, where structures are increasingly slender. Since there are several computational systems that perform this analysis

With each passing day construction is modernized and presenting increasingly tall buildings, they are considered the skyscrapers, thus arising to the need for a study on the behavior of global stability for these buildings that are receiving not only the efforts vertical actions, but also horizontal actions acting on them.

However, this work is being approached the evaluation and comparison of the global stability, efforts in the foundation and the quantitative of materials for three distinct structural models of a building of 30 pavements with characteristic change only in the pillars with the aid of AltoQI Eberick software V8. For the first model a characteristic 30MPa concrete strength was adopted and the constant geometry along the height for the pillars. In the second model, the geometry of the pillars was maintained along the height, but there was a change in the characteristic resistance of the concrete to every 10 floors. For the third model remained the same characteristic resistance adopted in the first model and there being only the reduction of the section of the pillars.

In this way, it was possible to observe that the first two models are within the limits established with respect to horizontal displacement and global stability, and only the third model presents a horizontal displacement exceeding the limit in the "x" direction.

Key words: Global stability. Reinforced concrete. Rigidity.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Desempenho primário dos elementos estruturais.	18
Figura 2 - Edifício em Concreto Armado.	20
Figura 3 - Agregado Graúdo.	22
Figura 4 - Verificação de Estabilidade Global	26
Figura 5 - Efeitos Globais de Segunda Ordem.	26
Figura 6 - Utilização dos estados limites.	27
Figura 7 - Estado Limite Último (ELU).	28
Figura 8 - Estado Limite de Serviço.	28
Figura 9 - Análise Linear.	30
Figura 10 - Análise Não Linear.	30
Figura 11 - Diagrama de Tensão – Deformação do Concreto.	31
Figura 12 - Diagrama Momento-Curvatura.	32
Figura 13 - Barra Vertical com Mudança de Posição no Espaço.	33
Figura 14 - Distância ℓ_0 e ℓ	36
Figura 15 - Classificação quanto às solicitações iniciais.	36
Figura 18 - Projeto arquitetônico.	42
Figura 19 - Configurações iniciais de materiais e durabilidade da estrutura.	45
Figura 20 - Modelo de laje treliçada.	47
Figura 21 - Configuração da ação do vento na estrutura.	49
Figura 22 - Isopletas da velocidade básica do vento.	49
Figura 23 - Característica do terreno.	50
Figura 24 - Definições da fundação.	50
Figura 25 - Vínculo engastado.	51
Figura 26 - Configuração do projeto	51
Figura 27 - Resultando do primeiro modelo.	54
Figura 28 - Resultado do segundo modelo.	55
Figura 29 - Resultado do terceiro modelo.	56
Figura 30 – Disposição dos pilares.	59

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Parâmetros de coeficiente γ_z	34
Tabela 2 - Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede.....	35
Tabela 3 - Mudança da resistência característica do concreto dos pilares.	43
Tabela 4 - Mudança geometria dos pilares.....	44
Tabela 5 - Valores mínimos para os pilares.	46
Tabela 6- Cargas Verticais Acidentais	48
Tabela 7 – Esforços obtidos na fundação para o modelo EPU.....	60
Tabela 8 - Esforços obtidos na fundação para o modelo EPRC.....	60
Tabela 9 - Esforços obtidos na fundação para o modelo EPU.	60
Tabela 10 – Quantitativo dos materiais.	63
Tabela 11 – Percentual dos materiais	63
Tabela 12 – Composição de custo para o modelo estrutural uniforme.	68
Tabela 13 – Composição de custo para o modelo com mudança da resistência característica do concreto dos pilares.	69
Tabela 14 – Composição de custo para o modelo com mudança na geometria dos pilares ao longo da altura.	70

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Comparação entre o primeiro e segundo modelo.....	57
Gráfico 2 - Comparação entre o primeiro e segundo modelo.....	58
Gráfico 3 – Comparação do esforço axial de compressão.....	61
Gráfico 4 – Comparação do momento fletor na direção x.	62
Gráfico 5 - Comparação do momento fletor na direção y.	62
Gráfico 6 – Comparação volume de concreto.	64
Gráfico 7 – Valores em percentual de volume de concreto.....	64
Gráfico 8 – Comparação da área de forma.	65
Gráfico 9 – Percentual área de forma.	65
Gráfico 10 – Comparação do aço.	66
Gráfico 11 – Percentual de aço.....	66
Gráfico 12 – Comparação do consumo de aço.	67
Gráfico 13 – Comparação entre o custo dos três modelos estruturais.....	70

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

Fck	Resistência característica do concreto
Fct	Resistência à tração direta
Fctm	Resistência média do concreto à tração
Fckt,inf	Resistência característica inferior do concreto
Fckt,sup	Resistência característica superior do concreto
Fct,sp	Resistência à tração por compressão diametral
Fct,f	Resistência à tração na flexão
MPa	Mega Pascal
KN	Quilo Nilton
Fc	Resistência à compressão simples
γ_z	Coefficiente gama z
γ_n	Coefficiente de majoração dos pilares
EI	Rigidez
λ	Índice de esbeltez
NBR	Norma brasileira
ABNT	Associação brasileira de normas técnicas
SINAPI	Sistema nacional de pesquisa de custo e índices da construção civil

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	15
1.1	PROBLEMA DE PESQUISA	16
1.2	OBJETIVOS	16
1.2.1	Objetivo Geral	16
1.2.2	Objetivos Específicos.....	16
1.3	JUSTIFICATIVA	17
2	REFERENCIAL TEÓRICO	18
2.1	PROJETO ESTRUTURAL	18
2.2	MATERIAIS	19
2.2.1	Concreto	19
2.2.2	Aço CA 50.....	19
2.3	CONCRETO ARMADO.....	20
2.3.1	Resistência a Compressão	21
2.3.2	Resistência a Tração.....	21
2.3.3	Agregados	22
2.3.4	Módulo de Elasticidade.....	22
2.4	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL.....	23
2.5	AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA.....	23
2.5.1	Ações Verticais	24
2.5.2	Ações Horizontais	24
2.5.3	Ações Permanentes	25
2.5.4	Ações Variáveis	25
2.5.5	Ações Excepcionais	25
2.6	ESTABILIDADE GLOBAL	25
2.7	ANÁLISE ESTRUTURAL	26
2.7.1	Estado Limite Último	28
2.7.2	Estado Limite de Serviço	28
2.7.3	Sistema de Contraventamento.....	29
2.7.4	Deslocamentos Horizontais.....	29
2.7.5	Análise Linear e Não Linear.....	30
2.7.6	Coeficiente Gama Z (γ_z)	33
2.8	DIMENSIONAMENTO DAS PEÇAS	34
2.8.1	Pilares	35

2.8.2 Fundação	37
2.9 SOFTWARE UTILIZADO	38
2.10 ESTUDOS SOBRE O TEMA	38
3 METODOLOGIA.....	40
3.1 PROJETO ARQUITETÔNICO EM ESTUDO.....	41
3.2 MODELO ESTRUTURAL A SER ESTUDADO	43
3.2.1 Estrutura uniforme.....	43
3.2.2 Estrutura apresentando variação do f_{ck} do concreto	43
3.2.3 Estrutura com alteração da seção ao longo da altura	44
3.3 PARÂMETROS DOS MATERIAIS	45
3.3.1 Elementos estruturais.....	45
3.3.2 Definição dos carregamentos verticais	48
3.3.3 Definição das ações horizontais	48
3.3.4 Definição de fundação	50
3.3 ESTABILIDADE DA ESTRUTURA	51
3.4 ESFORÇOS NA FUNDAÇÃO	52
3.5 VIABILIDADE DE CUSTOS.....	52
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES	53
4.1 LANÇAMENTO DAS ESTRUTURAS	53
4.1.1 Modelo estrutura uniforme.....	53
4.1.2 Modelo estrutura apresentando variação da resistência característica do concreto	54
4.1.3 Modelo estrutural com alteração da geometria ao longo da altura	56
4.2 ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL DAS ESTRUTURAS	56
4.3 ESFORÇO NORMAL E MOMENTO FLETOR NA FUNDAÇÃO.....	58
4.4 QUANTITATIVO DE MATERIAIS	63
4.4.1 Composição de custos dos materiais	67
5 CONCLUSÃO.....	72
SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	73
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	74
ANEXOS	77

1 INTRODUÇÃO

Levando em consideração a verificação da estabilidade global como um requisito importante para a elaboração de projeto de um edifício em concreto armado, visando garantir a segurança da estrutura em relação ao seu estado limite de instabilidade, situação que representa a perda da capacidade resistente da estrutura, causando o aumento das deformações. Sendo assim, é primordial que haja um estudo preliminar que visa elaborar um projeto que atenda todas as necessidades e atendendo todos os parâmetros de segurança.

Contudo, antigamente as construções apresentavam formas mais robustas moldadas apenas com alvenaria, que para suportar os esforços possuía uma grande espessura. No entanto, a arquitetura mudou e é possível identificar essa mudança para épocas diferentes. A construção civil vem se modificando ao longo do tempo, buscando aperfeiçoar tempo e espaço. Na maioria das vezes a busca por edifícios altos correspondem a necessidades reais, como preço elevado dos terrenos, grande densidade demográfica e segurança.

Com todo o desenvolvimento do âmbito da construção civil, foi surgindo modelos arquitetônicos cada vez mais desafiadores, nascendo assim os ‘arranha-céus’ com formas diferenciadas. Os edifícios de múltiplos pavimentos ganharam cada vez mais espaço, buscando otimização dos espaços, trazendo consigo a grande altura e esbeltez estrutural fazendo com que os profissionais da área buscassem cada vez mais modelos estruturais que visam estabelecer uma maior segurança global na estrutura. Para melhor atender as necessidades, a utilização de *softwares* para cálculo de modelos estruturais é cada vez mais dissipadas entre os profissionais da área. (MONCAYO, 2011)

Os *software* de dimensionamento estrutural estão cada vez mais se aproximando da realidade, sendo assim elaborando cálculos de dimensionamento muito mais precisos. Porém, o profissional de engenharia deve ter o respaldo para poder saber criticar as informações propostas pelos *softwares*.

O conceito de se estudar os edifícios altos no âmbito da engenharia estrutural é justamente com a preocupação de como estão sendo avaliados os assuntos referentes à estabilidade global. Levando em consideração que os projetos arquitetônicos estão com concepções cada vez mais ousadas em relação aos sistemas estruturais, buscando, além do diferencial para o mercado imobiliário, a economia, tanto na fase de construção quanto na fase de utilização. Outro quesito que estimula as inovações nos projetos arquitetônicos é a questão da sustentabilidade, inteiramente ligada à economia e meio ambiente. (NETO, 2013)

Todavia, outro requisito que deve ser levando em conta quando se tratando de estabilidade global da estrutura são as ações horizontais, como o vento, que causam

deslocabilidades consideráveis na estrutura, e a mesma precisa se “proteger” de tais ações, surgindo assim os sistemas de contraventamento estrutural. Todo edifício precisa ser dimensionado para atender tantos os esforços verticais como também as ações horizontais.

Entretanto, o presente trabalho irá apresentar um estudo comparativo do comportamento estrutural de um edifício de trinta pavimentos em concreto armado concedido por três diferentes modelos estruturais. Que consistirá na avaliação da estrutura mais viável em relação a maior estabilidade global combinando com menores esforços na fundação. Para isto será levado em consideração às mudanças geométricas e de resistência dos pilares ao longo da altura do edifício.

1.1 PROBLEMA DE PESQUISA

Tomando-se por base uma estrutura de um edifício de múltiplos pavimentos em concreto armado adotando diferentes modelos estruturais: Alterando as dimensões dos pilares ao longo da altura e variando a resistência característica à compressão (f_{ck}) do concreto apenas dos pilares. Qual dos modelos estruturais possui maior estabilidade global combinando com menores esforços na fundação?

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Estudar o comportamento estrutural em um edifício de 30 pavimentos em concreto armado, adotando três diferentes modelos estruturais com o auxílio do *software* computacional AltoQi *Eberick V8*.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Analisar e comparar os três modelos estruturais considerando a estabilidade global da estrutura (γ_z).
- Avaliar o esforço normal e momento fletor na fundação para os três modelos.
- Determinar indicativos de custos de materiais (concreto, aço e forma) e comparar entre os modelos estruturais estudados.

1.3 JUSTIFICATIVA

Tendo como base a cidade de Palmas, capital do estado do Tocantins, nota-se um considerável crescimento populacional. Segundo o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística onde Palmas é a capital brasileira com a maior taxa de crescimento geométrico de acordo com o censo de 2010. Sendo assim, houve um aumento significativo na demanda ocasionando uma alavancada na construção civil, que busca cada vez mais a execução de edifícios de múltiplos pavimentos, procurando uma otimização dos espaços. Portanto, com o desenvolvimento da cidade de Palmas há uma valorização abundante no âmbito da construção civil. De modo geral, a verticalização mais intensa esta relacionada a demanda por espaço, seja ele residencial ou comercial.

Segundo França (2015), a partir de uma determinada altura, as cargas de vento passam a ser o aspecto mais importante para o dimensionamento das fundações e da estrutura do edifício, caberá ao projetista conceder a estrutura mais eficaz para resistir aos ventos, com menor consumo de materiais. Estabelecendo os parâmetros para cálculo das forças resultantes da ação dos ventos, prevendo os carregamentos devidos as rajadas incidentes em edificações de formas convencionais e permitindo um modelo simplificado de verificação para prédios de até 150 metros de altura, de acordo com a NBR 6123 (ABNT, 2013).

A presença de edifícios altos está cada vez mais frequente nos grandes centros urbanos e desafiam a cada dia os projetistas de estruturas, na concepção de arranjos estruturais eficientes, capazes de suportar ações que lhes são impostas com deslocamentos admissíveis. Os avanços obtidos com a tecnologia dos materiais, projetos mais sofisticados de elevadores e o surgimento de ferramentas computacionais voltadas para avaliação de desempenho estrutural são alguns dos fatores que viabilizam a construção de concepções cada vez mais altas e esbeltas (OLIVEIRA, 2009).

Por meio das novas tecnologias construtivas e de *software* computacionais de cálculo estrutural os projetos estruturais estão cada vez mais se aproximando da realidade. Desta forma, é plausível avaliar e confrontar diferentes modelos estruturais, averiguando qual o desempenho em relação à rigidez e segurança.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 PROJETO ESTRUTURAL

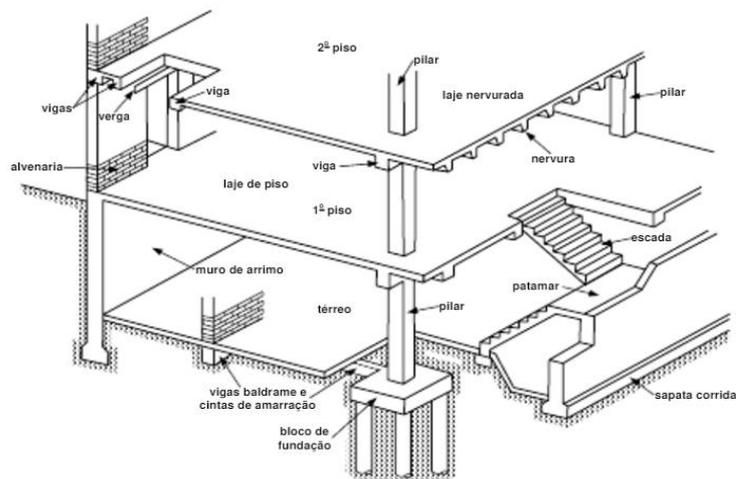
De acordo com Kimura (2007), o projeto estrutural consiste na subdivisão de quatro etapas principais, que são elas: percepção estrutural, análise estrutural, dimensionamento e detalhamento e a emissão das plantas finais. Sendo assim, engloba tanto o conhecimento teórico como prático proporcionando inúmeros desafios e envolvendo grades responsabilidades.

“Consiste em escolher os elementos e definir suas posições de modo a formar um sistema estrutural capaz de absorver os esforços das ações atuantes e transmiti-los a fundação. A escola é definida de maneira que as formas sejam compatíveis com os projetos arquitetônico, elétrico e hidrossanitário e sejam atendidos os requisitos de qualidade estabelecidos.” (CARDOSO, 2013).

Portanto, todo o dimensionamento estrutural precisará ser sugerido levando-se em consideração os vãos de vigas e lajes, altura do edifício e a quantidade de pilar em cada direção. Sabendo-se que todas essas etapas são fundamentais para início de cálculo, mas, pode haver alterações do projeto à medida que o mesmo vai avançando, buscando sempre a melhor elaboração do mesmo para atender o equilíbrio, resistência, rigidez e estabilidade. (PINHEIRO, 2007)

A elaboração e execução de um projeto de edifício alto é uma tarefa muito trabalhosa e que deve ser regida com bastante planejamento e responsabilidade. No que diz respeito a projeto estrutural, muitos parâmetros devem ser levados em consideração de modo que possa prever o comportamento destes edifícios frente a diversas ações que lhes são impostas. (VASCONCELOS, 2000).

Figura 1 - Desempenho primário dos elementos estruturais.



2.2 MATERIAIS

2.2.1 Concreto

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), define as classes de resistência para superestruturas de concreto armado, aplicando-se para concretos compreendidos nas classes de resistência do grupo I, indicadas ABNT NBR 8953, ou seja, até C50. Onde para estruturas de fundação pode utilizar a classe C15, conforme a ABNT NBR 6122.

O concreto consiste no resultado entre a mistura de cimento, água e agregados. Sendo que a partir do momento que há a mistura entre o cimento e a água, haverá uma pasta resistente e aderente, mas também o concreto deve apresentar uma boa distribuição granulométrica, em relação aos seus agregados miúdos e graúdos, com a finalidade de preencher todos os vazios, já que a porosidade tem influência na permeabilidade e na resistência nas estruturas de concreto. Apresentando uma alta resistência a compressão, mas, deixando a desejar no que diz respeito à resistência a tração na estrutura. (PEDROSO, 2009)

Segundo Pedroso (2009), o concreto é uma pedra artificial que se molda à inventividade construtiva do homem. Sendo que o mesmo foi capaz de desenvolver um material que, depois de endurecido, tem resistência similar às das rochas naturais e, quando no estado fresco, é composto plástico: possibilitando sua moldagem em formas e tamanhos os mais variados possíveis. Podendo ser destacado duas propriedades do concreto como um material construtivo, são elas: sua resistência à água, onde o concreto sofre menor deterioração quando exposto a água, o que torna maior sua utilização em estruturas de controle, armazenamento e transporte de água. E sua plasticidade, que possibilita obter formas construtivas inusitadas.

2.2.2 Aço CA 50

De acordo com NBR 7480 (ABNT 2007), o aço é uma liga metálica de carbono e ferro, apresentando um percentual de aproximadamente 0,03% a 2,00% de participação de carbono, lhe conferindo uma maior ductilidade, permitindo assim que o mesmo não rompa quando for dobrado para execução das armaduras. Lembrando que os fios e as barras de aço utilizados nas estruturas de concreto são classificados de acordo com o valor da resistência de escoamento. Podendo ser classificados como CA 25; CA 40; CA 50 ou CA 60. Diferentemente do concreto, o aço trabalha muito bem a resistência a compressão estrutural, mas por sua vez apresenta maior resistência a tração.

Podem ser classificados como barras os produtos que apresentam diâmetro nominal 6.3 mm ou superior, obtidos excepcionalmente por laminação a quente sem processo posterior de deformação mecânica. Classificam-se como fios aqueles de diâmetro nominal 10.0 mm ou inferior. De modo ao valor característico de escoamento, as barras de aço são classificadas por categorias. (NBR 7480, ABNT 2007).

2.3 CONCRETO ARMADO

Segundo Pinheiro (2007), é a associação do concreto simples com uma armadura, normalmente é utilizado barras de aço. Sendo que os dois materiais devem resistir solidariamente aos esforços solicitantes. Essa solidariedade é garantida pela aderência do material.

Desta forma, a associação do concreto com o aço traz para a estrutura maior resistência, atendendo tanto a compressão como a tração. Já que o concreto apresenta uma alta resistência a compressão, o que faz dele um material para ser empregado em elementos estruturais primeiramente submetidos à compressão, por exemplo os pilares, mas, por outro lado, apresenta fragilidade e baixa resistência à tração o que restringe seu uso isolado em elementos submetidos totalmente à tração. Para equilibrar essas limitações do concreto, emprega-se o uso do aço em conjunto com o concreto. (PINHEIRO, 2005).

Figura 2 - Edifício em Concreto Armado.



Fonte: Karoline Francisca, (2017).

O concreto armado alia as qualidades do concreto (baixo custo, durabilidade, boa resistência à compressão, ao fogo e à água) com as do aço (ductilidade e excelente resistência à tração e à compressão). Atendendo a outro aspecto positivo que é o envolvimento do

concreto ao aço protegendo-o contra corrosão e altas temperaturas, deste que apresente o cobrimento correto. Sendo que uma questão importante pode ser observada para a existência do concreto armado que é a necessidade de aderência entre o concreto e o aço, de modo em que ambos trabalhem solidariamente, em conjunto. Com a aderência, a deformação ϵ_s num ponto da superfície da barra de aço e a deformação ϵ_c do concreto neste mesmo ponto serão iguais, isto é $\epsilon_c = \epsilon_s$. (BASTOS, 2014).

Portanto, o concreto armado nada mais é que uma estrutura que apresenta armações de barras de aço em seu interior. Sendo que as mesmas são indispensáveis, pois servem para atender à deficiência do concreto em resistir a esforços de tração. Levando em consideração de que o concreto armado apresenta características consideráveis em relação a economia de construção, resistência a agressões químicas do ambiente, resistência a agressões físicas do ambiente e adaptabilidade a qualquer forma de construção. (FUSCO, 2012).

2.3.1 Resistência a Compressão

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), a resistência à compressão é obtida a partir de ensaios em cilindros moldados de acordo com a ABNT NBR 5738, onde os mesmos são realizados segundo a ABNT NBR 5739. Através de ensaios deve-se obter a evolução da resistência à compressão com o passar da idade do concreto.

2.3.2 Resistência a Tração

“A resistência à tração indireta $f_{ct,sp}$ e a resistência à tração na flexão $f_{ct,f}$ devem ser obtidas em ensaios realizados segundo a ABNT NBR 7222 e a ABNT NBR 12142”. (NBR 6118, ABNT, 2014).

A resistência à tração direta, f_{ct} , pode ser considerada igual a $0,9 f_{ct,sp}$ ou $0,7 f_{ct,f}$. Sendo que, na falta de ensaios, o valor característico pode ser estimado através das equações, seguindo parâmetros da NBR 6118 (2014).

$$f_{ctk, inf} = 0,7 f_{ct, m}$$

$$f_{ctk, sup} = 1,3 f_{ct, m}$$

Para concretos de classes até C50

$$f_{ct, m} = 0,3(f_{ck}^{\frac{2}{3}})$$

2.3.3 Agregados

Conforme Bastos (2014), os agregados podem ser classificados de acordo com a sua origem em naturais, artificiais, britados e reciclados. Onde os naturais são aquele proveniente da natureza, como o pedregulho. Os artificiais são aqueles que são expostos a algum processo industrial, já os britados são aqueles que passaram por britagem, como a pedra britada. Em relação à dimensão dos grãos, os agregados miúdos e graúdos são classificados da seguinte forma:

Agregado Miúdo – aquele cujos grãos passam pela peneira com abertura de malha de 4,75mm e ficam retidos na peneira com abertura de malha de 0,075mm;

Agregado Graúdo – aquele cujos grãos passam pela peneira com abertura de malha de 152mm e ficam retidos na peneira com abertura de malha de 4,75mm.

Figura 3 - Agregado Graúdo.



Fonte: Bastos (2014).

2.3.4 Módulo de Elasticidade

Um aspecto importante para um projeto de estrutura de concreto incide na relação entre as tensões e as deformações que a estrutura recebe. Podendo ser considerada linear, em determinados intervalos, em relação a tensões e deformações.

Através do ensaio NBR 8522 (ABNT, 2008), pode-se determinar o módulo de elasticidade. Sendo que a NBR 6118 (ABNT, 2014) utiliza como módulo de deformação tangente inicial cordal 30% f_c .

Portanto, a principal característica de um material no tocante a sua deformação (alongamento ou encurtamento) é quando este está sendo tracionado ou comprimido. Sendo assim, quanto maior o módulo de elasticidade de um material, menor será a sua capacidade de deformação. (BOTELHO, C. H. M. e MARCHETTI, O.).

2.4 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

Segundo Pinheiro (2007) esta é a etapa mais importante na execução de um projeto estrutural, consiste em aderir os elementos a serem utilizados e determinar suas posições, com intuito de formar um sistema estrutural eficiente, capaz de absorver os esforços procedentes das ações atuantes e transmiti-los ao solo de fundação.

“Esta primeira etapa consiste em definir os dados dos materiais a serem empregados, pré-dimensionar os elementos, bem como definir as ações que atuarão sobre a estrutura”. (KIMURA, 2007).

Neste primeiro momento é de fundamental importância uma percepção do que pode ser mais viável para atender todas as necessidades que a estrutura exige, sendo que a “sensibilidade estrutural” do profissional é extremamente útil, pois parte daí todas as diretrizes para o projeto estrutural. Todavia, é estabelecido um arranjo adequado, de modo que possa abranger todas as características de projetos e assegurar que o mesmo possa atender às finalidades para que fosse projetado. Atendendo simultaneamente, sempre que possível, aos aspectos de segurança, estabilidade e durabilidade.

2.5 AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA

“Causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas. Do ponto de vista prático, as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações. As ações impostas são por vezes designadas por ações indiretas e as forças, por ações diretas”. (NBR 8681, ABNT, 2014, p. 2).

Consistem nas reações que transmitem tensões, deformações que podem ocasionar danos à estrutura, reduzindo assim sua resistência. Podendo ser as ações horizontais, por exemplo, o vento, que muda sua intensidade de região para região e sempre levando em consideração a esbeltez da estrutura. E também as ações verticais, que consiste, basicamente, as cargas permanentes da estrutura. Podendo ser divididas de acordo com a sua variabilidade segundo a NBR 8681 (ABNT, 2004), que as classificam como ações permanentes, variáveis e excepcionais.

De acordo com Pinheiro (2003), o sistema estrutural de um edifício deve ser projetado de maneira capaz de resistir não apenas as ações verticais, mas também as ações horizontais que podem causar efeitos relevantes ao longo da vida útil da construção. Para Fusco (1981), de modo geral, exige a consideração da ação do vento nas estruturas em que esta ação possa produzir efeitos estáticos ou dinâmicos importantes. Essa possibilidade existe de modo significativo nas estruturas apertadas com nós deslocáveis.

2.5.1 Ações Verticais

As ações que exercem cargas verticais a estrutura pode ser considera ações diretas e/ou indiretas, que são o peso próprio da estrutura, peso de elementos construtivos, empuxos, fluência do concreto e até mesmo as deslocabilidades dos apoios.

Onde as ações verticais são construídas por peso próprio dos elementos estruturais; paredes e revestimento além de outras ações permanentes e ações variáveis decorrentes da utilização e outras ações específicas, como o peso de equipamentos (Pinheiro, 2003).

2.5.2 Ações Horizontais

Enquadra como ação horizontal a ação do vento e do empuxo em subsolos, onde não há presença de abalos sísmicos.

Conforme Pinheiro (2007), essas ações são absorvidas e dissipadas até a fundação que as transmitem ao solo. No caso do vento, o caminho tem início nas paredes onde atuam o vento. Onde essas ações são resistidas por elementos verticais de grande rigidez, que formam a estrutura de contraventamento. Os pilares que possuem menor rigidez possuem pouca contribuição na resistência lateral, sendo assim, não costumam ser levados em conta em relação à análise de estabilidade global da estrutura.

2.5.2.1 Ações Devidas ao Vento

Conforme prescreve a NBR 6123 (ABNT, 2013), onde a mesma quantifica a ação do vento em estruturas de edifícios. Onde a ação do vento sempre deveria ser considerada como uma solicitação dinâmica, porém por apresentar dificuldades no tipo de análise e devido a grande variabilidade na ação do vento, traz uma limitação para construções muito esbeltas, flexíveis e extensas.

Podendo ser considerado as forças devidas ao vento agindo perpendicular a cada uma das fachadas ou as excentricidades causadas por vento agindo obliquamente devido efeitos de

vizinhança. Sendo que este efeito da vizinhança são levados em consideração somente até a altura do topo das edificações em estudo, ou igual a seis vezes ao menor lado da edificação.

2.5.3 Ações Permanentes

São ações que permanecem na estrutura desde a sua concepção e que o acompanha para sempre.

“Ações que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção.” (NBR 8681, ABNT 2004).

2.5.4 Ações Variáveis

A NBR 8681 (ABNT, 2004) relata que as ações sobrevivem com valores que apresentam variação significativa, durante a vida da construção. E Kimura (2007), diz que são as que atuam somente durante um período da vida do edifício.

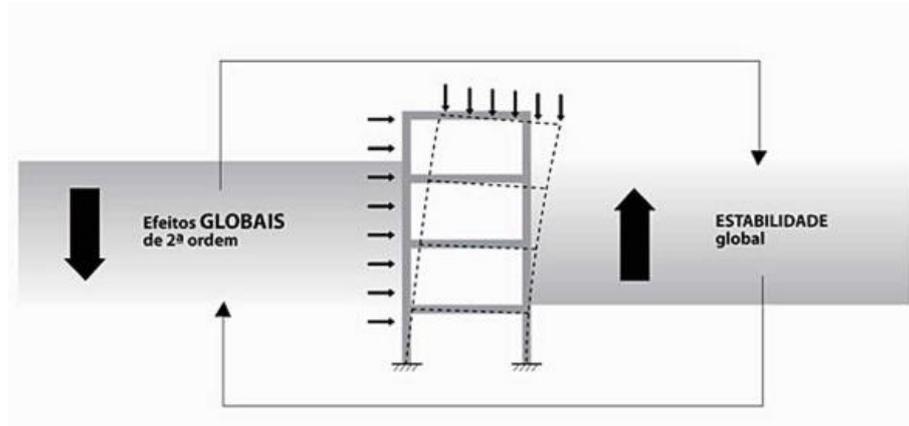
2.5.5 Ações Excepcionais

“Ações excepcionais são as que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas”. (NBR 8681, ABNT 2004).

2.6 ESTABILIDADE GLOBAL

É de suma importância que o projetista de estrutura garanta a segurança nos projetos estruturais, observando se o mesmo é viável. Quando se falando de estabilidade global, trata-se da estrutura como um todo. Desta forma, Kimura (2007) estabelece que a estabilidade global de uma estrutura é inversamente proporcional à sensibilidade perante os efeitos de segunda ordem, ou seja, quanto mais essa estrutura apresentar-se estável, menor será os efeitos de segunda ordem.

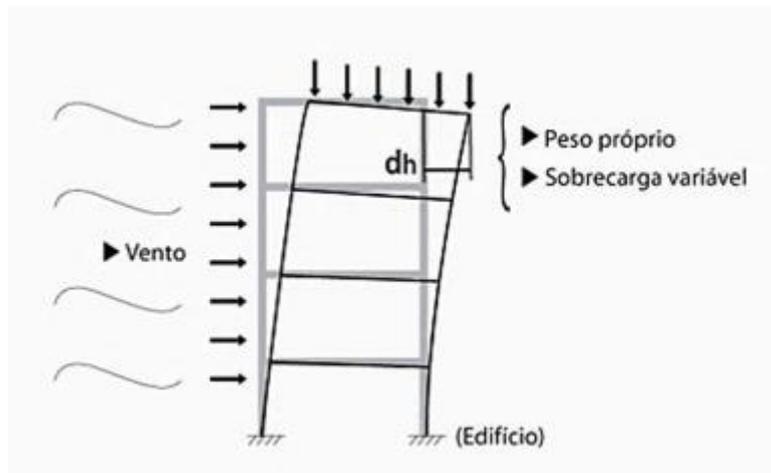
Figura 4 - Verificação de Estabilidade Global



Fonte: Kimura (2007).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) relata que, uma estrutura pode ser considerada segura a partir do momento que são confirmadas as presunções de cálculo, seguindo toda a normativa que rege um projeto de estrutura de concreto armado. Sendo assim, deve-se haver uma precaução com as especificações dos materiais e a escolha de técnicas construtivas que sejam coerentes com a localidade onde a obra estará inserida.

Figura 5 - Efeitos Globais de Segunda Ordem.



Fonte: Kimura (2007).

2.7 ANÁLISE ESTRUTURAL

No que tange a análise estrutural deve-se atender a todas as ações que possam de alguma maneira produzir efeitos significativos para a estabilidade da estrutura, sempre considerando os estados limites último e de serviço.

Segundo a NBR 6118 (ABNT 2014), a análise estrutural visa estabelecer os efeitos das ações que ocorrem em uma estrutura, tendo como finalidade a verificação dos estados limites últimos e de serviço. Permitindo estabelecer as repartições dos esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos, ocorrendo em uma parte ou em toda a estrutura.

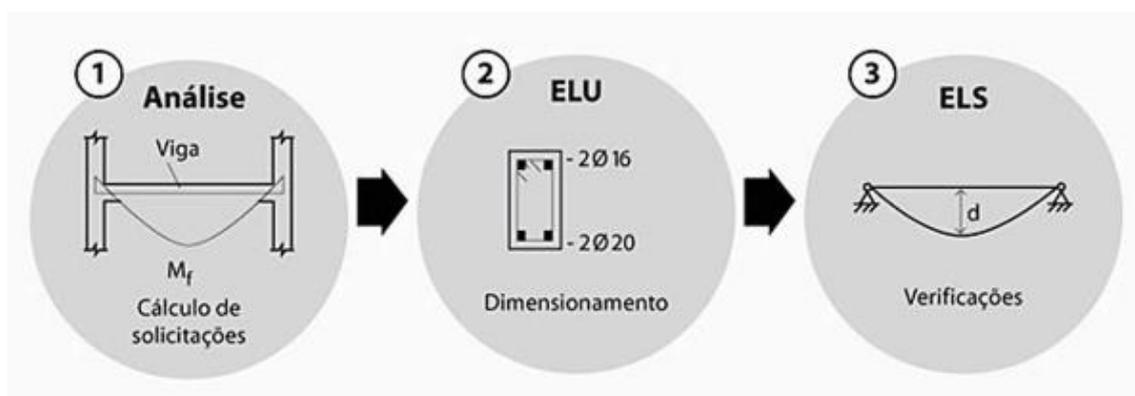
A análise estrutural consiste na obtenção e avaliação da resposta da estrutura perante as ações que lhe foram aplicadas. Em outras palavras, significa calcular e analisar os deslocamentos e os esforços solicitantes nos pilares, nas vigas e nas lajes que compõem o edifício. Trata-se, com toda a certeza, da etapa mais importante de todo o processo de elaboração de um projeto estrutural, pois são com seus resultados que o dimensionamento e detalhamento dos elementos são realizados, bem como o comportamento em serviço do edifício avaliado. (KIMURA, 2007, p. 111).

Desta forma, é de suma importância atestar sobre a segurança em relação ao estados limites últimos e de serviço, evitando assim que a estrutura entre em colapso ou apresente fissuras, buscando sempre atender igualmente aos dois estados limites.

De acordo com Kimura (2007), os estados limites são utilizados da seguinte maneira:

- Efetua-se a análise estrutural para o cálculo das solicitações (ou esforços).
- Dimensionam-se as armaduras nos elementos de modo a atender a segurança no estado limite último (ELU).
- Verificam-se cada um dos estados limites de serviço (ELS).

Figura 6 - Utilização dos estados limites.



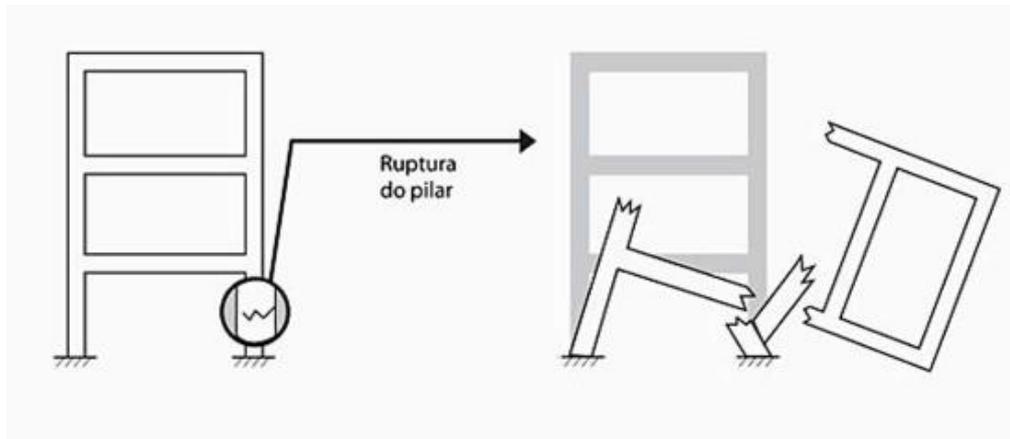
Fonte: Kimura (2007).

É extremamente importante uma análise estrutural, levando em consideração os efeitos não-lineares da geometria da estrutura. Desta forma, pode se dizer que o objetivo maior de uma análise estrutural em um edifício de múltiplos pavimentos, independentemente do método utilizado, está na tentativa de encontrar modelos que possam representar de forma mais precisa o comportamento das estruturas. (MONCAYO, 2011)

2.7.1 Estado Limite Último

“Estado limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura” (NBR 6118, ABNT 2014).

Figura 7 - Estado Limite Último (ELU).



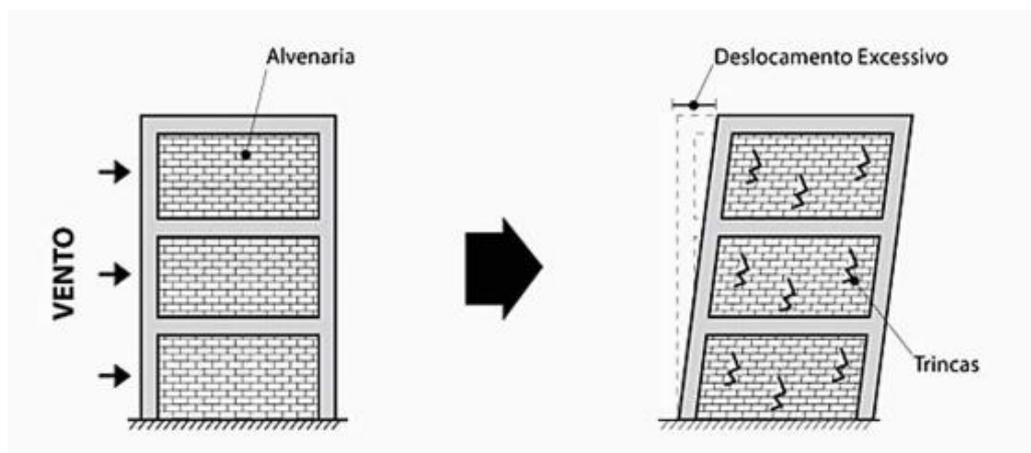
Fonte: Kimura (2007).

Tendo em vista as dificuldades de caracterização do esgotamento da capacidade resistente das peças submetidas a solicitações normais, considera-se um estado limite último convencional. (FUSCO, 1981).

2.7.2 Estado Limite de Serviço

Segundo Kimura (2007), um estado limite de serviço é alcançado quando o edifício deixa de ter o seu uso pleno e adequado em função do mau comportamento da estrutura, que não seja a ruína da mesma propriamente dita.

Figura 8 - Estado Limite de Serviço.



Fonte: Kimura, (2007).

2.7.3 Sistema de Contraventamento

A NBR 6118 (ABNT, 2014), diz que, por conveniência de análise, é possível identificar, dentro da estrutura, subestruturas que devido a sua rigidez a ações horizontais, resistem a maior parte dos esforços decorrentes dessas ações. Sendo assim, essas subestruturas são denominadas como subestruturas de contraventamento.

Nos edifícios correntes não é recomendável que todos os pilares participem do sistema estrutural que se admite como responsável pela estabilidade global da estrutura e pela resistência às ações horizontais atuantes. (FUSCO, 1981).

Tem por finalidade a redução ou o impedimento dos deslocamentos horizontais, sendo utilizados principalmente para fornecer a estrutura estabilidade no que consiste a ação do vento. Devendo ser utilizados tanto para edifícios de pequeno porte, caso os mesmos estejam sofrendo com as ações do vento ou apresentarem grande esbeltez, sendo que para edifícios de grande porte os sistemas de contraventamento devem ser considerados primordiais devido aos deslocamentos horizontais em que a estrutura vai estar exposta ao longo de sua vida útil.

De acordo com Fusco (1981), seriam considerados elementos de contraventamento os pilares de grandes dimensões, as paredes estruturais e os pórticos ou treliças de grande rigidez. A compatibilização dos deslocamentos de todos esses elementos seria realizada pelas lajes dos pavimentos, que se transformariam em elementos de importância fundamental para o trabalho conjunto da estrutura.

Contudo, são subestruturas com a finalidade de absorver determinados tipos de forças, geralmente horizontais, ocasionando a diminuição dos deslocamentos da estrutura principal à qual estão ligados. Se tratando de edifícios, o contraventamento tem a função de aumentar sua rigidez lateral, garantindo assim a segurança da construção. (BASTOS, 2014).

2.7.4 Deslocamentos Horizontais

As verificações nos esforços solicitantes é muito importante, mas também é de grande importância a verificação dos deslocamentos provocados pelas ações.

Kimura ressalta que a verificação dos deslocamentos horizontais em um edifício de concreto, consiste basicamente em checar, sob o ponto de vista global, os movimentos laterais da estrutura provocados tanto por uma ação horizontal, por exemplo, o vento, como por uma ação vertical, que seria o caso de um edifício que possuísse um balanço em um dos lados.

O efeito do vento apresenta a combinação frequente de $\psi = 0,3$ provocando um deslocamento máximo igual a $H/1700$, onde H é a altura total da edificação. (NBR 6118 ABNT, 2014).

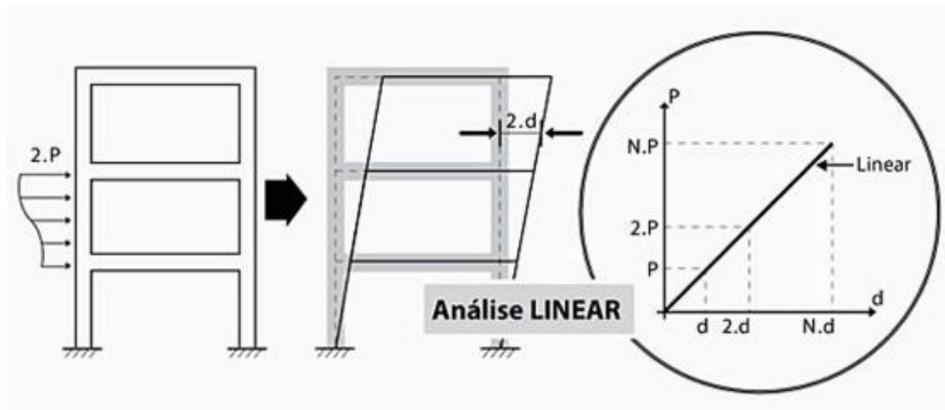
2.7.5 Análise Linear e Não Linear

A NBR 6118 (ABNT, 2014) refere-se que a análise linear permite um comportamento elástico-linear para os materiais.

Os resultados de uma análise linear são usualmente empregados para as verificações de estados limites de serviço. É possível estender os resultados para verificações de estado limite último, mesmo com tensões elevadas, desde que se garanta a ductilidade dos elementos estruturais. (NBR 6118, ABNT, 2014, p. 76).

De tal forma que a partir do momento que a estrutura é disposta a uma carga, a mesma responderá com uma deslocabilidade proporcional à carga empregada. De tal maneira que a análise linear apresenta-se como uma reta, onde seu deslocamento cresce a partir do carregamento empregado.

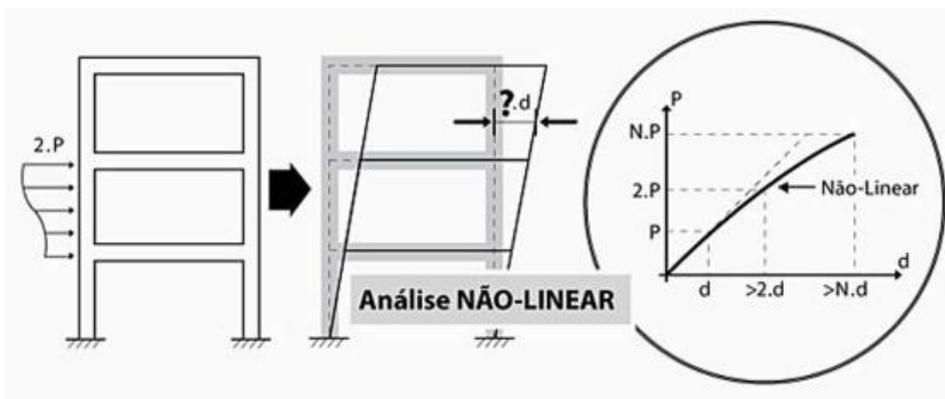
Figura 9 - Análise Linear.



Fonte: Kimura (2007).

Atentando-se a análise não linear é possível ressaltar que de acordo com Kimura (2007), a mesma consiste em um cálculo no qual a estrutura responde, em deslocamentos, esforços ou em tensões, possuindo um comportamento não-linear, sendo assim, desproporcional à medida em que o carregamento é aplicado.

Figura 10 - Análise Não Linear.



Fonte: Kimura (2007).

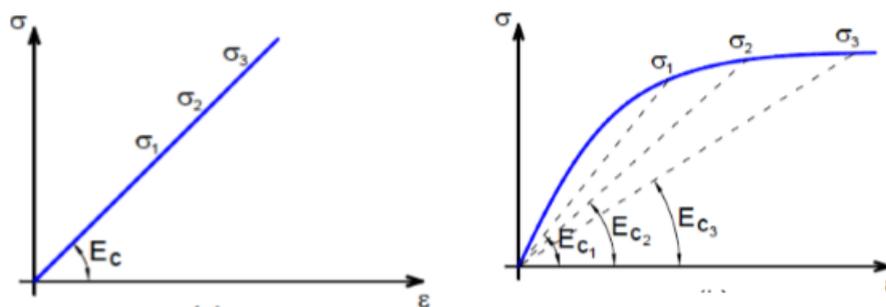
De acordo com NBR 6118 (ABNT, 2014), esta análise não linear consiste no comportamento não-linear dos materiais, onde toda a geometria da estrutura, e toda sua armadura, precisam ser conhecidas para que a análise não-linear possa ser efetuada, já que a resposta da estrutura se dará dependendo de como a mesma foi armada.

2.7.5.1 Não-Linearidade Física

É possível afirmar que a não linearidade física esta relacionada ao comportamento do material que foi empregado na estrutura. Sendo que, no caso de edifício de concreto armado, as características dos materiais envolvidos se alteram à medida que o carregamento é aplicado na estrutura, causando assim uma resposta não-linear na mesma. Portanto, este comportamento do material concreto armado (concreto e aço) fica bastante claro a partir do momento que há a análise de qualquer diagrama de tensão e deformação idealizado para o concreto, já que o mesmo não é linear. Além do comportamento não-linear dos materiais concreto e aço, há um outro fator importante que é a fissuração, onde a presença da mesma é um dos fatores que geram a não-linearidade física em uma estrutura de concreto armado (KIMURA 2007).

Conforme Neto (2013), a figura 11 – (a), apresenta que para qualquer intensidade de tensão, o concreto responde da mesma forma, ou seja, o módulo de elasticidade é constante. Na figura 11 – (b), para as mesmas tensões o concreto não apresenta as mesmas respostas, encontrando-se módulos de elasticidade distintos.

Figura 11 - Diagrama de Tensão – Deformação do Concreto.

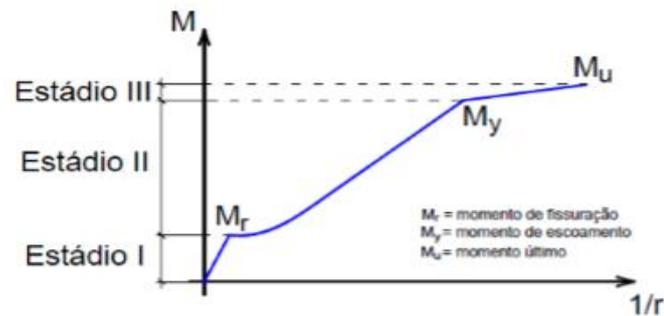


Fonte – Moncayo (2011).

Como já dito anteriormente, quando trata-se de não-linearidade física esta sendo levado em conta o comportamento dos materiais, os efeitos de fluência e fissuração, e do esgotamento da armadura, tudo isso gerando ao concreto armado um comportamento não-linear. A partir do momento em que as cargas são geradas e formada as tensões o concreto armado tem sua resposta gerando uma deformação não linear.

Sendo que Neto (2013), ainda ressalta que no âmbito do cálculo estrutural, a análise dos resultados parte a partir dos momentos fletores, e não das tensões. Desta maneira, utiliza-se o diagrama de momento-curvatura como consta na figura 12.

Figura 12 - Diagrama Momento-Curvatura.



Fonte – Neto (2013).

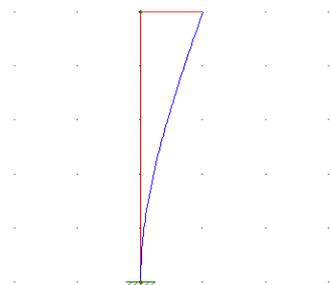
Apresenta-se uma enorme vantagem a utilização momento-curvatura, pois analogamente ao diagrama tensão-deformação, em que se pode obter o módulo de elasticidade, no diagrama momento-curvatura encontra-se diretamente a rigidez EI , que é de grande relevância para a análise estrutural. (KIMURA, 2007).

2.7.5.2 Não Linearidade Geométrica

A priori parte do conceito de que a não-linearidade geométrica independe das características dos materiais, mas sim da geometria da peça a partir do momento em que o mesmo recebe carregamento. Segundo Neto (2013), a mesma será causada pela deformação de elementos estruturais. Já que partindo do pressuposto de que a estrutura muda de posição no espaço de acordo com sua deformação.

Para melhor compreender esta análise nos atentamos a Figura 12 deste trabalho, onde uma barra vertical esta engastada na base e com o topo livre, sendo submetida a uma ação horizontal no alto, causando assim uma mudança no que diz respeito a sua posição inicial indo para a posição de linha azul. Desta forma, ao analisar o equilíbrio na posição da deformada é que surgem os efeitos da não-linearidade geométrica.

Figura 13 - Barra Vertical com Mudança de Posição no Espaço.



Fonte: Neto, 2013 .

2.7.5.3 Análise de Segunda Ordem

A avaliação da estabilidade global em edifícios pode ser concretizada de acordo com o cálculo dos parâmetros de estabilidade, onde muito deles além de avaliar a estabilidade, podem também estimar os efeitos de segunda ordem. (MONCAYO, 2011). A NBR 6118 (ABNT, 2014) retrata que os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados sempre que não apresentarem acréscimo superior a 10% nas reações e nas solicitações relevantes da estrutura.

É importante ressaltar que para os efeitos de cálculo, as estruturas devem ser consideradas possuindo nós fixos ou nós móveis. Sendo que ao ser considerado de nós fixos desconsideram todos os efeitos globais de segunda ordem, apresentando deslocamentos horizontais muito pequenos. E os nós móveis consideram todos os efeitos globais de segunda ordem, pois seus deslocamentos horizontais são significativos.

Atribuindo um estudo de equilíbrio de uma estrutura na sua posição deformada, para realização de um estudo da estabilidade global e o cálculo dos esforços para o dimensionamento de pilares é fundamental considerar os efeitos de segunda ordem, sabendo que o mesmo gera uma resposta não-linear a estrutura. Para o cálculo na posição de deformada causa um acréscimo de esforços, deslocamentos e reações. Evidenciando que os efeitos de segunda ordem são efeitos adicionais à estrutura, gerados a partir de sua deformação. Eles são responsáveis por provocar um comportamento de não-linearidade geométrica. (KIMURA, 2007).

2.7.6 Coeficiente Gama Z (γ_z)

Parte do pressuposto de que é uma ferramenta capaz de “medir” o grau de estabilidade global que a estrutura apresenta. Podendo ser avaliado em uma estrutura a partir de quatro pavimentos, podendo ser avaliado a partir de verificações de análises de primeira ordem.

Todavia, deve-se seguir um parâmetro muito criterioso, pois é a partir do resultado do coeficiente que será capaz de verificar o quão estável esta a estrutura. Apresentando uma forma ágil e eficaz para determinar a estabilidade global de uma estrutura em concreto armado.

Edifícios de concreto armado com valores de γ_z superiores a 1,3 possuem um grau de instabilidade elevado. O ideal é projetar estruturas com um γ_z inferior ou igual a 1,2. (KIMURA, 2007 pág 560).

Tabela 1 - Parâmetros de coeficiente γ_z .

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

Fonte – Kimura (2007).

Contudo, a NBR 6118 (ABNT, 2014), traz que o coeficiente γ_z de avaliação dá relevância aos esforços de segunda ordem globais é válido para estruturas reticuladas de no mínimo 4 andares. Podendo ser determinado a partir de uma análise linear de primeira ordem, para cada caso de carregamento, adotando-se os valores de rigidez estabelecidos na norma.

Segundo Vasconcelos (2000), o coeficiente γ_z é um processo simplificado de avaliação da estabilidade global e dos efeitos de segunda ordem mediante multiplicação dos momentos gerados a partir da análise de primeira ordem por um coeficiente γ_z .

Para haver a determinação do coeficiente γ_z deve-se levar em consideração o seu momento de tombamento, onde enquadra a soma dos momentos de todas as forças horizontais oriundas da combinação que foi considerada, em relação à base da estrutura. E a soma dos produtos de todas as forças verticais que atuam sobre a estrutura, combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos a partir da análise de 1ª ordem. (NBR 6118, ABNT 2014).

2.8 DIMENSIONAMENTO DAS PEÇAS

Para o dimensionamento de pilares é indispensável a análise de sua estabilidade, e a consideração, além das solicitações iniciais devidas às cargas aplicadas à estrutura e das solicitações devidas às excentricidades acidentais, também dos momentos decorrentes dos

deslocamentos sofridos pela estrutura por ação desse carregamento, ocasionando efeitos de 2ª ordem (SCADELAI, 2004).

2.8.1 Pilares

Com intuito de proporcionar um desempenho adequado e excelentes condições para execução, a NBR 6118 (ABNT, 2014), estabelece que a seção transversal dos pilares, independentemente da sua forma geométrica, não deve apresentar dimensão maior que 19 cm. Sabendo que, para cálculo de dimensionamento de pilares é necessário o uso de um coeficiente adicional γ_n , onde o mesmo correlaciona o seu parâmetro com a menor dimensão da seção transversal. Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 14cm, desde que se multipliquem os esforços solicitantes de cálculo. De acordo com a Tabela 2, em qualquer caso, não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360 cm².

Tabela 2 - Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede.

b (cm)	>19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25
<p>Onde,</p> $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b;$ <p>b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm).</p>						

Fonte: Pinheiro, 2005.

A NBR 6118 (ABNT, 2014), estabelece um comprimento equivalente (ℓ_e) para pilares comprimidos, supostamente vinculado em ambas as extremidades, devendo obedecer o menor dos seguintes valores:

$$\ell_e = \ell_0 + h$$

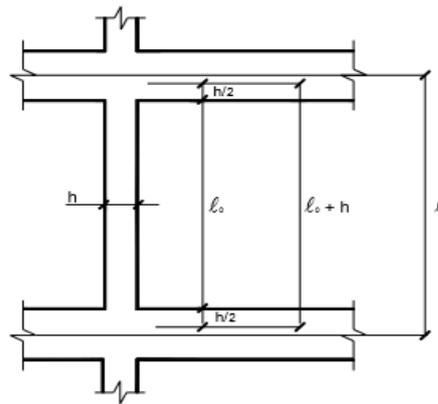
$$\ell_e = \ell$$

ℓ_0 : é a distância entre faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar.

h : é a altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura em estudo;

ℓ : é a distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado.

Figura 14 - Distância ℓ_0 e ℓ .

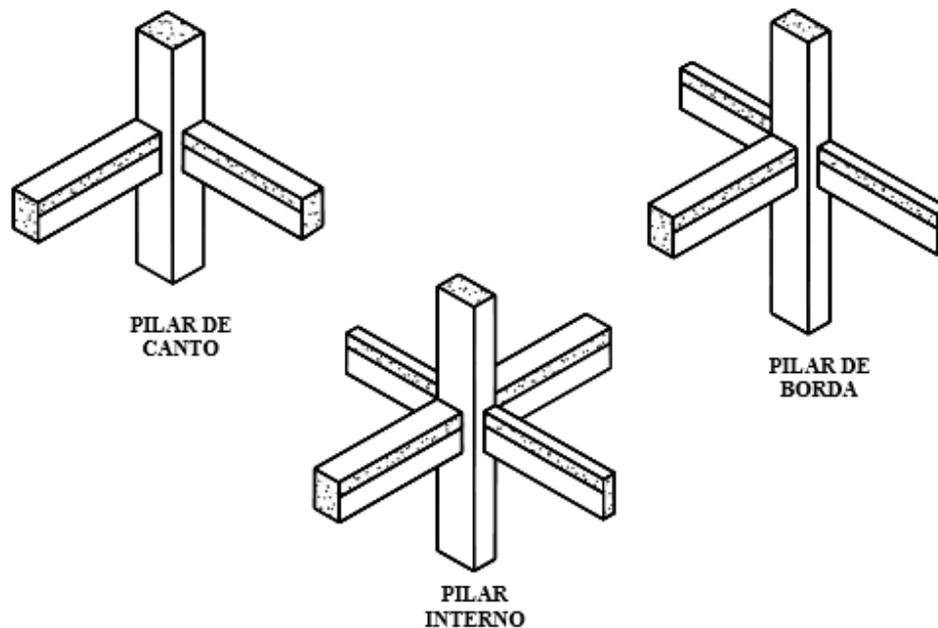


Fonte – Pinheiro (2005).

Pinheiro, (2005) os pilares podem ser classificados de acordo com a solicitação inicial e a esbeltez. Sendo representados de acordo com a Figura 14 os seguintes modelos estruturais para pilares. Sendo que, índice de esbeltez dos pilares é definido pela relação:

$$\lambda = \frac{\ell e}{i}$$

Figura 15 - Classificação quanto às solicitações iniciais.



Fonte – Pinheiro, (2005).

Onde são considerados internos os pilares que apresentam compressão simples, ou seja, em que as excentricidades iniciais podem ser desconsideradas. Nos pilares de borda, as solicitações iniciais correspondem a flexão composta normal, ou seja, admite-se excentricidade inicial em uma das direções. Para as seções retangulares ou quadradas, a

excentricidade inicial é perpendicular à borda. De modo que para pilares de canto são submetidos à flexão oblíqua, onde as excentricidades iniciais ocorrem nas direções das bordas. (PINHEIRO, 2005).

Para estabelecer os parâmetros de acordo com o índice de esbeltez (λ), os pilares podem ser classificados em:

- pilares robustos ou pouco esbeltos $\rightarrow \lambda \leq \lambda_1$
- pilares de esbeltez média $\rightarrow \lambda_1 < \lambda \leq 90$
- pilares esbeltos ou muito esbeltos $\rightarrow 90 < \lambda \leq 140$
- pilares excessivamente esbeltos $\rightarrow 140 < \lambda \leq 200$

A NBR 6118 (ABNT, 2014), não admite, em nenhum caso, pilares com λ superior a 200.

Segundo Fusco (1981), os pilares são divididos em duas categorias, os pilares contraventados e pilares (elementos) de contraventamento. Desta forma, para a realização de dimensionamento de pilares seguirá as condições da NBR 6118 (ABNT, 2014).

2.8.2 Fundação

As fundações, como qualquer outra parte de uma estrutura, devem ser projetadas e executadas para garantir, sob a ação das cargas em serviço, as condições mínimas de segurança, funcionalidade e durabilidade. (ALONSO, 1998).

Para melhor compor as análises dos esforços solicitantes no solo, a NBR 6122 (ABNT, 2010), ressalta que os esforços existentes nas fundações são gerados a partir das cargas especificadas do projeto e o peso próprio de todos os elementos estruturais. Toda a movimentação de terra na fase de execução da obra, como aterro, reaterro e escavações possuem variações de tensões e distintos carregamentos que devem ser levados em conta na obtenção dos esforços. Deve-se considerar a sensibilidade da estrutura às deformações das fundações. Já que a mesma é sensível a recalques e devem ser considerado a interação entre solo-estrutura.

O dimensionamento estrutural deve atender à NBR 6118 (ABNT, 2014). De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010), as sapatas devem ser calculadas considerando-se diagramas de tensão na base. Podendo ser subdividida em:

Fundação Superficial: composta basicamente por sapatas e radiers, onde são executadas quando o solo apresenta uma resistência elevada. Sendo que, as cargas serão transmitidas predominantemente pela base.

Fundação Profunda: composta por estacas ou tubulões, são utilizadas quando não há viabilidade econômica para o emprego de fundações diretas. Onde em fundações profundas as cargas podem ser transmitida predominantemente pela base ou por atrito lateral, ou por ambos.

2.9 SOFTWARE UTILIZADO

Conforme a AltoQi *Eberick* é um *software* para realização de projetos estruturais em concreto armado moldado in-loco e para concreto pré-moldado que conglomeram as etapas de lançamento, análise estrutural, dimensionamento e o detalhamento final dos elementos. Apresentando sistema gráfico importante de entrada de dados, adjunto à análise da estrutura em um modelo de pórtico espacial, e a vários recursos de dimensionamento e detalhamento dos elementos, tudo de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), possuindo ainda uma visualização tridimensional da estrutura. O *Eberick* é um programa com diversos recursos que proporcionam alta produtividade na execução dos projetos e no auxílio de diferentes soluções para um mesmo projeto.

2.10 ESTUDOS SOBRE O TEMA

O estudo em questão é de grande relevância para o âmbito da construção civil, partindo do pressuposto de que cada vez mais teremos estruturas que desafiarão os projetistas estruturais em suas habilidades rotineiras, buscando sempre o auxílio de *softwares* capazes de direcionar os cálculos e trazendo uma agilidade ao processo. Levando em consideração que parte do projetista a análise crítica dos resultados obtidos.

De acordo com Moncayo (2011), que realizou um estudo sobre análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado apresentando-o simetria em todos os aspectos, foi possível destacar na relação da estabilidade global coeficientes aproximados, indicando assim que a edificação apresentada era de nós móveis para todas as direções. Para a análise de segunda ordem global, obteve resultados relativos a majoração dos esforços de primeira ordem. Considerando uma rigidez alternativa de 0,7 EI para levar em conta a não linearidade física, a edificação apresentou-se mais rígida, havendo a redução dos parâmetros de estabilidade.

Neto, Carvalho e Mendes (2013) realizaram um trabalho sobre a estabilidade nos edifícios de múltiplos pavimentos a adoção de núcleos rígidos, realizando uma análise para dois modelos distintos, onde chegaram a conclusão de que os dois modelos apresentavam nós móveis, sendo eu para determinada conclusão so foi possível a partir do resultado do coeficiente νz . A partir do posicionamento dos pórticos de contraventamento gera diferentes resultados para as direções “x” e “y”, sendo que o primeiro modelo apresenta um menor coeficiente na direção y.

Ainda no mesmo trabalho de Neto, Carvalho e Mendes (2013) para escolher determinado sistema de contraventamento deve-se seguir diretrizes que melhor de adaptam ao projeto como um todo. Sendo que é necessário uma análise nos estados limites.

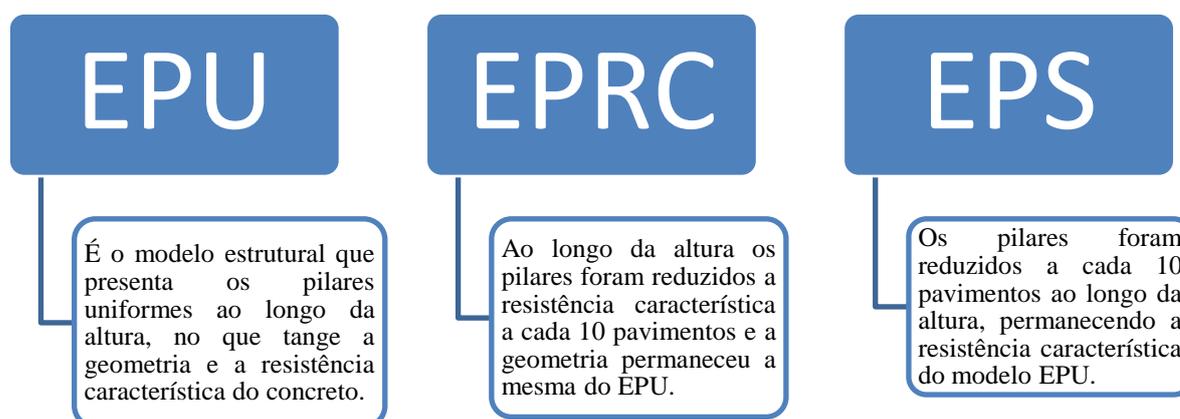
Para o presente trabalho, foi realizado um estudo não somente dos possíveis sistemas de contraventamento estrutural, mas também, de como melhor emprega-los. Levando em consideração de será realizado uma análise com relação as pilares presentes na estrutura em estudo. De acordo com Carneiro e Martins (2008), a identificação dos vários tipos de contraventamento, devem atender a concepção arquitetônica de edifícios altos contemplando-se as soluções adequadas lançando-as no subsistemas de contraventamento, Os pilares, à medida que se aumenta a altura das edificações, ganham secção pelo esforço normal e também pelo papel desempenhado na estabilidade às solicitações horizontais - fator extremamente relevante para a concepção arquitetônica das edificações elevadas. O prévio conhecimento da importância do subsistema vertical e das possibilidades já consagradas permite grande compatibilidade, então, entre o projeto arquitetônico e o projeto estrutural.

3 METODOLOGIA

O presente trabalho teve por objetivo avaliar o comportamento estrutural de um edifício de trinta pavimentos em concreto armado de acordo com a Figura 16, com o auxílio do *software* AltoQI Eberick V8 analisando a sua estabilidade global, os esforços atuantes na fundação e os indicativos de custos dos materiais (concreto, aço e forma). Consistindo em uma pesquisa com aplicação prática em um estudo de caso qualitativo explicativo adotando um projeto arquitetônico somente para fins acadêmicos.

O estudo ocorreu de três formas distintas assim como é mostrado no na Figura 16, onde o primeiro modelo que foi dimensionado apresenta uniformidade na geometria e na resistência característica do concreto dos pilares ao logo da altura, o segundo modelo apresenta geometria dos pilares iguais ao primeiro modelo e a resistência característica foi alterada ao longo da altura e o terceiro modelo apresentou duas reduções de rigidez ao longo da altura nos pilares e resistência característica do concreto uniforme ao longo da altura. A partir de todas as análises foi identificado àquele modelo que melhor representa um projeto estrutural que atenda toda ou parcialmente as necessidades no que diz respeito à estabilidade global da estrutura. Sendo que os mesmos modelos foram avaliados somente no que diz respeito aos pilares.

Figura 16 – Fluxograma dos modelos estruturais.



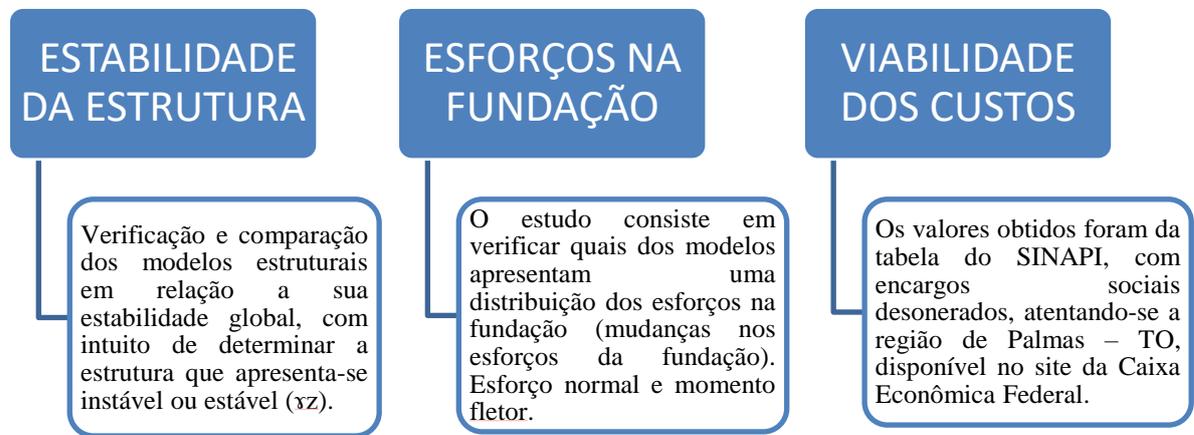
Fonte: Autor, 2017.

Os modelos estruturais que foram dimensionados levaram em conta todo o estudo no que consiste a comportamento estrutural dos pilares. Onde constituiu inicialmente adotando um pré-dimensionamento de acordo com Bacarji (1993) que através da área de influência houve a determinação de suas áreas de seção transversal.

3.1 PROJETO ARQUITETÔNICO EM ESTUDO

O projeto arquitetônico em estudo consistiu em um edifício residencial de trinta pavimentos, apresentando-se quatro apartamentos por andar, sendo que o mesmo contém 28 pavimentos tipo, térreo e cobertura. Cada pavimento possui aproximadamente 325m². Logo abaixo segue a planta baixa do projeto adotado para o desenvolvimento do estudo em vigor elaborado pelo autor com fins acadêmico, com intuito de proporcionar uma análise significativa no que diz respeito a comportamento global presente nas estruturas.

Figura 17 – Fluxograma



Fonte: Autor, 2017.

Figura 18 - Projeto arquitetônico.

Fonte: Autor, 2017.

3.2 MODELO ESTRUTURAL A SER ESTUDADO

3.2.1 Estrutura uniforme

A estrutura em que foi dimensionada apresentou uma resistência característica do concreto de 30 MPa ao longo de toda a sua altura e seção dos pilares constantes em todo o eixo da estrutura. Seção essas que foram definidas para melhor atender os esforços solicitantes.

3.2.2 Estrutura apresentando variação do f_{ck} do concreto

Este modelo consistiu em mudanças na resistência característica do concreto ao longo da altura, tendo por objetivo compreender o comportamento estrutural e de estabilidade. Permanecendo a mesma seção dos pilares apresentada no primeiro modelo.

Para a variação da resistência característica do concreto (f_{ck}) dos pilares ao longo da edificação, foi considerado como hipótese básica de projeto a variação da resistência a partir do 9º pavimento e outra mudança no 19º pavimento, reduzindo no trecho da variação a resistência do concreto de 50 MPa para 40 MPa e a outra redução de 40 MPa para 30 MPa consecutivamente conforme a Tabela 3.

Tabela 3 - Mudança da resistência característica do concreto dos pilares.

SEGUNDO MODELO ESTRUTURAL			
PAVIMENTOS	RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO (MPa)	PAVIMENTOS	RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO (MPa)
TÉRREO	50	15º ANDAR	40
1º ANDAR	50	16º ANDAR	40
2º ANDAR	50	17º ANDAR	40
3º ANDAR	50	18º ANDAR	40
4º ANDAR	50	19º ANDAR	40
5º ANDAR	50	20º ANDAR	30
6º ANDAR	50	21º ANDAR	30
7º ANDAR	50	22º ANDAR	30
8º ANDAR	50	23º ANDAR	30
9º ANDAR	50	24º ANDAR	30
10º ANDAR	40	25º ANDAR	30
11º ANDAR	40	26º ANDAR	30
12º ANDAR	40	27º ANDAR	30
13º ANDAR	40	28º ANDAR	30
14º ANDAR	40	COBERTURA	30

Fonte: Autor, 2017.

3.2.3 Estrutura com alteração da seção ao longo da altura

O estudo foi realizado para o mesmo edifício de trinta pavimentos já apresentado anteriormente, só que neste modelo consistiu em mudanças nas seções dos pilares ao longo da altura para modo de melhor compreender o comportamento estrutural e de estabilidade.

Para a consideração da redução da seção dos pilares ao longo da estrutura, foram adotados como critério de projeto duas reduções de seções a partir do 9ª pavimento e outra a partir do 19ª pavimento conforme a Tabela 4. Os critérios para definição da seção do pilar foram baseados na leitura dos diagramas de esforços normais e com os resultados dos esforços, foi realizado um pré-dimensionamento do pilar. O pré-dimensionamento dos pilares foi considerado à compressão centrada ou excêntrica e resistência característica do concreto igual 30 MPa para todos os lances do pilares.

Tabela 4 - Mudança geometria dos pilares.

PILAR	TÉRREO - 9º PAV	10º PAV - 19º PAV	20º PAV - COBERTURA	PILAR	TÉRREO - 9º PAV	10º PAV - 19º PAV	20º PAV - COBERTURA
P1	30x140	30x135	30x130	P18	30x140	30x138	30x131
P2	30x90	30x88	30x86	P19	30x90	30x88	30x86
P3	30x140	30x135	30x130	P20	25x70	30x68	30x66
P4	30x140	30x135	30x130	P21	25x70	30x68	30x66
P5	30x90	30x88	30x86	P22	30x90	30x88	30x86
P6	30x140	30x135	30x130	P23	30x135	30x133	30x131
P7	30x90	30x85	30x80	P24	30x135	30x133	30x131
P8	30x90	30x85	30x80	P25	30x90	30x85	30x80
P9	30x135	30x133	30x131	P26	25x70	25x68	25x66
P10	25x220	25x220	25x220	P27	25x70	25x68	25x66
P11	25x220	25x220	25x220	P28	30x90	30x85	30x80
P12	30x135	30x133	30x131	P29	30x140	30x135	30x130
P13	30x90	30x88	30x86	P30	30x100	30x95	30x90
P14	30x90	30x88	30x86	P31	30x100	30x95	30x90
P15	30x140	30x138	30x136	P32	30x140	30x135	30x130
P16	30x135	30x133	30x131	P33	30x90	30x88	30x86
P17	30x135	30x133	30x131	P34	30x90	30x88	30x86

Fonte: Autor, 2017.

3.3 PARÂMETROS DOS MATERIAIS

Para elaboração do projeto em estudo com o auxílio de um *software* computacional AltoQi Eberick V8, foram adotados alguns parâmetros para determinação de cálculo.

- O cobrimento das peças de concreto 3 cm e para lajes 2,5 cm.
- Armaduras CA50
- Agregado Brita 1 – diâmetro 19 mm
- Resistência do concreto para efeito de cálculo estrutural igual a 30 MPa, havendo mudança apenas para os pilares.
- A classe de agressividade adotada II (moderada), por não existir umidade constante e o risco de deterioração da estrutura é pequena.

Figura 19 - Configurações iniciais de materiais e durabilidade da estrutura.

Elementos	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	Bitolas...
Vigas	C-30	3 cm	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-30	3 cm	3 cm	Bitolas...
Lajes	C-30	2,5 cm		Bitolas...
Reservatórios	C-30	3 cm		Bitolas...
Blocos	C-30	3 cm		Bitolas...
Sapatas	C-30	3 cm		Bitolas...
Tubulões	C-20	3 cm		Bitolas...
Muros	C-25	3 cm		Bitolas...
Radier	C-25	3 cm		Bitolas...

Fonte: Eberick V 8, 2013.

3.3.1 Elementos estruturais

Compreende o lançamento no *software* dos elementos estruturais para os três modelos estruturais que foram comparados, sendo que inicialmente foi adotada uma estrutura uniforme. Posteriormente seguiu com um modelo onde possui conter alteração na geometria dos pilares. E por fim um terceiro modelo, que consistiu na alteração ao longo da altura na resistência característica do concreto nos pilares.

3.3.1.1 Pré-dimensionamento dos pilares

Os pilares devem estar distantes preferencialmente entre seus eixos de 4,0 m a 6,0 m, já que ao apresentar distâncias superiores as vigas apresentarão dimensões transversais fora do padrão, ocasionando em uma taxa de armadura alta e não facilitando na montagem da

mesma. Os pilares serão posicionados o maior número possível em um mesmo alinhamento, criando assim pórticos planos.

Entretanto, a seção transversal do pilar não deverá apresentar largura inferior a 19 cm, obedecendo os padrões estabelecidos pela norma NBR 6118 (ABNT, 2014) levando em consideração sempre coeficiente adicional (α_{id}) de acordo com que foi apresentado anteriormente.

De acordo com Bacarji (1993), foram determinados os valores para pré-dimensionamento, onde a mesma apresenta os valores mínimos aceitos para as seções de pilares, vigas e lajes. Depois de estabelecido desses valores de acordo com a Tabela 5 os mesmos foram lançados na estrutura, em seguida foi realizado uma verificação dos alinhamentos, do lançamento e o processamento da estrutura.

Tabela 5 - Valores mínimos para os pilares.

PILAR DE CANTO					
PILARES	ÁREA DE INFLUÊNCIA (cm²)	Ac min (cm²)	BASE (cm)	ALTURA (cm)	α_{id}
P1 = P3 = P4 = P6	8600	250,21	20	12,5	2,637
P27 = P30	28400	826,27	20	41,3	2,637
P28 = P29	48700	1416,87	20	70,8	2,637
PILAR DE EXTREMIDADE					
PILARES	ÁREA DE INFLUÊNCIA (cm²)	Ac min (cm²)	BASE (cm)	ALTURA (cm)	α_{id}
P2 = P5	45600	1166,88	20	58,3	2,637
P31 = P32	57500	1471,40	20	73,6	2,637
P9 = P12 = P21 = P24	44300	1133,62	20	56,7	2,637
P15 = P18	36200	926,34	20	46,3	2,637
PILAR INTERMEDIÁRIO					
PILARES	ÁREA DE INFLUÊNCIA (cm²)	Ac min (cm²)	BASE (cm)	ALTURA (cm)	α_{id}
P7 = P8 = P25 = P26	38400	804,26	20	40,2	2,637
P13 = P14 = P19 = P20	53200	1114,24	20	55,7	2,637
P16 = P17	49300	1032,56	20	51,6	2,637
P22 = P23	46700	978,10	20	48,9	2,637

Fonte: Autor, 2017

Sabendo que os posicionamentos das peças ocorreram de forma que os pilares do pavimento tipo não interferem nos demais andares. Buscando sempre uma compatibilidade dos pilares do pavimento tipo com os demais pavimentos, evitando assim vigas de transição.

3.3.1.2 Lançamento das vigas

Atendendo os padrões estéticos a largura que foi adotada para as vigas (b) foram preferencialmente igual à largura da parede, e a altura da viga ficou limitada quanto às aberturas (porta e janelas). Para o lançamento as vigas delimitarão os painéis de lajes, por questão econômica seu vão se limitará entre 3,5 m a 6 m. Para atender a altura das vigas (h) deve-se compreender que não poderá utilizar alturas diferentes, pois durante a execução esse critério pode dificultar a montagem das formas. Desta forma, as vigas foram definidas conforme o alinhamento dos pilares. Sabendo que onde houver parede, houve uma viga para dividir uma laje da outra, evitando assim panos de lajes com grandes dimensões.

3.3.1.3 Lançamento das lajes

Os modelos que foram estudados, apenas para o processamento das estruturas, as lajes foram formadas por vigotas pré-moldadas e compostas por elementos de enchimento, sendo estes elementos pré-fabricados lineares. Todavia, foi definido conforme o alinhamento das vigas, sendo que para laje armada em uma direção foi adotado 2 m a 5 m e para laje armada em duas direções foi adotado 3 m a 6 m, conforme a Figura 20.

Figura 20 - Modelo de laje treliçada.

Laje

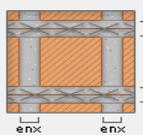
Nome: L17 Tipo: Treliçada 2D Grelha...

Cargas
Acidental: 150 kgf/m² Revestimento: 150 kgf/m²
Extra: 0 kgf/m² Editar... Remover

Treliça
Tipo: TR 06644 Repetições: 1
Altura sapata: 3 cm Largura sapata: 12 cm

Enchimento
Tipo: EPS Bidirecional
Dimensão: B10/40/40 ...

Seção
Espessura: 14 cm Elevação: 0 cm
ec: 4 cm ee: 10 cm enx: 9 cm eny: 9 cm



OK Cancelar Desenho... Ajuda

Fonte: Eberick v8, 2013.

3.3.2 Definição dos carregamentos verticais

Para determinação dos carregamentos a serem considerados no projeto, seguirá de acordo com a NBR 6120 (ABNT, 1980). Onde a norma em vigor apresenta: carga permanente, que consiste no peso próprio da estrutura e o peso dos elementos construtivos fixos e instalações permanentes. E carga accidental, que consiste em todas que podem atuar ao longo da vida útil da edificação em função do seu uso como: pessoas, materiais, veículos, móveis, etc.

3.3.2.1 Cargas verticais acidentais

De acordo com a NBR 6120 (ABNT, 1980) será utilizado o valor de 1,5 KN/m² para ambientes de edifícios residenciais. Sendo adotados para o térreo e pavimentos tipos os valores de acordo com a tabela 6.

Tabela 6- Cargas Verticais Acidentais

Descrição	Kgf/m ²
Dormitórios, salas, copas, cozinhas e banheiro.	150
Compartimentos destinados às despensas, lavanderia e área de serviço.	200
Escadas	300
Terraço inacessível a pessoas	70

Fonte: Autor, 2017.

3.3.2.2 Cargas verticais permanentes

No que tange ao edifício em estudo, foi adotado paredes em alvenaria acabada de tijolos furados apresentado carga de 1300 kgf/m³, com altura de 3,0 metros e espessura 15 centímetros, sendo que as cargas decorrentes da alvenaria foi distribuída nas vigas.

3.3.3 Definição das ações horizontais

Conforme a norma NBR 6123 (ABNT, 1988) foi considerada os parâmetros necessários para definir as ações horizontais considerando a isopleta segundo a Figura 22, que são representadas pela ação do vento. Desta forma, foi considerada a velocidade em que o vento possui no estado do Tocantins de 33m/s como pode ser visualizada na Figura 21.

Figura 21 - Configuração da ação do vento na estrutura.

Configurações de Vento

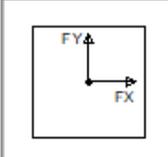
Velocidade m/s

Aplicação do Vento

Direção X

Direção Y

Ângulo °



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 ($S1 = 1.0$)

Edificação

Nível do solo cm

Maior dimensão horizontal ou vertical

Rugosidade do terreno

Fator Estatístico $S3$

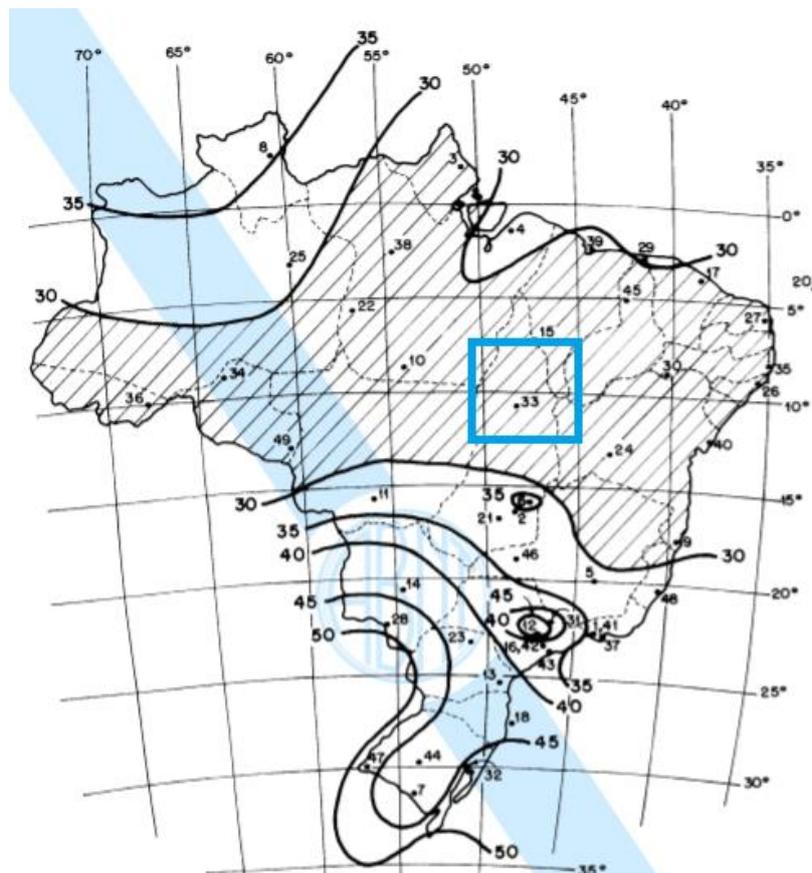
Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicações, etc.): 1.10

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 V8, 2013.

Figura 22 - Isopletas da velocidade básica do vento.



Fonte – NBR 6123,(ABNT, 1988).

Contudo, a velocidade foi transformada em um vetor simbolizando uma força na horizontal com intuito de simular o efeito da ação decorrente de cálculo e a consideração do mesmo na estrutura. Sendo que, os parâmetros que foram adotados para os fatores de cálculo foram aqueles que mais se assemelham com a característica do terreno da cidade de Palmas – TO. Sendo assim, a Figura 21 traz consigo os parâmetros estabelecidos para cálculo que foram à topografia $S1 = 1,0$; para o fator estatístico $S3 = 1,0$ e para a rugosidade do terreno a categoria III de acordo com a Figura 23.

Figura 23 - Característica 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 V8, 2013.

3.3.4 Definição de fundação

A fundação utilizada é de blocos sobre estacas. Para os três modelos estruturais foram considerados como vínculo de fundação engastada, para fins de cálculo de acordo com a Figura 24 e 25.

Figura 24 - Definições da fundação.

Fundação

Pilar
Nome P33

Modelo
Altura barra 150 cm Vínculo pilar Engastado Vínculo apoio Engastado

Seção do pilar
Tipo retangular

b 30 cm h 120 cm
b1 0 cm h1 0 cm

Ângulo de abertura 90 °
Ângulo de rotação 0 °
Elevação 0 cm

Fundação
 Bloco Associação Rotação 0° com o pilar
 Sapata Divisa Ângulo 0 °
 Tubulão Profundidade (dfl) 150 cm

Capitel
 Usar capitel
Ângulo de rotação 0 ° b 100 cm
Espessura 30 cm h 100 cm

OK Cancelar Desenho... Cargas... Ajuda

Fonte: Eberick V8, 2013.

Figura 25 - Vínculo engastado.

Vínculos

Tipo Engastado

Vínculos

Deslocamento X	FIXO	K= 0	kgf/m
Deslocamento Y	FIXO	K= 0	kgf/m
Deslocamento Z	FIXO	K= 0	kgf/m
Rotação X	FIXO	K= 0	kgf.m/rad
Rotação Y	FIXO	K= 0	kgf.m/rad
Rotação Z	FIXO	K= 0	kgf.m/rad

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Eberick V8, 2013.

3.3 ESTABILIDADE DA ESTRUTURA

Após obter todos os resultados apresentados nos três modelos estruturais distintos foi realizada uma verificação e comparação desses modelos levando em consideração a estabilidade global da estrutura (αz), tudo isso foi possível com o auxílio de um *software*. Sempre ressaltando que este é o ponto fundamental deste estudo, já que cada vez mais nos deparamos com estruturas cada vez mais altas e esbeltas, sendo de primordial importância todo o seu estudo de estabilidade, para que a mesma atenda todas as condições necessárias. Desta forma, foi realizada uma comparação entres esses valores, levando em consideração a NBR 6118 (ABNT, 2014), Considerando o estudo um processo de pórtico espacial conforme a Figura 26.

Figura 26 - Configuração do projeto

Análise

Processo

Pórtico espacial

Pavimentos isolados

Geral

Redução no engaste para nós semi rígidos 15 %

Redução na torção para os pilares 0 %

Redução na torção para as vigas 85 %

Aumento na rigidez axial dos pilares 1 ...

Salvar automaticamente o projeto após o processamento

Não linearidade física

Rigidez das vigas 0.4 Eci.lc

Rigidez dos pilares 0.8 Eci.lc

Rigidez das lajes 0.5 Eci.lc

P-Delta

Utilizar o processo P-Delta

Número máximo de iterações 10

Precisão mínima 1 %

Combinação vertical de cálculo 1.4G1+1.4G2+1.4Q+1.1A ...

Precisão numérica

Erro estimado máximo 1 %

Valor absoluto mínimo 100

Imperfeições globais

Considerar para: Direção X

Direção Y

Combinação vertical característica G1+G2+Q+A ...

Apoio elástico padrão...

Painéis de lajes...

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Eberick V8, 2013.

3.4 ESFORÇOS NA FUNDAÇÃO

Logo em seguida tomando os parâmetros do mesmo *software* foram avaliados para os àqueles que apresentam uma distribuição dos esforços na fundação atentando-se aos esforços normais e momentos fletores. Sabendo que a estrutura sofreu solicitações de esforços verticais, horizontais e momentos, foram comparados a fim de verificar qual a situação que apresentou uma melhor distribuição dos esforços apresentando os resultados através de gráficos e tabelas.

3.5 VIABILIDADE DE CUSTOS

Foram determinados os indicativos de custos de materiais e houve a comparação dos mesmos para os três modelos estudados, também com o auxílio do *software* que disponibilizou os quantitativos de materiais (volume de concreto, quantidade de aço e área de forma). Abordando uma determinação do volume de concreto a ser utilizada para cada modelo, a quantidade de aço existente para cada modelo e a área de forma a ser utilizada, ou seja, estabelecendo relações entre o consumo de concreto, aço e forma.

Foi considerada apenas a composição de materiais, ou seja, não foram levados em consideração os custos relacionados aos serviços preliminares, limpeza do terreno, mão de obra e instalação do canteiro de obra. Sendo que, os valores obtidos foram da tabela do SINAPI, com encargos sociais desonerados, atentando-se a região de Palmas – TO, disponível no site da Caixa Econômica Federal.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 LANÇAMENTO DAS ESTRUTURAS

Como já mencionado neste trabalho, essa é uma das etapas mais importantes no projeto estrutural, já que a mesma implica em escolher aqueles elementos a serem utilizados e também a definição das devidas posições, com a finalidade de formar um sistema estrutural eficaz, podendo absorver os esforços devidos às ações atuantes na estrutura e em seguida transfere-la ao solo.

Sabendo que todas as estruturas foram lançadas obedecendo aos limites estabelecidos a partir do projeto arquitetônico e de forma que os pilares ficassem os mais alinhados possíveis com intuito de formar assim pórticos de contraventamento, que devido a grande rigidez a ações horizontais, são resistentes a maior parte dos esforços decorrentes dessas ações.

No primeiro lançamento e processamento, o *software* informou que algumas seções das peças estruturais não atendiam a área de aço que seria necessário para a mesma. Desta forma, houve uma nova análise para a concepção de um novo modelo estrutural que apresentasse e atendesse aos critérios estabelecidos. Havendo assim, uma nova locação dos pilares e uma mudança nas seções das vigas e pilares, reajustando assim conforme a necessidade.

Para melhor prosseguir foram estabelecidas algumas legendas para distinguir os demais modelos:

EPU – Modelo estrutura uniforme

EPRC – Modelo estrutura apresentando variação da resistência característica do concreto

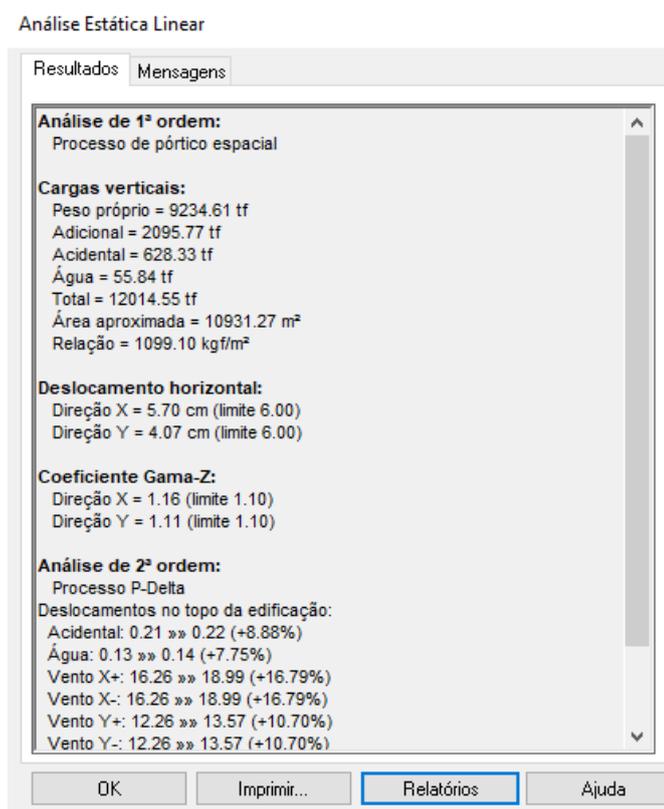
EPS – Modelo estrutura com alteração da geometria ao longo da altura

4.1.1 Modelo estrutura uniforme

No primeiro modelo foram empregados pórticos de contraventamento onde os pilares apresentaram com seção constante ao longo da altura e com a resistência característica do concreto de 30 MPa em toda sua extensão, sendo que o dimensionamento foi realizado com o intuito de atender aos limites de deslocamentos e de estabilidade global, visando proporcionar um comportamento estrutural adequado para uso.

De acordo com a Figura 27, após haver o dimensionamento da estrutura e o processamento buscando atender aos limites de deslocamentos e a estabilidade global que são gerados pela ação do vento e cargas verticais, foi obtido que a estrutura apresenta valores próximos ao limite.

Figura 27 - Resultando do primeiro modelo



Fonte: Eberick V8, 2013.

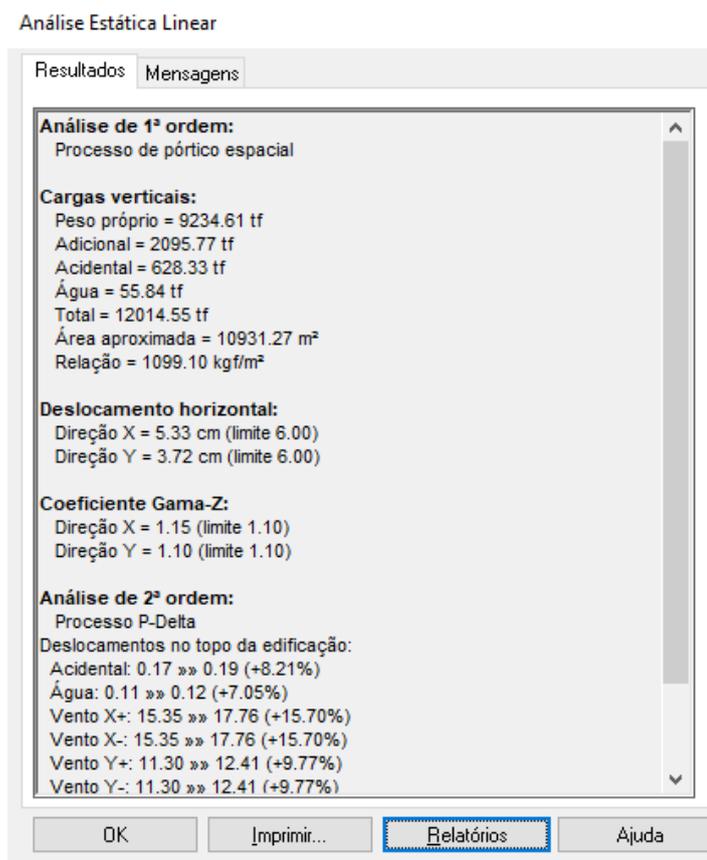
Segundo a Figura 27 é possível afirmar que os valores de deslocamentos horizontais estão dentro do limite estabelecidos, sendo que a “direção x” possui um maior deslocamento em relação à “direção y”, isso se dá pelo maior alinhamento dos pilares para esta direção. Em relação ao coeficiente γ_z o mesmo encontra-se superior ao limite estabelecido. Desta forma foi considerado o processo P-Delta, ou seja, análise de segunda ordem.

4.1.2 Modelo estrutura apresentando variação da resistência característica do concreto

Buscando melhor atender ao equilíbrio do coeficiente Gama Z, no segundo modelo foi empregado o mesmo modelo estrutural, porém houve mudança na resistência característica do concreto dos pilares. Levando em consideração a arquitetura do projeto buscando melhor atender todos os esforços os parâmetros. Conforme a Figura 28, o segundo modelo apresentou-se com os seguintes valores.

As mudanças ocorreram de forma que a cada dez pavimentos houve uma redução da resistência característica do concreto somente nos pilares, as demais peças estruturais permaneceram com a mesma resistência estabelecida no início deste trabalho. Após o processamento desta segunda estrutura foi possível verificar os resultados obtidos que são os apresentados na Figura 28.

Figura 28 - Resultado do segundo modelo.



Fonte: Eberick V8, 2013.

O segundo modelo também se apresentou com valores de deslocamento horizontais dentro do limite estabelecido onde ocorreu um maior deslocamento na “direção x” do que na “direção y” conforme a Figura 28. Porém houve uma otimização/diminuição nesses deslocamentos para as duas direções na “direção x” houve uma diminuição de 0.37 centímetros e na “direção y” 0,35 centímetros em relação ao primeiro modelo estrutural de acordo com a Figura 25.

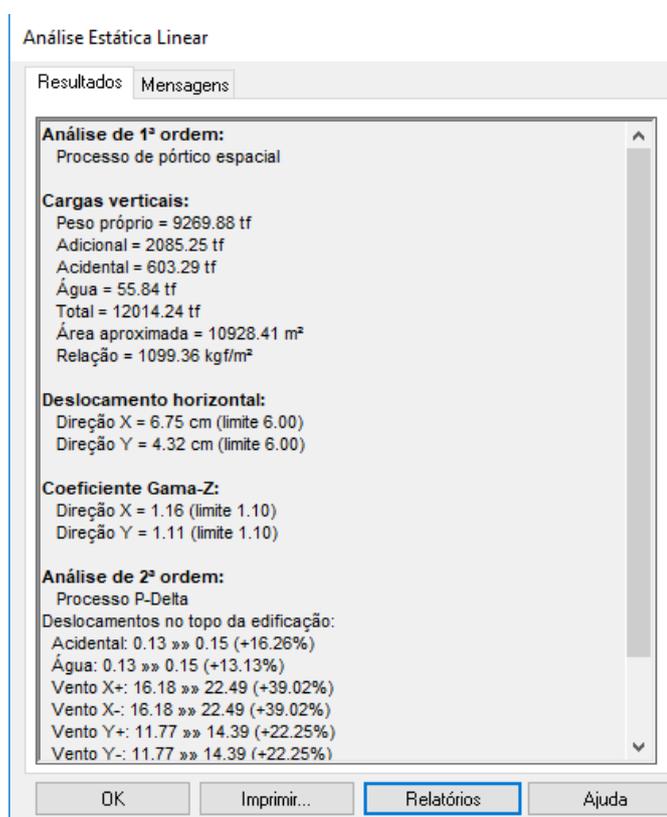
Após o processamento da estrutura, conforme a Figura 28 edifícios de concreto armado que possuem o valor de coeficiente γ_z superior que 1.3 apresentam um grau de instabilidade elevado o ideal seria projetar estruturas com γ_z na ordem de 1.2 segundo Kimura

(2007, pág. 562), ou seja, a estrutura dimensionada apresenta-se dentro dos padrões estabelecidos para cálculo.

4.1.3 Modelo estrutural com alteração da geometria ao longo da altura

Para o terceiro modelo dimensionado permaneceu a resistência característica do concreto dos pilares de 30 MPa em toda sua extensão, porém houve uma variação na geometria dos pilares, havendo uma redução da seção dos mesmos ao longo da altura obtendo o resultado mostrado na Figura 29.

Figura 29 - Resultado do terceiro modelo.



Fonte: Eberick V8, 2013.

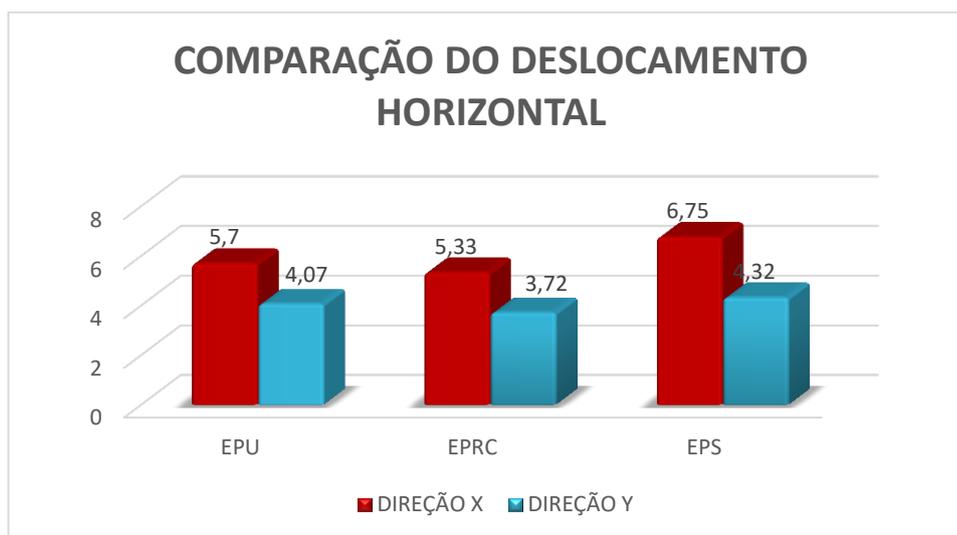
4.2 ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL DAS ESTRUTURAS

Os processamentos dos edifícios ocorram conforme ao seu respectivo modelo estrutural, onde foram encontrados os coeficientes gama z de cada um nas respectivas direções x e y. Sendo que, como objetivo era estimado que esses valores possuíssem estabilidades semelhantes em ambas às direções, para que as rigidez ficassem próximas.

A partir da análise dos três modelos dimensionados e processados foi possível verificar que o primeiro modelo apresenta-se com um deslocamento horizontal dentro do

limite estabelecido e a estabilidade global considerando o processo de segunda ordem, sendo que o primeiro modelo consiste em uma estrutura uniforme no que corresponde à seção e resistência característica do concreto dos pilares. Para o segundo modelo é possível verificar que também se encontra dentro dos limites estabelecidos, porém possui um deslocamento horizontal menor que o primeiro modelo possuindo uma maior rigidez estrutural. Conforme os Gráficos 1 e 2 onde há a comparação dos três modelos já processados em relação ao deslocamento horizontal e a estabilidade global consecutivamente. Na comparação da estabilidade global em x e em y nas Figuras 27, 28 e 29, nos três primeiros modelos houveram mudanças semelhantes para as duas direções. Sendo que conforme o Gráfico 1 o modelo EPS não está dentro do limite na direção x de deslocamento aceitável, possuindo um deslocamento horizontal superior.

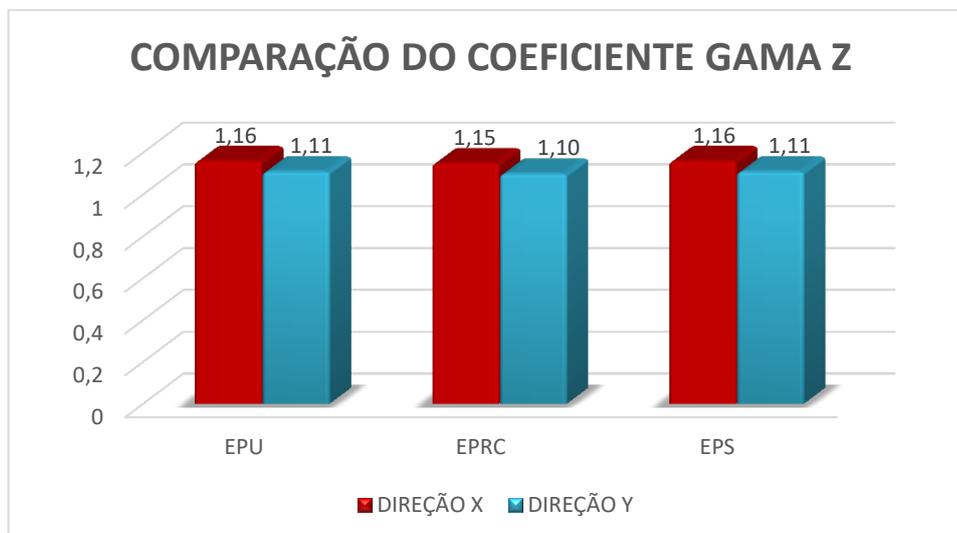
Gráfico 1 - Comparação entre o primeiro e segundo modelo.



Fonte: Autor, 2017.

A concepção estrutural seguiu igual para todos os modelos, sendo que ao avaliar o deslocamento horizontal das estruturas foi possível perceber que o modelo EPU apresentou um deslocamento horizontal na direção x maior que o modelo EPRC uma diferença de 0,37 cm, para a direção y também houve um aumento de 0,35 cm, consecutivamente. Porém, avaliando o modelo EPS foi notória a diferença desses deslocamentos já que o mesmo encontrou-se em uma das suas direções superior ao limite estabelecido, sendo que o modelo EPS na direção x foi maior que o modelo EPU 1,05 cm e na direção y o mesmo foi maior 0,25 cm, ou seja, o modelo EPRC foi o que apresentou menores deslocamentos horizontais.

Gráfico 2 - Comparação entre o primeiro e segundo modelo.



Fonte: Autor, 2017.

No Gráfico 2 houve a comparação da estabilidade global das estruturas sendo que o modelo EPU e o EPS apresentam os mesmos valores do coeficiente γ_z para as duas direções. O modelo EPRC reduziu 0,01 para ambas as direções em relação aos outros modelos citados. Analisando a estabilidade global através do coeficiente γ_z o modelo que apresentou um menor resultado foi o EPRC, porém é visto que todos os modelos apresentaram valores significantes já que se encontram dentro dos limites aceitáveis estando dentro do intervalo de 1.10 a 1.30, sendo que o modelo EPU e o EPS possuíram os mesmos valores para ambas as direções.

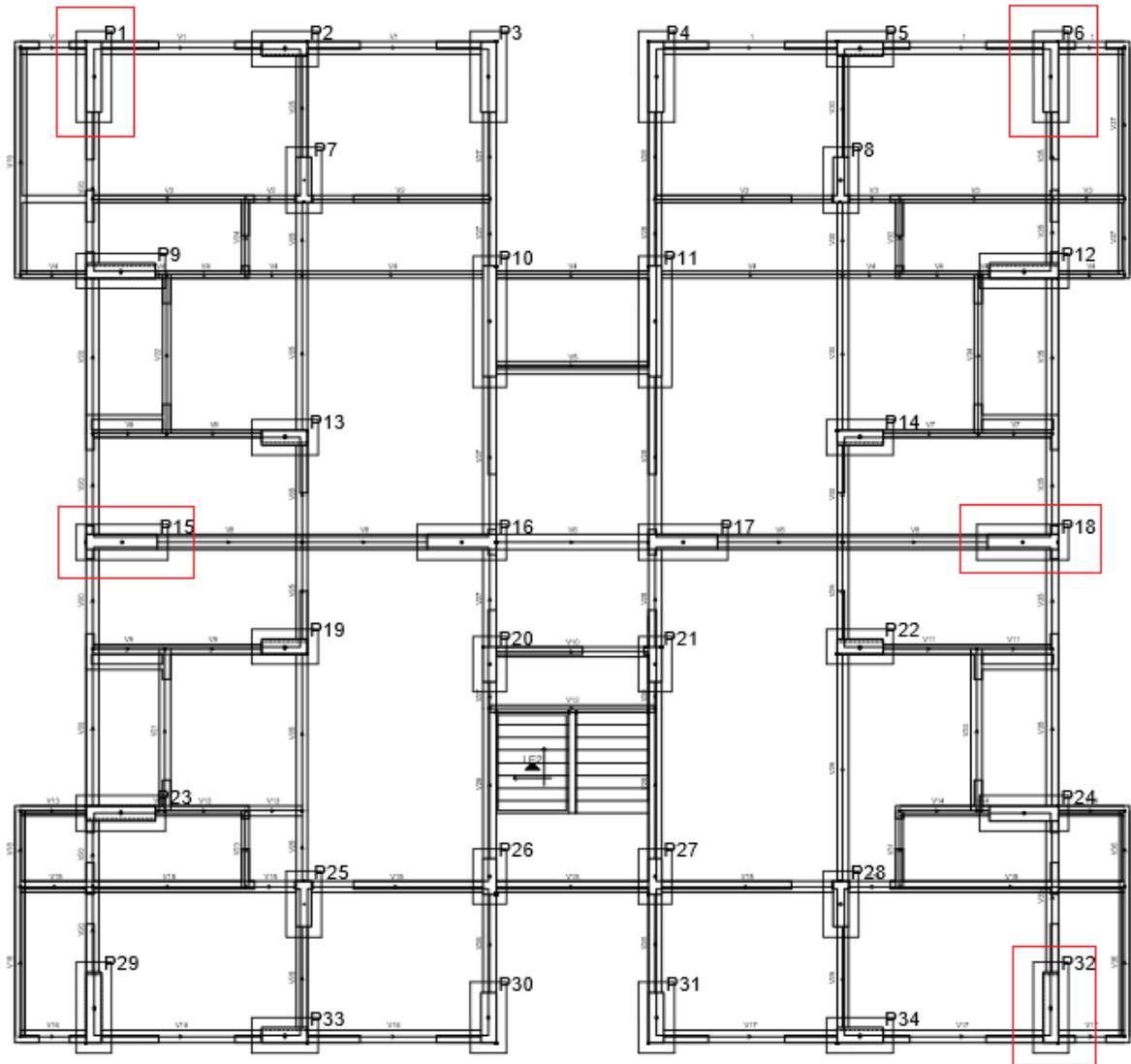
4.3 ESFORÇO NORMAL E MOMENTO FLETOR NA FUNDAÇÃO

Com o a utilização do *software Eberick V8* foi possível analisar as cargas geração na fundação, adquirindo o resultado dos esforços. Sendo que, o esforço axial de compressão é dado por N (tf), o momento fletor na base do pilar paralelo à dimensão H é representado por My (kgf.m), Mx (kgf.m) para os valores de momento fletor na base do pilar paralelo à dimensão B, o esforço cortante na base do pilar paralelo a altura é Fx (tf) e o esforço cortante na base do pilar paralelo a própria base é Fy (tf).

Após a obtenção de todos esses valores foi realizado comparação para os três modelos distintos, de modo que pudesse ser avaliado aquele modelo que melhor se comporta em relação aos esforços existentes na fundação. Havendo a comparação dos esforços axiais de

compressão e os momentos fletores na direções x e y na base dos pilares 15, 16, 17, 18 e 24 segundo a Figura 30 esses pilares foram os que apresentaram maiores valores.

Figura 30 – Disposição dos pilares



Fonte: Eberick V8, 2013.

Na tabela 7, foi possível o visualizar os esforços que atuam nas fundações para o modelo estrutural uniforme.

Tabela 7 – Esforços obtidos na fundação para o modelo EPU.

ESFORÇOS NA FUNDAÇÃO					
PILAR	N (tf)	Mx (Kgf.m)	My (Kgf.m)	Fx	Fy
P1	787,96	46843	10619	15,79	3,07
P6	801,73	46690	10573	15,87	3,07
P15	796,80	6740	13505	1,75	19,34
P18	828,52	6941	13458	1,86	19,29
P32	806,96	45045	10968	17,19	3,04

Fonte: Autor, 2017.

Conforme a Tabela 8 é apresentada os esforços que estão atuando na fundação do modelo estrutural que apresenta a variação na resistência característica do concreto ao longo da altura.

Tabela 8 - Esforços obtidos na fundação para o modelo EPRC.

ESFORÇOS NA FUNDAÇÃO					
PILAR	N (tf)	Mx (Kgf.m)	My (Kgf.m)	Fx	Fy
P1	520,84	11148	7094	3,85	3,83
P6	526,32	11235	6935	3,96	3,72
P15	554,3	8561	14175	3,83	4,88
P18	564,84	9392	14150	3,87	5,38
P32	529,07	9617	6102	3,73	3,16

Fonte: Autor, 2017.

Os esforços atuantes nas fundações para o modelo estrutural com alteração da seção dos pilares ao longo da altura podem ser visualizados conforme a Tabela 9.

Tabela 9 - Esforços obtidos na fundação para o modelo EPU.

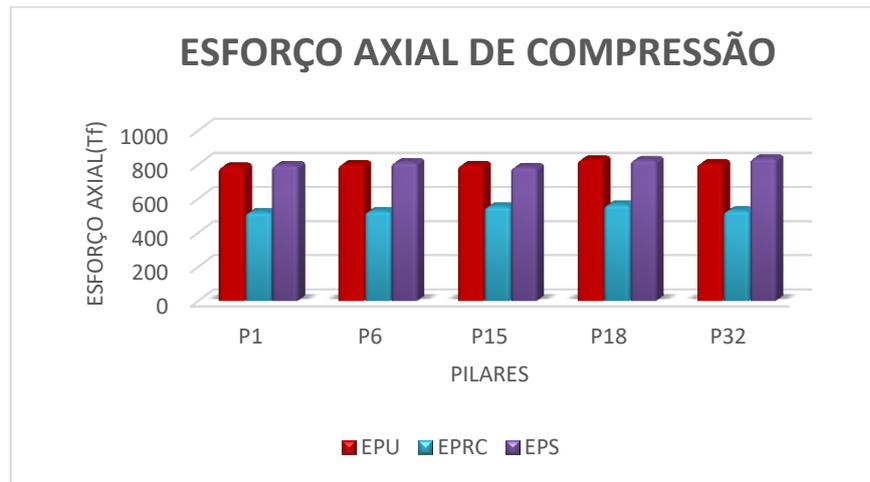
ESFORÇOS NA FUNDAÇÃO					
PILAR	N (tf)	Mx (Kgf.m)	My (Kgf.m)	Fx	Fy
P1	796,8	43226	10607	15,69	3,06
P6	813,64	43423	10579	16	3,07
P15	785,15	13453	14681	1,83	19,14
P18	826,21	6689	13502	1,81	19,05
P32	836,96	44274	11312	15,73	3,21

Fonte: Autor, 2017.

Toda a estrutura trabalha em conjunto, sendo que ao comparar os modelos estruturais elaborados para o estudo, sendo possível observar diversas mudanças no que diz respeito aos esforços que atuam na estrutura, sabendo que quando maior a rigidez na mesma, menores foram os esforços gerados na base do pilar.

Segundo o Gráfico 3 que traz consigo a comparação dos esforços axiais de compressão entre os três modelos estruturais, apresentando-se mudanças dos esforços dos diferentes modelos estruturais que foram adotados, podendo ser observado que as variações foram pequenas entre o primeiro e terceiro modelo estrutural, mas segundo apresentou uma mudança significativa.

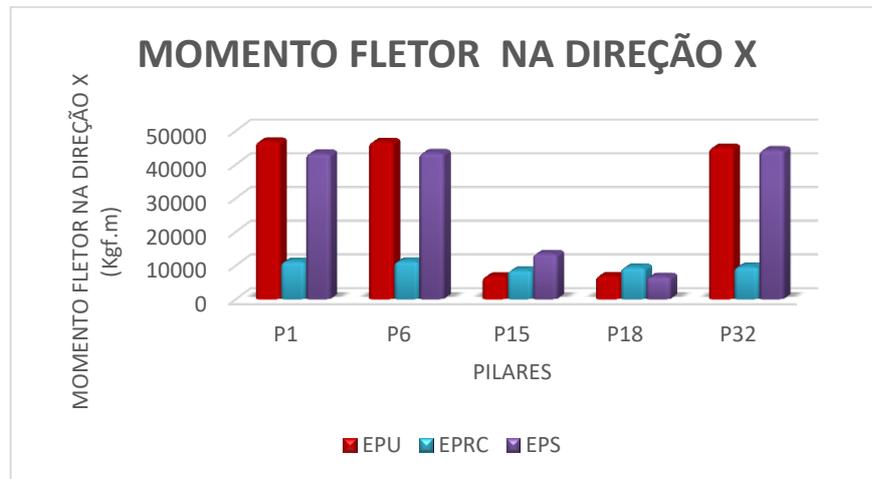
Gráfico 3 – Comparação do esforço axial de compressão.



Fonte: Autor, 2017.

Os valores calculados e obtidos pelo software Eberick dos momentos fletores na direção x são apresentados conforme a Gráfico 4. Sendo que os pilares de canto (P1, P6 e P32) apresentaram um maior momento na direção x para os modelos EPU e EPS, já que a mudança na geometria dos pilares ocorreu de forma pequena ao longo da altura, mas, para o modelo EPRC a contribuição do mesmo foi menor para os pilares citados isso se dá devido à rigidez ter ocorrido em todos os pilares e os pilares próximos aos P1, P6 e P32 contribuem mais que eles devido a disposição de acordo com a Figura 30 aliviando assim os mesmos. Os pilares P15 e P18 tiveram uma redução distinta ao longo da altura, devido a isso a contribuição do P15 no modelo EPS foi maior que os demais, já o P18 sua maior contribuição se deu no modelo EPRC.

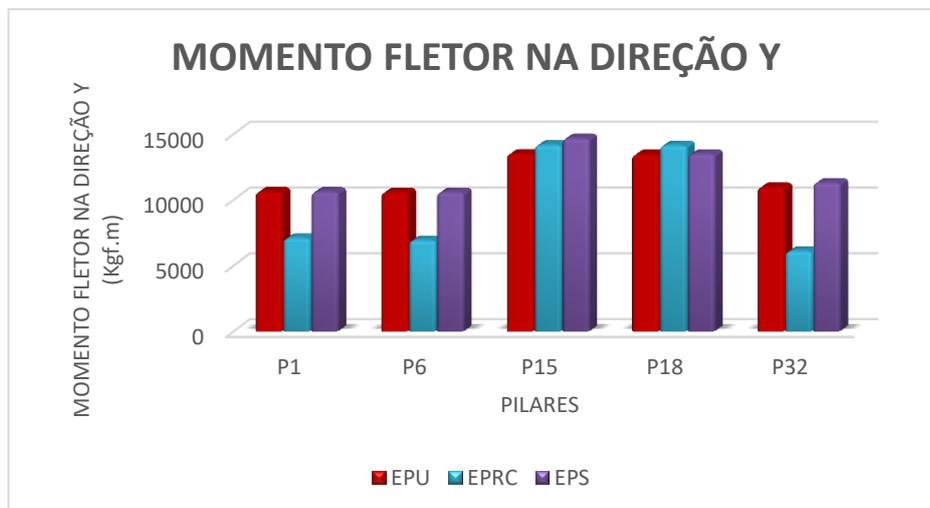
Gráfico 4 – Comparação do momento fletor na direção x.



Fonte: Autor, 2017.

Na direção y os momentos fletores são apresentados segundo o Gráfico 5 onde os pilares P15 e o P18 apresentaram maiores momentos em todos os modelos.

Gráfico 5 - Comparação do momento fletor na direção y.



Fonte: Autor, 2017.

Contudo, ao analisar os esforços atuantes na fundação foi possível notar que em relação ao momento fletor na direção x que os pilares P1, P6 e P32 para os modelos EPU e EPS encontraram-se com esforços altos em relação aos valores obtidos para o modelo EPRC conforme o Gráfico 4. Na direção y os pilares P15 e P18 foram os que se destacaram com valores mais altos, sendo que o que apresentou momento fletor para as duas direções menores foi o modelo EPRC segundo o Gráfico 5.

4.4 QUANTITATIVO DE MATERIAIS

De acordo com a Tabela 10 onde mostra o comparativo do quantitativo de materiais moldados *in loco* volume de concreto, área de forma e o consumo de aço para os três modelos abordados neste trabalho.

Tabela 10 – Quantitativo dos materiais.

COMPARATIVO DOS MATERIAIS DOS MODELOS ESTRUTURAIIS			
MATERIAIS	MODELO ESTRUTURAL UNIFORME (EPU)	MODELO ESTRUTURAL APRESENTADO VARIAÇÃO DO FCK (EPRC)	MODELO ESTRUTURAL COM ALTERAÇÃO DA SEÇÃO AO LONGO DA ALTURA (EPS)
VOLUME CONCRETO (m ³)	4352,7	4352,3	4381,9
PESO TOTAL AÇO (Kg)	269212	256365,6	272573
ÁREA DE FORMA (m ²)	22162,2	22139,7	21968,1
CONSUMO DE AÇO (Kg/m ³)	61,8	58,9	62,2

Fonte: Autor, 2017.

Ao analisar a Tabela 10 e 11 é possível observar que os resultados possuem diferenças em relação ao quantitativo de material, sendo que foi levando em conta o volume de concreto utilizado para cada modelo, a área de forma e o peso do aço. Desta maneira, é possível analisar que houve uma otimização para o modelo que apresenta as mudanças em sua resistência característica do concreto ao longo da altura em relação aos outros dois modelos adotados.

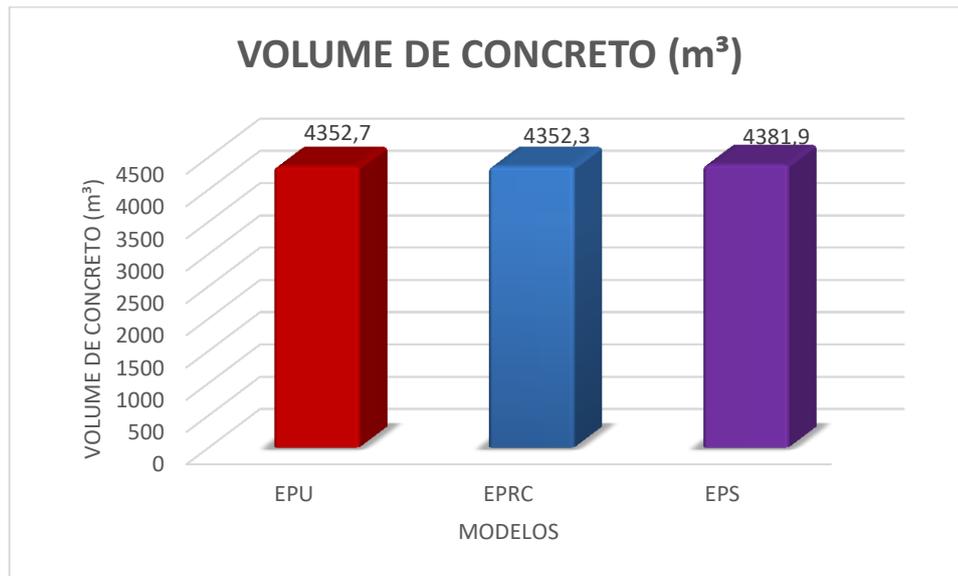
Tabela 11 – Percentual dos materiais

MODELO	VOLUME DE CONCRETO (m ³)		PESO TOTAL DE AÇO (kg)		ÁREA DE FORMA (m ²)		CONSUMO DE AÇO (kg/m ³)	
	(m ³)	%	Kg	%	(m ²)	%	(kg/m ³)	%
EPU	4354,7	33,27%	269212	33,73%	22162,2	33,44%	61,8	33,79%
EPRC	4352,3	33,25%	256365,6	32,12%	22139,7	33,41%	58,9	32,20%
EPS	4381,9	33,48%	272573	34,15%	21968,1	33,15%	62,2	34,01%
TOTAL	13088,9	100,0%	798150,6	100,0%	66270	100,0%	182,9	100,0%

Fonte: Autor, 2017.

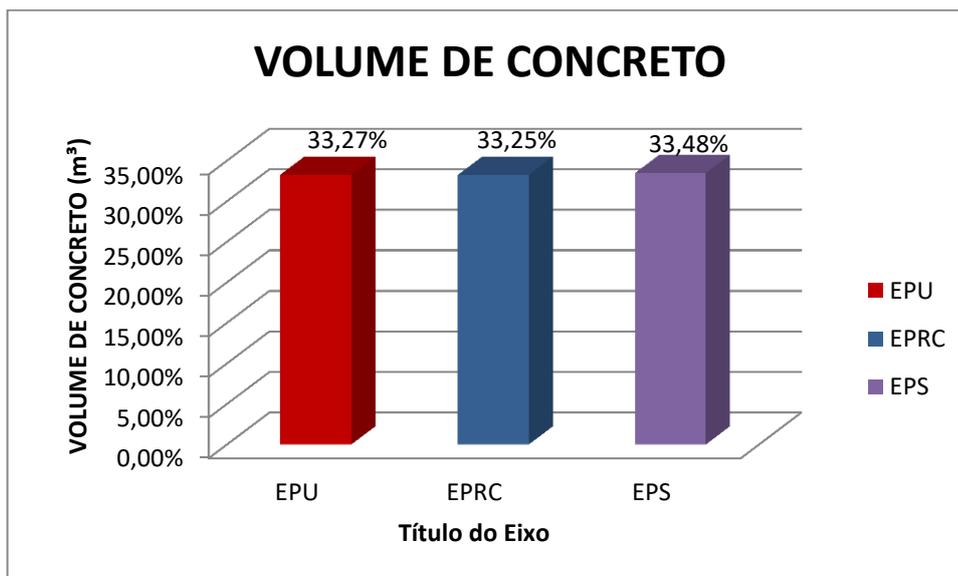
No Gráfico 6 ilustra a quantidade de concreto utilizado para toda a estrutura nos três diferentes modelos estruturais. Podendo ser observado que o modelo EPS apesar da redução nas seções dos pilares necessitou de maior volume de concreto devido a sua fundação apresenta-se mais robusta. Entre os modelos EPU e o EPRC é perceptível o quanto ambos estão próximos em relação ao volume de concreto a ser utilizado.

Gráfico 6 – Comparação volume de concreto.



Fonte: Autor, 2017.

Gráfico 7 – Valores em percentual de volume de concreto



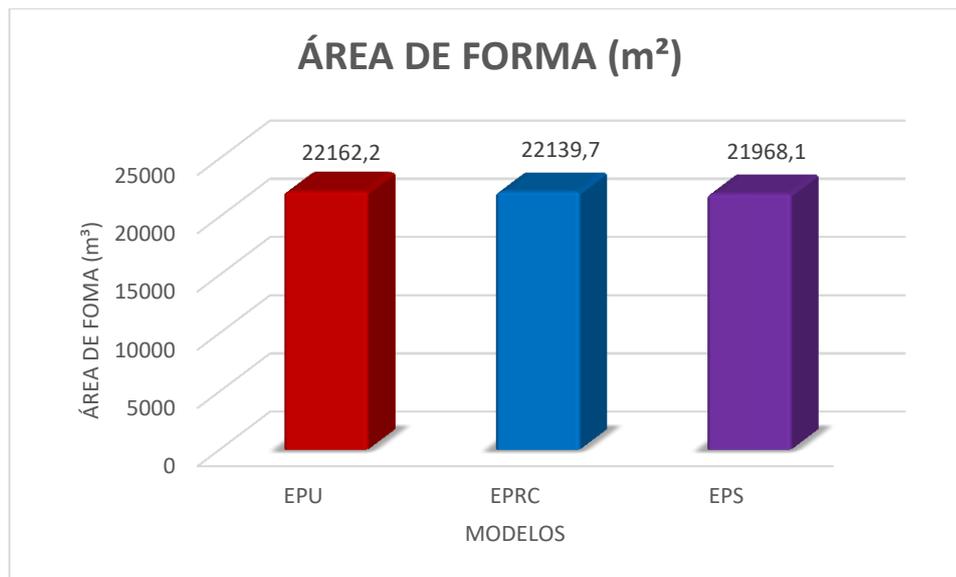
Fonte: Autor, 2017.

Ao visualizar o Gráfico 7 é possível identificar que todos os modelos dimensionados possuíram um percentual de concreto próximos, mesmo o modelo EPS possuindo a redução

nos pilares houve um aumento na fundação comparado com os demais modelos. Desta maneira, o modelo EPRC foi o que apresentou um menor percentual de volume de concreto.

Conforme o Gráfico 8 o comparativo da área de forma para cada modelo estrutural, sendo que os modelos EPU e o EPRC se destacam necessitando de uma maior quantidade comparados ao EPS.

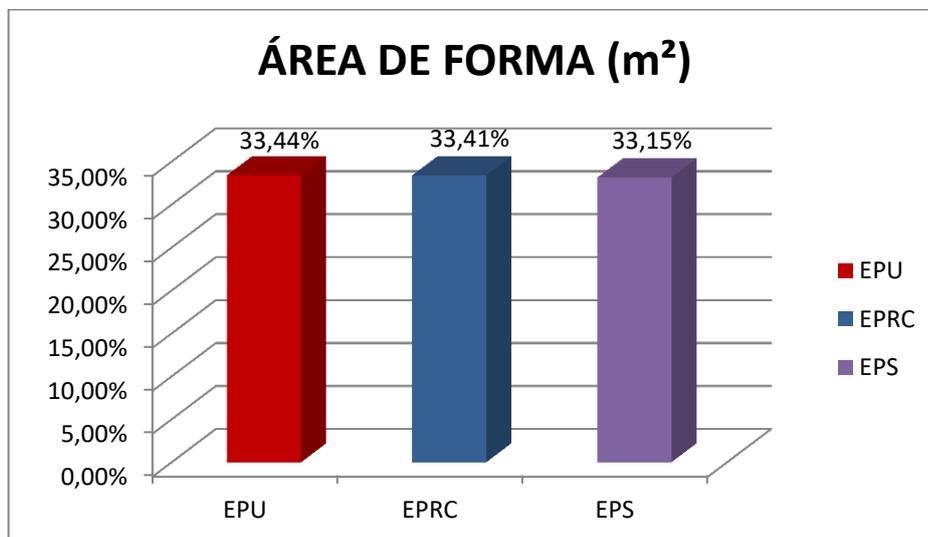
Gráfico 8 – Comparação da área de forma.



Fonte: Autor, 2017.

O modelo EPS foi o que possuiu a menor área de forma isso devido à redução dos pilares ao longo da altura necessitando de menos material conforme o Gráfico 9.

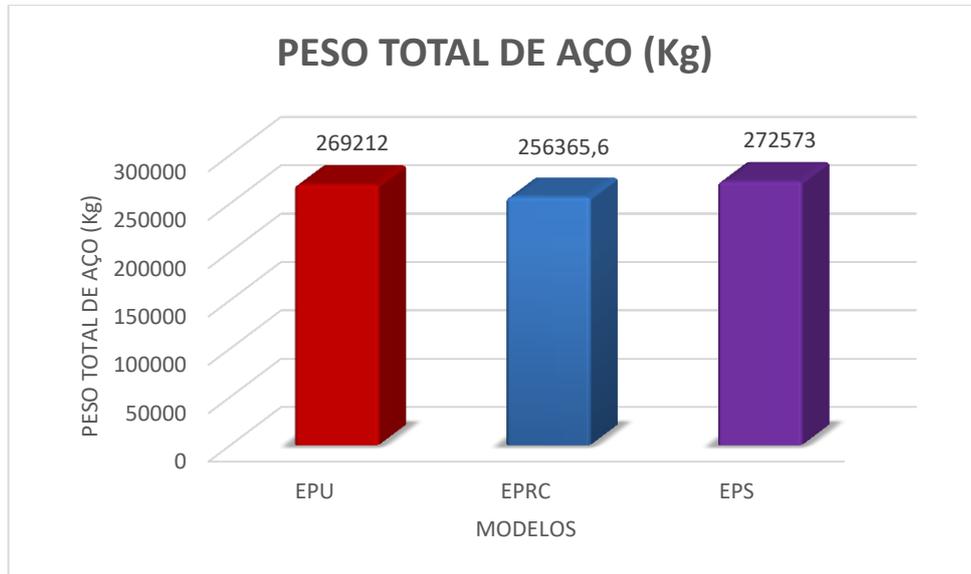
Gráfico 9 – Percentual área de forma.



Fonte: Autor, 2017.

Já no Gráfico 10, mostra que os modelos EPU e o EPS são os que precisam que maior quantidade de aço, sendo que EPS se destaca com a maior quantidade de aço. E o EPRC já encontra-se com a menor quantidade de aço.

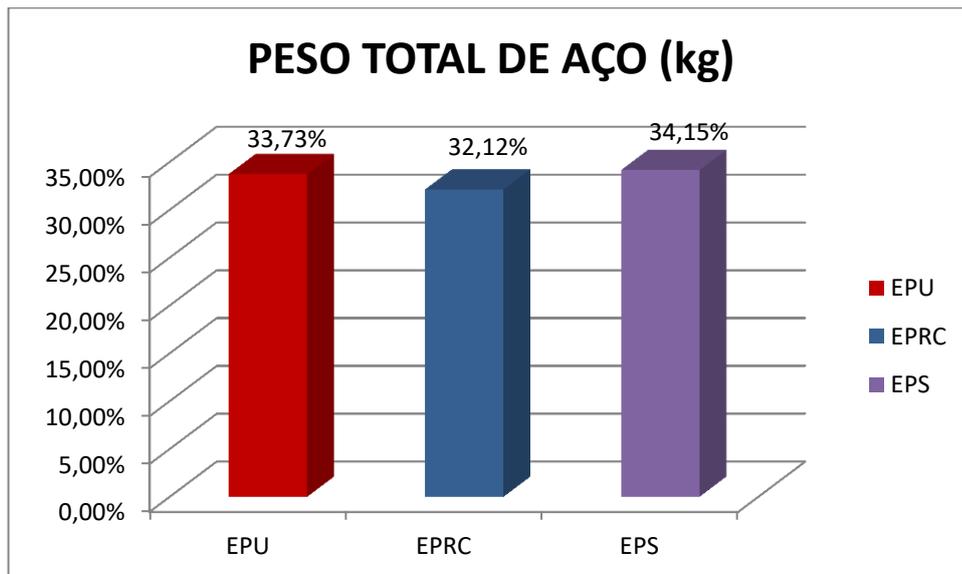
Gráfico 10 – Comparação do aço.



Fonte: Autor, 2017.

O modelo que teve um maior consumo de aço foi o EPS e o que teve um menor consumo foi o modelo EPRC.

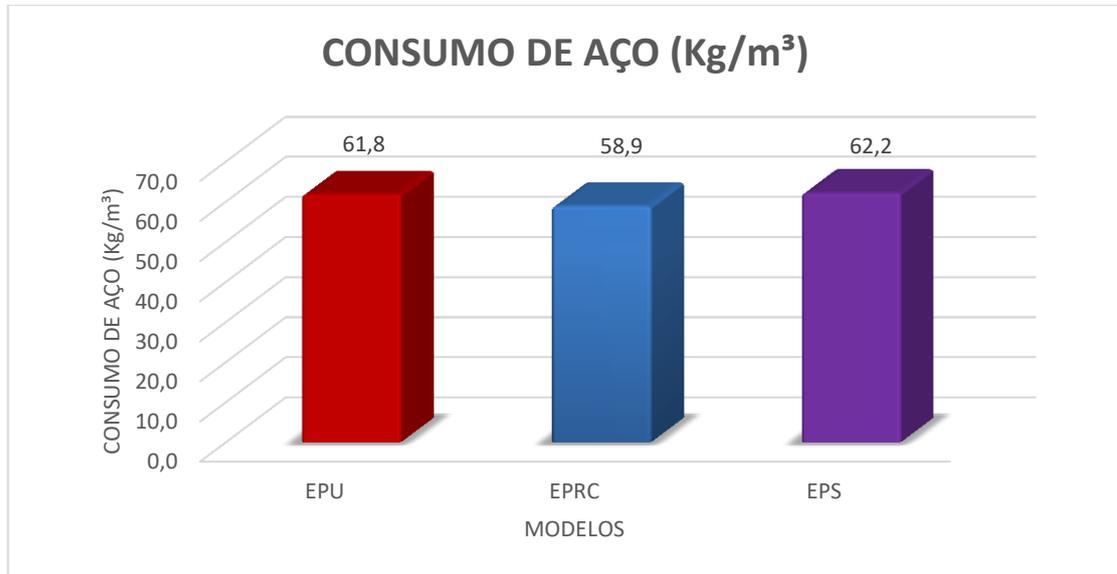
Gráfico 11 – Percentual de aço.



Fonte: Autor, 2017.

O Gráfico 12 faz o comparativo entre os modelos levando em conta o consumo de aço, sendo que os modelos EPU e o EPS encontram-se bem próximos e obtendo um consumo maior de aço em relação ao modelo EPRC.

Gráfico 12 – Comparação do consumo de aço.



Fonte: Autor, 2017.

4.4.1 Composição de custos dos materiais

Para a elaboração do custo do material foi utilizado o SINAPI – Sistema nacional de pesquisa de custo e índices da construção civil, na cidade de Palmas/TO. Tendo como o mês para referência o de Agosto/2017. Com a utilização do concreto bombeável, classe de resistência de 30 MPa, 40 MPa e 50 MPa, com brita 0 e 1, abatimento de 100 ± 20 milímetros. O aço utilizado foi o CA 50 e CA 60 e a madeira compensada plastificada para forma de concreto com espessura de 18 milímetros e com 7 utilizações.

4.4.1.1 Composição do modelo EPU

Na Tabela 12 é apresentada a descrição dos materiais utilizados para o primeiro modelo que consiste nos pilares possuindo a mesma resistência característica e a mesma geometria ao longo da altura. A mesma mostra a quantidade de materiais, todas as informações foram possíveis através da disponibilização do *software Eberick V8* e a composição dos custos com a utilização da tabela do SINAPI, em anexo, custo total.

Tabela 12 – Composição de custo para o modelo estrutural uniforme.

ITEM	DESCRIÇÃO	UN	QTE	CUSTO	
				UNITÁRIO (R\$)	TOTAL
1	Concreto usinado bombeável, fck 30Mpa, com B0 e 1	m ³	4352,7	388,74	1692068,598
2	Aço CA 50 ϕ6.3, dobrado e cortado	Kg	17764,5	4,89	86868,405
3	Aço CA 50 ϕ8.0, vergalhão	Kg	27966	4,89	136753,74
4	Aço CA 50 ϕ10.0, dobrado e cortado	Kg	54774,2	4,68	256343,256
5	Aço CA 50 ϕ12.5, dobrado e cortado	Kg	57258,6	4,44	254228,184
6	Aço CA 50 ϕ16.0, dobrado e cortado	Kg	35680,1	4,44	158419,644
7	Aço CA 50 ϕ20.0, dobrado e cortado	Kg	13495,1	4,44	59918,244
8	Aço CA 50 ϕ25.0, dobrado e cortado	Kg	13853,7	4,28	59293,836
9	Aço CA 60 ϕ5.0, dobrado e cortado	Kg	48419,9	4,33	209658,167
10	Chapa de madeira compensada plastificada para forma de concreto, e = 18mm	m ²	22162,2	39,54	876293,388
				TOTAL	3789845,46

Fonte: Autor, 2017.

4.4.1.2 Composição do modelo EPRC

A Tabela 13 corresponde ao segundo modelo estrutural com mudança da resistência característica do concreto dos pilares ao longo da altura, trazendo consigo a descrição e o quantitativo dos materiais utilizados para moldagem *in loco*, a partir dos valores disponibilizados pelo *software Eberick V8* e o custo unitário retiradas da tabela SINAPI, em anexo, e custo total.

Tabela 13 – Composição de custo para o modelo com mudança da resistência característica do concreto dos pilares.

ITEM	DESCRIÇÃO	UN	QTE	CUSTO	
				UNITÁRIO (R\$)	TOTAL
1	Concreto usinado bombeável, fck 30Mpa, com B 0 e 1	m ³	3669,5	388,74	1426481,43
2	Concreto usinado bombeável, fck 40Mpa, com B 0 e 1	m ³	341,4	314,89	107503,446
3	Concreto usinado bombeável, fck 50Mpa, com B 0 e 1	m ³	341,4	478,59	163390,626
4	Aço CA 50 \varnothing 6.3, dobrado e cortado	Kg	17588,9	4,89	86009,721
5	Aço CA 50 \varnothing 8.0, vergalhão	Kg	26945,2	4,89	131762,028
6	Aço CA 50 \varnothing 10.0, dobrado e cortado	Kg	55745,8	4,68	260890,344
7	Aço CA 50 \varnothing 12.5, dobrado e cortado	Kg	50613,6	4,44	224724,384
8	Aço CA 50 \varnothing 16.0, dobrado e cortado	Kg	33131,6	4,44	147104,304
9	Aço CA 50 \varnothing 20.0, dobrado e cortado	Kg	10033,8	4,44	44550,072
10	Aço CA 50 \varnothing 25.0, dobrado e cortado	Kg	13001,6	4,28	55646,848
11	Aço CA 60 \varnothing 5.0, dobrado e cortado	Kg	49305,1	4,33	213491,083
12	Chapa de madeira compensada plastificada para forma de concreto, e = 18mm	m ²	22139,7	39,54	875403,738
TOTAL					3736958,02

Fonte: Autor, 2017.

4.4.1.3 Composição do modelo EPS

Conforme a Tabela 14 que é apresentada a descrição e o quantitativo dos materiais utilizados para moldagem *in loco* do terceiro modelo estrutural, com o auxílio do *software Eberick V8* e o custo unitário retirados da tabela SINAPI, em anexo, e custo total.

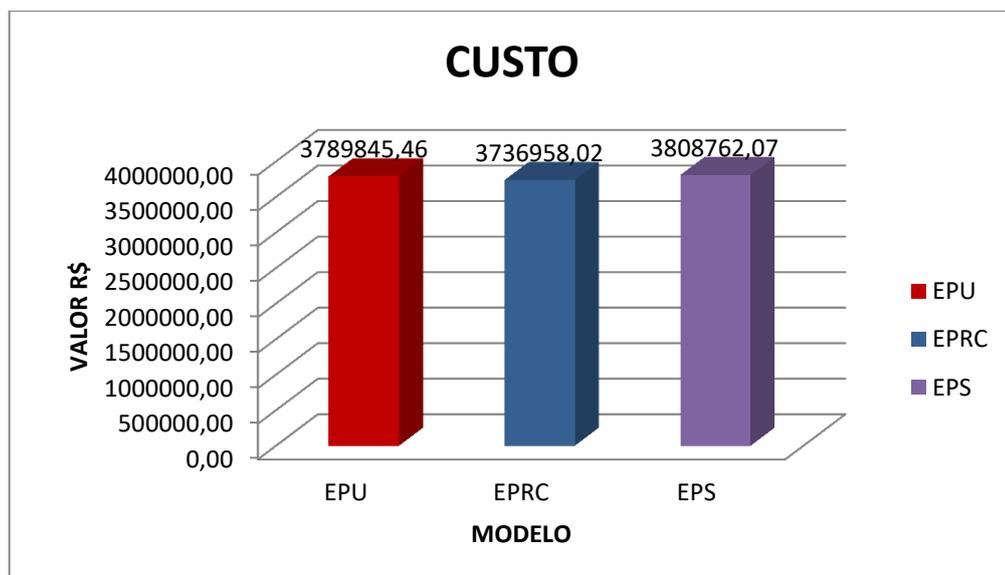
Tabela 14 – Composição de custo para o modelo com mudança na geometria dos pilares ao longo da altura.

ITEM	DESCRIÇÃO	UN	QTE	CUSTO	
				UNITÁRIO (R\$)	TOTAL
1	Concreto usinado bombeável, fck 30Mpa, com B 1	m ³	4381,9	388,74	1703419,806
2	Aço CA 50 \varnothing 6.3, dobrado e cortado	Kg	18617,3	4,89	91038,597
3	Aço CA 50 \varnothing 8.0, vergalhão	Kg	26077	4,89	127516,53
4	Aço CA 50 \varnothing 10.0, dobrado e cortado	Kg	58306,1	4,68	272872,548
5	Aço CA 50 \varnothing 12.5, dobrado e cortado	Kg	53732,1	4,44	238570,524
6	Aço CA 50 \varnothing 16.0, dobrado e cortado	Kg	39658,1	4,44	176081,964
7	Aço CA 50 \varnothing 20.0, dobrado e cortado	Kg	12993,5	4,44	57691,14
8	Aço CA 50 \varnothing 25.0, dobrado e cortado	Kg	13130,4	4,28	56198,112
9	Aço CA 60 \varnothing 5.0, dobrado e cortado	Kg	50058,7	4,33	216754,171
10	Chapa de madeira compensada plastificada para forma de concreto, e = 18mm	m ²	21968,1	39,54	868618,674
				TOTAL	3808762,07

Fonte: Autor, 2017.

No Gráfico 13 mostra o comparativo de custo entre os três modelos, onde o modelo EPS possui um custo total maior que os demais. Assim, é possível averiguar que o modelo EPRC teve o menor custo quando comparado com os demais estruturas.

Gráfico 13 – Comparação entre o custo dos três modelos estruturais.



Fonte: Autor, 2017.

A partir da análise do Gráfico 14 é possível comparar os três modelos estruturais em relação ao custo de cada um deles e é notório que o modelo EPRC foi aquele que possuiu um menor custo levando em consideração os materiais (concreto, aço e forma). O modelo que possuiu um maior custo foi o modelo EPS que devido a sua redução necessitou de um maior consumo de aço e concreto dos seus elementos estruturais.

5 CONCLUSÃO

Para a concepção arquitetônica de edifícios altos devem contemplar-se soluções para o adequado sistema de contraventamento estrutural, no que se refere ao posicionamento dos elementos verticais e a continuidade estrutural. Este trabalho traz consigo três modelos estruturais diferentes sendo que o intuito é averiguar aquele modelo que melhor atende as características analisadas.

No que tange a estabilidade global da estrutura (coeficiente gama z) as três estruturas estiveram dentro dos limites havendo a consideração do efeito de segunda ordem para todas as direções para todos os modelos, exceto o modelo EPRC na direção “y” isso se deu pelo aumento da rigidez estrutural.

Para os pilares P1, P6 e P32 os momentos fletores nas direções “x” e “y” aquele que possuiu um menor esforço na fundação foi o modelo EPRC isso devido a maior contribuição dos demais pilares próximos aos pilares analisados. E o modelo que teve uma maior contribuição foi o EPU também para as duas direções. No pilar P15 a maior contribuição foi o modelo EPS onde houve uma redução da geometria menor que no P18. E para o P18 o modelo que mais contribuiu foi EPRC.

No que se refere ao quantitativo de material para realização dessas estruturas levando em consideração lajes, pilares, vigas, fundações, escadas e reservatório o modelo que obteve o maior consumo de concreto e aço foi o modelo EPS, devido à redução das seções houve um aumento na fundação necessitando assim uma maior quantidade de material. Para a quantidade de forma utilizada os modelos que necessitaram de uma maior área de forma foram os modelos EPU e EPRC.

Após haver todas as análises dos modelos estruturais dimensionados e gerando todo o quantitativo de material para cada um deles, foi possível apontar e comparar a viabilidade dos custos e nesta comparação identificar aquele momento que possui um menor custo levando em consideração a área de forma, volume de concreto e a quantidade de aço. Desta forma, é possível concluir que o modelo que apresentou melhores condições ao longo do estudo foi o modelo EPRC onde houve a mudança apenas da resistência característica do concreto dos pilares ao longo da altura, sendo que na base do edifício possuía uma resistência característica de 50 MPa até o 9º pavimento, uma redução para 40 MPa até o 19º pavimento e os demais com uma 30 MPa.

SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sugestões para aprimoramento dos trabalhos de conclusão de curso indicam-se:

- Realizar uma nova concepção estrutural, buscando aperfeiçoar os requisitos analisados neste estudo visando uma melhor composição dos resultados;
- Aumentar o número de pavimentos deste trabalho para 40 pavimentos e analisar se o modelo EPRC continuará apresentando valores viáveis;
- A utilização de outro *software* de dimensionamento estrutural podendo ser o TQS para um novo parâmetro;
- Realização do custo total da execução do edifício.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

_____. NBR 6122: **Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2010.

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

_____. NBR 8681: **Ações e segurança nas estruturas – Procedimentos**. Rio de Janeiro, 2004.

_____. NBR 7480: **Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação**. Rio de Janeiro, 2007.

_____. NBR 6120: **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980.

ALONSO, R. U. **Previsão e controle das fundações**. Editora Edgard Blucher LTDA. São Paulo – SP. 1998.

AltoQi. **Sobre O AltoQi EberickV10**. Disponível em: <
<http://www.altoqi.com.br/software/projeto-estrutural/eberick-v10>> Acesso em: 28 de fev. 2017

BASTOS, S. S. P. **Estruturas de Concreto Armado**. Notas de aula da Universidade Estadual Paulista – UNESP. Bauru – SP. 2014.

BASTOS, Q. C. M. A. **Análise do efeito da deslocabilidade lateral em edifício de andares múltiplos em estrutura mista de aço e concreto**. Dissertação de Mestrado Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ. Rio de Janeiro. 2014.

BORGES, L. C. A. CAVALCANTI, A. A. G. FONTE, C. O. A. e FONTE, F. L. F. **Análise do comportamento estrutural de um edifício esbelto de 42 pavimentos**. Anais do 51º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON. 2009.

BOTELHO, C. H. M. e MARCHETTI, O. **Concreto armado eu te amo volume 1, 8ª edição.** 2015.

CARDOSO PEREIRA, V. R. **Projeto estrutural de concreto armado.** Monografia de Conclusão do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC. Florianópolis – SC. 2013.

CARNEIRO, F. e MARTINS, G. J. **Análise de estruturas: contraventamento de edifícios.** Série Estruturas !ª Edição. 2008.

CARVALHO, I. D. MENDES, S. A. NETO, C. J. J. **A estabilidade nos edifícios de múltiplos pavimentos com adoção de núcleos rígidos.** IX Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas – IXCBPE. Rio de Janeiro, 2016.

FRANÇA, R. **Desafios à altura.** Revista Técnica. Ed 224, 2015.

FUSCO, B. P. **Estruturas de concreto: solicitações normais.** Rio de Janeiro – RJ. 1981.

_____. **Tecnologia do concreto estrutural.** Editora PINI, Rio de Janeiro – RJ. 2012.

MONCAYO, Z. J. W. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado.** Dissertação de Mestrado da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo – EESC-USP. São Carlos – SP. 2011.

NETO, A. C. I. **Contribuição à análise da estabilidade global em edifícios de concreto armado com redução brusca de rigidez entre pavimentos.** Dissertação de Mestrado Universidade de Brasília Faculdade de Tecnologia de Engenharia Civil e Ambiental – ENC – UnB. Brasília – DF. 2013.

OLIVEIRA, J. C. A. **Avaliação da Rigidez de Pórticos Tridimensionais de Concreto Armado.** Tese de Doutorado Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2009.

PEDROSO, L. F. **Concreto: as origens e a evolução do material construtivo mais usado pelo homem.** Publicação na Revista Concreto e Construções – Concreto: material construtivo mais consumido no mundo. nº 53 – IBRACON. 2009.

PINHEIRO, M. L. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios.** São Carlos, 2007.

PINHEIRO, M. L. e MUZARDO, D. C. e SANTOS, P. SANDRO. **Estruturas de concreto capítulo 4.** Departamento de Engenharia de Estruturas – USP, São Paulo, 2003.

PINHEIRO, M. L. e SCADELAI, A. M. **Apostila de estruturas de concreto.** São Carlos – SP. 2005.

SCADELAI, A. M. **Dimensionamento de pilares de acordo com a NBR 6118:2003.** Dissertação de Mestrado da Escola de Engenharia de São Carlos – EESC-USP. São Carlos – SP. 2004.

VASCONCELOS, A. C. **Em que casos não se devem aplicar o processo simplificado do γ_z para determinação dos efeitos de 2ª ordem?** Artigo Biblioteca Digital TQS, São Paulo – SP. 2000.

ANEXOS