



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

Ricardo Lucas Sakrezenski

ESTUDO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS
PAVIMENTOS, VARIANDO A GEOMETRIA DO NÚCLEO RÍGIDO

Palmas - TO

2018

Ricardo Lucas Sakrezenski

ESTUDO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS
PAVIMENTOS, VARIANDO A GEOMETRIA DO NÚCLEO RÍGIDO

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. Esp. José Silvério de
Oliveira Junior

Palmas – TO

2018

Ricardo Lucas Sakrezenski

ESTUDO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS
PAVIMENTOS, VARIANDO A GEOMETRIA DO NÚCLEO RÍGIDO

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) I
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. Esp. José Silvério de
Oliveira Junior

BANCA EXAMINADORA

Aprovada em 07/11/2018

Prof. Esp. José Silvério de Oliveira Junior
Orientador
Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

Prof. M.e. Daniel Iglesias de Carvalho
Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

Prof. M.e. Denis Cardoso Parente
Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

Palmas – TO

2018

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 1: Pórtico unifilar 3D</i>	15
<i>Figura 2: Sistema de contraventamento – núcleo de rigidez</i>	17
<i>Figura 3: Formatos de núcleos rígidos</i>	18
<i>Figura 4: Cálculo do coeficiente gama-z</i>	20
<i>Figura 5: Corte Técnico</i>	23
<i>Figura 6: Planta baixa – Pavimento Térreo</i>	24
<i>Figura 7: Planta baixa – Pavimento Tipo</i>	24
<i>Figura 8: Planta de Forma Inicial</i>	25
<i>Figura 9: Núcleo Rígido: Geometria “U”</i>	26
<i>Figura 10: Núcleo Rígido: Geometria “T”</i>	26
<i>Figura 11: Materiais e durabilidade</i>	29
<i>Figura 12: Ações horizontais, Vento</i>	32
<i>Figura 13: Processo de cálculo em pórtico espacial</i>	35
<i>Figura 14: Pórtico 3D do edifício: Modelo estrutural de referência (MR)</i>	37
<i>Figura 15: Planta de fôrmas do pavimento tipo do modelo MR</i>	38
<i>Figura 16: Planta de formas do pavimento tipo do modelo MR</i>	38
<i>Figura 17: Análise estática linear do modelo MR</i>	39
<i>Figura 18: Planta de fôrmas do pavimento tipo do modelo MT</i>	40
<i>Figura 19: Figura 19: Análise estática linear do modelo MT</i>	41
<i>Figura 20: Figura 20: Extinção dos pórticos na direção Y e aumento da inércia na direção X</i>	42
<i>Figura 21: Figura 21: Planta de fôrmas do pavimento tipo do modelo MU</i>	43
<i>Figura 22: Figura 22: Análise estática linear do modelo MU</i>	44
<i>Figura 23: Identificação dos pilares e seus respectivos modelos correspondentes</i>	47

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Coeficiente Gama Z	45
Gráfico 2: Deslocamento Horizontais	45
Gráfico 3: Esforços axiais de compressão	48
Gráfico 4: Momentos fletores na direção X	49
Gráfico 5: Momentos fletores na direção Y	49
Gráfico 6: Esforços cortantes na direção X	50
Gráfico 7: Esforços cortantes na direção Y	50
Gráfico 8: Diferença em porcentagem dos acréscimos e decréscimos de esforços na fundação com base no modelo MR	53
Gráfico 9: Custo total dos modelos estruturais.....	54

LISTA DE QUADROS E TABELAS

Tabela 1: Classe de agressividade ambiental.....	29
Tabela 2: Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento das armaduras.....	30
Tabela 3: Cargas acidentais utilizadas.....	31
Tabela 4: Nomenclatura dos modelos estruturais adotados	36
Tabela 5: <i>Deslocamentos horizontais dos modelos estruturais</i>	46
Tabela 6: <i>Esforços atuantes na base dos pilares dos diferentes modelos</i>	48
Tabela 7: <i>Resumo de acréscimo ou decréscimo de esforços na base das fundações</i>	52

SUMARIO

1 INTRODUÇÃO	6
1.1 PROBLEMA DE PESQUISA.....	7
1.2 OBJETIVOS.....	7
1.2.1 Objetivo Geral.....	7
1.2.2 Objetivos Específicos.....	7
1.3 JUSTIFICATIVA.....	8
2 REFERENCIAL TEÓRICO	9
2.1 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL.....	9
2.2 ESTABILIDADE GLOBAL.....	11
2.3 TIPOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL	12
2.4 SOFTWARE DE CALCULO.....	15
2.5 NÚCLEOS RÍGIDOS E AS DIFERENTES GEOMETRIAS.....	17
2.6 AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE DA ESTRUTURA A PARTIR DO COEFICIENTE GAMA Z.....	19
2.7 AS MUDANÇAS DE ESFORÇOS NA FUNDAÇÃO: FORÇA NORMAL E MOMENTO FLETOR	21
2.8 DETERMINAÇÃO DE INDICATIVOS DE CUSTOS	21
3 METODOLOGIA	23
3.1 DESENHOS DO ESTUDO.....	23
3.2 OBJETO DE ESTUDO.....	24
3.3 DESENVOLVIMENTO DO ESTUDO DE CASO	26
3.3.1 Pré-dimensionamento.....	26
3.3.2 Determinação dos carregamentos verticais e horizontais.....	31
3.3.3 Avaliação da estabilidade global da estrutura, a partir do coeficiente gama-z..	33
3.3.4 Análise das mudanças de esforços na fundação: força normal e momento fletor	34
3.3.5 Determinação dos indicativos de custos de consumo de materiais: Volume de concreto, área de forma e consumo de aço	34

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	35
4.1 PRESCRIÇÕES PARA O LANÇAMENTO DOS MODELOS ESTRUTURAIS....	35
4.2 MODELO ESTRUTURAL DE REFERÊNCIA SEM NÚCLEO DE RIGIDEZ.....	36
4.3 MODELO ESTRUTURAL COM NÚCLEO DE RIGIDEZ EM “T”	40
4.4 MODELO ESTRUTURAL COM NÚCLEO DE RIGIDEZ EM “U”.....	42
4.5 ESFORÇOS NA FUNDAÇÃO.....	47
4.6 CUSTO E CONSUMO DE MATERIAIS	53
5 CONCLUSÃO	55
REFERÊNCIAS	56

1 INTRODUÇÃO

A análise estrutural é uma das principais etapas do projeto de um edifício, sendo responsável pela seleção dos modelos teóricos, que devem simular devidamente a estrutura real da edificação, e do tipo de análise, com relação ao comportamento dos materiais. Assim, o objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com o intuito de realizar averiguações de estados limites últimos e de serviço (NBR 6118:2014).

A análise de uma estrutura é imprescindível para determinar seus esforços solicitantes e deslocamentos, através de modelos matemáticos, com o desenvolvimento de diversos fatores, como o comportamento das ações, do material constituinte, das ligações entre os diversos elementos em que a estrutura pode ser dividida, e da resposta desses elementos frente às ações sofridas.

Nesse sentido, para se realizar essa análise estrutural faz-se necessário a determinação dos elementos que vão compor a estrutura e geometria das peças, uma vez que o estudo das partes de uma estrutura, no sentido que possam ser associadas a uma teoria de cálculo já consolidada no meio técnico, dá origem aos elementos estruturais.

O estudo das partes que compõem a estrutura é importante para a determinação dos esforços inerentes, sendo que os modelos estruturais consideram composições de um ou mais tipos de elementos estruturais e devem contemplar os diferentes esforços que solicitam a estrutura, a partir de suas geometrias.

As paredes estruturais de concreto e os núcleos rígidos de concreto formam o sistema de contraventamento vertical, que compõe os modelos estruturais, sendo importante o seu estudo no sentido de analisar as subestruturas dentro das estruturas, avaliando os elementos estruturais de grande rigidez, servindo para aferir a estabilidade global do edifício.

Para a realização dessa análise estrutural, atualmente, tem-se como mais precisa a que é feita por meio de modelos de representação global, sendo, portanto, a mais indicada, que é realizada através de ferramentas de modelagem, das quais se pode destacar alguns programas como Eberick, da AltoQI, SAP2000, CYPE, etc.

Os softwares de cálculo estrutural são programas que envolvem a realização de análises do comportamento de edifícios usuais de concreto armado, através de modelos de cálculo lineares e não-lineares de pórticos espaciais, por meio do

Pórtico Unifilar 3D de barras e relatórios obtidos após o processamento da estrutura, possibilitando a análise global da estrutura de um edifício.

Dessa forma, nota-se a importância do uso das tecnologias aplicadas aos processos estruturais da Engenharia Civil, contemplando todas as etapas referentes ao projeto de um edifício, como lançamento de dados, dimensionamento e detalhamento dos elementos e análise estrutural, estando vinculadas, ou pelo menos influenciadas, pela precisão e rapidez proporcionada por esses sistemas computacionais (KIMURA, 2007).

Nesse contexto, este trabalho visa desenvolver uma análise estrutural, a partir do estudo do sistema de contraventamento composto por núcleos rígidos de concreto com diferentes geometrias, através do uso do software Eberick da AltoQI, entendendo-se por sistema de contraventamento, a subestrutura responsável pela propagação das ações horizontais na estrutura de um edifício.

1.1 PROBLEMA DE PESQUISA

Como diferentes geometrias do núcleo rígido podem influenciar no comportamento estrutural de um edifício de múltiplos pavimentos, mantendo-se constante a espessura das paredes?

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Avaliar o comportamento estrutural de um edifício em concreto armado de 15 pavimentos de um modelo de referencia, considerando a criação de 2 modelos novos com diferentes geometrias do núcleo rígido e criando comparações e relações entre os 3 modelos, mantendo as espessuras constantes dos elementos estruturais (lajes, vigas e pilares) alterando apenas a disposição dos pilares parede dos modelos novos.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Avaliar a estabilidade horizontal da estrutura, a partir do coeficiente de majoração dos esforços globais de 1ª ordem devidos aos carregamentos horizontais para obtenção dos esforços finais de 2ª ordem (coeficiente γ_z).

- Analisar as mudanças de esforços na fundação: força normal e momento fletor devido a mudança de geometria;
- Determinar indicativos de custos de consumo de materiais, taxas de aço, relação de volume de concreto para cada tipo de núcleo.

1.3 JUSTIFICATIVA

O modelo estrutural é definido pela composição de elementos estruturais básicos que são definidos por sua forma geométrica e função estrutural, que ao formarem sistemas estruturais permitem a representação clara dos caminhos percorridos pelas ações até os apoios da estrutura, conforme disposto na NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto (ABNT, 2014).

Dessa forma, faz-se importante estudar o comportamento estrutural dos edifícios a partir do conhecimento dos elementos que compõem essa estrutura, de modo a avaliar suas funções estruturais com base em suas formas geométricas, entendendo se as alterações nessas geometrias influenciam a estabilidade global do edifício, bem como se os custos da edificação também são alterados.

Assim, este estudo é relevante dentro da abordagem acadêmica porque propicia ao acadêmico uma maior interface dos conhecimentos teóricos com a prática da Engenharia Civil, fazendo com que os alunos vivenciem a importância de sua formação a partir de pesquisas práticas.

A relevância profissional do estudo se embasa no fato de que a pesquisa pode oferecer evidências para a atuação dos profissionais na respectiva área, tanto no que cabe ao desenvolvimento de estratégias de qualificação do sistema estrutural das edificações, quanto à questão econômica inerente aos modelos estruturais.

Por conseguinte, o estudo pode oferecer contribuições no âmbito social, no sentido de dispor de resultados que podem influenciar à tomada de decisão concernente a grandes edificações, a partir da avaliação da melhor geometria a ser aplicada nas estruturas, considerando melhores custos e a resistência e estabilidade global do edifício.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

Segundo a NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto, a parte estrutural de um projeto pode ser definida como a composição de elementos estruturais básicos que são definidos por sua forma geométrica e função estrutural, que ao formarem sistemas estruturais permitem a representação clara dos caminhos percorridos pelas ações até os apoios da estrutura (ABNT, 2014).

Nesse aspecto, Rebello (2001, p.08) dispõe que,

Conceber uma estrutura é ter consciência da possibilidade da sua existência; é perceber a sua relação com o espaço gerado; é perceber o sistema ou sistemas capazes de transmitir as cargas ao solo, da forma mais natural, é identificar os materiais que, de maneira mais adequada, se adaptam a esses sistemas.

Assim, na concepção da estrutura de um edifício levamos em consideração a combinação de todos os elementos estruturais, bem como a definição das ações a serem consideradas, buscando atender determinados requisitos como segurança, estética, estabilidade, funcionalidade, durabilidade, entre outros.

Na concepção de um edifício, alguns fatores são de grande importância, como atender as especificações do projeto arquitetônico como forma e estética. Esconder os elementos estruturais conforme possível, ou seja, onde for viável levando em consideração a preferência de quem contrata o serviço, embutir as vigas e os pilares nas paredes de vedação, em determinados casos isso não é totalmente possível, sendo necessária adequações caso a caso. A transmissão das cargas deve ser da forma mais direta possível (BASTOS, 2006).

Assim, de maneira geral, uma construção é concebida para atendimento de determinadas finalidades, sendo que a sua implantação envolve a utilização dos mais diversos materiais, como: o concreto armado, as alvenarias de tijolos ou blocos, as esquadrias metálicas e de madeira, os revestimentos, o telhado, as instalações elétricas e hidráulicas, dentre outros (PINHEIRO, 2003).

Devem ser considerados vários aspectos no projeto de uma construção, como: Projeto arquitetônico, contendo a parte ligada à estética e à funcionalidade de uso do edifício; Projeto de estruturas, que dispõe de aspectos relativos à sua

segurança; e Projeto das instalações, que envolve instalações elétricas e hidráulicas (FONTES, 2005).

Os materiais utilizados em uma construção podem ser divididos, resumidamente, em dois conjuntos: *partes resistentes* constituindo a estrutura da construção, responsável pela resistência e estabilidade da construção; e *partes não resistentes* constituindo o enchimento da construção, responsáveis pela forma e pelo aspecto da construção, no caso das alvenarias, esquadrias e os revestimentos (FRANÇA, 1991).

A estrutura é composta de elementos lineares, que são as vigas e pilares, bidimensionais, no caso das lajes, e tridimensionais, que são os blocos de estacas das fundações. Assim, o projeto estrutural, normalmente, compõe-se de três etapas, que se interagem para gerar o projeto da estrutura: concepção estrutural; análise estrutural; e síntese estrutural (FONTES, *et al*, 2005).

Na concepção estrutural é importante considerar o comportamento primário dos elementos estruturais: laje, viga e pilares. Desse modo, a laje caracteriza-se como elemento plano bidimensional, apoiado em seu contorno nas vigas, constituindo os pisos dos compartimentos; recebe as cargas do piso transferindo-as para as vigas de apoio (REBELLO, 2001).

Já a viga é o elemento de barra sujeita a flexão, apoiada nos pilares e, geralmente, embutidas nas paredes; transferindo para os pilares o peso da alvenaria apoiada diretamente sobre ela e as reações das lajes; e os pilares, que são os elementos de barra sujeita a compressão, fornecendo apoio às vigas; transferindo-se as cargas para as fundações

A parte estrutural das construções precisa ser analisada, sendo denominada análise estrutural, que é o tratamento simplificado da estrutura, norteado pelo comportamento primário dos elementos estruturais. Sendo assim, essa análise deve contemplar: o esquema estrutural do piso; a planta de formas; as cargas nas lajes; as reações das lajes nas vigas; e as cargas nas vigas (EPUSP, 2006).

A análise estrutural será tanto mais eficaz quanto mais os resultados do tratamento numérico simplificado aproximarem-se dos valores reais esperados. Dessa maneira, nessa etapa tudo já deve ser pensado tentando maximizar a estabilidade global da estrutura, que discorreremos mais precisamente no próximo item.

2.2 ESTABILIDADE GLOBAL

A NBR 6118/2014 dispõe que a análise global das estruturas inicia-se a partir da classificação dessas estruturas, que pode ser: quanto à mobilidade de seus nós, em estruturas contraventadas e de contraventamento, bem como na identificação, dentro da estrutura, de subestruturas que, devido a sua rigidez a ações horizontais resistem a maior parte dos esforços decorrentes dessas ações, sendo que, quando uma subestrutura é rígida, ela torna-se responsável por absorver não só os efeitos de segunda ordem dela própria, mas de todo o resto da estrutura por ela contraventada.

Nos projetos estruturais são usuais as verificações de elemento a elemento, ou seja, fazendo a análise separadamente em cada parte da estrutura: laje, viga e pilares. Porém, além dessa análise é necessária a atenção ao comportamento como um todo da estrutura, quando todas as suas partes que foram previamente calculadas separadamente estiverem conectadas e suportando todos os carregamentos, agindo assim em conjunto (FRANÇA, 2012).

Assim, existem inúmeros fatores que influenciam a estabilidade global de um edifício, sendo que os de maior relevância são: a influência da rigidez de cada elemento estrutural (lajes, vigas, pilares e caixa de elevador) e a influência das cargas atuantes (verticais e horizontais). (LEONHARDT; MONNIG, 1979).

A influência da rigidez das lajes na estabilidade global de um edifício é muito pequena, e na grande maioria das vezes, pode ser desprezada. Portanto, se o edifício está instável, não adianta aumentar a altura das lajes para solucionar o problema. Logo, os pórticos que estabilizam a estrutura são formados por conjuntos de vigas e pilares (FRANÇA, 1985).

Por conseguinte, no caso das cargas horizontais, a ação do vento é a principal causa desses esforços horizontais nas edificações altas, mas também se deve ter atenção à assimetria da geometria da estrutura, que poderá causar ou se combinar com as cargas do vento, provocar importantes deslocamentos horizontais (LONGO, 2003).

A estrutura absorve as ações horizontais e as conduz até o solo, este caminho se inicia nas paredes do edifício, onde esta ação é resistida por elementos estruturais de grande rigidez, como paredes estruturais e núcleos, tais elementos compõem o sistema de contraventamento (PINHEIRO, 2007).

O sistema de contraventamento pode ser identificado dentro da estrutura, como uma subestrutura que por causa da sua grande rigidez á ações horizontais, resiste a uma grande parcela dos esforços provenientes dessas ações, sendo chamado de subestrutura de contraventamento, conforme NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto (ABNT, 2014).

Um dos sistemas de contraventamento mais usados em edifícios de altura pequena ou média é o uso de núcleos rígidos ou caixa resistente, tal sistema formado pela associação de pilares-paredes absorve grande parcela das ações horizontais que se resumem basicamente aos efeitos do vento e combinações com cargas verticais.

Assim, a estabilidade global de um edifício deve ser analisada segundo os parâmetros estabelecidos pela NBR 6118/2014 (ABNT,2014), de acordo com o tipo de análise adotado pelo engenheiro, assunto que será abordado, mais detalhadamente, no item seguinte.

2.3 TIPOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL

A NBR 6118/2014 (ABNT, 2014), indica cinco formas de se realizar uma análise estrutural, cabendo ao engenheiro adotar pelo menos uma destas:

- ✓ Análise linear;
- ✓ Análise linear com redistribuição;
- ✓ Análise plástica;
- ✓ Análise não-linear;
- ✓ Análise através de modelos físicos.

Assim, na análise linear são considerados os insumos entendidos como elástico-lineares, no sentido de que a elasticidade de um insumo construtivo é relativa à sua disposição em retornar à sua estrutura primitiva, depois de sofrer deformações provenientes das ações externas, tendo uma alteração na sua carga, sendo considerada a relação unidimensional entre tensões e deformações do material, de acordo do cálculo feito a partir do módulo de elasticidade (E), intrínseco e peculiar a cada material (MARTHA, 2010).

A partir dos estudos de Leonhardt; Monnig (1979), pode-se dizer que para se calcular a rigidez dos elementos estruturais lineares é preciso considerar o período de inércia da seção bruta de concreto, sendo que o único comportamento

genuinamente elástico do concreto são as tensões baixas e de curta duração aproximadas até um terço de resistência à compressão.

Para tanto, na análise linear deve-se usar a modulação de elasticidade secante (E_{cs}), já que de acordo com a NBR 6118:2014 (ABNT, 2014), seu percentual é de 85% da modulação de elasticidade tangente inicial (E_{ci}), que obedece à similarmente ao desvio relativo à curva inicial da tensão e deformação, no sentido de definir os estados limites de serviço.

Assim, com base em Oliveira (2007), a análise linear é comumente utilizada para averiguar os ELS, uma vez que o ELU só é utilizado quando existe a garantia da dualidade estrutural, sendo que isso pode ser conseguido através do dimensionamento nos domínios 1, 2 e 3 e na barreira da disposição atinente da linha neutra, x/d , contíguo aos apoios e meios de ajuntamento entre os elementos.

A análise linear com redistribuição, a partir de Wordell (2003), pode ser feita tendo como base a análise linear da estrutura, considerando-se a redistribuição cálculos feitos a partir dos esforços usados, com base na alteração da rigidez dos elementos estruturais, haja vista que o remanejamento dos esforços solicitantes para outras áreas de maior rigidez pode acontecer, a partir da fissuração e entrada no estágio II, provocadas por algumas seções transversais.

Dessa forma, de acordo com Oliveira (2007), essa fissuração pode alterar até 70% da rigidez estrutural referente à flexão do concreto, uma vez que a análise linear com redistribuição propicia a diminuição de períodos fletores nas vigas, bem como a ampliação nos vãos, sendo que a redistribuição acontece através da multiplicação dos períodos nos apoios pelo coeficiente de redistribuição (?), que permite a correção desses períodos nos vãos, haja vista que a NBR 6118/2014 permite uma diminuição de até 25%, caracterizando a fórmula em ($? = 0,75$) no caso de estruturas de nós fixos; e de até 10% ($? = 0,90$) para estruturas de nós móveis, devendo ser considerado (x/d) e de (f_{ck}).

Por conseguinte, Vasconcelos (2005) dispõe que no caso de pilares, consolos e elementos lineares com preponderância de compressão, a redistribuição dos esforços se dá apenas em consequência de remanejamentos nas vigas vinculadas a esses elementos estruturais, já que eles, quando são comprimidos não oferecem utilidade ampla, sendo que a NBR 6118/2014 já determina que a redistribuição de esforços em serviço não deve acontecer, podendo ser feita a verificação de ELS a partir da análise linear.

A análise plástica, com base em Longo (2003), está baseada no entendimento de que o material guarda deformações residuais sob a propriedade denominada plasticidade. Desse modo, a teoria das rótulas plásticas, no que cabe aos elementos lineares, bem como a teoria das charneiras plásticas, usada no caso dos elementos de superfície, que funcionam como placas, são as fundamentais nos projetos, porque possibilitam alterações inflexíveis exatas nos elementos estruturais.

Nesse âmbito, Martha (2010) apresenta em seu estudo que, as rótulas plásticas, também chamadas de articulações, são decorrentes do aumento contínuo do carregamento da viga, que pode gerar escoamento em um ou mais pontos críticos. Assim, a rótula plástica pode ser definida como uma ampliação plástica, duas a três vezes maior que o calculado da curvatura.

Desse modo, segundo Martha (2010), o momento totalmente plástico (M_p) deriva de quando o momento fletor não aumenta mais, restringindo-se a uma extensão de plastificação, nos pontos de momento máximo, sendo que a carga chamada limite é a carga mínima adequada para possibilitar um escoamento sem contenção na estrutura, bem como o desenvolvimento de um número específico de rótulas plásticas, o qual gera um sistema hipostático na estrutura.

A Análise não-linear é compreendida, a partir de Longo (2003), como o limite de envergadura de determinado insumo que apresenta um comportamento não-linear, apresentando uma similaridade não-linear entre as tensões e deformações da estrutura. Dessa forma, a análise não-linear desenvolve-se sob um cálculo comum, gradativa e consecutivamente, por meio da simplificação de técnicas ligadas à análise linear.

Dessa maneira, Pinheiro (2007) dispõe que, para se realizar uma análise não-linear é preciso a disposição de uma implementação computacional ampliada, estando a avaliação da geometria da estrutura e suas armaduras no centro da complexidade desse tipo de análise, uma vez que requerem um cálculo iterativo, com conhecimento e estudo antecipado dessa estrutura.

E por fim, pode definir a análise feita por meio de modelos físicos, a partir do que se compreendeu de Pinheiro, et al, (2003), como um tipo de avaliação incomum, haja visto o custo elevado de sua utilização, porque demanda um laboratório com a disposição de aparelhamentos sofisticados e mão-de-obra especializada, sendo que esse tipo de análise só é recomendada quando os padrões de cálculo forem

escassos ou saírem da finalidade estabelecida pela NBR 6118/2014. Assim, essa análise só é viável para utilização em obras de grande porte, no que cabe à importância pública ou de investimento, já que é responsável pela avaliação de resultados a partir de cálculos analíticos.

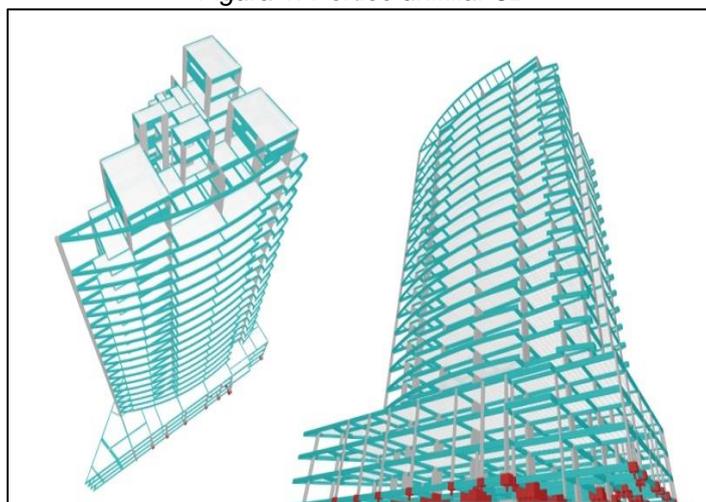
2.4 SOFTWARE DE CALCULO

O programa de cálculo estrutural EBERICK envolve a realização de análises do comportamento de edifícios usuais de concreto armado, usando modelos de cálculo lineares e não-lineares, de pórticos espaciais, sendo que para efetuar a análise global da estrutura de um edifício usando este software, deve-se avaliar a estrutura, através do Pórtico Unifilar 3D de barras e relatórios obtidos após o processamento da estrutura (EBERICK, 2017).

O Pórtico Unifilar 3D de barras apresenta a visualização dos elementos estruturais em 3D, com apenas seus eixos, sendo que as vigas e os pilares ficam representados por barras e pode-se ter acesso a diversos dados globais, como dos diagramas de esforços solicitantes - axiais, fletores, torsores e cortante - e o deslocamento dos nós da estrutura deformada (EBERICK, 2017).

Assim, a partir de Chinem (2010), é possível identificar visualmente os elementos estruturais que estejam com maiores deslocamentos, além de se ter uma ideia melhor do comportamento geral da estrutura, sendo que, também, deve-se verificar os deslocamentos dos pilares do topo da estrutura, como pode ser visualizado na figura, a seguir:

Figura 1: Pórtico unifilar 3D



Fonte: Programa EBERICK, *apud* CHINEM, 2010.

A partir dessa etapa deve-se verificar a estabilidade global da estrutura através do coeficiente de majoração dos esforços globais de 1ª ordem devidos aos carregamentos horizontais para obtenção dos esforços finais de 2ª ordem (coeficiente γ_z). Se o valor for superior a 1,1, a estrutura é considerada como sendo de nós móveis e, conseqüentemente, deve-se considerar os efeitos de segunda ordem através da análise do processo P-Delta. Com uma estrutura de nós móveis, cabe ao projetista estudar a importância dos efeitos de segunda ordem e identificar qual é a combinação de cargas que causa o Gama-Z crítico na estrutura (CHINEM, 2010).

Dessa forma, segundo o estudo de Chinem (2010), em um primeiro momento, a aplicação do processo P-Delta deveria ser feita separadamente para cada combinação de carregamentos. Como isso aumentaria muito o número total de interações necessárias no processamento da estrutura e, conseqüentemente, o tempo de processamento. Assim, o EBERICK adota uma simplificação, a favor da segurança: ao invés de combinar as ações e calcular os efeitos de 2ª ordem sobre as combinações, o programa executa a seguinte sequência:

- I. Calcula os esforços devidos à carga permanente (peso da estrutura em si – vigas, pilares e lajes), carga adicional (peso próprio dos demais elementos da edificação como alvenaria, revestimentos, etc.) e acidental;
- II. Define uma combinação vertical característica (que pode ser alterada pelo usuário) que determina as cargas axiais de cálculo nas barras;
- III. Para cada caso de carregamento horizontal, vento (V1, V2, V3 e V4) e desaprumo (D1, D2, D3 e D4) combina com o esforço axial gerado;
- IV. Calcula o esforço horizontal (H) fictício (iterativamente);
- V. Obtém, com isso, casos de carregamento horizontais majorados em relação aos originais;
- VI. Efetua as combinações normalmente.

Dessa forma, o programa Eberick é um software para projeto estrutural em concreto armado moldado in-loco e concreto pré-moldado que engloba as etapas de lançamento, análise da estrutura, dimensionamento e o detalhamento final dos elementos, possuindo um sistema gráfico de entrada de dados, associado à análise da estrutura em um modelo de pórtico espacial, e a diversos recursos de dimensionamento e detalhamento dos elementos, de acordo com a NBR 6118:2014,

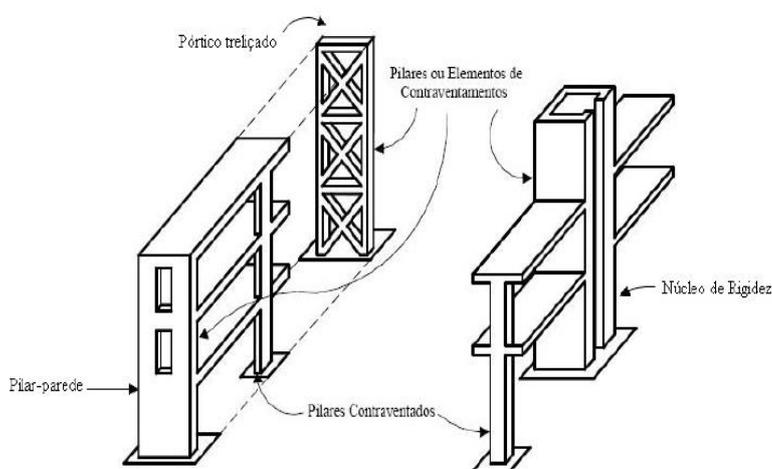
que propicia a visualização tridimensional da estrutura modelada e exportação de arquivos em formato .IFC (BIM), DWG, DXF, STL e .OBJ. (EBERICK, 2017).

O Eberick trata-se de um programa com diversos recursos que proporcionam alta produtividade na elaboração de projetos e no estudo de diferentes soluções para um único projeto, podendo ainda ser complementado por diversos módulos, conforme o tipo e a necessidade dos projetos (EBERICK, 2017).

2.5 NÚCLEOS RÍGIDOS E AS DIFERENTES GEOMETRIAS

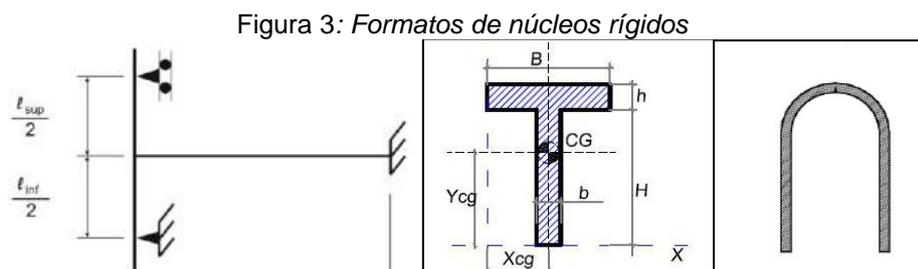
O núcleo rígido faz parte do sistema de contraventamento, sendo formado pela associação de pilares-paredes que absorve grande parcela das ações horizontais que se resumem basicamente aos efeitos do vento e combinações com cargas verticais nas edificações, servindo para a avaliação da estabilidade global de um edifício, segundo os parâmetros estabelecidos pela NBR 6118/2014 (ABNT,2014), conforme figura a seguir:

Figura 2: Sistema de contraventamento – núcleo de rigidez.



Fonte: Fusco, 1981 *apud* Martha, 2010.

Dentro desse sistema estrutural estão as vigas e os pilares, que têm influência significativa na estabilidade global de um edifício. Porém, é preciso ter sensibilidade para identificar quais os elementos preponderantes no comportamento global da estrutura, sendo que um elemento significativo na estabilidade global de uma estrutura são os pilares, que dentre os formatos pode-se na oportunidade destacar os em forma de “T” ou “U”, conforme as figuras a seguir respectivas a alguns dos formatos de núcleos rígidos:



Fonte: Kimura, 2007 *apud* Martha, 2010.

Assim, os pilares nesses formatos podem ser caracterizados junto aos elevadores ou escadas de um edifício. Estes pilares normalmente possuem uma elevada rigidez e contribuem bastante na estabilidade global da edificação, de acordo com Kimura (2007, p.13).

Dessa forma, além desses pilares possuírem uma elevada rigidez, contribuindo muito na estabilidade global da edificação devido à rigidez da estrutura, as cargas aplicadas a ela também influenciam a estabilidade global do edifício, pois sob a ação das cargas verticais e horizontais, os nós da estrutura de um edifício deslocam-se lateralmente, e esses deslocamentos podem, em certos casos, causar o aparecimento de importantes efeitos de segunda ordem (KIMURA, 2007).

Assim, a estrutura dos edifícios é constituída por um pórtico espacial ligado às lajes dos pisos e dispostas ao longo dos diversos andares, que se trata de uma estrutura tridimensional formada por barras, que são os elementos lineares, e por lajes, que são os elementos bidimensionais.

Nesse sentido, para simplificar o projeto, é comum separar a estrutura dos edifícios em duas subestruturas, com base em suas finalidades distintas: subestrutura de contraventamento e subestrutura contraventada. A primeira é formada por elementos de maior rigidez, contendo os chamados núcleos-rígidos, tendo a função principal de resistir às ações horizontais, bem como a uma parcela do carregamento vertical; e a segunda, que é responsável por resistir apenas ao carregamento vertical (CHUST E MIRANDA, 2013, *APUD* PAIXÃO; ALVES, 2017).

Desse modo, para se garantir a segurança da estrutura de um elemento ou de um conjunto deles faz-se necessária a avaliação de sua estabilidade global, etapa essa que é intrínseca à concepção estrutural, sendo importante no sentido de avaliar a perda de sua capacidade de resistência, que é causada pelo aumento das deformações, em decorrência das ações horizontais e verticais na estrutura dos edifícios (CHUST E MIRANDA, 2013, *APUD* PAIXÃO; ALVES, 2017).

Para tanto, como estratégia efetiva para propiciar a redução da instabilidade da edificação tem sido feita a utilização de pilares-paredes com a geometria do núcleo rígido nos diversos formatos, aqui delimitados em “E” e “T”, convenientemente posicionados na planta da edificação, conferindo a esta a rigidez necessária em ambas às direções, no sentido de alcançar a estabilidade da estrutura da edificação.

2.6 AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE DA ESTRUTURA A PARTIR DO COEFICIENTE GAMA Z

O coeficiente γ_Z é utilizado para classificar a estrutura quanto à deslocabilidade dos nós, a fim de destacar o quão significativos são os esforços de 2ª ordem globais para efeitos de cálculo, seguindo as orientações da NBR 6118:2014 (ABNT, 2014), que no seu item 15.4.2 classifica as estruturas da seguinte maneira:

- ✓ Estruturas de nós fixos - $\gamma_Z \leq 1.1$: os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis e podem ser desconsiderados (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas, permite-se considerar apenas os efeitos locais de 2ª ordem;
- ✓ Estruturas de nós móveis - $\gamma_Z > 1.1$: os efeitos globais de 2ª ordem são importantes (superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas, deve-se obrigatoriamente considerar tanto os esforços de 2ª ordem globais como os locais.

Desse modo, os cálculos para classificação da estrutura quanto à deslocabilidade de seus nós são feitos com base em dois critérios apresentados pela NBR 6118:2014: o Parâmetro Alfa (item 15.5.2) e o coeficiente Gama-z, que é apresentado no item 15.5.3.

Assim sendo, o coeficiente γ_Z é mais utilizado, pois, é comum que estruturas sejam assimétricas, tanto na geometria, quanto na questão relacionada à vinculação entre elementos ou carregamentos aplicados na estrutura, fato esse que inviabiliza, na maioria dos casos, a utilização do Parâmetro Alfa, já que ele não é adequado nesses casos para analisar os efeitos de segunda ordem global em estruturas, já

que, em teoria, somente poderia ser adotado em estruturas reticuladas simétricas (FERNANDEZ ET AL, 2017).

O coeficiente γ_Z é determinado a partir dos resultados de uma análise linear de 1ª ordem, para cada caso de carregamento considerado na estrutura. Assim, seu valor é calculado e comparado com os valores limite a partir dos quais a estrutura deve ser considerada como de nós móveis (FERNANDEZ ET AL, 2017).

Por conseguinte, o coeficiente γ_Z é obtido por meio de uma análise elástica, considerando a não linearidade física dos elementos estruturais por meio dos seus valores de rigidez, através da configuração dos valores de rigidez destes, sendo o valor de γ_Z definido de acordo com a representação do cálculo na figura a seguir:

Figura 4: Cálculo do coeficiente gama-z.

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

Fonte: (FERNANDEZ ET AL, 2017).

Portanto, segundo informações do software Eberick (2017), os cálculos são feitos da seguinte forma: $M_{1tot,d}$ = momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura; $\Delta M_{tot,d}$ = soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem, sendo importante ressaltar que a verificação do γ_Z , segundo o item 15.5.3 da NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) é válida para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares.

Assim, serão calculados valores de γ_Z nos eixos X e Y para cada combinação de cálculo definida. Destes, os máximos valores encontrados serão adotados como valores críticos, determinando o valor final do Gama-Z, sendo que o valor de γ_Z representa o próprio efeito de 2ª ordem, devendo-se satisfazer à condição $\gamma_Z \leq 1.1$ para considerar a estrutura como indeslocável = nós fixos (FERNANDEZ ET AL, 2017).

2.7 AS MUDANÇAS DE ESFORÇOS NA FUNDAÇÃO: FORÇA NORMAL E MOMENTO FLETOR

Os esforços internos em uma estrutura caracterizam as ligações internas de tensões, isto é, esforços internos são integrais de tensões ao longo de uma seção transversal de uma barra. Assim, representam o efeito de forças e momentos entre duas porções de uma estrutura reticulada resultantes de um corte em uma seção transversal. Desse modo, os correspondentes de cada lado da seção seccionada são iguais e contrários, pois correspondem uma ação e a reação correspondente (MARTHA, 2010).

Assim, momentos fletores são positivos quando, entrando com as forças e momentos à esquerda de uma seção transversal, a resultante momento na seção for ao sentido horário. De forma consistente: ação e reação, sendo que os momentos fletores são positivos quando, entrando com as forças e momentos à direita de uma seção transversal, a resultante momento na seção for no sentido anti-horário (MARTHA, 2010).

Desse modo o cálculo deve ser feito pelo equilíbrio das porções, uma vez calculadas as reações de apoio de forma correta, tanto faz entrar pela esquerda ou pela direita de uma seção transversal para se determinar os esforços internos. Em geral procura-se determinar os valores dos esforços internos pelo lado que for mais simples (MARTHA, 2010).

O diagrama de momentos fletores é um gráfico que descreve a variação dos momentos fletores ao longo das seções transversais da estrutura. A convenção adotada para o desenho do diagrama é tal que valores positivos de momentos fletores são desenhados do lado das fibras inferiores da barra e negativos do outro lado (MARTHA, 2010).

2.8 DETERMINAÇÃO DE INDICATIVOS DE CUSTOS

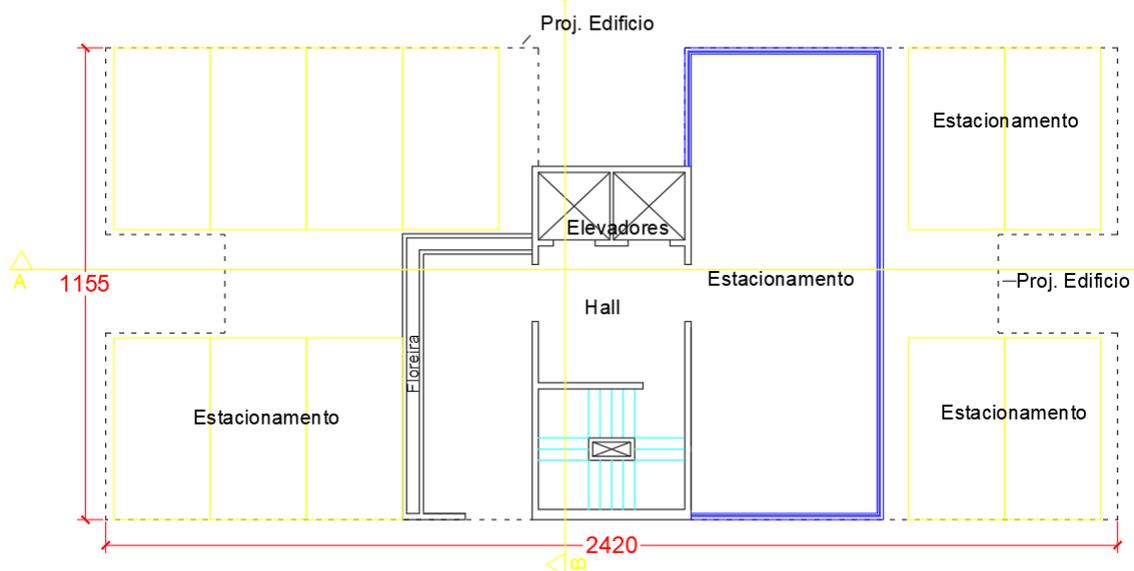
A determinação de indicativos de custos na construção civil é feita a partir da elaboração de um orçamento, que deve ser feito a partir da composição de preço unitário do material. Assim, as empresas necessitam destas composições para conseguirem obter o valor real dos insumos que serão utilizados em uma edificação, bem como para fabricação de um determinado serviço, sendo que se utilizam comumente os indicadores fornecidos pelo SINAPI, uma vez que,

A proposição de um método para estimativa de indicadores de consumo que considere particularidades da construção (projeto e canteiro) tem como finalidade fornecer às empresas indicadores que melhor representam a sua realidade e, conseqüentemente, subsidiar a elaboração de orçamentos mais precisos (GOLDMAN, 1997, p.01).

Desse modo, na construção civil, ao longo da execução de uma edificação e/ou serviço, existem determinadas etapas para levantamento de materiais, visando à obtenção e elaboração do orçamento para futura inicialização do serviço. Tudo isso porque a construção tem diversas características, no qual o processo produtivo pode fazer com que o consumo unitário possa ter certa variação, dessa forma são usadas como parâmetro dados de órgãos oficiais gerenciadores da industrialização e comercialização no ramo da construção civil.

Assim, no estudo foram consideradas as aplicações no projeto do edifício, partindo, inicialmente, da análise de suas plantas-baixas, conforme disposição das figuras 6 e 7, a seguir:

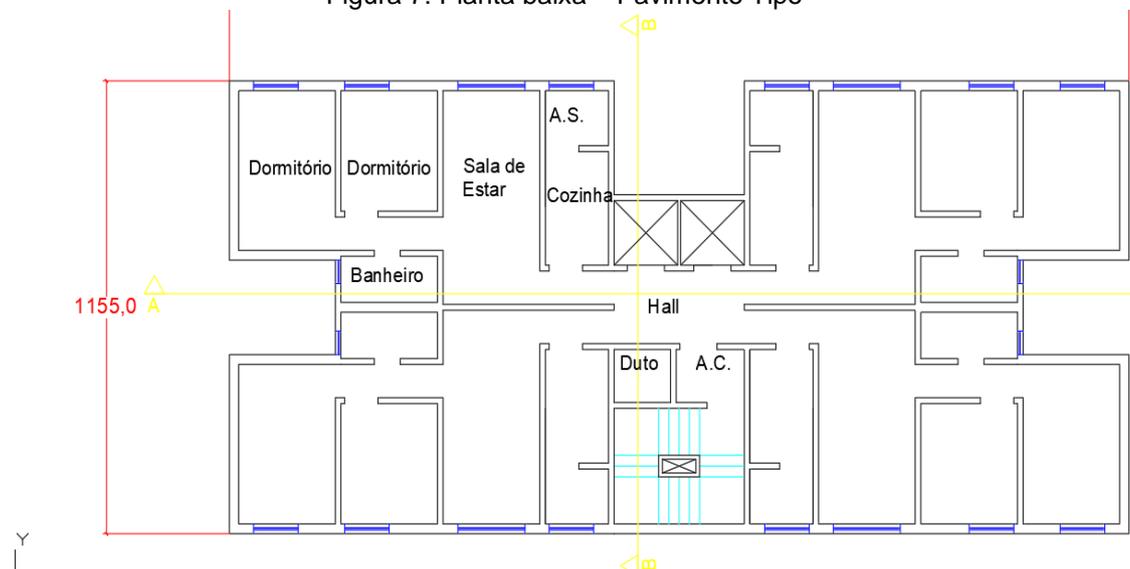
Figura 6: Planta baixa – Pavimento Térreo



PLANTA BAIXA - PAVIMENTO TERREO

Fonte: Tulio Bitencourt, 2007.

Figura 7: Planta baixa – Pavimento Tipo



PLANTA BAIXA - PAVIMENTO TIPO

Fonte: Tulio Bitencourt, 2007.

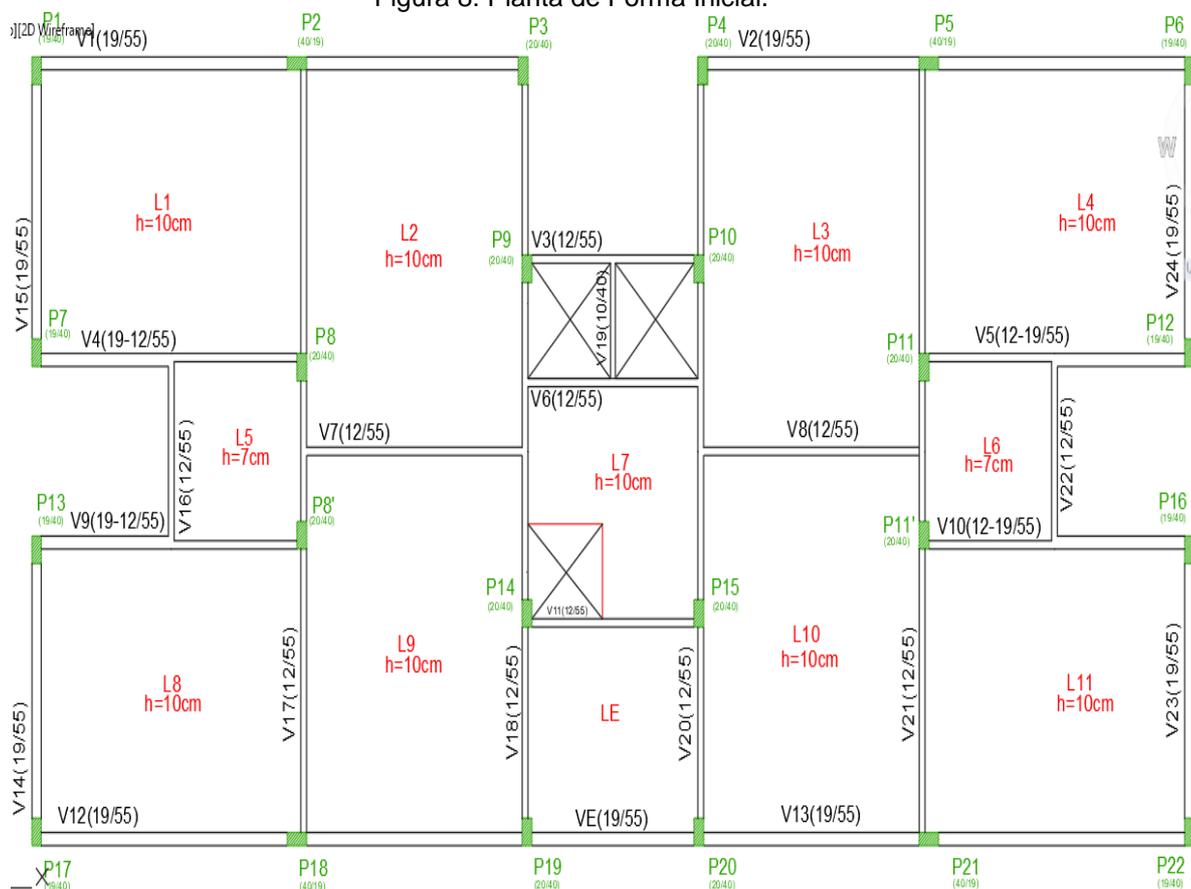
3.2 OBJETO DE ESTUDO

O estudo no seu procedimento metodológico foi desenvolvido em Palmas/TO, no primeiro semestre de 2018, com a realização da revisão de literatura e estudo de caso em um edifício de múltiplos pavimentos, por meio da ferramenta Eberick.

O objeto de estudo usado nesta pesquisa foi o comportamento estrutural do edifício, contendo 15 pavimentos, a partir da aplicação da variação da geometria do núcleo rígido em 2 diferentes modelos, tendo como base o modelo de referencia, através da ferramenta Eberick, propiciando sua avaliação conforme as normas técnicas e bibliografia estudada.

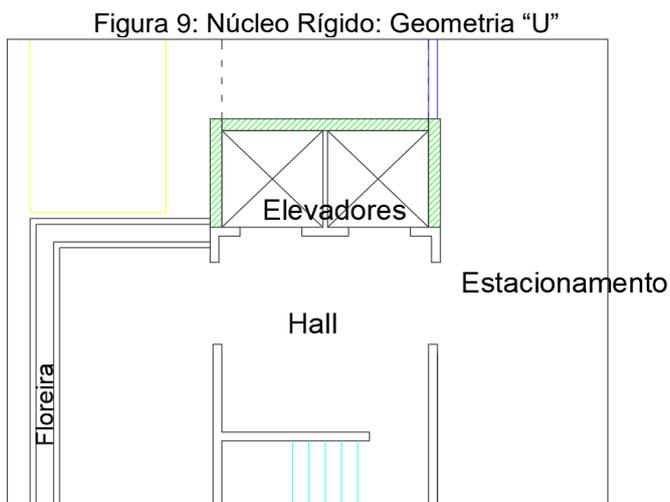
O estudo teve como base o projeto do edifício, a partir da análise da sua planta de forma inicial, conforme figura 08, a seguir:

Figura 8: Planta de Forma Inicial.

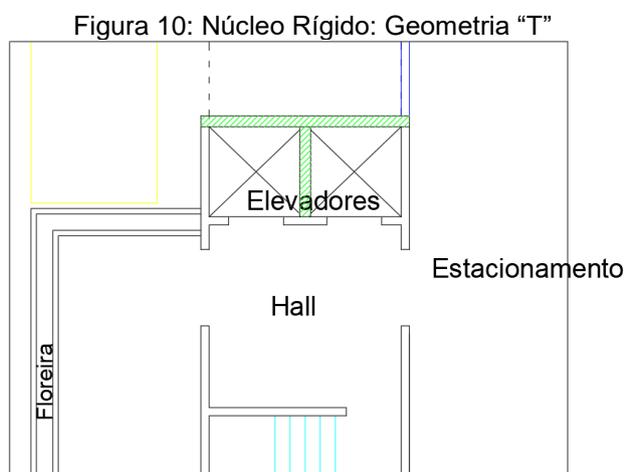


Fonte: Tulio Bitencourt, 2007.

O trabalho se concentra em analisar 3 projetos estruturais do edifício que diferem um do outro apenas na geometria do núcleo rígido do edifício, que especificamente é a associação dos pilares paredes ao redor dos elevadores formando 3 formas geométricas distintas, conforme as figuras 9 e 10 a seguir:



Fonte: O autor, 2017.



Fonte: O autor, 2017.

3.3 DESENVOLVIMENTO DO ESTUDO DE CASO

Para a realização desse estudo, além do projeto, é necessário que sejam predefinidos inúmeros dados e critérios para o lançamento da estrutura no software, tal pré-dimensionamento tem como guia as recomendações da NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto (ABNT, 2014).

3.3.1 Pré-dimensionamento

Nesta etapa, fica definido dados e métodos que serão usados posteriormente para dimensionar os elementos necessários para elaboração do projeto estrutural do edifício de múltiplos pavimentos.

3.3.1.1 Lajes

De acordo com NBR 6118 para lajes maciças devem ser respeitados os limites de espessura mínima de:

- a) 7 cm para cobertura não em balanço;
- b) 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- c) 10 cm para lajes em balanço;
- d) 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- e) 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;

Para estimar a espessura da laje (h) levamos em conta o menor vão (Lx) onde pode ser obtida a partir de: $h = \frac{Lx}{40}$

3.3.1.2 Vigas

Para dimensionar as vigas teremos como altura mínima 25 cm e largura de 12 cm, conforme NBR 6118. Serão adotadas alturas de seção múltiplas de 5 cm. A altura máxima é relacionada ao espaço disponível para a viga, que não deve ultrapassar a distância piso a piso menos a altura das portas e caixilhos.

Pode-se estimar a altura de vigas isostáticas entre:

$$h = \frac{L}{10} \text{ a } h = \frac{L}{12}$$

Para estimarmos a altura de vigas contínuas devemos primeiramente analisar se os vãos estão dentro da relação $\frac{2}{3} \leq \frac{L1}{L2} \leq \frac{3}{2}$ se sim, utiliza-se $h = \frac{Lm}{10}$ a $h = \frac{Lm}{12}$ onde Lm corresponde à média entre a distância dos vãos, porém para vãos muito diferentes onde não se encaixam na relação anterior deve-se adotar um altura própria para a viga de cada um desses vãos.

3.3.1.3 Pilares

Segundo Bakarji (1993) para encontrar as dimensões estimadas dos pilares antes de tudo devemos encontrar a área de influência de cada pilar, que é área no pavimento cujo carregamento é absorvido pelo pilar em questão. Tal área é encontrada a partir de:

- 0,45l para pilar de canto ou extremidade na menor dimensão do pilar;
- 0,55l para complementar os vãos do caso anterior;
- 0,50l para pilar de canto ou extremidade na maior dimensão do pilar;

A partir da área de influência do pilar encontramos a área do pilar estimada a partir de:

$$A_c = \frac{\alpha \cdot A \cdot P \cdot (n+0,7)}{\sigma_{id}} \quad , \quad \alpha = \gamma_f \cdot \alpha_o \quad , \quad \sigma_{id} = (0,85 \cdot f_{cd} + \rho \cdot \sigma_{sd})$$

Onde:

α = coeficiente de majoração da carga

A = área de influência de cada pilar

P = carga distribuída na laje (7 a 13 kn/m²)

n = número de repetições do pavimento tipo

0,7 = coeficiente de cobertura

σ_{id} = tensão ideal de cálculo

$\gamma_f = 1,4$

ρ = taxa geométrica da armadura

σ_{sd} = tensão relativa a deformação específica no aço de 0,002

α_o = coeficiente de majoração de carga em relação ao tipo de pilar

Pilares	Intermediário	Extremidade	Canto
α_o	1,285	1,570	1,785

Vale lembrar que após realizar o pré-dimensionamento precisamos analisar se o pilar calculado se trata de um pilar parede, para ser definido como pilar parede a maior dimensão do pilar deve exceder 5 vezes a menor dimensão do pilar.

3.3.1.4 Avaliação da classe de agressividade ambiental

A agressividade do ambiente é associada às ações físicas e químicas que agem diretamente sobre as estruturas de concreto, sem levar em conta variações volumétricas, retração hidráulica e muitos outros critérios, que são levados em conta no dimensionamento das estruturas. Tendo em questão a cidade de Palmas-TO, para este projeto será definida a classe de agressividade ambiental II, conforme a quadro 1:

Tabela 1: Classe de agressividade ambiental.

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

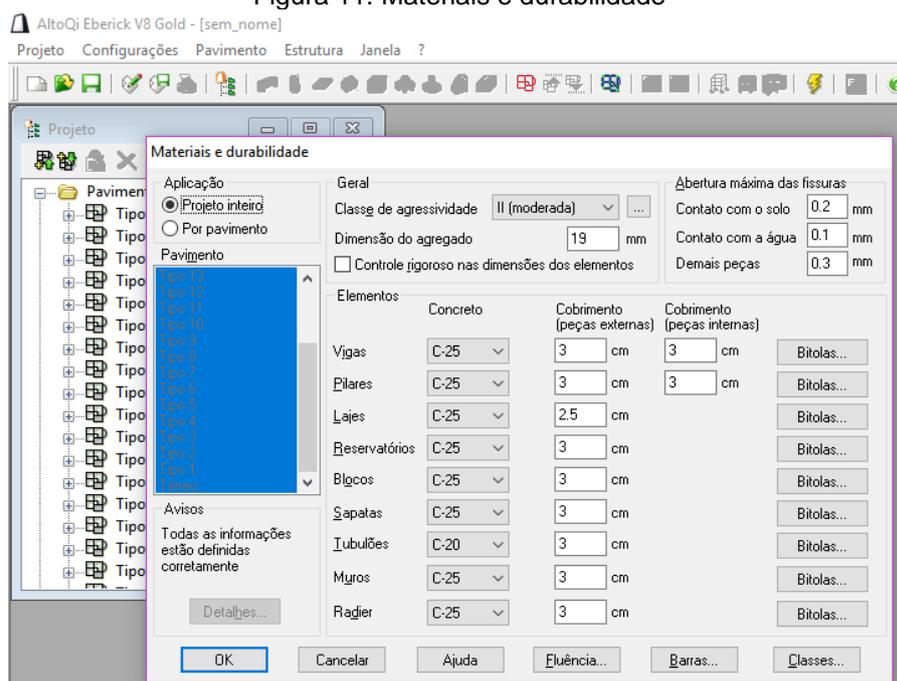
Fonte: NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto (ABNT, 2014).

3.3.1.5 Materiais

Para definições das propriedades dos materiais é preciso determinar o tipo de aço, agregados, classe de agressividade, cobrimento das armaduras, etc.

A configuração dos materiais e durabilidade é definida de acordo com o projeto estrutural, no software a caracterização desses materiais é feita através do menu: Configurações > Materiais e durabilidade, conforme figura 11:

Figura 11: Materiais e durabilidade



Fonte: Eberick, 2017.

3.3.1.6 Cobrimento das armaduras

Para definir o cobrimento das armaduras de lajes, vigas e pilares deve-se levar em consideração a classe de agressividade do ambiente. Conforme a tabela 02, para este projeto definiu-se o cobrimento da armadura para lajes de 25mm, e para vigas e pilares de 30mm, conforme disposto na tabela 2, a seguir:

Tabela 2: Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento das armaduras.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal regular mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto (ABNT, 2014).

3.3.1.7 Altura de piso a piso

Foi utilizada a altura de 3,00m para o pavimento térreo e 2,75m para os demais pavimentos, conforme o projeto, indicado nas figuras 8 e 9.

Para as análises em questão, serão consideradas três tipologias de núcleos rígidos, dentro do sistema de contraventamento, considerando os diferentes tipos de ligações (rígidas e semi-rígidas), totalizando dessa forma 3 modelos em estudo para o edifício selecionado, avaliando as larguras, alturas e disposições dos pilares de extremidade.

3.3.2 Determinação dos carregamentos verticais e horizontais

É necessário que consideremos as ações verticais e horizontais que atuam em uma estrutura, para isso usamos como base as NBR's pertinentes.

3.3.2.1 Carregamentos verticais

Para determinação dos carregamentos verticais atuantes na estrutura, deve-se seguir as observações normativas da NBR 6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações (ABNT, 1980) que visa fixar as condições exigíveis para determinar as cargas permanentes e acidentais.

3.3.2.2 Cargas permanentes

São as cargas verticais do próprio peso da estrutura e todos os elementos fixos e permanentes instalados na estrutura. Para cálculo é necessário conhecer o peso específico dos materiais e o volume que os mesmos ocupam, como volume das lajes, vigas, pilares e demais elementos ou instalações situadas no edifício.

3.3.2.3 Cargas acidentais

Tratam-se das cargas que podem atuar sobre a estrutura como pessoas, veículos, materiais diversos, entre outros.

Para evitar uma verificação mais exata das cargas acidentais considerou-se um acréscimo de 3 kN/m² no valor da carga acidental, conforme previsto na NBR 6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações (ABNT, 1980). As cargas acidentais adotadas foram:

Tabela 3: Cargas acidentais utilizadas

<i>Local</i>	<i>Carga (kn/m²)</i>
<i>Dormitório, sala, copa, cozinha e banheiro</i>	1,5
<i>Despensa, área de serviço e lavanderia</i>	2
<i>Escadas</i>	3

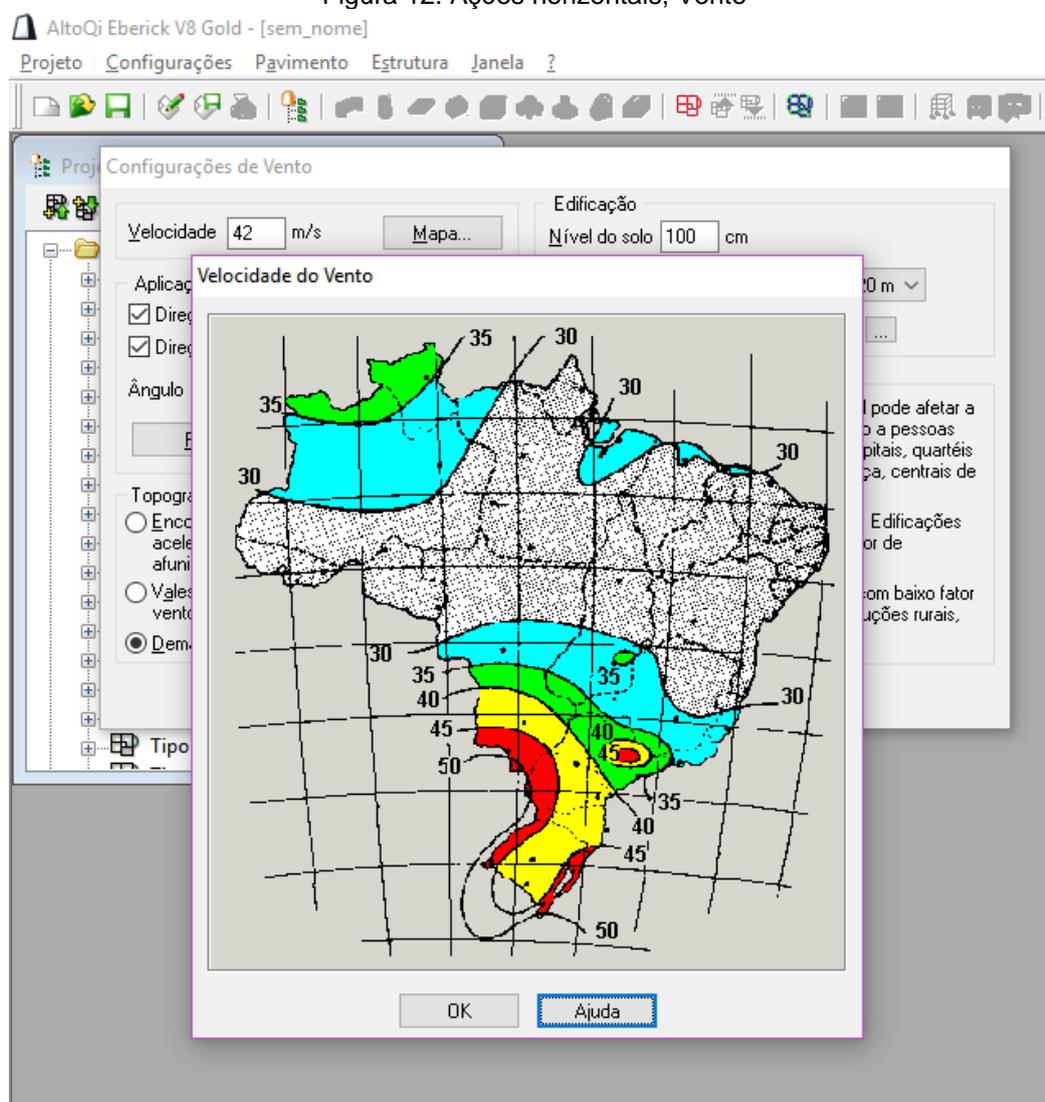
Fonte: NBR 6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações (ABNT, 1980)

3.3.2.4 Forças horizontais (vento)

As forças que atuam horizontalmente em um edifício devem ser consideradas no projeto estrutural do mesmo, para tanto devem ser consideradas as observações da NBR 6123 (ABNT, 1988) - forças devido ao vento em edificações.

Deve ser analisada as forças horizontais de acordo com o local em que se é situado o edifício. Podemos usar os dados fornecidos pelo Eberick que podem ser obtidos através do menu: configurações > vento onde o mapa fornecido possui as informações relacionadas as velocidades médias do vento conforme a localidade, como pode ser observado na figura 15:

Figura 12: Ações horizontais, Vento



Fonte: Eberick, 2017.

3.3.3 Avaliação da estabilidade global da estrutura, a partir do coeficiente gama-z

Conforme a NBR 6118, toda estrutura deve ser verificada a estabilidade global, que adota o parâmetro de instabilidade γ_z para avaliar a sensibilidade da estrutura. De acordo com as informações do software Eberick (2017) a análise global da estrutura do edifício será feita a partir de dois parâmetros:

✓ **Verificação visual da deformação da estrutura:** essa deformação da estrutura será visualizada através do Pórtico Unifilar 3D, acessível em Estrutura - Pórtico, no item Elástico-Deslocamentos (EBERICK, 2017), sendo que com essa ferramenta se pretende visualizar o comportamento geral da estrutura, identificando os elementos que estejam com maiores deslocamentos.

✓ **Verificação dos deslocamentos dos pilares do topo da estrutura:** esses serão acessados da janela de dimensionamento dos pilares do último pavimento, no menu Pilares – Deslocamentos (EBERICK, 2017), no sentido de que, com essa ferramenta, seja possível obter informações para a escolha da melhor posição para se atribuir maior rigidez à estrutura, caso necessário.

Dessa forma, a verificação da estabilidade global da estrutura será feita utilizando o coeficiente Gama-z (γ_z) apresentado pela NBR 6118. Caso este valor seja inferior a 1,1, pode-se desprezar os efeitos globais de segunda ordem e, conseqüentemente, desabilitar a opção de análise com o processo P-Delta no Eberick. Todavia, se o valor for superior a 1,1, a estrutura é considerada como sendo de nós móveis e, portanto, devem-se considerar os efeitos de segunda ordem através da análise que leve em consideração estes efeitos, (FERNANDEZ ET AL, 2017).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) afirma que o parâmetro de instabilidade γ_z deverá permanecer no limite de $\gamma_z \leq 1,30$. Não sendo necessário alterar a concepção estrutural do edifício para o seu enrijecimento, como alterar a disposição de pilares mudando seu posicionamento conforme as direções que apresentarem menor rigidez, ou realinhar os pilares e vigas com objetivo de criar pórticos de contraventamento mais eficientes, entre outras alternativas.

As informações relacionadas a estabilidade global podem ser acessadas através do menu: estrutura > relatórios > estabilidade global.

3.3.4 Análise das mudanças de esforços na fundação: força normal e momento fletor

A partir da teoria de Martha (2010), essa análise será feita através do cálculo dos valores relativos ao equilíbrio das porções, uma vez calculadas as reações de apoio, dentro da seção transversal de determinação dos esforços internos. Esses cálculos serão definidos através do diagrama de momentos fletores por meio de um gráfico que descreverá a variação dos momentos fletores ao longo das seções transversais da estrutura.

Os esforços na fundação podem ser acessados no comando: estrutura > gerar > planta de cargas.

Para o estudo em questão será considerada fundação rígida ou engastada.

3.3.5 Determinação dos indicativos de custos de consumo de materiais: Volume de concreto, área de forma e consumo de aço

Para a análise e obtenção dos resultados referente aos indicativos de consumo de materiais (volume de concreto, área de forma e consumo de aço) foram utilizados dados em planilhas consolidadas, dados estes que foram levantados durante o tempo da pesquisa. Após coletados os dados, foram analisados e com essa análise, foram calculados coeficientes de consumos de materiais para elaboração de elementos estruturais.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 PRESCRIÇÕES PARA O LANÇAMENTO DOS MODELOS ESTRUTURAIS

O desenvolvimento do cálculo e dimensionamento dos modelos elaborados no programa de cálculo, como ilustra a figura 13, foi realizado através do processo de análise em pórtico espacial com a redução média da inércia da inércia dos elementos estruturais por causa da consideração não linear física desses elementos. A não linearidade geométrica da estrutura foi considerada nos modelos apresentados em estudo através do processo P-Delta.

Figura 13: Processo de cálculo em pórtico espacial

Análise

Processo

Pórtico espacial
 Pavimentos isolados

Geral

Redução no engaste para nós semi rígidos %
 Redução na torção para os pilares %
 Redução na torção para as vigas %
 Aumento na rigidez axial dos pilares ...

Salvar automaticamente o projeto após o processamento

Não linearidade física

Rigidez das vigas Eci.Ic
 Rigidez dos pilares Eci.Ic
 Rigidez das lajes Eci.Ic

P-Delta

Utilizar o processo P-Delta
 Número máximo de iterações
 Precisão mínima %
 Combinação vertical de cálculo
 ...

Precisão numérica

Erro estimado máximo %
 Valor absoluto mínimo

Imperfeições globais

Considerar para: Direção X
 Direção Y
 Combinação vertical característica
 ...

Fonte: AltoQi Eberick V8 Gold (2018)

A fundação da estrutura foi lançada em blocos sobre estacas com a aceitação dos critérios mínimos pré-estabelecidos. A partir do pré-dimensionamento a concepção estrutural foi adotada e os pilares foram lançados. O coeficiente gama-

z assim como os deslocamentos da estrutura permaneceram dentro dos limites pré-estabelecidos por norma.

Conforme o quadro 4, para facilitar a interpretação dos dados, adotaremos a seguinte nomenclatura para os modelos:

Tabela 4: Nomenclatura dos modelos estruturais adotados

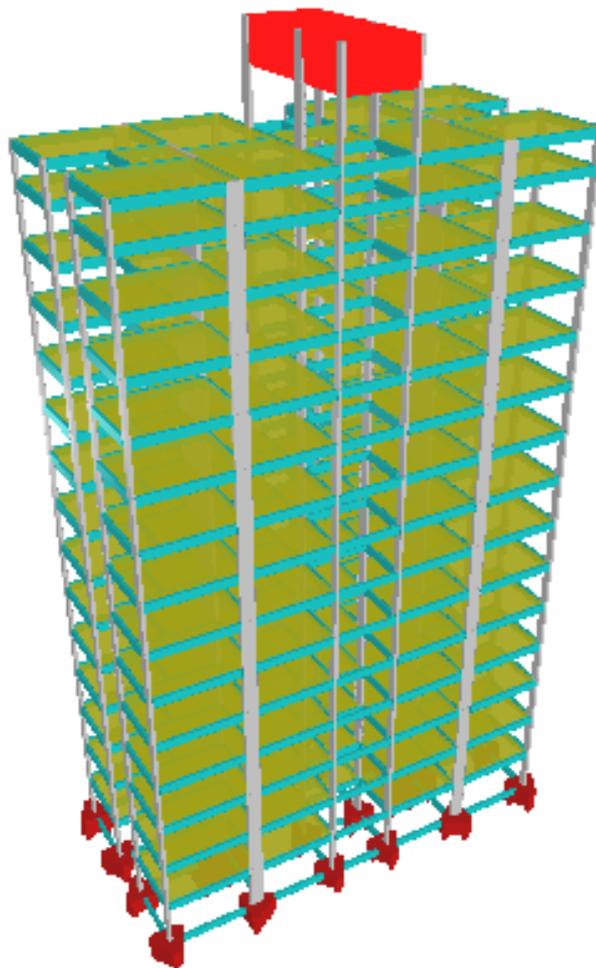
Nomencl.	Modelos Estruturais
MR	Modelo de referência sem núcleo rígido
MT	Modelo com núcleo rígido em T
UM	Modelo com núcleo rígido em U

Fonte: Autor (2018)

4.2 MODELO ESTRUTURAL DE REFERÊNCIA SEM NÚCLEO DE RIGIDEZ

Nesse modelo não foi adotado núcleo de rigidez. A estrutura foi dimensionada de forma a atender aos critérios mínimos estabelecidos por norma como gama-z, deslocamentos e etc.

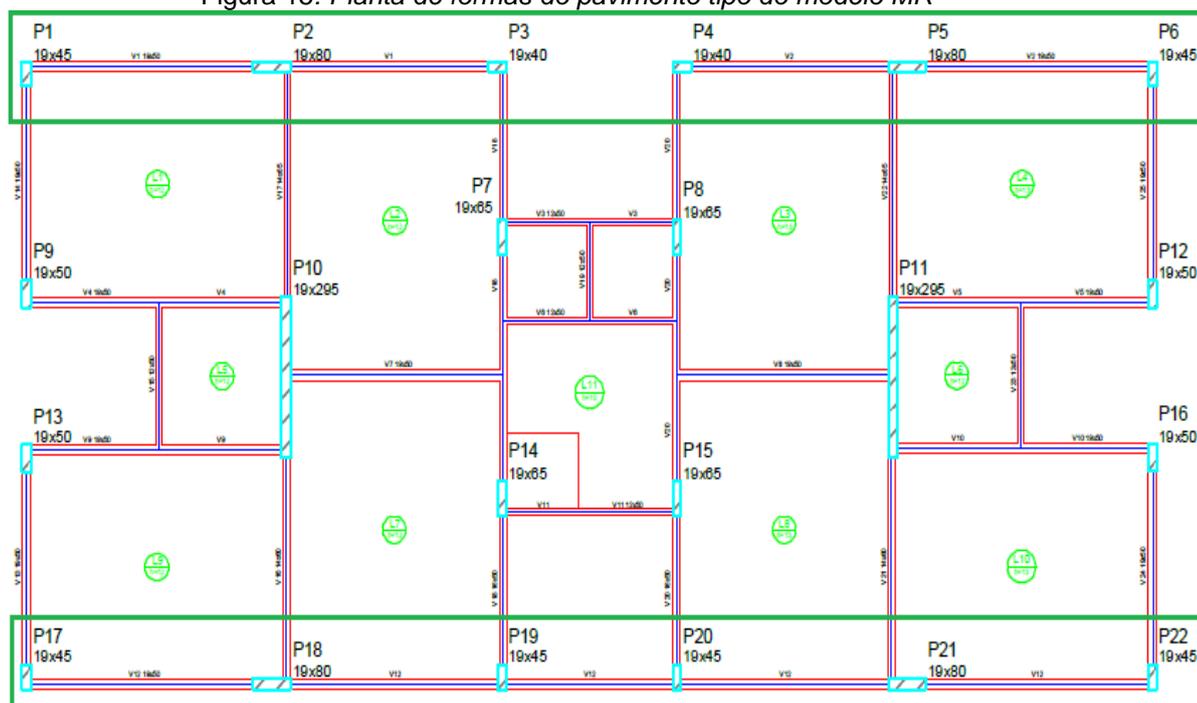
Figura 14: Pórtico 3D do edifício: Modelo estrutural de referência (MR)



Fonte: AltoQi Eberick V8 Gold (2018)

Nesse modelo os pórticos principais que definem os melhores resultados quanto a rigidez do edifício é definida conforme a ilustração da planta de formas nas figura 15 e 16. Os pórticos principais são definidos na direção X conforme a figura abaixo.

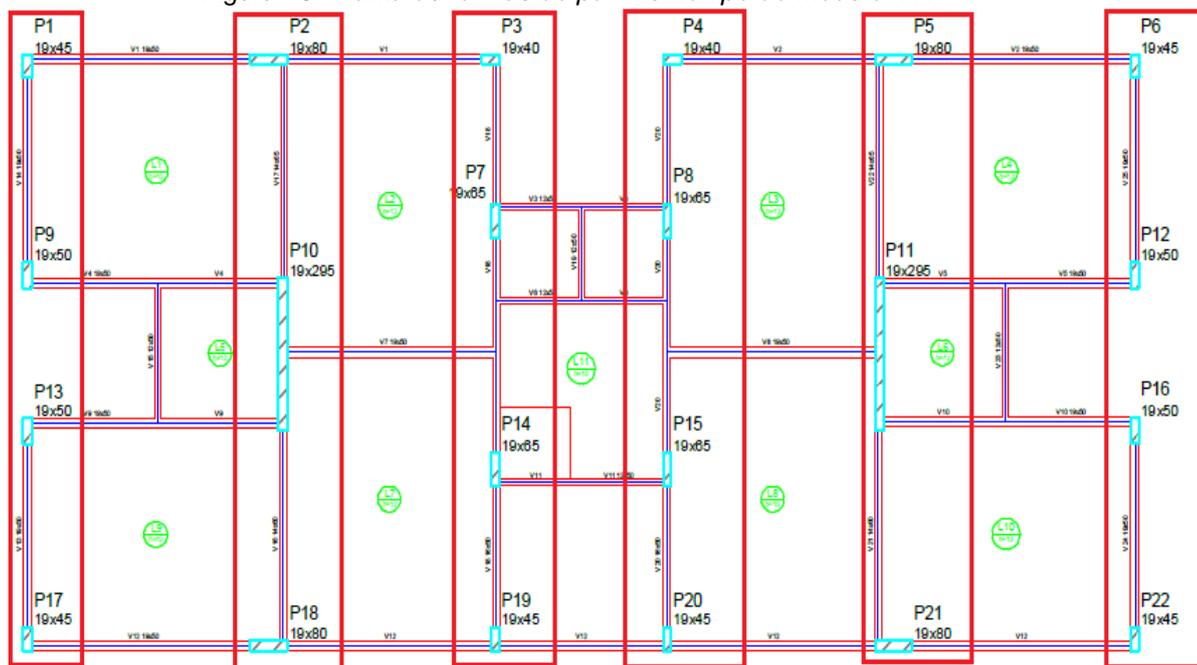
Figura 15: Planta de fôrmas do pavimento tipo do modelo MR



Fonte: Autor (2018)

Os pórticos principais na direção Y são definidos conforme ilustra a planta de formas da figura 16.

Figura 16: Planta de fôrmas do pavimento tipo do modelo MR

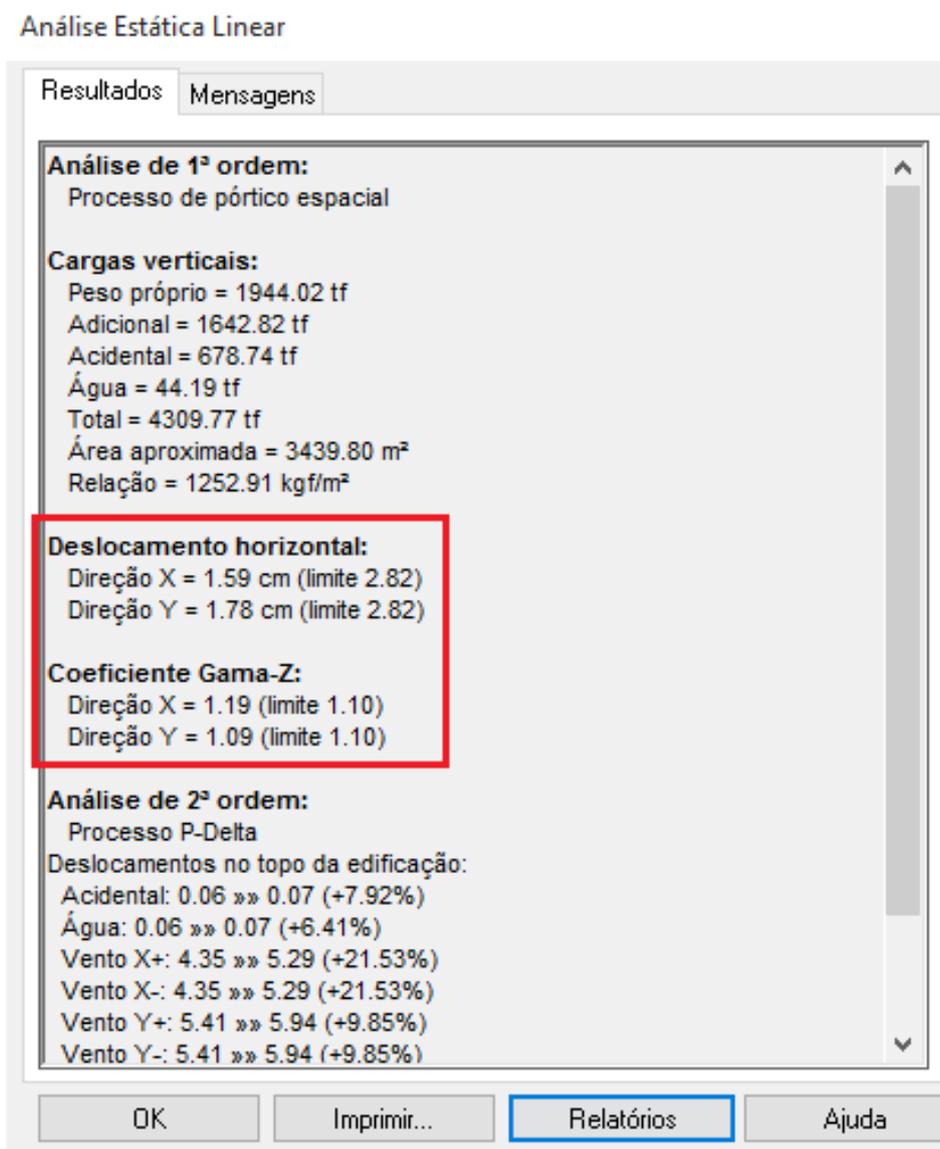


Fonte: Autor (2018)

A disposição dos pilares da estrutura com o alinhamento do maior número possível de pilares favoreceu a rigidez da estrutura na direção Y. Na direção

X a rigidez da estrutura foi favorecida pela sua própria geometria, além dos pórticos de contraventamento dispostos nessa direção. Com o processamento de dados lançados no eberick foi possível verificar o coeficiente Gama-Z e dos deslocamentos horizontais. Todos dentro dos limites estabelecidos em norma e conseqüentemente pelo programa. A figura ilustra a análise estática linear onde são expressos esses resultados.

Figura 17: Análise estática linear do modelo MR



Fonte: Eberick V8 Gold (2018)

De acordo com Kimura (2007), em projetos de estruturas de concreto armado deve-se manter um gama-z igual ou inferior a 1,20. A partir desse valor o edifício pode apresentar um grau de instabilidade elevado, o que não é recomendado.

Quanto ao deslocamento horizontal, os valores também estão dentro dos limites estabelecidos por norma, tanto na direção X como também na direção Y.

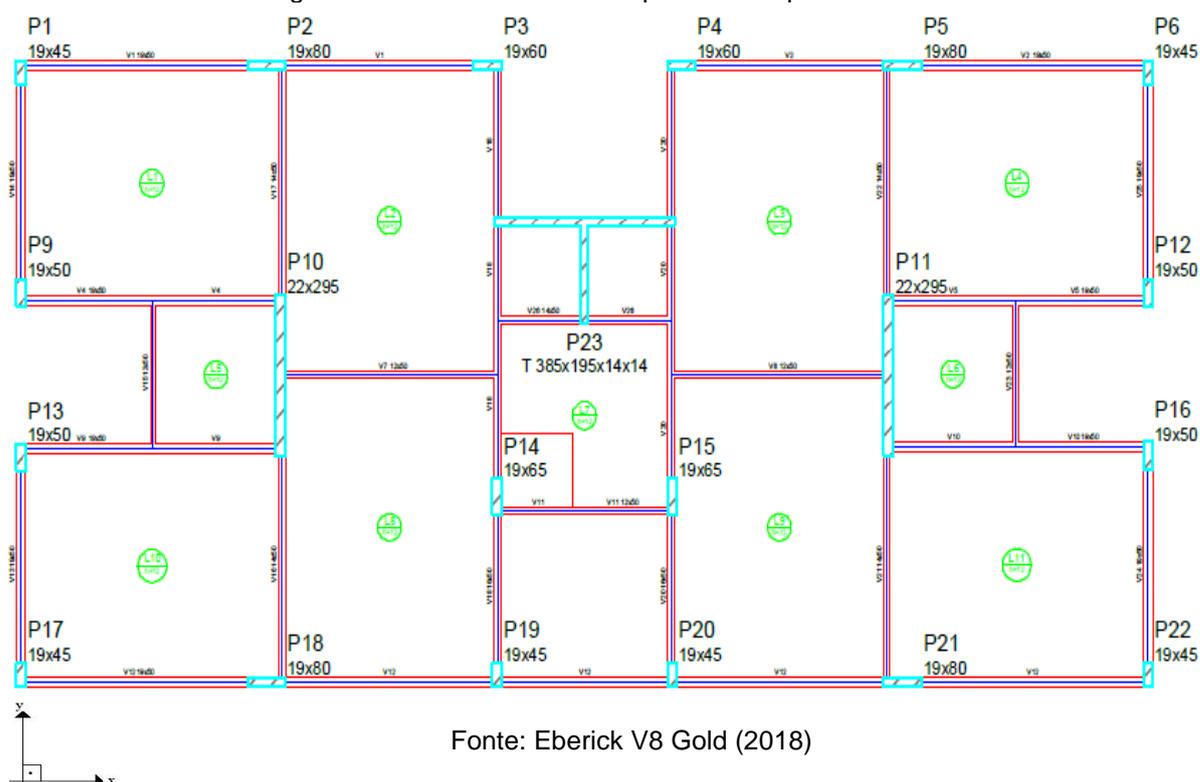
4.3 MODELO ESTRUTURAL COM NÚCLEO DE RIGIDEZ EM “T”

Partindo do modelo de referência foi empregado um pilar como núcleo de rigidez no formato “T” em substituição de alguns pilares dispostos nas proximidades do fosso do elevador. A proposta do modelo (MT) é a substituição dos pilares P7 e P8 (como ilustra as figuras 16 e 17 do modelo de referência pelo Pilar P23 com a finalidade de analisar as alterações sofridas na estrutura quanto a sua deslocabilidade e os seus efeitos na estrutura.

A planta de fôrmas do pavimento tipo do modelo (MT) ilustra a disposição do pilar P23 conforme a figura 18 ilustra.

Figura 18:

Figura 18: Planta de fôrmas do pavimento tipo do modelo MT

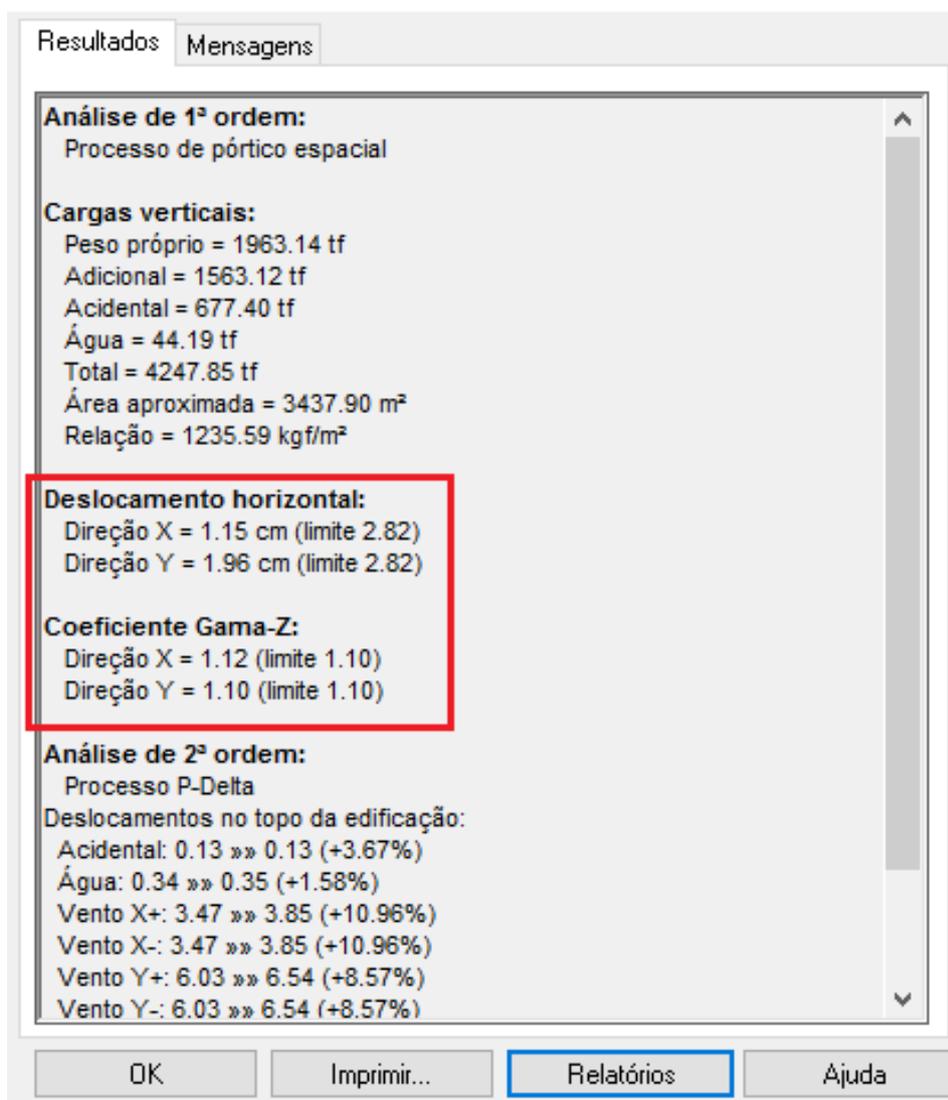


Fonte: Eberick V8 Gold (2018)

Além da definição dos pórticos e dos pilares-parede P10 e P11, nesse modelo, o pilar P23 contribui significativamente para o enrijecimento da estrutura nas duas direções, apesar da redução da inercia em uma das direções com relação ao modelo anterior. Com o processamento da estrutura foi obtido os valores do coeficiente gama-z e deslocamentos horizontais como ilustra a figura 19.

Figura 19: Figura 19: Análise estática linear do modelo MT

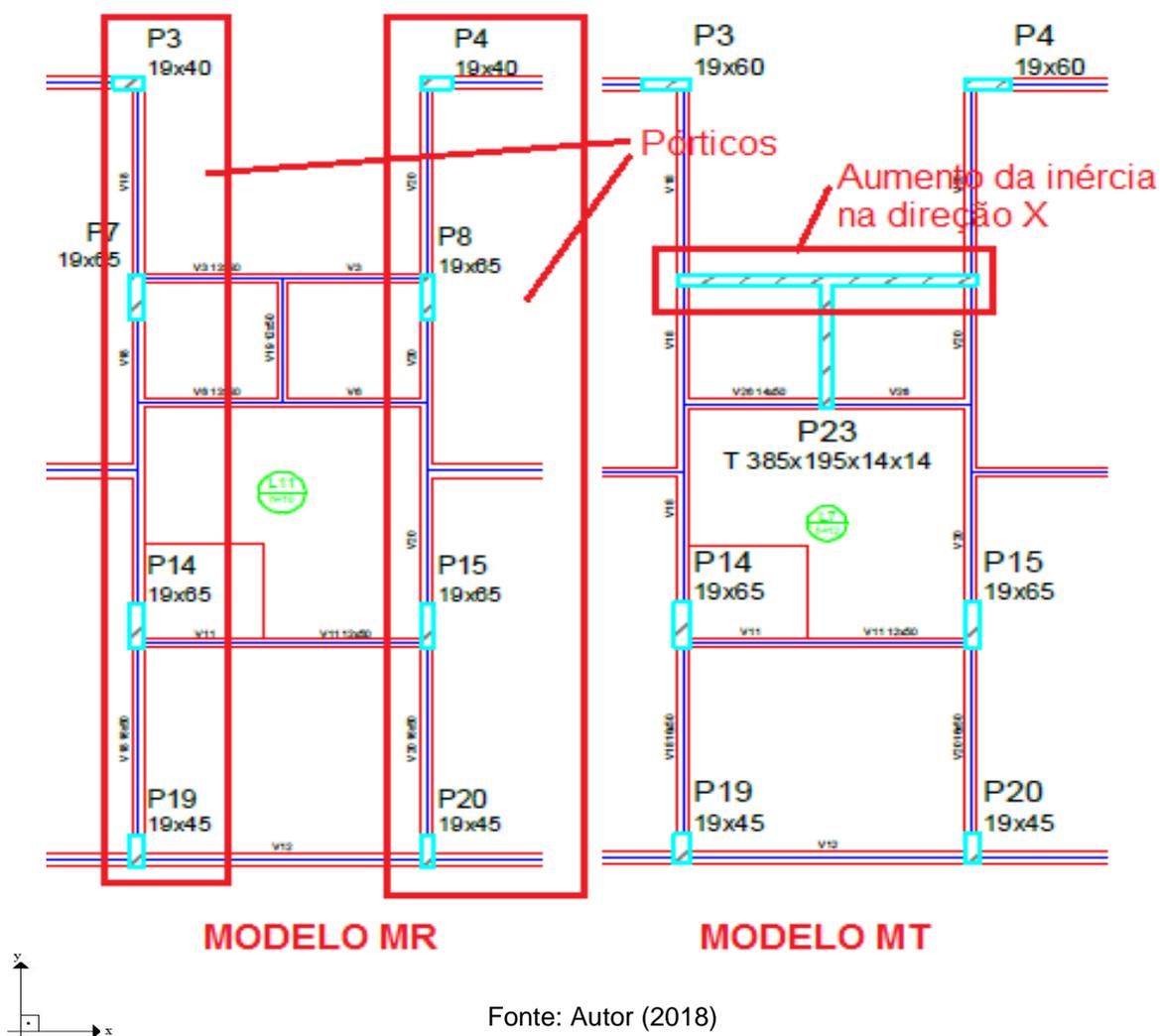
Análise Estática Linear



Fonte: Eberick V8 Gold (2018)

Estando os valores dentro dos limites e a partir da análise dos resultados extraídos pelo programa, nota-se uma redução dos deslocamentos horizontais e coeficiente gama-z na direção X e aumento respectivo na direção Y com relação ao modelo apresentado anteriormente. A redução desses parâmetros na direção X pode ser explicado por causa do aumento do pilar P23 nessa direção. Na direção Y, o aumento da deslocabilidade e gama-z pode ser explicado devido a extinção dos pórticos que aumentavam a rigidez nessa direção. A figura 20 auxilia a compreensão dessa discussão.

Figura 20: Extinção dos pórticos na direção Y e aumento da inércia na direção X

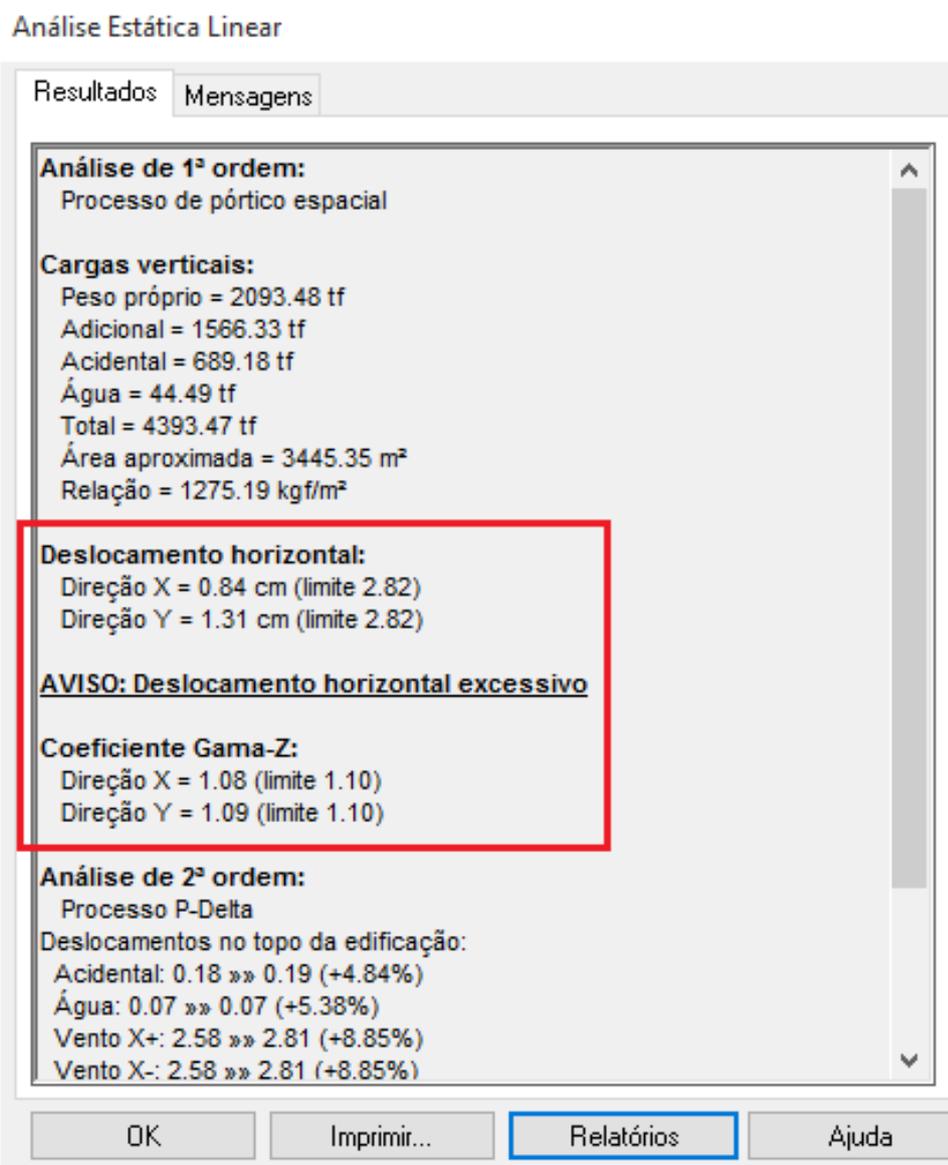


4.4 MODELO ESTRUTURAL COM NÚCLEO DE RIGIDEZ EM “U”

Também partindo do modelo de referência foi empregado um pilar como núcleo de rigidez no formato “U” em substituição de alguns pilares dispostos nas proximidades do fosso do elevador. A proposta do modelo (MU) é a substituição dos pilares P7 e P8 (como ilustra as figuras 18 e 19 do modelo de referência) pelo Pilar P99 com a finalidade de analisar as alterações sofridas na estrutura quanto a sua deslocabilidade e os seus efeitos na estrutura.

A planta de fôrmas do pavimento tipo do modelo (MU) ilustra a disposição do novo pilar P99 conforme ilustra a figura 21.

Figura 22: Figura 22: Análise estática linear do modelo MU



Fonte: Eberick V8 Gold (2018)

Com a inclusão do núcleo de rigidez nesse modelo, pôde-se observar com relação aos modelos anteriores, que o deslocamento horizontal na direção X reduziu significativamente com relação aos modelos MR e MT, saindo do deslocamento de 1,59cm e 1,15cm para 0,84cm, respectivamente. Na direção Y também houve redução de deslocamentos, saindo de 1,78cm e 1,98cm para 1,31cm nos modelos MR e MT, respectivamente.

Quanto ao coeficiente gama-z, na direção X o valor foi reduzido com relação ao modelo MR e MT. Na direção Y o valor manteve-se constante com relação ao modelo MR e foi reduzido com relação ao modelo MT.

Esses resultados podem ser melhor visualizados e interpretados conforme os gráficos 1 e 2.

Gráfico 1: Coeficiente Gama Z



Fonte: Autor (2018)

Gráfico 2: Deslocamento Horizontais



Fonte: Autor (2018)

De acordo com esses gráficos é possível perceber que houve um decréscimo linear dos deslocamentos e coeficiente gama-z nos modelos estudados. Com essa observação é possível afirmar que o coeficiente gama-z é diretamente proporcional aos deslocamentos horizontais independentemente das direções. Em conjunto, pôde-se observar também que na direção Y a estrutura pode ser classificada como

de nó fixo, já que, o gama-z é menor ou igual a 1,10. Na direção X é possível definir esse conceito apenas no modelo MU com gama-z igual a 1,08 na direção X, ou seja, é menor que 1,10. Nesse interim, os efeitos de 2° passam a não ser mais importante em algumas direções no dimensionamento da estrutura.

Abrangendo os conceitos de deslocamento horizontal para a análise dos resultados e verificação da estabilidade global. O deslocamento frequente, resultado do produto do deslocamento característico pela combinação frequente (y_1) da ação do vento, deve ser comparado com o deslocamento limite.

O quadro 5 ilustra os deslocamentos obtidos nos modelos estudados.

Tabela 5: Deslocamentos horizontais dos modelos estruturais

Modelo Estrutural MR					Modelo Estrutural MT				
Verificações	X+	X-	Y+	Y-	Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Altura total da edificação (cm)	4800.00				Altura total da edificação (cm)	4800.00			
Deslocamento limite (cm)	2.82				Deslocamento limite (cm)	2.82			
Deslocamento característico (cm)	5.29	-5.29	5.94	-5.94	Deslocamento característico (cm)	3.85	-3.85	6.54	-6.54
ψ_1	0.30	0.30	0.30	0.30	ψ_1	0.30	0.30	0.30	0.30
Deslocamento freqüente (cm)	1.59	-1.59	1.78	-1.78	Deslocamento freqüente (cm)	1.15	-1.15	1.96	-1.96

Modelo .MU				
Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Altura total da edificação (cm)	4800.00			
Deslocamento limite (cm)	2.82			
Deslocamento característico (cm)	2.81	-2.81	4.36	-4.36
ψ_1	0.30	0.30	0.30	0.30
Deslocamento freqüente (cm)	0.84	-0.84	1.31	-1.31

Fonte: Autor (2018)

Conforme o quadro de deslocamentos horizontais apresentados acima, nota-se que com o produto dos deslocamentos característicos com fator y_1 o deslocamento frequente dos modelos estruturais permanecem dentro do deslocamento limite, ou seja, as estruturas não apresentam deslocamentos excessivos. Ainda, observando os gráficos de deslocamento, é possível quantificar a taxa de redução desses deslocamentos com relação ao modelo de referência MR. Sendo assim, na direção X, os modelos MT e MU sofreram reduções de 27,2% e 46,9% respectivamente. Na direção Y, os modelos MT e MU sofreram aumento de 10,1% e redução de 26,6% respectivamente. Dessa forma é notório que o modelo MU obteve maiores reduções de deslocamento com relação ao modelo MR. Com relação ao modelo MT, o modelo

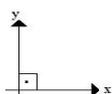
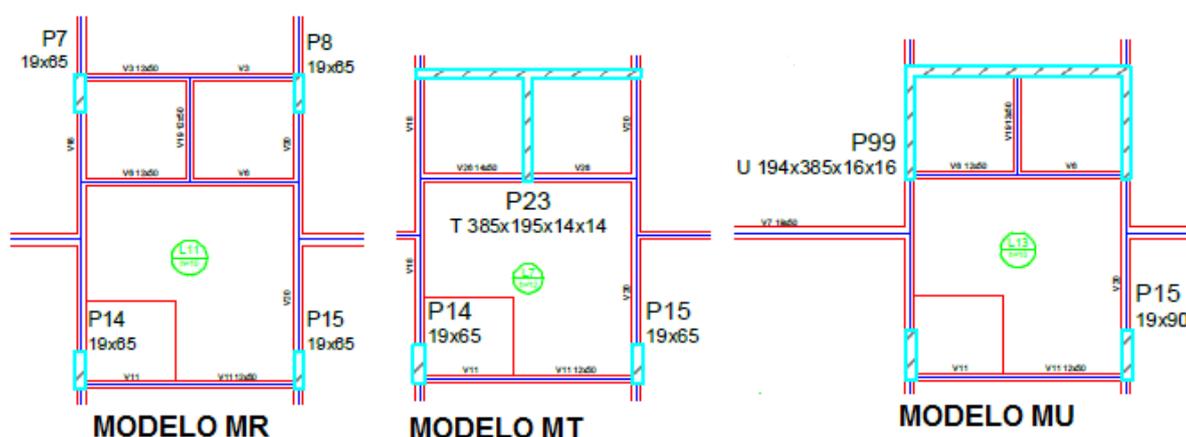
MU apresentou reduções de deslocamento horizontal na direção X de 27,01% e na direção Y houve uma redução de 33,33%. Verificando as proporções de deslocamento foi possível perceber que as maiores reduções de deslocamento ocorreram na direção X, já que, o modelo MT apresentou aumento de deslocabilidade e o modelo MU reduziu apenas 26,6% comparado com a direção X que sofreu redução de 46,9% apesar da formação de pórticos na direção Y.

4.5 ESFORÇOS NA FUNDAÇÃO

A partir da planta de cargas foi possível obter o resultado dos esforços na fundação. A nomenclatura do programa define $N(tf)$ como esforço axial de compressão, $M_{x,y}$ (Kgf.m) como momento fletor na base do pilar na direção considerada e $F_{x,y}$ (tf) é o esforço cortante na base do pilar na direção considerada.

Com a extração dos resultados foi possível comparar os esforços axiais de compressão e momentos fletores na base dos pilares. Como não houve mudança nos pilares que não se concentram na região do núcleo rígido foi comparado somente os pilares P7, P8, P23 e P99. A figura 23 ilustra esses pilares para a comparação.

Figura 23: Identificação dos pilares e seus respectivos modelos correspondentes



Fonte: Autor (2018)

Para a verificação dos esforços na fundação e interpretação dos resultados o quadro 6 resume os dados obtidos a partir da planta de cargas para os pilares analisados. Nesse quadro Vale ressaltar que nesse quadro o modelo MR apresenta uma linha com a soma do resultado dos esforços, pois na região em análise ocorre

uma maior concentração de esforços, validando as observações realizadas na região do fosso do elevador.

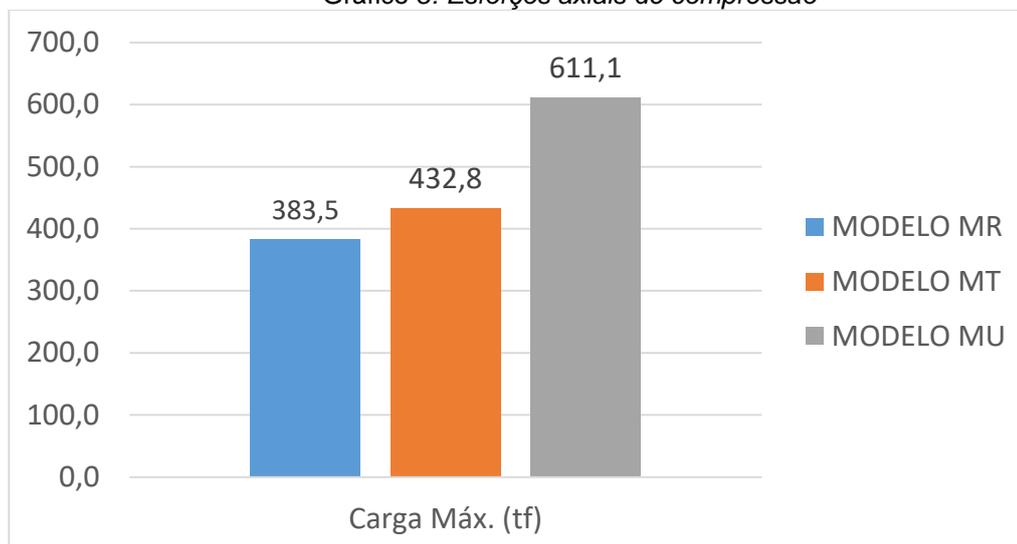
Tabela 6: Esforços atuantes na base dos pilares dos diferentes modelos

MODELO MR						
Nome	Seção (cm)	Carga Máx. (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)	Fx (tf)	Fy (tf)
P7	19X75	189,5	12700	1300,0	1,6	7,0
P8	19X76	194,0	12700	1300,0	1,6	7,0
SOMA	-	383,5	25400,0	2600,0	3,2	14,0
MODELO MT						
Nome	Seção (cm)	Carga Máx. (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)	Fx (tf)	Fy (tf)
P23	T 385x195x14x14	432,8	126500	206300	10,2	4,1
MODELO .MU						
Nome	Seção (cm)	Carga Máx. (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)	Fx (tf)	Fy (tf)
P99	U 194X385X16X16	611,1	141300	418800	18,9	6,8

Fonte: Autor (2018)

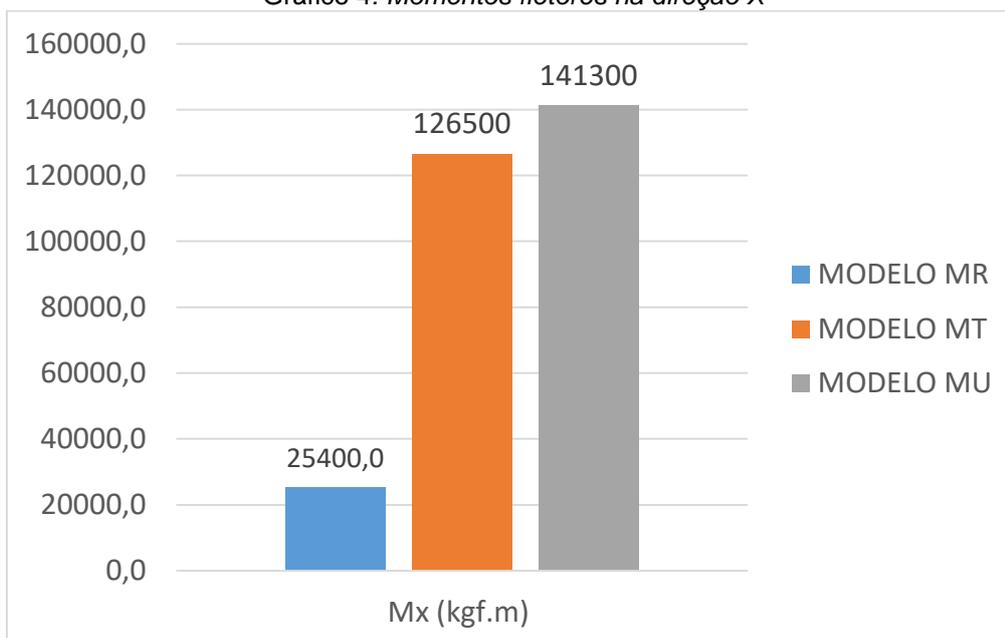
Os gráficos 3, 4 e 5 ilustram os resultados apresentados no quadro 3 para melhor interpretação dos resultados. Isso é válido para os carregamentos axiais, momentos fletores e esforço cortante.

Gráfico 3: Esforços axiais de compressão



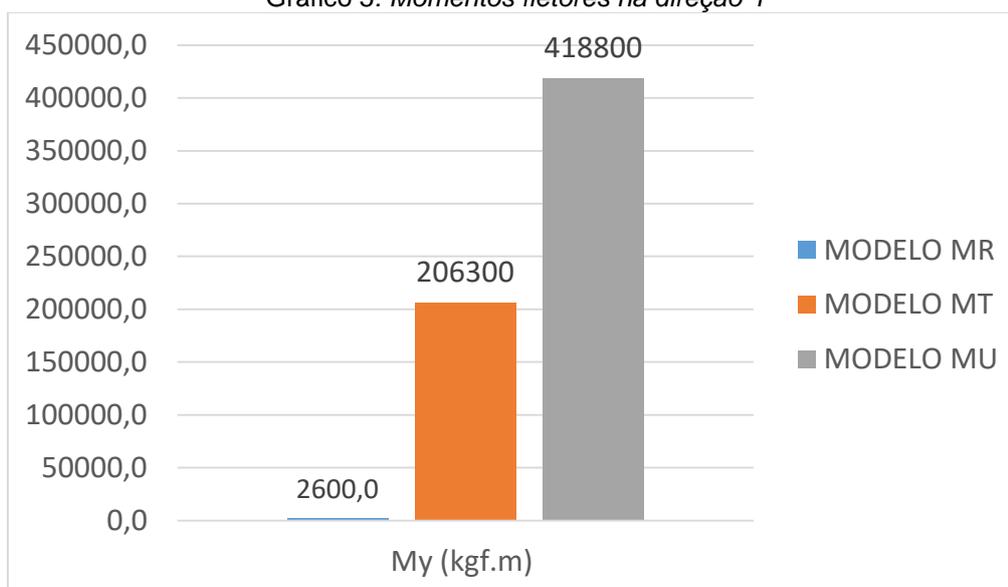
Fonte: Autor (2018)

Gráfico 4: Momentos fletores na direção X



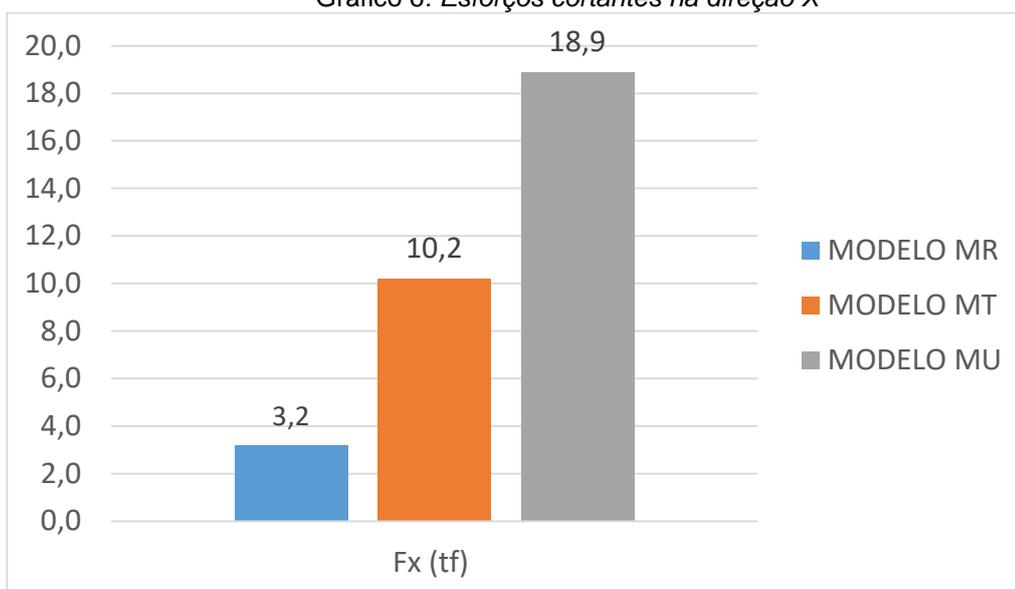
Fonte: Autor (2018)

Gráfico 5: Momentos fletores na direção Y



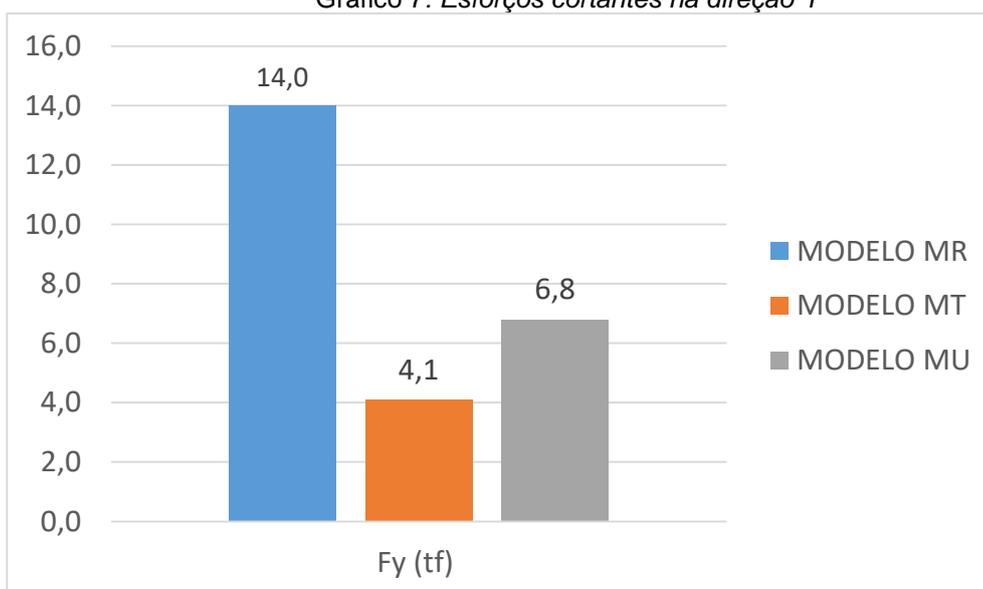
Fonte: Autor (2018)

Gráfico 6: Esforços cortantes na direção X



Fonte: Autor (2018)

Gráfico 7: Esforços cortantes na direção Y



Fonte: Autor (2018)

De acordo com esses resultados, ao comparar nos diferentes modelos estruturais, foi possível verificar que os esforços atuantes na fundação obtiveram algumas variações. Nessa observação, é possível admitir que quanto maior a rigidez da estrutura maior os esforços gerados na base do pilar. Isso pode ser explicado como descreve Kimura (2007), onde ele afirma que os esforços tendem a se dirigir para os elementos de maior rigidez, seja pela geometria ou pelo módulo de elasticidade. Nesse interim, os elementos de maior rigidez, como os pilares P23 e

P99 apresentam maiores esforços quanto aos carregamentos axiais, momentos fletores e esforço cortante.

Como já explicado, os esforços tendem a se dirigir aos elementos de maior rigidez. Essa afirmação é válida para as duas direções nos projetos em estudo. O pilar P99, assim como o pilar P23, agregam os maiores esforços. O pilar mais rígido P99 têm os maiores esforços nas fundações, portanto, exige elementos estruturais mais robustos.

Ao comparar o ganho de esforços do modelo MR dos pilares da região do fosso do elevador com relação aos pilares P23 (formato T) e P99 (formato U) dos modelos MT e MU respectivamente, foi possível visualizar o acréscimo de esforços na base das suas fundações como relação ao somatório de esforços dos pilares P7 e P8 que se concentram na região do fosso do elevador do modelo MR. Sendo assim, quanto ao carregamento axial, no modelo MT, representado pelo pilar P23, houve um acréscimo de 12,86% como relação ao somatório de esforços dos pilares P7 e P8, que representam o modelo MR. Entendendo quais pilares representam cada modelo, o pilar P99 apresentou um acréscimo de 59,35% dos esforços axiais de compressão com relação a soma dos esforços axiais de compressão dos pilares P7 e P8, isto é, dos pilares da região do fosso do elevador do modelo MR.

Quanto aos momentos fletores, nas direções X e Y o acréscimo de esforços no pilar P23 com relação a soma P7 e P8 foram excessivamente expressivos, assim como o acréscimo no pilar P99, que por vez é mais expressivo que o anterior. Como prova pode-se apresentar um acréscimo de 498% e 7934,6% no pilar P23 do modelo MT, nas direções X e Y respectivamente, com relação aos pilares do modelo MR. Também houve um acréscimo de 556,3% e 16107,7% no pilar P99 do modelo MU, nas direções X e Y respectivamente, com relação aos pilares do modelo MR.

Quanto ao esforço cortante, houve um acréscimo de 318,8% na direção X e um decréscimo de 70,7% na direção Y com relação a soma dos esforços cortantes dos pilares P7 e P8 do modelo MR. No pilar P99, do modelo MU, houve um acréscimo de 590,6% e um decréscimo de 51,4% com relação a soma dos esforços cortantes dos pilares P7 e P8 do modelo MR nas direções X e Y respectivamente.

O quadro 7 resume o acréscimo ou decréscimo de esforços com relação ao modelo de referência. E o gráfico 6 ilustra em barras a expressão das

diferenças em porcentagem, sempre tomando como base o modelo de referência. Dessa forma, é possível apresentar os resultados. Nesse gráfico foi excluído os momentos fletores na direção Y devido ao acréscimo excessivo de esforços, assim a leitura e interpretação dos dados poderá ocorrer com maior facilidade.

Tabela 7: Resumo de acréscimo ou decréscimo de esforços na base das fundações

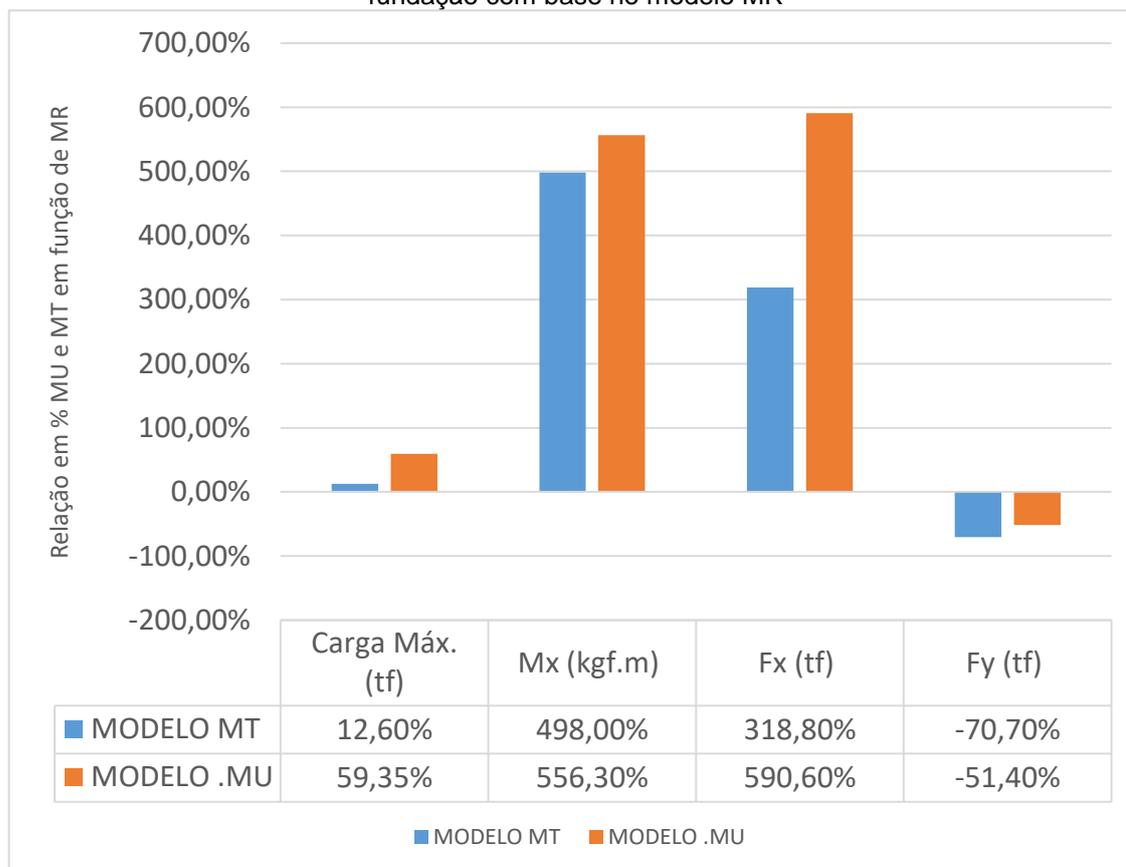
MODELO MR						
Nome	Seção (cm)	Carga Máx. (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)	Fx (tf)	Fy (tf)
P7	19X75	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
P8	19X76	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
SOMA	-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
MODELO MT						
Nome	Seção (cm)	Carga Máx. (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)	Fx (tf)	Fy (tf)
P23	T 385x195x14x14	12,60%	498,00%	7934,60%	318,80%	-70,70%
MODELO .MU						
Nome	Seção (cm)	Carga Máx. (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)	Fx (tf)	Fy (tf)
P99	U 194X385X16X16	59,35%	556,30%	16107,70%	590,60%	-51,40%

Fonte: Autor (2018)

No quadro 7 o coeficiente “0” que representam o coeficiente de referencia do modelo MR ajuda a entender o padrão de referência das porcentagens encontradas na relação entre o modelo MR com os modelos MT e MU.

O gráfico 8 serve de auxilio para compreender melhor a relação dos resultados dos modelos MT e MU em comparação aos resultados do modelo MR.

Gráfico 8: Diferença em porcentagem dos acréscimos e decréscimos de esforços na fundação com base no modelo MR

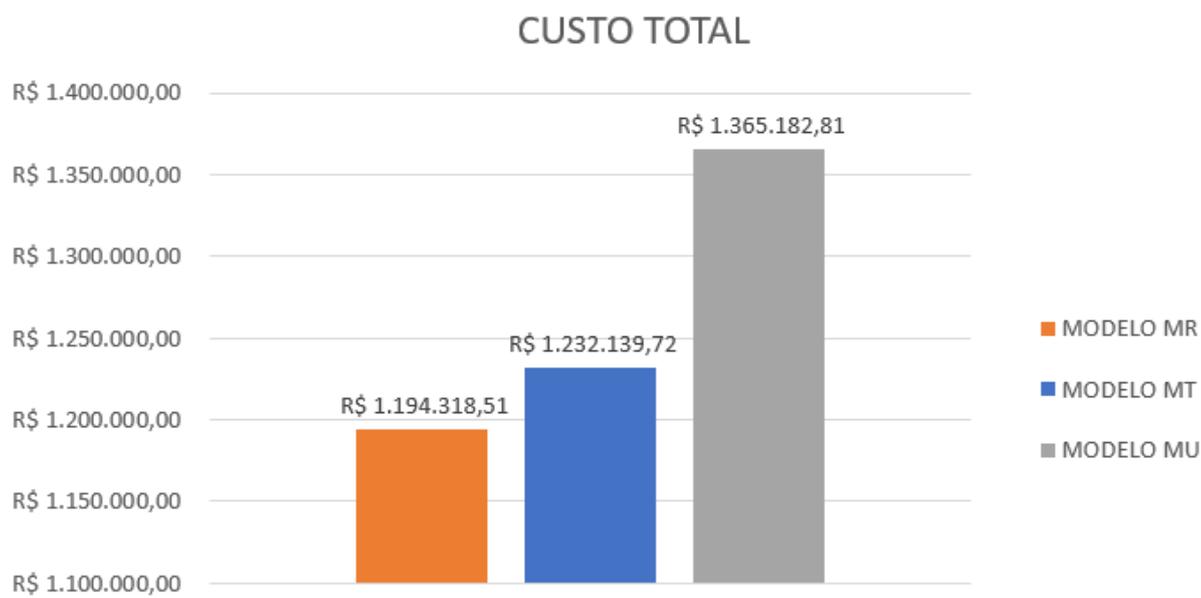


Fonte: Autor (2018)

4.6 CUSTO E CONSUMO DE MATERIAIS

Para comparar o custo dos modelos estruturais elaborou-se o gráfico 3 onde foi feita a comparação do custo total de acordo com os quadros do anexo 1. Esses quadros foram elaborados a partir da planilha de composição de custos desonerada do SINAPI, com referência ao mês de setembro/2018 do estado do Tocantins.

No gráfico 9 foi possível perceber que o modelo MR obteve os menores custos com relação aos modelos MT e MU. Com referência ao modelo MT, o modelo MR economizou R\$ 37.821,21, com relação ao modelo MU, o modelo MR economizou R\$ 170.864,30. Essa diferença de custo se deve ao fato do maior consumo de aço, concreto e forma dos pilares P23 e P99 dos modelos MT e MU respectivamente. Sabendo que os elementos mais rígidos demandam maiores esforços, o maior custo desses modelos também está ligado ao maior consumo desses materiais nos blocos de fundação. Isso pode ser observado na leitura dos quadros do anexo 2.

Gráfico 9: *Custo total dos modelos estruturais*

Fonte: Autor (2018)

5 CONCLUSÃO

Para projetar estruturas de concreto armado é necessário adequar a arquitetura com os elementos estruturais combinados para a formação de um conjunto resistente. No decorrer do trabalho foi combinado modelos de sistemas de contraventamento com resultados satisfatórios quanto ao comportamento da estrutura.

Em busca do melhor sistema adotado frente a análise da estabilidade global e deslocamentos, o modelo MU obteve os melhores resultados com relação ao ganho de rigidez, em virtude da inserção do núcleo rígido. Assim, o modelo obteve os menores deslocamentos horizontais e coeficiente gama-z ao comparar com os outros dois modelos. Quanto aos esforços na fundação, o modelo MU exigiu maiores esforços na base do núcleo rígido, especificamente pilar 99 (P99) devido a sua elevada rigidez, em comparação com o pilar rígido de formato T (P23), e pilares localizados no fosso de elevador do modelo de referência MR (pilares P7 e P8).

Ainda com referência a estabilidade global, quanto ao coeficiente gama-z e classificação da estrutura, todos os modelos na direção Y denominam a estrutura como sendo de nós fixos. Na direção X, o modelo MU também classifica a estrutura a denominando de nós fixos. Os outros dois modelos classificam a estrutura na direção X como estruturas de nós móveis, ou seja, os efeitos de 2º ordem se tornam importantes, devendo ser analisada pelo processo P-Delta.

Com relação ao melhor sistema frente a economia de projeto, o modelo que foi denominado como “modelo de referência”, este apresentou o custo mais reduzido com relação aos outros dois modelos estudados e também não apresentou problemas com relação a sua estabilidade, mantendo-se dentro dos limites de deslocabilidade e gama-Z.

Nesse interim, para a execução de edifícios de múltiplos pavimentos deve-se levar em consideração a concepção estrutural e os possíveis sistemas de contraventamento. Dessa forma, a escolha do modelo poderá ser refinada quanto as suas necessidades frente a análise estrutural e custo total da obra.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:2014**. Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro: Target, 2014. 256 p.

_____. **NBR 6123:1988**. Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: Target, 1988. 271 p.

_____. **NBR 6120:1980**. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: Target, 1980. 238 p.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Fundamentos do Concreto Armado**. Universidade Estadual Paulista UNESP - Campus De Bauru/SP. Faculdade de Engenharia. Departamento de Engenharia Civil. Disciplina: 1288 - Estruturas de Concreto I. Bauru – SP: 2006.

BACARJI, E. **Análise de estruturas de edifícios: projeto de pilares**. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

CHINEM, Rodolpho Mendonça. **Avaliação Da Estabilidade Global De Edifícios**. Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás. Universidade Federal De Goiás. Escola De Engenharia Civil Curso De Graduação Em Engenharia Civil. Goiânia – GO, 2010.

EBERICK. **Sistema para projeto estrutural em concreto armado e pré-moldado**. Curso técnico, Versão V10. 2017.

EBERICK. **Sistema para projeto estrutural em concreto armado e pré-moldado**. Manual técnico, Versão V10. 2017.

EPUSP. ANAIS DO VI Simpósio Sobre Estruturas De Concreto, 6., 2006, Rua Jaguarari, 4980, Casa 44, Lagoa Nova, Natal-rn, Cep 59064-500. **Análise De Um Edifício Por Vários Modelos Estruturais**. Natal, Rn: Editora da Ufrg, 2006. 18 p.

FERNANDEZ, Pablo Soares; KOERICH, Rodrigo Broering; KIRSTEN, André. **Considerações sobre o coeficiente Gama-z**. Disponível em: http://faq.altoqi.com.br/content/253/623/pt-br/considera%C3%A7%C3%B5es-sobre-o-coeficiente-gama_z.html. Acesso em: 13 de nov. 2017.

FONTES, F. F. **Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118:2003**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

FONTES, F.F.; PINHEIRO, L. M.; BITTENCOURT, T. **Conceitos de análise estrutural**, In: ISAIA, G. C.(Ed.). Concreto: Ensino, pesquisas e realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. v. 1, p. 109- 141.

FRANÇA, R. L. S. **Contribuição ao estudo dos efeitos de segunda ordem em pilares de concreto armado**. 1991. 228 f. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1991.

FRANÇA, R. L. S. **Exemplo de cálculo do esforço de segunda ordem global em um edifício de concreto armado**. Colóquio sobre estabilidade global das estruturas de concreto armado. *Anais...* São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, julho de 1985.

FRANÇA, R. L. S. São Paulo, 23 out 2012. **Entrevista concedida a Mônica Maria Emerenciano Bueno**. Disponível em: repositorio.unb.br/handle/10482/4622. Acesso em 10 out/2017.

GOLDMAN, Pedrinho. **Introdução ao planejamento e controle de custos na construção civil brasileira**. São Paulo: Pini, 1997.

KIMURA, Alio Ernesto. **Informática Aplicada Em Estruturas De Concreto Armado: Cálculo De Edifícios Com O Uso De Sistemas Computacionais**. São Paulo: Pini, 2007.

LEONHARDT, F.; MONNIG, E. **Construções de concreto: verificação da capacidade de utilização**. Rio de Janeiro: Interciência, 1979. v. 4.

LONGO, H.I. **O engenheiro de estruturas diante do computador**. IN: V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, São Paulo, 2003, 15p.

MARTHA, L. F. **Análise de estruturas: conceitos e métodos**. 1ª ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2010. 524 p.

OLIVEIRA, D. M. **Estudo dos processos aproximados utilizados para a consideração das não-linearidades físicas e geométricas na análise global das estruturas de concreto armado**. Belo Horizonte, 2007. 297 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2007.

PINHEIRO, Libânio M. **Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios**. Universidade De São Paulo. Escola De Engenharia De São Carlos. Departamento de Engenharia de Estruturas. São Carlos - SP, 2007.

PINHEIRO, L.M. ; MUZARDO, C.D. ; SANTOS, S.P. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, Departamento de Engenharia de Estruturas, 2003, 265p.

REBELLO, Y.C.P. **A concepção estrutural e a arquitetura**. S. Paulo, Zigurate Editora, 2001, 271p.

VASCONCELOS, Augusto Carlos e CARRIERI JUNIOR, Renato. **A Escola Brasileira do Concreto**. São Paulo, Axis Mundi, 2005.

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