



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 3.607, de 17/10/05, D.O.U. nº 202, de 20/10/2005
ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL

João José de Castro Neto

A ESTABILIDADE NOS EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS COM A ADOÇÃO DE NÚCLEOS RÍGIDOS

Palmas – TO
2015

JOÃO JOSÉ DE CASTRO NETO
A ESTABILIDADE NOS EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS COM A
ADOÇÃO DE NÚCLEOS RÍGIDOS

Projeto de Pesquisa elaborado e apresentado como requisito parcial da disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso (TCC II) do curso de Engenharia Civil, pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador Prof. Esp. Daniel Iglesias de Carvalho.


JOÃO JOSÉ DE CASTRO NETO
A ESTABILIDADE NOS EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS COM A
ADOÇÃO DE NÚCLEOS RÍGIDOS

Projeto de Pesquisa elaborado e apresentado como requisito parcial da disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso (TCC II) do curso de Engenharia Civil, pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).


Orientador Prof. Esp. Daniel Iglesias de Carvalho

Aprovado em: 04 / 11 / 2015

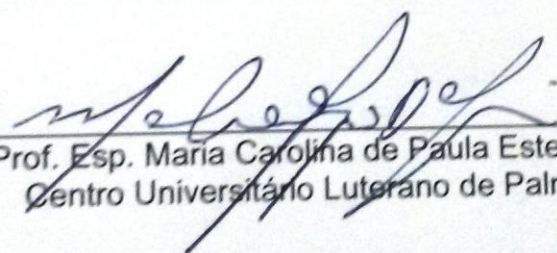
BANCA EXAMINADORA



Prof. Esp. Daniel Iglesias de Carvalho
Centro Universitário Luterano de Palmas - CEULP



Prof. M.Sc. Roldão Pimentel Araújo
Centro Universitário Luterano de Palmas - CEULP



Prof. Esp. Maria Carolina de Paula Estevam D'Oliveira
Centro Universitário Luterano de Palmas- CEULP

Palmas – TO
2015

Dedico este trabalho primeiramente a Deus, por nortear minha vida e aos meus pais, pelo incentivo e apoio para questionar a realidade e propor sempre um novo mundo de possibilidades

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, por me proporcionar saúde e sabedoria para a conclusão de mais uma etapa importante na minha vida.

Aos meus pais, José de Arimateia Alves de Castro e Valdete Soares de Castro Gusmão, pela força, pela ajuda, incentivo e compreensão nos momentos em que precisei me ausentar para a conclusão do presente trabalho e pelo esforço na maneira do possível fazer com que este sonho se realizasse.

Aos meus tios, principalmente, Erotides Alves de Castro e minha madrinha Antonia pela força, pela ajuda, pelo apoio, fazendo que este sonho se concretizasse.

Ao professor Prof. Esp. Daniel Iglesias de Carvalho, pela atenção e paciência nas orientações do presente trabalho.

Aos meus amigos e colegas de trabalho no Conselho Regional de Engenharia e Arquitetura e da Secretaria de Municipal da Educação, pela ajuda e paciência no início da minha carreira profissional na construção civil.

Agradeço também aos meus amigos, minha família, tios, primos e colegas da universidade que sempre torceram por min e me apoiaram ao decorrer do curso.

RESUMO

CASTRO NETO, J. J. **A estabilidade nos edifícios de múltiplos pavimentos com a adoção de núcleos rígidos**. 2015. Monografia de Conclusão do Curso de Engenharia Civil do Centro Universitário Luterano de Palmas - CEULP/ULBRA. Palmas - TO.

A tendência atual e futura é cada vez mais analisar a estrutura de forma global, considerando a interação dos diversos elementos, até com o solo. Seguindo essa tendência, as normas brasileiras e os programas computacionais comerciais vêm introduzindo teoria cada vez mais complexas e refinadas de análise e dimensionamento. Procurando contribuir nessa questão, este trabalho reúne informações necessárias à concepção e ao projeto estrutural de edifícios, tais como a concepção estrutural, abrangendo os diferentes tipos de sistemas estruturais para os pavimentos dos edifícios, a estruturação vertical, necessária para garantir a estabilidade global, com a descrição dos conceitos relativos aos parâmetros α e γ_z , modelos de análise de deslocamentos e esforços solicitantes dos elementos estruturais do pavimento (lajes maciças isoladas, grelhas, etc.), e consideração de pórticos planos e espaciais para análise de vigas e pilares, sob as ações verticais e horizontais. No exemplo apresentado, utilizou-se o *software* EBERICK V. 8 da AltoQi para realização das análises numéricas, o qual realiza a análise não linear geométrica por meio do processo P-Delta. Os resultados apresentados reforçam a importância da utilização de núcleos rígidos em edifícios de concreto armado quanto a análise de estabilidade global de estruturas.

Palavras-chave: Núcleos rígidos; AltoQi Eberick, Estabilidade Global, Coeficiente γ_z , Ação do Vento, Efeitos de Segunda Ordem.

ABSTRACT

CASTRO NETO, J. J. **The stability in buildings Multiple decks with Adoption of Hard core.** 2015 Civil Engineering Course Completion Monograph Lutheran University Center Palmas - CEULP/ULBRA . Palmas -TO.

The Current and Future Trends And Increasingly analyze a globally structure, considering the interaction of Several Elements, ate with Solo. Following this trend, as Brazilian Standards and Computational Commercial Programs COMES introducing Theory Increasingly Complex and refined analysis and sizing. LOOKING contribute in this issue, this work gathers information necessary to design and Ao Structural OF BUILDINGS Project Such As The Structural Design, covering OS Different Types of Structural Systems paragraph OS floors of BUILDINGS, a vertical structure, necessary to ensure the overall stability, with description of the concepts relating to parameters α and γ_z , Displacement Analysis models and internal forces of structural pavement elements (isolated massive slabs, GRIDS, etc.), and consideration of gateways and Spatial Plans Pará Analysis beams and pillars, hiccup Actions such as Vertical and Horizontal. No Example presented, we used the EBERICK V. 8 software AltoQi Para Realization of numerical analysis, the qua performs a geometric Nonlinear Analysis through the process P-Delta. The presented results reinforce the importance of using Hard-core reinforced concrete BUILDINGS As for global Stability Analysis of Structures.

Keywords: hard cores; AltoQi Eberick , Global Stability , γ_z coefficient , Wind Action of Second Order Effects .

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Estado Limite Último	6
Figura 2 - Estado Limite de Serviço	7
Figura 3 - Estrutura submetida a efeitos de 1ª ordem	10
Figura 4 - Efeitos de 2º Ordem.....	11
Figura 5 - Exemplos de núcleos estruturais	18
Figura 6 - Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede	19
Figura 7 - Áreas de influência.....	20
Figura 8 - Planta Baixa	23
Figura 9 - Vigota com Armadura Treliçada.....	25
Figura 10 - Materiais e Durabilidade	26
Figura 11 - Velocidade básica do vento	28
Figura 12 - Configurações do vento	29
Figura 13 - Rugosidade do Terreno	29
Figura 14 - Configuração de análise pelo processo de pórtico espacial	31
Figura 15 - Planta de Forma Modelo 01	32
Figura 16 - Representação 3D da edificação lançada no Eberick.....	33
Figura 17 - Processo do primeiro modelo	34
Figura 18 - Planta de Forma Modelo 02.....	35
Figura 19 - Corte Esquemático da Edificação	36
Figura 20 - Segundo processamento sem o núcleo rígido	39
Figura 21 - Limites para Deslocamentos.....	41
Figura 22 - Gráfico dos deslocamentos em X	43
Figura 23 - Gráfico dos deslocamentos em Y	43
Figura 24 - Gráfico do consumo de aço das lajes	45
Figura 25 - Gráfico do consumo de aço das vigas	46
Figura 26 - Gráfico do consumo de aço dos pilares	46
Figura 27 - Gráfico do volume concreto dos modelos	47
Figura 28 - Gráfico da Área de Forma.....	48

LISTA DE QUADROS E TABELAS

Tabela 1- Seções dos pilares	37
Tabela 2 - Resumo das seções de vigas	38
Tabela 3- Resumo dos deslocamentos horizontais da estrutura.....	40
Tabela 4 - Resumo dos deslocamentos horizontais na estrutura sem núcleo rígido.	40
Tabela 5 - Deslocamentos horizontais (Modelo 01)	42
Tabela 6 - Deslocamentos horizontais (Modelo 02)	42
Tabela 7 - Resumo de Materiais (Modelo 01)	44
Tabela 8 - Resumo de Materiais (Modelo 02)	44

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
E_c	Módulo de Elasticidade do concreto
ELS	Estado limite de serviço
ELU	Estado limite último
E_s	Módulo de Elasticidade do aço
$M_{1,tot,d}$	Momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura.
NBR	Normas Brasileiras Registradas
S1	Fator topográfico para cálculo da velocidade característica do vento.
S2	Fator que leva em consideração a rugosidade do terreno e a altura da edificação, para cálculo da velocidade característica do vento
S3	Fator que leva em consideração os fins de uso da edificação, para cálculo da velocidade característica do vento.
γ_z	Coeficiente gama z, majorador dos efeitos de segunda ordem.
$\Delta M_{tot,d}$	Soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtido da análise de primeira ordem.

SUMÁRIO

RESUMO.....	II
ABSTRACT	III
LISTA DE FIGURAS	IV
LISTA DE QUADROS E TABELAS.....	V
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS.....	VI
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Objetivos.....	3
1.1.1 Objetivo Geral.....	3
1.1.2 Objetivos Específicos.....	3
1.2 Justificativa	4
2 REFERENCIAL TEÓRICO.....	5
2.1 Concepção estrutural.....	5
2.2 Estados Limites.....	5
2.2.1 Estado Limite Último (ELU).....	6
2.2.2 Estado Limite de Serviço (ELS)	6
2.3 Ações atuantes na estrutura	7
2.3.1 Ações verticais.....	7
2.3.2 Ações horizontais.....	8
2.3.2.1 Vento	9
2.3.2.2 Sismo.....	10
2.4 Efeitos em 1ª Ordem.....	10
2.5 Efeitos de segunda ordem e parâmetros de instabilidade	10
2.5.1 Parâmetro de instabilidade α (alfa)	12
2.5.1.1 Cálculo do parâmetro de instabilidade α	12
2.5.1.2 Classificação do parâmetro de instabilidade α	12
2.5.2 Parâmetro de instabilidade γ_z	13
2.5.1.3 Cálculo do parâmetro de instabilidade γ_z	14
2.5.3 Dispensa da consideração dos esforços globais de 2ª ordem.....	15
2.6 Análise da Estrutura.....	15
2.6.1 Estruturas de nós fixos	15
2.6.2 Estruturas de nós móveis	15
2.6.3 Deslocamentos	16
2.7 Sistemas Estruturais	16
2.7.1 Estrutura com paredes de cisalhamento ou núcleos rígidos.....	17
2.8 Dimensionamento dos pilares.....	19
3 METODOLOGIA	22
3.1 Caracterização do projeto.....	22
3.2 Descrição do Pavimento Tipo	22
3.3 Etapas do desenvolvimento do projeto estrutural	24
3.3.1 Lançamento dos modelos do projeto estrutural	24
3.3.1.1 Pré – Dimensionamento dos Pilares.....	24
3.3.1.2 Lançamento das Vigas	24
3.3.1.3 Lançamento das Lajes.....	25
3.3.1.4 Fundação.....	25
3.3.2 Características dos materiais.....	26
3.3.2.1 Carregamentos considerados.....	26
3.3.3 Definição das cargas verticais	27
3.3.3.1 Cargas verticais permanentes	27

3.3.3.2 Cargas verticais acidentais.....	27
3.3.4 Definição das cargas horizontais	28
3.4 Coleta de Dados	30
3.5 Análise de Dados.....	30
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	31
4.1 Pórtico Espacial	31
4.2 Lançamento de estrutura múltiplos pavimentos com núcleo de rigidez	32
4.3 Lançamento da estrutura sem o núcleo de rigidez	35
4.4 Comparados os deslocamentos.....	40
4.5 Comparando o volume de concreto, peso do aço e áreas de formas.....	44
4.6 Validação do modelo mais adequado	48
5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	49
5.1 Conclusões	49
5.2 Sugestões para trabalhos futuros	50
REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS	51
ANEXOS	53

1 INTRODUÇÃO

A evolução das edificações, principalmente edifícios altos, considerados prédios de múltiplos pavimentos, até o estágio atual está intimamente ligada ao desenvolvimento dos elementos estruturais. Atualmente, há disposição de diversos elementos estruturais como pilares, vigas, lajes e por sistemas de contraventamento, que devem ser escolhidos de acordo com cada caso individual, levando em conta vários fatores, tais como: custos, diretrizes arquitetônicas, altura do edifício, tipo de esforços existentes, qualidade do solo, prazos de execução, etc.

No entanto, a escolha do sistema estrutural de um edifício alto é fundamental, sendo a primeira a ser tomada na fase inicial do projeto, e devido a sua importância deverá ser uma decisão conjunta do arquiteto e do engenheiro, considerando, rigorosamente, o estado limite - último de instabilidade em estruturas de concreto armado, de acordo com a atual NBR 6118 e demais normas correlatas.

Hoje, com a escassez e o custo elevado de espaço em grandes cidades, fizeram com que os projetos arquitetônicos, além de aproveitar, dentro dos limites das normas regulamentadoras, a área horizontal, buscassem maximizar a altura das edificações. Com esse aumento, a preocupação em garantir a estabilidade global do conjunto passa a ganhar mais importância, sem afetar consideravelmente o dimensionamento e o custo final do projeto.

À medida que a altura do edifício aumenta, os esforços causados pelas ações horizontais (efeitos de 2º ordem) passam a ser críticos, e a importância dos elementos responsáveis a resistirem a estes esforços passa a ser preponderante, fato que diferencia a estrutura dos edifícios de múltiplos pavimentos de outros tipos de construções. A ação do vento é a principal causa desses esforços, mas também deve se atentar a assimetria da geometria da estrutura, porém se combinar com os esforços provenientes do vento, provoca grandes deslocamentos na estrutura.

Então, uma análise de instabilidade se torna primordial, independentemente do número de pavimentos, pilares ou dimensões, deve verificar o seu sistema de travamento, se está devidamente adequado. No entanto, destaca a NBR 6118/14 para verificar a possibilidade da dispensa da consideração dos esforços de 2º ordem, ou seja, para classificar a estrutura como de nó fixos, sem a necessidade de um Cálculo rigoroso.

A NBR 6118/14, traz dois parâmetros para verificar a instabilidade global da estrutura. O primeiro parâmetro o α , que avalia se o sistema de contraventamento está coerente ou não, classificando assim em de nó fixos ou móveis, indicando se os efeitos de 2º ordem precisam ser considerados ou não. O segundo, o Y_z , válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares, além de fornecer o mesmo que o α , majora os esforços de primeira ordem.

No entanto, em edifícios de múltiplos pavimentos, deve ser dada uma atenção especial em relação, além do carregamento vertical, à transmissão e absorção de cargas horizontais relativas ao vento, logo, a adoção de estruturas rígidas, contraventadas, como núcleos rígidos, seriam capazes de resistir os esforços horizontais eficientemente. E conforme, a NBR 6118/14, os núcleos rígidos formados por associações de pilares paredes, são usualmente dispostos na vertical e submetidos preponderantemente a compressão, sendo compostos por uma ou mais superfícies associadas e, alguma dessas superfícies deve ser menor que 1/5 da maior, ambas consideradas na seção transversal do elemento estrutural.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

A realização deste trabalho tem por objetivo avaliar o comportamento de edifícios de múltiplos pavimentos sem a presença de núcleos estruturais (pilares – parede), e, como se comportaria com a existência destes núcleos rígidos.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Apresentar, os comportamentos globais dos modelos da estrutura, atendendo as instruções da NBR 6118/2014, quando submetidos aos esforços verticais e horizontais;
- Dimensionar uma estrutura de quinze pavimentos, com núcleos rígidos nos arredores dos elevadores, utilizando o *software* AltoQi Eberick;
- Remover os núcleos rígidos, adotando os mesmos parâmetros de dimensionamento, redimensionado alguns elementos estruturas caso necessário, mas atendendo os parâmetros mínimos de estabilidade;
- Confrontar os resultados extraídos do *software*, dos deslocamentos horizontais, em face das disposições normativas, e os consumos de aço, volume de concreto e área de forma.

1.2 Justificativa

Atualmente, além de existir vários edifícios com problemas de inclinação, tortos propriamente ditos, há inclinados por intenção, como as torres Puerta da Europa, também conhecidas por Torres KIO, que são duas torres inclinadas uma contra outra, uma construção bem sucedida, em estrutura de aço construída ao redor de um núcleo rígido de concreto armado.

No entanto, este trabalho proporciona devido à necessidade de construções mais altas, por falta de espaço, avaliar a estrutura de modo a resistir a ações de forças horizontais. Logo, à medida que as edificações foram evoluindo, possuindo mais pavimentos e maior altura, a criação do modelo estrutural passou a ficar bastante complexa, pois deve garantir a segurança da estrutura diante da perda de sua capacidade resistente, causada por aumento de deformações em decorrência das ações verticais e horizontais.

Em edifícios de múltiplos pavimentos, os núcleos rígidos são adotados, geralmente, quando a estrutura adotada só com pórticos, apresenta índices que indicam falta de estabilidade global no edifício. E, considerando em particularidade de minimizar, quando submetidos a esforços laterais, os deslocamentos no topo da estrutura, ou seja, aumentando a rigidez da estrutura, de modo que não comprometa a segurança, nem aspectos arquitetônicos em edifícios de múltiplos pavimentos, será adotado núcleos rígidos no projeto estrutural, visualizando se há absorção em grande parcela das ações horizontais, formados pela associação de pilares-paredes, dispensando de cuidados maiores futuramente.

Vale salientar, que esse assunto, núcleos rígidos, não é visto com peculiaridade no âmbito acadêmico, devido à carga horária disponibilizada não ser suficiente para exploração desse conteúdo, entretanto, este trabalho surge com a finalidade de proporcionar apoio científico para a concepção na estrutura de edifícios considerados altos, de modo a aumentar a sua estabilidade.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Os métodos construtivos e os de projetos de obras civis têm evoluído, a necessidade de construir edifícios mais elevados, devido à escassez de terrenos disponíveis em grandes cidades e, conseqüentemente, elevando o custo financeiro, fez com que os engenheiros efetuassem cálculos mais precisos e realistas, assim como também a racionalização de consumos de materiais e o aproveitamento de recursos.

Na construção civil, em modo geral, suas atividades consomem grandes volumes de recursos naturais e de energia, afetando o meio ambiente, no entanto, os responsáveis técnicos, na elaboração de projetos, também devem buscar soluções que reduzam melhor esses fatores.

Conforme Souza (2001), a racionalização dos métodos construtivos, o emprego de técnicas mais eficientes principalmente em estruturas de concreto armado, maior aproveitamento de equipamentos e redução de mão de obra são tendências atuais na construção de edifício, fato que gera resultados mais eficientes.

2.1 Concepção estrutural

Conforme João Guerra Martins (2008), o engenheiro de estrutura deve, basicamente, elaborar projetos seguros e que resultem em edifícios com custos de construção e manutenção relativamente baixos. Os projetos deverão ser resistentes o suficiente para absorver as ações gravitacionais devidas ao peso próprio, às cargas de utilização do prédio e as ações horizontais, proveniente ao vento e aos efeitos sísmicos. Logo, a necessidade de utilização de procedimentos e técnicas de cálculo deve permitir uma boa aproximação ao comportamento real da estrutura.

A primeira preocupação do projetista é a escolha de uma solução estrutural adequada, que consiga conciliar a resolução dos problemas arquitetônicos e funcionais com a necessidade de garantir resistência a estrutura atuada pelas ações a que irá estar sujeita.

2.2 Estados Limites

Os estados limites de uma estrutura acontecem quando a mesma deixa de obedecer à segurança, funcionalidade e durabilidade. Dessa forma, uma estrutura

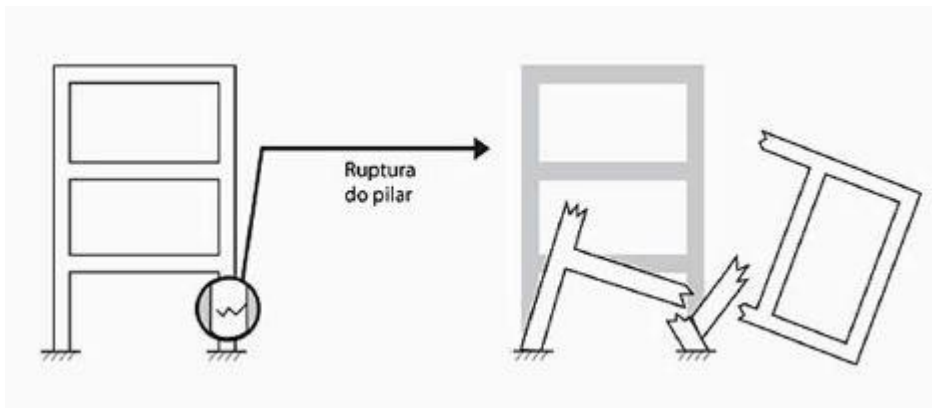
pode atingir um estado limite de ordem estrutural (ELU) ou de ordem funcional (ELS).

2.2.1 Estado Limite Último (ELU)

De acordo com KIMURA (2007,p.60), “Um estado limite último é alcançado quando o edifício tem o seu uso interrompido por um colapso parcial ou total da estrutura”. Por exemplo:

- Um pilar mal dimensionado provoca a ruína de um prédio.
- Uma laje mal dimensionada vem abaixo, assim que o escoramento é retirado.

Figura 1 – Estado Limite Último



Fonte: KIMURA, 2007, p. 61

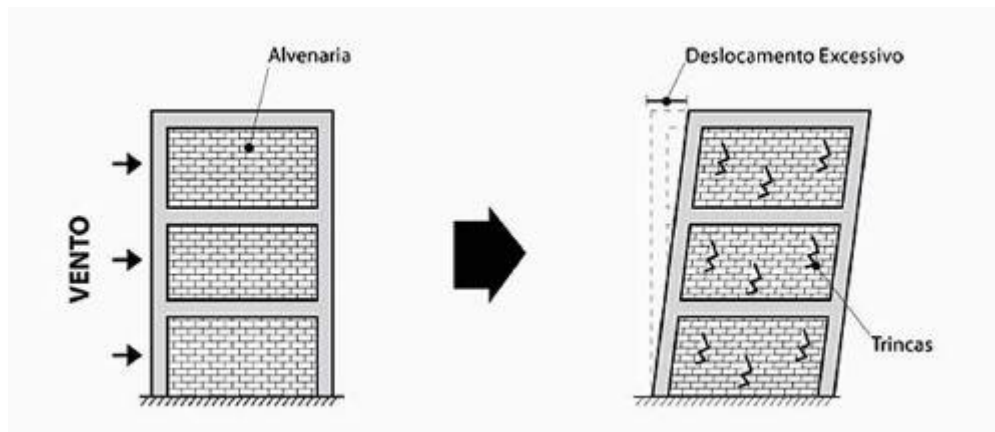
2.2.2 Estado Limite de Serviço (ELS)

Para KIMURA (2007, p.60), “Um estado limite de serviço é alcançado quando o edifício deixa de ter o seu uso pleno inadequado em função do mau comportamento da estrutura, que não seja a ruína da mesma propriamente dita”.

Exemplos:

- Fissuras visíveis em uma viga causam sensação de desconforto.
- As alvenarias trincam como consequência de um deslocamento excessivo do prédio.
- Uma janela deixa de abrir devido à deformação excessiva da viga.

Figura 2 - Estado Limite de Serviço



Fonte: KIMURA, 2007, p. 61

2.3 Ações atuantes na estrutura

As ações são definidas como qualquer agente, que produza tensões ou deformações na estrutura e qualquer fenômeno químico, que afete os materiais reduzindo a sua resistência. Tais ações são classificadas como mecânicas, que afetam a estrutura, químicas e biológicas, que afetam os materiais.

2.3.1 Ações verticais

Inicialmente a finalidade de um projeto de edifícios é a sua resistência às ações verticais, sendo este fator que condiciona a escolha inicial de um sistema estrutural. A localização e distribuição em planta dos pilares e paredes correspondem ao início da organização estrutural e conseqüentemente à escolha de outro sistema.

Conforme, Martins (2008) na verdade, uma forma de conceber edifícios de vários pisos é inicialmente criar a malha de pilares que absorvem as ações verticais, e depois introduzir-lhe as paredes (ou outros elementos ou sistemas de contraventamento) para fazer face às ações horizontais.

As ações verticais são, fundamentalmente, a carga permanente (peso próprio dos elementos estruturais, das alvenarias, dos revestimentos, etc.) e a sobrecarga (carga acidental distribuída por metro quadrado nos andares, devido às pessoas, móveis e divisórias, desde que não incluída nas permanentes, etc).

As ações verticais são suportadas pelas lajes que as transmitem às vigas, que podem trabalhar em conjunto com as lajes. As vigas podem transmitir as ações para

outras vigas nas quais se apoiam, ou diretamente para as colunas. As colunas transmitem as ações verticais diretamente para as fundações. Também é comum o caso lajes que descarregam diretamente nos pilares.

Segundo Martins (2008) o efeito das cargas verticais sobre os edifícios é, geralmente, estimado de uma maneira simples. Os resultados, assim obtidos, são suficientemente próximos da realidade e apenas para estruturas de excepcional importância se justifica ter em conta um cálculo rigoroso.

Os sistemas de contraventamentos verticais podem ser obtidos através de vários tipos de modelos, como, por exemplo:

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

2.3.2 Ações horizontais

A consideração de ações horizontais no dimensionamento de edifícios é de grande importância, na medida em que obriga a adotar a estrutura de elementos resistentes em todas as suas direções. Em grandes cidades, boa parte das estruturas que têm sofrido acidentes, não tem uma adequada capacidade resistente às ações horizontais, devido ser, exclusivamente, dimensionados para as ações verticais.

Como o efeito das ações horizontais é extremamente variável e aumenta rapidamente com o acréscimo da altura, grande parte das estruturas esbeltas tende se a apresentar deslocamentos que comprometam a estabilidade global da estrutura.

A concepção de estruturas mais esbeltas tem levado a soluções nas quais as solicitações causadas pelas ações horizontais assumem proporções cada vez mais significativas, tornando a consideração destes efeitos no seu dimensionamento imprescindível.

De acordo Martins (2008) a construção de edifícios, com bom comportamento às ações horizontais implica que:

- As ações a que vão estar sujeitos sejam convenientemente caracterizadas;
- A concepção da sua estrutura seja a adequada;
- A determinação dos seus efeitos seja feita através de métodos apropriados;
- Se proceda a um dimensionamento correto, acompanhado de aspectos construtivos convenientes;
- Finalmente, uma execução cuidada.

Os sistemas resistentes a ações horizontais são, no caso de edifícios elevados e em geral, dimensionados segundo critérios de rigidez. O sistema deve impedir as deformações e as acelerações excessivas sob ações de natureza dinâmica. O projetista deverá dimensionar para manter as deformações causadas por estas ações, dentro dos limites aceitáveis, conforme a NBR 6118/2014.

Portanto o sistema estrutural deve ser suficientemente resistente, para absorver todas as combinações dessas ações, e rígido o bastante para manter as deformações em níveis que possibilitem a boa utilização do prédio.

Considerando os aspectos acima relatados e que a principal função das estruturas é suportar todas as solicitações as quais possam estar expostas, mantendo a sua forma espacial e a integridade física, é necessário um estudo de possíveis arranjos estruturais que garantam a estrutura e o desenvolvimento da função a que se destina com economia e segurança.

2.3.2.1 Vento

A ação do vento pode ser caracterizada pelo regime de ventos locais, que pode ser concretizado com valores de velocidades médias, e pela geometria da construção, que não depende de outro parâmetro que não as propriedades aerodinâmicas do obstáculo. Em geral, a ação do vento toma máxima importância nos projetos de edifícios de múltiplos pavimentos.

Ferreira (2008), afirma que os edifícios altos oscilam tanto longitudinalmente quanto transversalmente, em resposta ação das rajadas de vento. Em alguns casos podem ser gerados momentos e solicitar a estrutura a torção.

Quanto maior a edificação, maior será a ação do vento, traduzindo-se numa pressão sobre as paredes, é transmitida aos pilares e vigas. A resistência da

edificação pode ser melhorada com a adoção de pilares paredes. Em edifícios, pode ser quantificada a ação do vento de acordo com a NBR 6123:1998, que indica qual deve ser o cálculo para a ação horizontal na estrutura.

2.3.2.2 Sismo

A ação dos sismos resulta de um conjunto de vibrações do solo que são transmitidas às estruturas durante a ocorrência de um sismo, protagonizada por ondas sísmicas relacionadas com libertação de energia num ponto ou zona da crosta terrestre.

2.4 Efeitos em 1ª Ordem

Bueno (2009, p. 34) afirma que uma análise de estruturas considerando o equilíbrio de forças e momentos na sua configuração geométrica inicial é uma aproximação de cálculo que leva a uma análise em primeira ordem, e seus efeitos são os efeitos de primeira ordem.

Figura 3 - Estrutura submetida a efeitos de 1ª ordem



Fonte: KIMURA, 2007, p. 518

2.5 Efeitos de segunda ordem e parâmetros de instabilidade

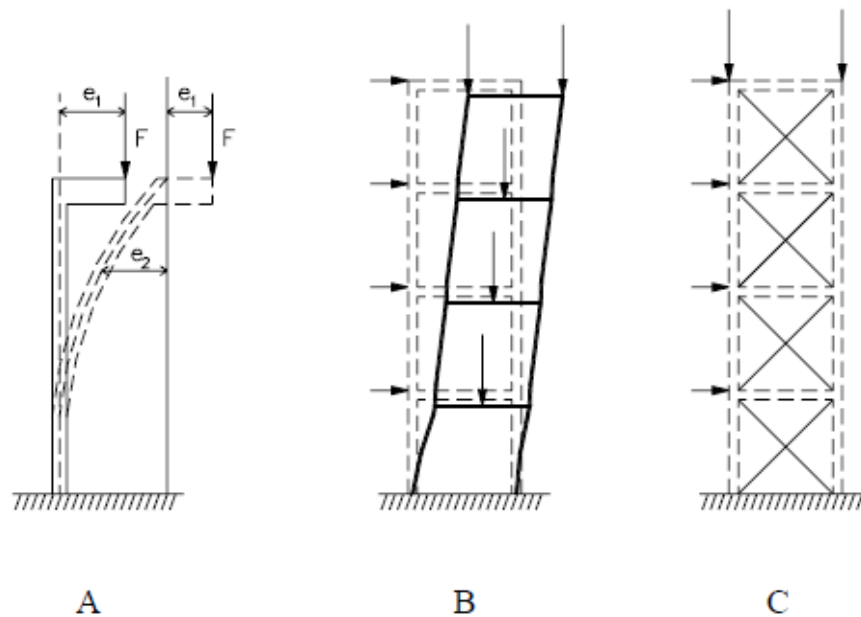
Segundo Martins (2008), a classificação da estrutura de um edifício quanto ao seu grau de mobilidade, estrutura de nós fixos ou estrutura de nós móveis, é fundamental na sua análise em relação à encurvadura. Esta classificação possibilita a adoção de critérios simplificados na quantificação dos efeitos de 2.ª ordem.

A norma define os efeitos de 2ª ordem como sendo “aqueles que se somam ao obtidos numa análise de primeira ordem (em que o equilíbrio da estrutura é

estudado na configuração geométrica inicial), quando a análise do equilíbrio passa a ser efetuada considerando a configuração deformada”.

A estrutura quando solicitada as ações verticais e horizontais (como é o caso do vento e das imperfeições geométricas), os deslocamentos horizontais modificam a geometria inicial da estrutura, ou seja, causa o aparecimento de importantes efeitos de segunda ordem.

Figura 4 - Efeitos de 2º Ordem



Fonte: Fusco, 1994

A figura 1.1, no detalhe A, tem-se o momento de primeira ordem, e acrescido a este, tem-se o momento de segunda ordem. O detalhe B, a estrutura alta desprovida de elementos de contraventamento, logo, os esforços de segunda ordem podem ser mais elevados. E por último, no detalhe C, a estrutura apresenta elementos estruturais de grande rigidez, tornando os esforços de segunda ordem desprezíveis.

Algumas estruturas mais rígidas, com pequenos deslocamentos horizontais, sofrem pouca interferência dos efeitos de 2ª ordem em seus esforços totais. Por conveniência de análise, essas estruturas são classificadas como de nós fixos. Outras são mais flexíveis e, portanto, mais deslocáveis, nas quais os efeitos de 2ª ordem contribuem significativamente para o aumento dos esforços totais. Estas são classificadas como estruturas de nós móveis.

2.5.1 *Parâmetro de instabilidade α (alfa)*

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

Segundo Franco (1985), pode se estabelecer limites diferentes para α , conforme o tipo de contraventamento da estrutura do edifício, uma vez que o contraventamento é o responsável pela forma da linha elástica da estrutura.

2.5.1.1 Cálculo do parâmetro de instabilidade α

Uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada como sendo de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade α_1 , conforme a expressão:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{Nk / (Ecs \cdot Ic)}$$

Em que,

H_{tot} Altura total da estrutura

Nk Peso característico total, ou seja, soma de todas as cargas verticais atuantes no edifício.

Ecs/Ic Rigidez característica

A altura total é definida a partir da face superior da fundação, ou de um nível pouco deslocável do subsolo. É a partir deste nível que se faz o cômputo das cargas verticais atuantes.

Na definição de Ecs/Ic , em caso de estruturas formadas por pilares ou paredes em balanço, toma-se o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. Para estruturas formadas por pórticos, ou por conjunto de pórticos e pilares, Ecs/Ic , representa a rigidez de um pilar equivalente de seção constante.

2.5.1.2 Classificação do parâmetro de instabilidade α

A estrutura é considerada de nós indeslocáveis quando se verifica:

- $\alpha_1 = 0,2 + 0,1n$ se: $n \leq 3$

- $\alpha_1 = 0,6$ se: $n \geq 4$

O valor apontado acima (0,6) se aplica a estruturas em que o contraventamento é realizado por uma combinação de pórticos e pilares – parede. Segundo Franco (1985), os valores de segunda ordem dependem de forma elástica do edifício, o que determina a adoção de valores de α diferentes para os diversos tipos de contraventamento. Assim o valor 0,6 acima deve ser considerado como:

- 0,7 – edifícios contraventados somente com pilares-parede, em balanço;
- 0,6 – estruturas mistas, contraventamento por pórticos e pilares em balanço;
- 0,5 – contraventamento apenas por pórticos.

A rigidez do pilar equivalente deve ser determinada da seguinte forma:

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

Para associações de pilares-paredes e para pórticos associados a eles, adotar $\alpha_1 = 0,6$. No caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-paredes, adotar $\alpha_1 = 0,7$. Quando só houver pórticos, adotar $\alpha_1 = 0,5$.

2.5.2 Parâmetro de instabilidade γ_z

Segundo Fraco e Vasconcelos (1991) este parâmetro tem como objetivo propor um processo simples de se estabelecer a mobilidade da estrutura de uma forma de se estimar, com uma certa precisão, os esforços de segunda ordem. Este coeficiente é utilizado como um majorador de esforços de primeira ordem, para obtenção dos esforços finais, os quais já incluem os esforços de segunda ordem. Desta forma dispensa-se a análise de segunda ordem.

Na análise dos efeitos de segunda ordem, realizados através do γ_z , não é feita distinção entre a parcela produzida pelas cargas verticais e pelas cargas horizontais. Em estrutura sem eixos de simetria em planta, é comum surgirem deslocamentos horizontais acarretados apenas pelas ações verticais. Estruturas, nesta condição, devem ser dimensionadas com auxílio da análise não linear

geométrica, caso os deslocamentos sejam muitos elevados (WORDELL, FERNANDO, 2003, p. 31).

No parâmetro de instabilidade γ_z , o deslocamento horizontal, é provocado pela carga do vento, para o sentido positivo e negativo dos eixos. No entanto, para levar em consideração os deslocamentos horizontais devidos as cargas verticais junto com o deslocamento provocado pela carga do vento, deverão calcular o γ_z , utilizando os deslocamentos calculados pela combinação de um caso de carregamento vertical com o horizontal de vento.

Conforme Kimura (2007), apesar dos sistemas computacionais estarem preparados para analisar e visualizar os resultados de ações isolados, o que é muito bom pra interpretar o comportamento da estrutura, o que vale realmente são as combinações. Afinal de contas, todos os elementos da estrutura deverão ser dimensionados e verificados por ações de forma conjunta, com na vida real, respeitando os estados limites últimos e de serviços.

2.5.1.3 Cálculo do parâmetro de instabilidade γ_z

Conforme a NBR 6118/2014, esse coeficiente também é utilizado para avaliar a sensibilidade da estrutura de um edifício aos efeitos da não linearidade geométrica. Segundo esta norma o valor de γ_z para esta combinação de carregamento, é dado pela expressão:

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

Onde,

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

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

2.5.3 Dispensa da consideração dos esforços globais de 2ª ordem

A NBR 6118/2014 determina, quanto aos deslocamentos, os efeitos de 2ª ordem podem ser desprezíveis, quando forem inferiores a dez por cento dos esforços de primeira ordem, ditas como estrutura de nós fixos. Porém quando forem superiores a dez por cento, deverão ser considerados como nós móveis.

Segundo Franco e Vasconcelos (1991), não existem as supostas estruturas não deslocáveis a não ser por definição, definidas pelo critério de 10% a análise de 2º ordem é indispensável, e após essa análise os elementos podem ser isolados e tratados como não deslocáveis, considerando os novos momentos de extremidade e forças normais.

2.6 Análise da Estrutura

A estrutura é considerada de nós fixos se a condição $\gamma \leq 1,1$. Caso contrário, a estrutura é considerada nós móveis.

2.6.1 Estruturas de nós fixos

Quando os parâmetros de instabilidade indicam que a estrutura em análise é de nós fixos, uma vez conhecidos os esforços globais de primeira ordem, é possível efetuar o dimensionamento de cada pilar isoladamente.

Segundo a NBR 6118/2014, o cálculo da estrutura pode ser realizado considerando cada elemento comprimido isoladamente, como barra vinculada nas extremidades aos demais elementos estruturais que ali concorrem. Onde se aplicam os esforços obtidos pela análise global da estrutura segundo a teoria de primeira ordem.

2.6.2 Estruturas de nós móveis

Quando os parâmetros de instabilidade indicam que a estrutura em análise é de nós móveis e, por consequência, os efeitos de segunda ordem, devidos aos deslocamentos laterais dos nós, não possam ser desprezados, é necessária uma análise em conjunto, que leve em conta tanto a linearidade geométrica com a física.

Segundo a NBR 6118/2014, na análise de estruturas de nós móveis devem ser obrigatoriamente considerados os efeitos da não linearidade geométrica e da

não linearidade física e, portanto, no dimensionamento, devem ser considerados os efeitos os efeitos globais e locais de segunda ordem.

2.6.3 Deslocamentos

A determinação dos valores de deslocamento dos elementos estruturais, considerando forças verticais e horizontais, quando não são utilizados métodos computacionais, possui pouca referencia. Relativamente são encontradas poucas recomendações. Assim fica evidenciada a importância de uso de ferramentas de análise estrutural, com recursos para avaliação de deformações.

Os limites para tais deformações, assim como outras verificações em serviço vão depender de fatores específicos com o tipo de carregamento e utilização da edificação, para prevenir patologias em paredes.

Quando os deslocamentos ultrapassar os valores impostos pela norma, deve se necessário o enrijecimento da estrutura, seja como aumentar dimensões de pilares e/ou vigas, alterar orientação dos pilares, aumentar o fck do concreto, a criação de alguns núcleos rígidos, utilização de contraventamentos ou qualquer outra solução que minimize os deslocamentos na estrutura.

Para os casos usuais, os principais limites de deformação apontados pela NBR 6118/2014 são definidos quando a aceitabilidade sensorial. Os deslocamentos limites no topo da estrutura devem ser calculados como $H/1700$ conforme a tabela 13.3 da citada NBR, onde H é a altura da edificação.

2.7 Sistemas Estruturais

Em edifícios de múltiplos pavimentos e esbeltos precisam de uma estrutura especial de enrijecimento para que possam resistir às ações horizontais. Ou seja, eles não podem ser formados por apenas elementos estruturais usuais como pilares, vigas e lajes.

Os sistemas estruturais mais utilizados em edifícios de múltiplos pavimentos podem ser agrupados pela seguinte maneira:

- Estruturas reticuladas;
- Estruturas reticuladas contraventadas;
- Estruturas com paredes de cisalhamento;
- Estruturas com tetos lisos;

- Estruturas com pisos suspensos;
- Estruturas tubulares
- Estruturas híbridas.

Cada um desses sistemas tem características e particularidades que os fazem adequados ou não para determinadas situações. A seguir uma descrição objetiva, considerando o objetivo dessa pesquisa, de estruturas com paredes de cisalhamento ou núcleos rígidos.

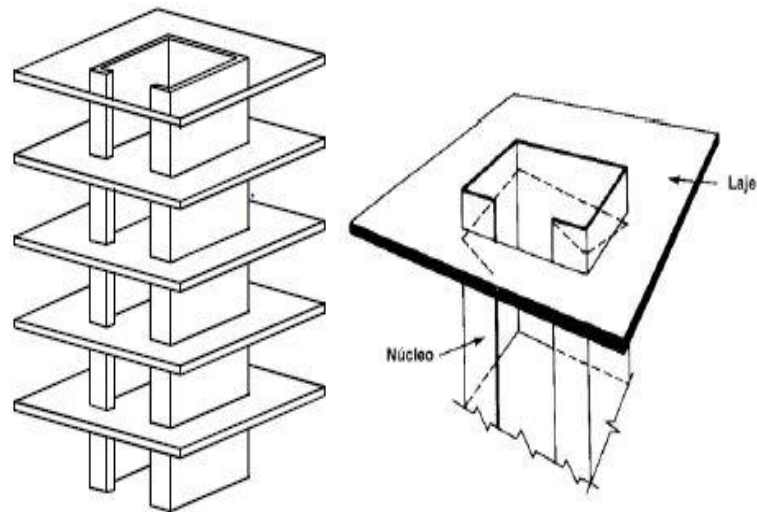
2.7.1 Estrutura com paredes de cisalhamento ou núcleos rígidos

Segundo Edgard Souza Junior (2001), dentre várias técnicas, umas das mais utilizadas para enrijecer as estruturas em edifícios múltiplos pavimentos é a utilização de núcleos estruturais de concreto armado. Estes são formados por uma associação de paredes delgadas interligadas entre si, constituindo seções transversais de perfil aberto. Exemplos disso são pilares - paredes que fica em torno de caixas de elevadores e escadas.

Conforme a NBR 6118/2014, pilares - paredes são elementos de superfície plana ou casca cilíndrica, usualmente dispostos na vertical e submetidos preponderantemente à compressão. Podem ser compostos por uma ou mais superfícies associadas. Para que se tenha um pilar-parede, em alguma dessas superfícies a menor dimensão deve ser menor que 1/5 da maior, ambas consideradas na seção transversal do elemento estrutural.

Esta técnica os projetos arquitetônicos ficam mais livres, já que os núcleos podem ser localizados nos poços dos elevadores ou das escadas. Frequentemente a posição do núcleo estrutural causa assimetria à estrutura do edifício e com isso, quando o edifício recebe o carregamento horizontal, surgem efeitos de flexão e torção que devem ser considerados no cálculo dos núcleos estruturais.

Figura 5 - Exemplos de núcleos estruturais



Fonte: PEREIRA (2000)[Esquerda], TARANATH (1988)[Direita]

Em suma, são essencialmente caixas, com ou sem aberturas, os núcleos resistentes de edifícios elevados e paredes tendo secções em L, T, etc. Estes elementos têm dupla rigidez de flexão.

Os elementos de contraventamento, nomeadamente as paredes e os núcleos, são igualmente solicitados por esforços normais de compressão devidos, por um lado, ao seu peso próprio e, por outro, à sua participação na tomada das cargas verticais dos pisos. Estes esforços de compressão podem ter um efeito favorável sobre o comportamento destes elementos, designadamente na redução da armadura longitudinal e no incremento de resistência ao esforço transversal. Contudo, serão sempre nocivos no que trata à estabilidade geométrica destas peças, uma vez que a compressão é, na essência, sede e fonte de instabilidade (a encurvadura é um fenómeno próprio de colunas comprimidas, não de tirantes tracionadas). (MARTINS, 2008)

Para aperfeiçoar a eficiência das paredes e núcleos pode se levar em conta a colaboração dos pórticos de estrutura reticulada na resistência as cargas horizontais. Como estes elementos estruturais estão ligados através de vigas ou das lajes, eles interagem entre si provocando o aparecimento de esforços horizontais que provocam a diminuição de deslocamentos horizontais nos andares superiores, gerando estruturas mais rígidas.

Com a necessidade de dimensionar estruturas altas, até mesmo utilizando núcleos rígidos, em menores prazos, avaliando a conseqüente instabilidade, foram

desenvolvidas ferramentas para ajudar na avaliação das estruturas, aferindo ou estabelecendo limites para a dispensa de cuidados maiores, como por exemplo, os mais usuais, CAD/TQS, AutoQi Eberick.

O Eberick, por exemplo, possui um poderoso sistema gráfico de entrada de dados voltado à forma, facilitando o lançamento, associado à análise da estrutura em um modelo de pórtico espacial, e a diversos recursos de dimensionamento e detalhamento dos elementos, além de visualização tridimensional da estrutura modelada.

No entanto, esses *softwares* se fazem necessário para um desenvolvimento de projeto estrutural em concreto armado, que engloba as etapas de lançamento e análise da estrutura, dimensionamento e detalhamento dos elementos, de acordo com a norma NBR 6118/2014, em curtos prazos.

2.8 Dimensionamento dos pilares

A menor dimensão adotada no lançamento dos pilares será de 19 cm, pois de acordo com o item 13.2.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), a seção transversal de pilares e pilares-parede maciços, qualquer que seja a sua forma, não deve apresentar dimensão menor que 19 cm. Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 14 cm, desde que se multipliquem as ações a serem consideradas no dimensionamento por um coeficiente adicional γ_n , de majoração. Conforme a norma citada, a seção transversal do pilar não pode ser inferior a 360 cm².

Figura 6 - 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

onde

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 b;$$

b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm).

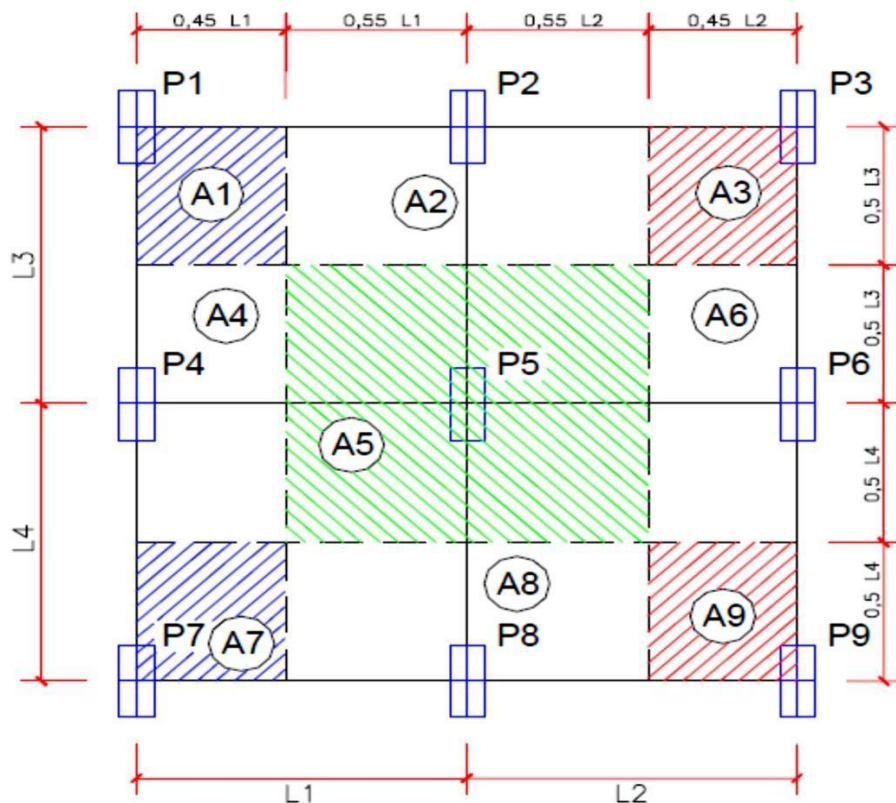
NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.

Para determinação da área de seção transversal dos pilares (A_c), pode-se utilizar o método proposto por Barcaji (1993), consiste em dividir o pavimento em áreas de influência para cada pilar, a partir daí estimar as cargas referentes a cada um dos pilares.

De acordo com Barcaji (1993) as áreas de influência são determinadas dividindo-se as distancias entre os centros dos pilares em intervalos que variam de $0,45l$ a $0,55l$ dependendo da posição do pilar na estrutura: - $0,45l$: utilizado para pilares de extremidade ou de canto na direção da menor dimensão do pilar, e em pilares internos quando, na direção considerada, o vão consecutivo ou seu carregamento supera 20% do vão em questão.

- $0,55l$: complemento dos vãos do caso anterior.
- $0,50l$: pilar de extremidade ou de canto na direção da maior dimensão do pilar ou pilar interno quando na direção considerada, vão consecutivo ou seu carregamento não supera mais de 20% do vão em questão.

Figura 7 - Áreas de influência



Fonte: Bacarji, 1993.

Segundo PINHEIRO (2009), recomenda-se iniciar a localização dos pilares pelos cantos e posteriormente pelas áreas comuns a todos os pavimentos (área de elevadores e de escadas) e onde se localizam, na cobertura, na casa de máquinas e o reservatório superior. Em seguida, posicionam-se os pilares de extremidade e os internos, buscando embuti-los nas paredes ou procurando sempre respeitar as imposições do projeto de arquitetura.

Deve-se sempre que possível, dispor os pilares alinhados, a fim de sejam formados os pórticos com as vigas que os unem, pois os pórticos formados contribuem significativamente na estabilidade global do edifício.

3 METODOLOGIA

Esse trabalho consiste uma pesquisa teórica com aplicação prática baseada em estudo de caso, que consiste basicamente em representar o núcleo rígido por vários elementos que simulem o seu comportamento, mais precisamente, formado por pilares paredes. Tendo como finalidade, desenvolver dois modelos de projeto estrutural de um edifício alto em concreto armado que seja o mais próximo possível do real, utilizando o máximo de recursos computacionais, aperfeiçoado com núcleos rígidos para enrijecer a estrutura e redimensionando o projeto sem os núcleos, para analisar o comportamento global, a partir de um projeto arquitetônico, fornecido por um escritório de engenharia para fins acadêmicos.

3.1 Caracterização do projeto

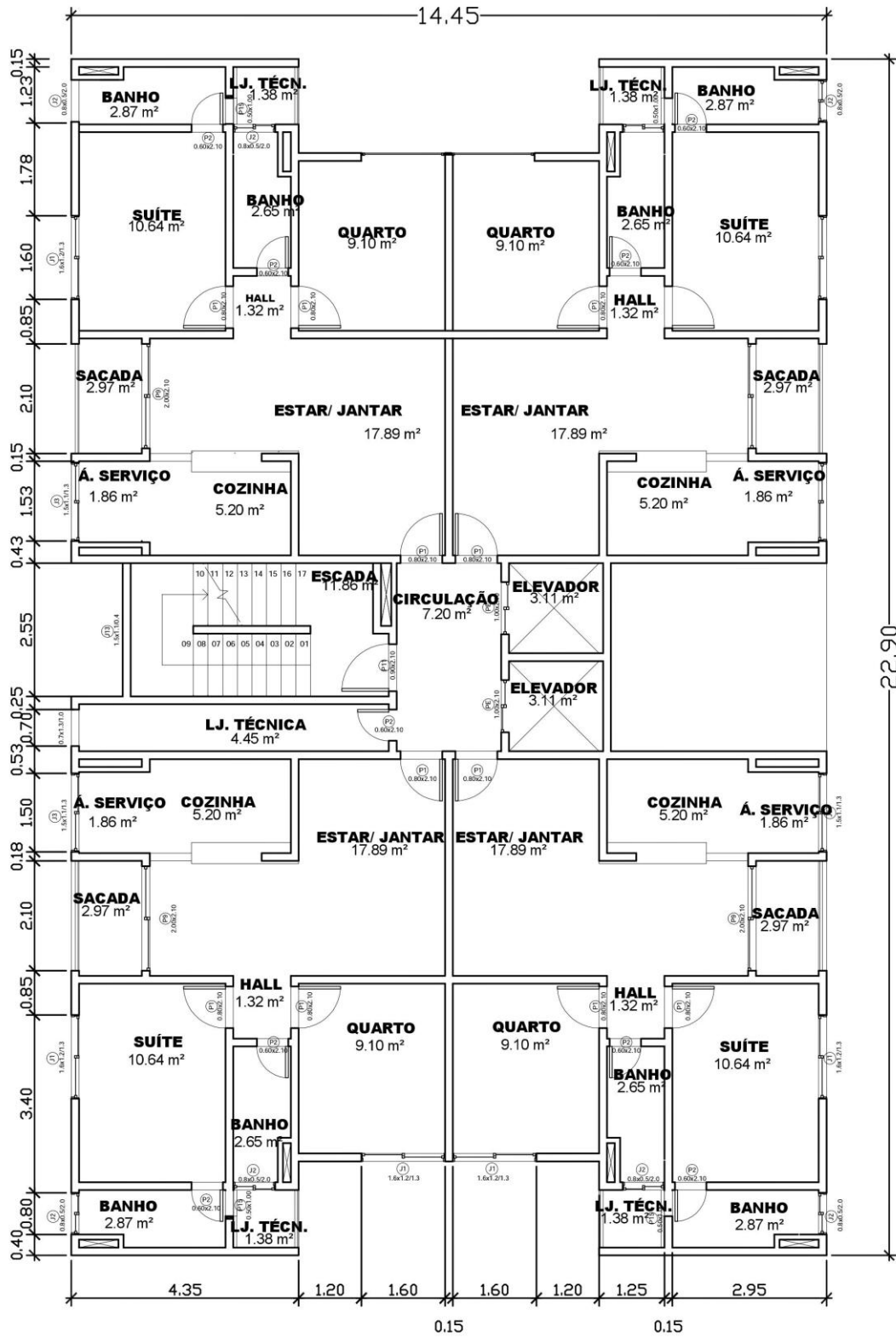
A planta baixa para estudo de caso é localizado no município de Palmas-TO, no Plano Diretor Sul, Arse 33 (308 Sul). Trata-se de uma obra residencial multifamiliar, o terreno para execução tem área de 1605,18 m². A edificação será constituída por 15 (quinze) pavimentos, sendo 12 pavimentos tipos, subsolo, térreo e a cobertura.

3.2 Descrição do Pavimento Tipo

O pavimento tipo é composto por quatro apartamentos, para cada apartamento sendo: uma sala, uma varanda, uma cozinha, uma área de serviço, um banheiro social, e dois quartos sendo um suíte.

A área interna do apartamento é de 55,88 m², e a área do pavimento tipo equivale a 248,88 m², sendo assim um total de área construída de 3733,2 m², o pé direito adotado no projeto é de 2,95 metros.

Figura 8 - Planta Baixa



Fonte: Cunha, 2014

3.3 Etapas do desenvolvimento do projeto estrutural

As etapas que será descritas a seguir serão realizadas com o auxílio da ferramenta computacional AutoQi Eberick, para execução dos dois modelos do projeto estrutural em concreto armado.

3.3.1 Lançamento dos modelos do projeto estrutural

Com o auxílio da ferramenta computacional (AutoQi Eberick) será lançado dois modelos da estrutura do edifício, inicialmente, com núcleos rígidos nos arredores dos elevadores, atendendo os critérios mínimos previsto na NBR 6118/2014.

No entanto, a mesma estrutura lançada, submetida aos mesmos esforços, porém sem os núcleos rígidos, considerando as mesmas dimensões adotadas no projeto. E por último, a estrutura será lançada sem os núcleos rígidos, mas readequando no projeto as dimensões nos sistemas estruturais para atender os deslocamentos limites.

3.3.1.1 Pré – Dimensionamento dos Pilares

Os pilares devem estar distantes preferencialmente entre seus eixos de 4 m a 6 m, pois com distâncias maiores as vigas resultam com dimensões transversais fora do padrão, levando a uma taxa de armadura elevada e dificultando sua montagem.

No primeiro modelo, foi lançado um pilar de perfil U, na caixa dos elevadores, o que difere dos demais modelos. Os demais pilares serão lançados inicialmente pelos cantos da estrutura, com distâncias limitadas de 2,5 m a 6 m, com suas disposições sempre integrando as particularidades da arquitetura.

No lançamento será buscado sempre que possível, seguir o mesmo alinhamento entre pilares, com o objetivo de criar pórticos que estabilizem a estrutura, os pilares com dimensões maiores, serão lançados na direção dos maiores vãos, enrijecendo mais os pórticos.

3.3.1.2 Lançamento das Vigas

A largura da viga (b) por questão estética deve ser preferencialmente igual à largura da parede, a altura da viga pode ficar limitada quanto a aberturas como

portas e janelas. Como as vigas delimitam painéis de lajes, por questões econômicas seu vão deve ficar limitado entre 3,5 m a 6,0 m.

Para a altura da viga (h) não devemos utilizar muitas alturas diferentes, pois durante a execução isso dificulta a montagem das formas, no entanto pode-se adotar até três tipos de alturas, conforme as expressões empíricas a seguir:

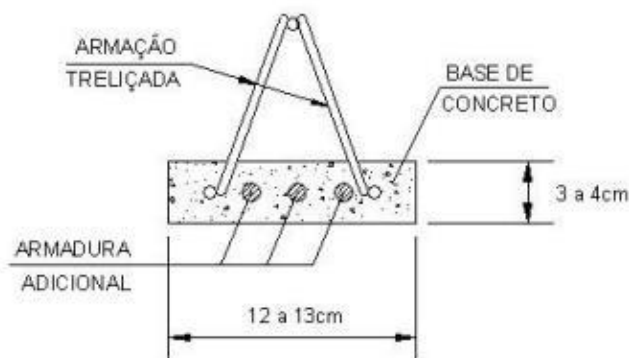
- Viga simplesmente apoiada: $l/12 < h < l/10$ – adotado $l/12$
- Viga contínua: $l/15 < h < l/12$ – adotado $l/15$
- Viga em balanço: $l/6 < h < l/5$ – adotado $l/6$

3.3.1.3 Lançamento das Lajes

Nos modelos propostos, apenas para processamento da estrutura, as lajes serão formadas por vigotas pré-moldadas e compostas por elementos de enchimento, elementos pré-fabricados lineares e concretos moldado no local.

Segundo Cunha (2012), as vigotas, conforme Figura 5, são formadas pela armadura treliçada e pela base de concreto, sendo possível inserir armadura adicional referente ao dimensionamento das lajes.

Figura 9 - Vigota com Armadura Treliçada



Fonte: Cunha, 2012

3.3.1.4 Fundação

O tipo de fundação adotada, a efeitos de cálculo, será do tipo profunda, sendo definida como, blocos sobre estacas.

3.3.2 Características dos materiais

Para a avaliação dos modelos, foram adotados os valores relativos para a configuração do programa. A classe de agressividade adotada II (Moderada), por não há tanta umidade constante e o risco de deterioração da estrutura é pequeno. Os demais itens necessários estão descritos a seguir:

- Concreto com fck de MPA, para vigas, lajes, pilares e reservatórios;
- Concreto com fck de 35MPa para blocos;
- Armaduras tipo CA 50 E CA 60;
- Diâmetro do agregado de 19mm;
- Cobrimento de 3cm, e 2,5 para lajes.

Conforme mencionado, os parâmetros de matérias dos materiais estão contidos na figura 10.

Figura 10 - Materiais e Durabilidade

Materiais e durabilidade

Aplicação
 Projeto inteiro
 Por pavimento

Pavimento
 Tipo 12
 Tipo 11
 Tipo 10
 Tipo 9
 Tipo 8
 Tipo 7
 Tipo 6
 Tipo 5
 Tipo 4
 Tipo 3
 Tipo 2
 Tipo 1
 Tensão
 Subsolo

Avisos
 Todas as informações estão definidas corretamente
 Detalhes...

Geral
 Classe de agressividade: II (moderada)
 Dimensão do agregado: 19 mm
 Controle rigoroso nas dimensões dos elementos

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

Elementos	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	
Vigas	C-25	3 cm	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-25	3 cm	3 cm	Bitolas...
Lajes	C-25	2.5 cm		Bitolas...
Reservatórios	C-25	3 cm		Bitolas...
Blocos	C-35	3 cm		Bitolas...
Sapatas	C-25	3 cm		Bitolas...
Tubulões	C-20	3 cm		Bitolas...
Muros	C-25	3 cm		Bitolas...
Radier	C-25	3 cm		Bitolas...

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

Fonte: Eberick gold (2015).

3.3.2.1 Carregamentos considerados

Os carregamentos adotados, relacionados nos itens a seguir, correspondem a valores usuais para estruturas de edifícios residenciais. As ações verticais estão de acordo com a norma NBR 6120:1980 (cargas para o cálculo de

estruturas de edificações) e as horizontais de acordo com a NBR 6123:1988 (forças devidas ao vento em edificações).

Os valores adotados são os mesmos para os dois tipos de edifício. As lajes dos pavimentos tipos e térreo são consideradas idênticas. Para as lajes de cobertura a ação vertical considerada em todos os edifícios será a mesma, com valores diferentes em relação aos utilizados para o pavimento tipo. Os valores são adotados de maneira a ficarem próximos de situações reais de projeto, mas com o principal objetivo de permitir comparações.

A separação das cargas em permanentes e acidentais é adotada desde o princípio, para permitir uso de coeficientes de majoração diferentes nas diversas combinações.

3.3.3 Definição das cargas verticais

Conforme dito anteriormente, os valores dos carregamentos que serão consideradas no projeto serão arbitrados de acordo com a NBR 6120/80, dentre eles o peso próprio da estrutura, o peso dos elementos construtivos e a carga acidental.

3.3.3.1 Cargas verticais permanentes

Para o edifício em estudo, a parede será adotada de alvenaria acabada de tijolos furados com carga de 1300 kgf/m^3 , com altura de 2,95 m e espessura de 15 cm, sendo assim, as vigas receberam uma carga distribuída variando de 488 kgf/m a 468 kgf/m , considerando as alturas das vigas dos pavimentos superiores.

3.3.3.2 Cargas verticais acidentais

Para carga acidental, correspondente ao uso, foi adotado o valor de $1,5 \text{ kN/m}^2$ para revestimento em granito, valor esse recomendado pela NBR 6120:1980 para a maioria dos ambientes de edifícios residenciais. Para o térreo e os pavimentos tipos foram adotados os seguintes valores:

- Dormitórios, salas, copas, cozinhas e banheiros: 150 kgf/m^2 ;
- Compartimentos destinados às despensas, lavanderia e área de serviços: 200 kgf/m^2 ;
- Escadas: 300 kgf/m^2 .
- Terraço inacessível a pessoas: 70 kgf/m^2 ;

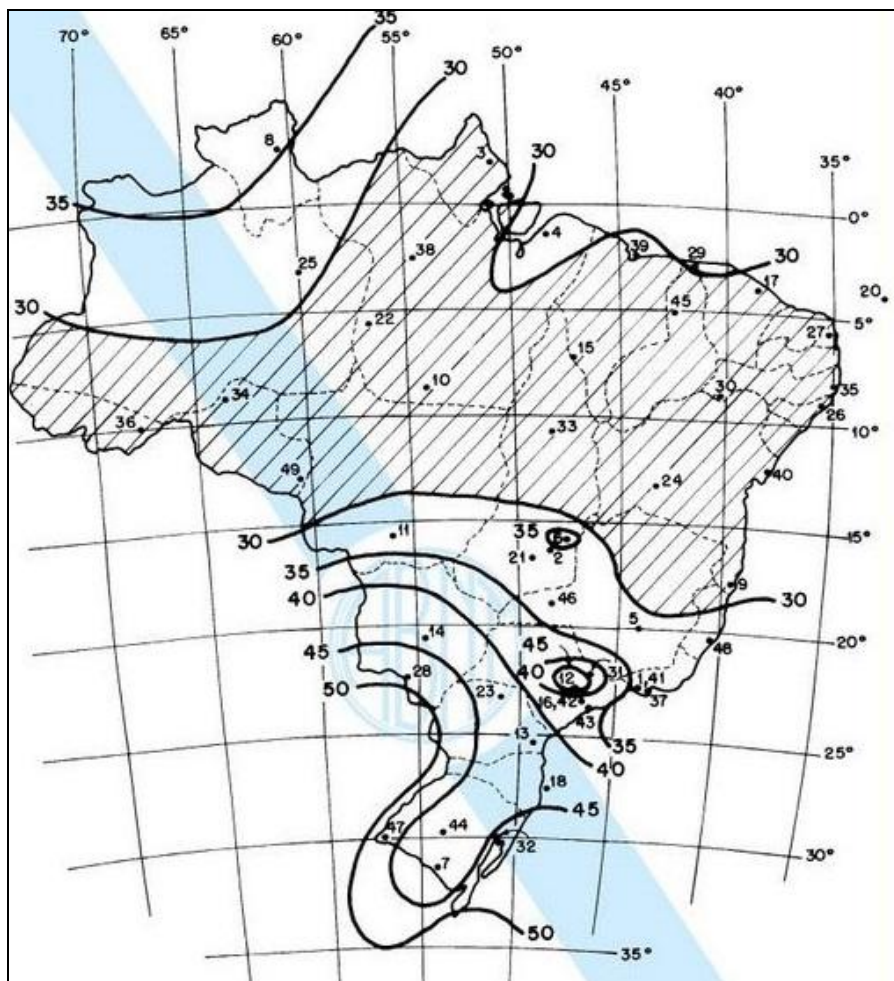
3.3.4 Definição das cargas horizontais

Os carregamentos horizontais, consequentes da ação do vento serão arbitrados de acordo com norma NBR 6123 (ABNT,1988), considerando a velocidade do vento na cidade de Palmas - TO e seus parâmetros de avaliação.

As cargas devidas ao vento foram determinadas de acordo com a NBR 6123:1988, tomando-se os seguintes parâmetros para a determinação da pressão e dos coeficientes de forma:

Velocidade característica do vento: 33 m/s, conforme figura 11. Este valor corresponde à velocidade considerada pela norma citada na região em que se situa a cidade de Palmas.

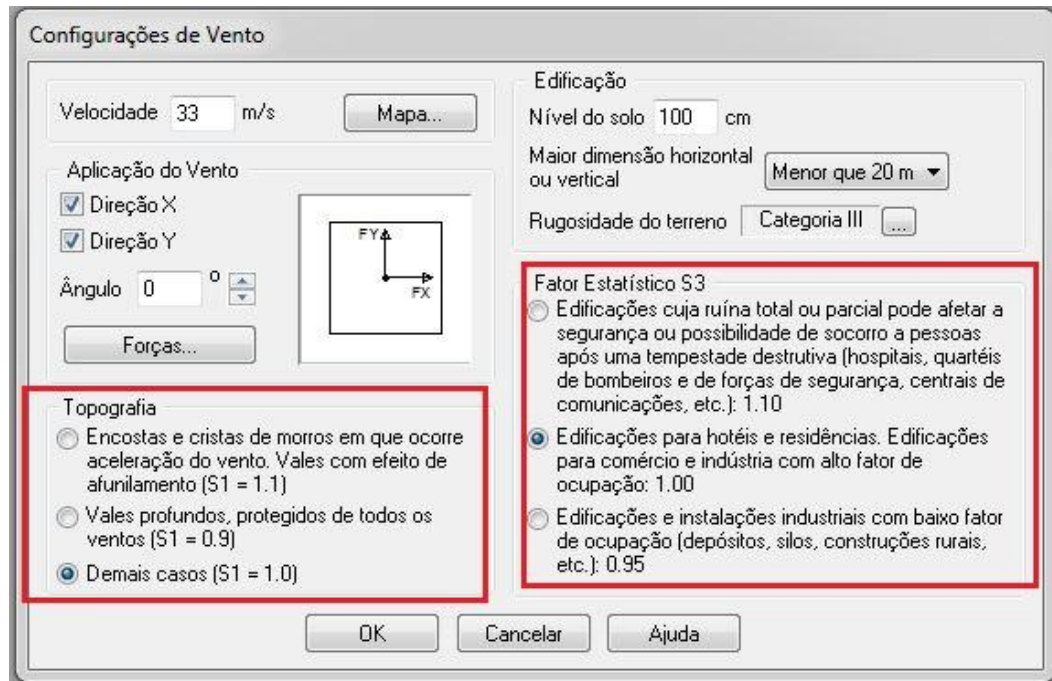
Figura 11 - Velocidade básica do vento



Fonte: NBR 6123:1988

Os valores dos fatores foram adotados, conforme figura 12, considerando os que mais se assemelham com a característica do terreno, conforme figura 12, sendo o topográfico de $S1 = 1.0$ e o estatístico $S3 = 1,10$.

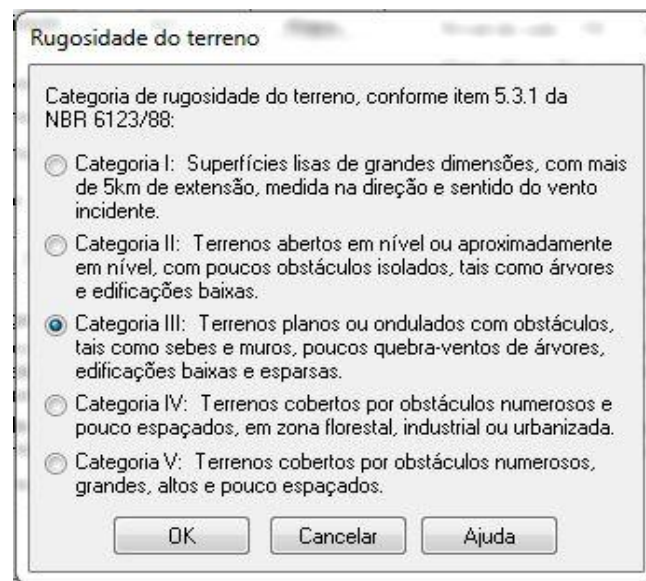
Figura 12 - Configurações do vento



Fonte: Eberick gold (2015).

A categoria de rugosidade adotada foi a III, a mais se aproxima do terreno característico em Palmas – TO, conforme figura 13.

Figura 13 - Rugosidade do Terreno



Fonte: Eberick gold (2015).

3.4 Coleta de Dados

Extraídos os dados, por meio da ferramenta computacional (Eberick), dos modelos propostos, os relatórios dos deslocamentos horizontais (Relatório de deslocamento horizontais, acessado pelo Menu Estruturas-Deslocamento Horizontais), o detalhamento das áreas de aço mínimas e seções dos elementos estruturais (vigas e pilares), a classificação da estrutura (aprovada ou reprovada), assim como também a representação gráfica do edifício submetido aos esforços horizontais, principalmente, provenientes a ação do vento.

Ao processar a estrutura o programa dimensionará a área de aço necessária para que as peças resistam aos esforços solicitantes de cálculo, se as dimensões das peças arbitradas não forem suficientes, para absorver os esforços solicitantes, devido aos espaçamentos mínimos entre as barras, centro de gravidade da armadura muito alto e taxa de armadura máxima, não atenderem os pré-requisitos citados pela NBR 6118 (ABNT, 2014), o programa emite um código de erro, o qual deve ser analisado e solucionado com cuidado pelo calculista, atendendo as imposições necessárias.

3.5 Análise de Dados

Com os resultados obtidos dos modelos propostos da estrutura, foram comparados, entre eles, os consumos totais de cada elemento (vigas, lajes e pilares), o peso total de aço de cada modelo, e as deformações horizontais. Observando os desempenhos da estrutura quanto à estabilidade global de cada modelo, considerando as alterações relevantes, consultadas as normas vigentes.

Sendo assim, apresentamos, dentre os modelos, qual possui o melhor desempenho, exclusivamente, se os deslocamentos comprometem a estabilidade global da estrutura, de acordo com os valores limites da tabela 13.3 da NBR 6118/2014, apresentando os pontos positivos e negativos dos modelos propostos.

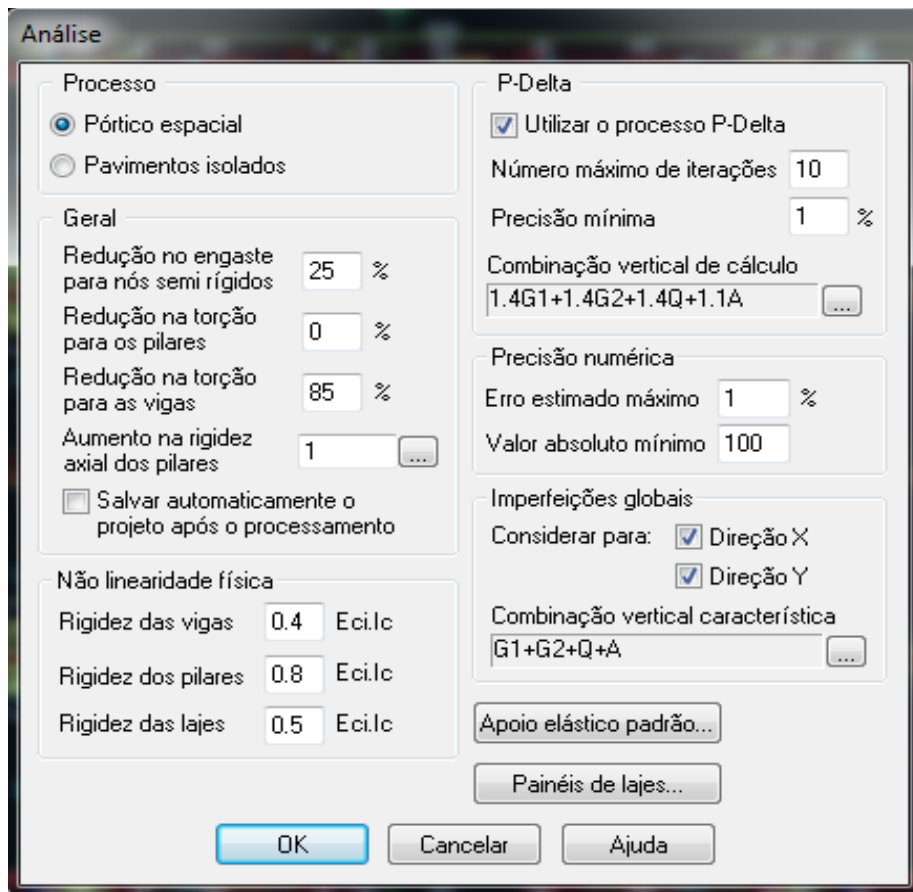
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nessa etapa do trabalho, está descrita a aplicabilidade do processo de cálculo em pórtico espacial. Após o processamento da estrutura, foram obtidos os esforços e deslocamentos, para gerar o comparativo dos resultados, entre os dois modelos de estrutura, disponíveis no *software* AltoQi Eberick V8.

4.1 Pórtico Espacial

Segundo, Correa (2001), o pórtico espacial é um modelo estrutural mais complexo, que representa de forma mais fiel a estrutura real. Seu uso é adequado para análise de carregamentos horizontais e verticais inclusive com assimetria.

Figura 14 - Configuração de análise pelo processo de pórtico espacial

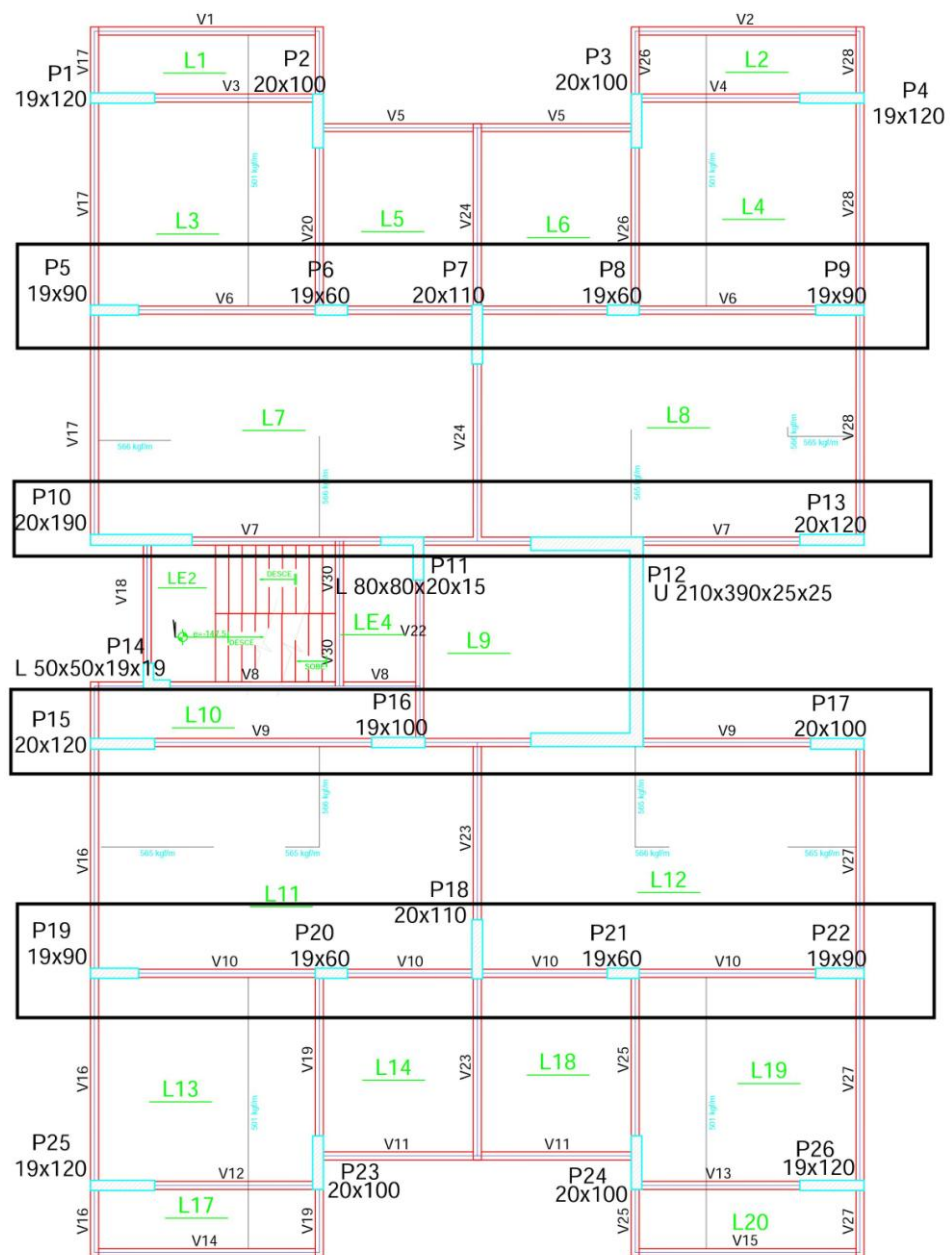


Fonte: Eberick gold (2015).

4.2 Lançamento de estrutura múltiplos pavimentos com núcleo de rigidez

Os modelos estruturais foram integrados a partir de um projeto arquitetônico disponibilizado em dwg, o primeiro modelo, figura 15, além de pórticos de contraventamento, tem um núcleo de rigidez (pilar U) em volta dos elevadores, dimensionados para atender os limites de deslocamentos que visam proporcionar um adequado comportamento da estrutura em serviço, conforme a tabela 13.3 da NBR 6118/2014.

Figura 15 - Planta de Forma Modelo 01

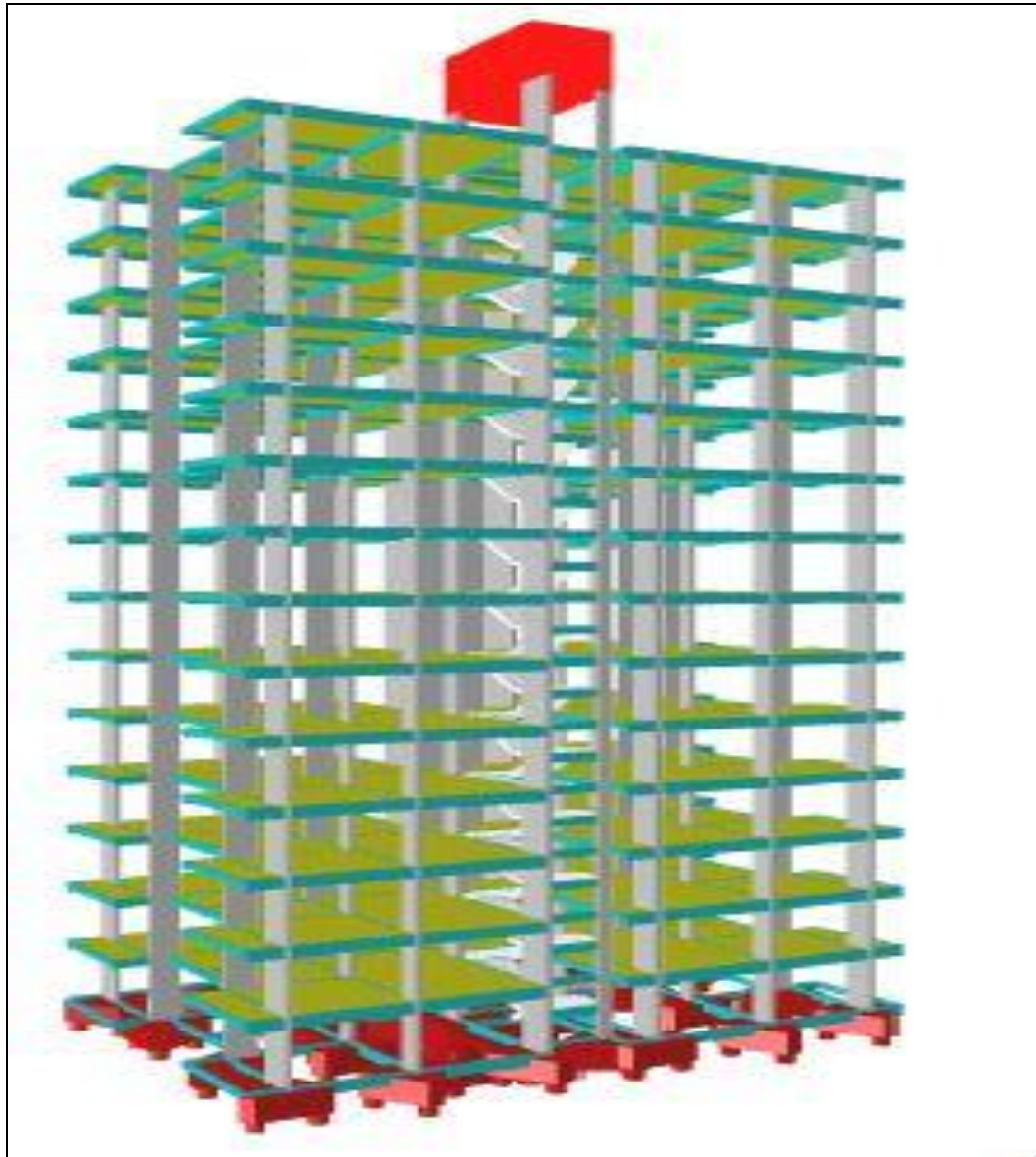


Forma do pavimento Tipo 1

Fonte: Eberick Gold (2015).

As seções foram definidas após pré-dimensionamento e foram reajustadas conforme as necessidades se foram superarmadas ou subarmadas.

Figura 16 - Representação 3D da edificação lançada no Eberick



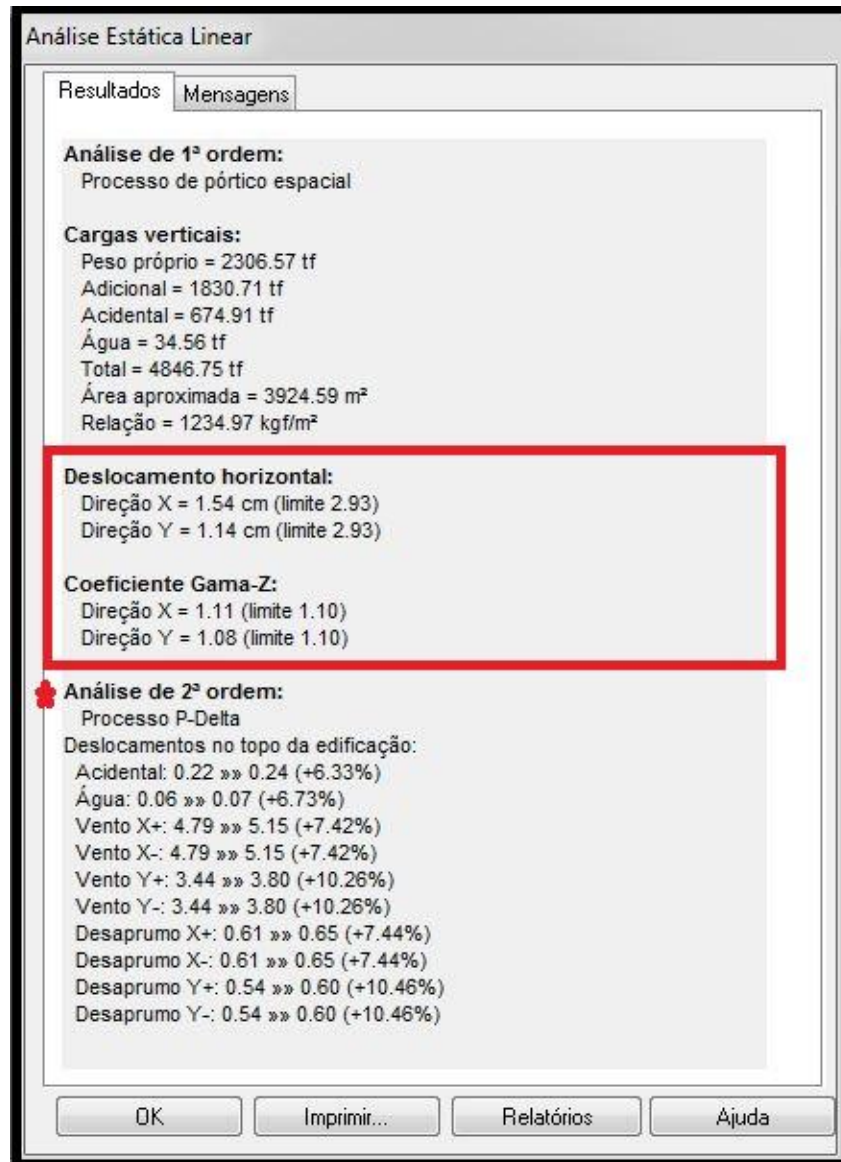
Fonte: Eberick Gold (2015).

Na figura 16, pode ser vista a estrutura lançada no *software* Eberick, em 3D.

Após verificação de lançamentos, alinhamentos e detectar proximidades, a estrutura foi processada.

Após as análises realizadas através do programa computacional Eberick, com o edifício exemplo, foram avaliados a influencia do núcleo rígido no comportamento da estrutura.

Figura 17 - Processo do primeiro modelo



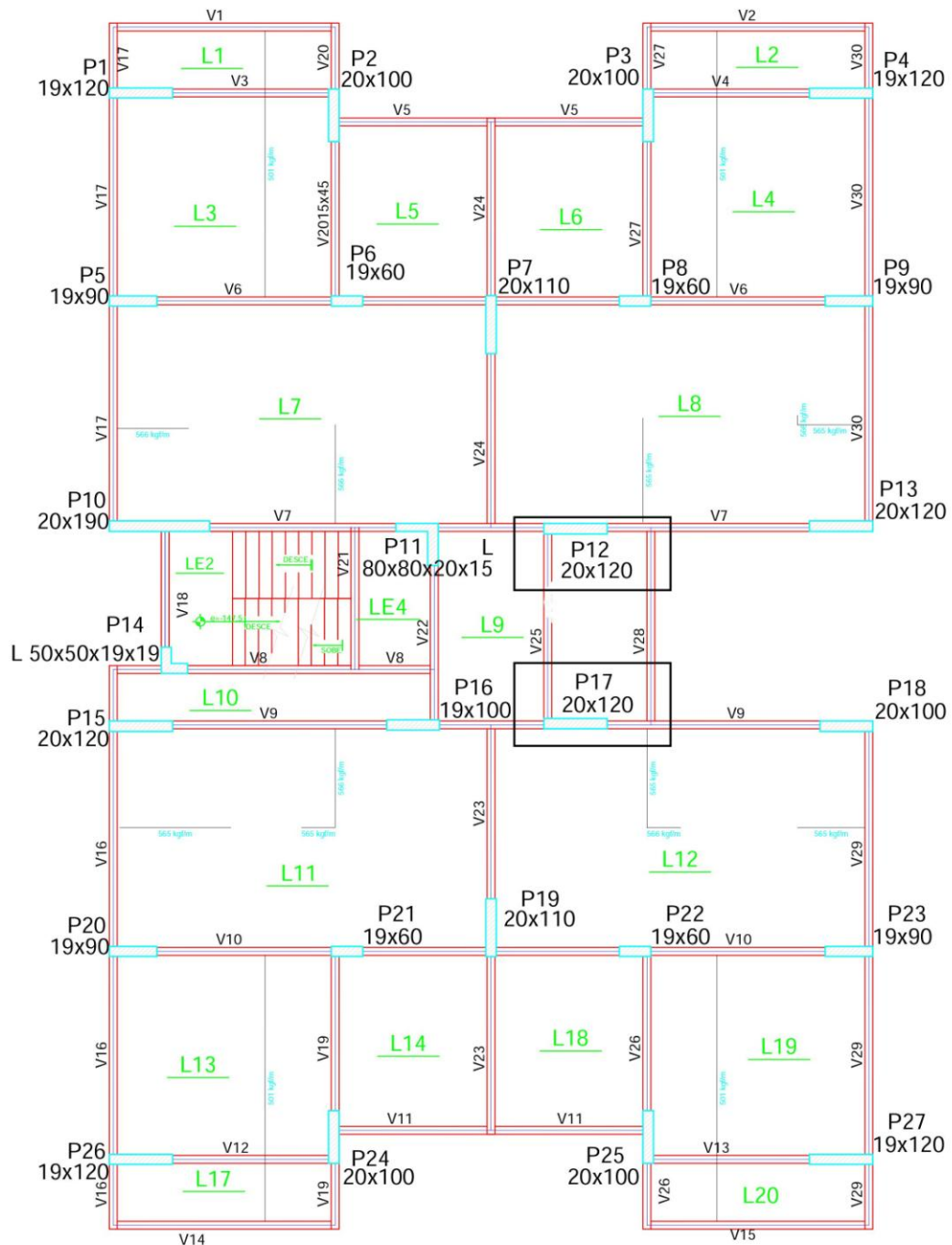
Fonte: Eberick Gold (2015).

Dimensionado a estrutura de forma a atender os deslocamentos limites e a estabilidade global. Pode se verificar que a estrutura apresenta valores bem inferiores nos deslocamentos limites e um grau de estabilidade ideal, conforme Kimura (2007, pag. 562), "edifícios de concreto armado com valores de γ superiores a 1,3 possui grau de estabilidade elevado. O ideal é projetar estruturas com γ inferiores a 1,2.

4.3 Lançamento da estrutura sem o núcleo de rigidez

Lançamento do segundo modelo, figura 18, partindo do modelo anterior, porém a eliminando a prumada do Pilar U, e adotando dois pilares paredes ao redor dos elevadores de dimensões 20x120cm (P12 e P17).

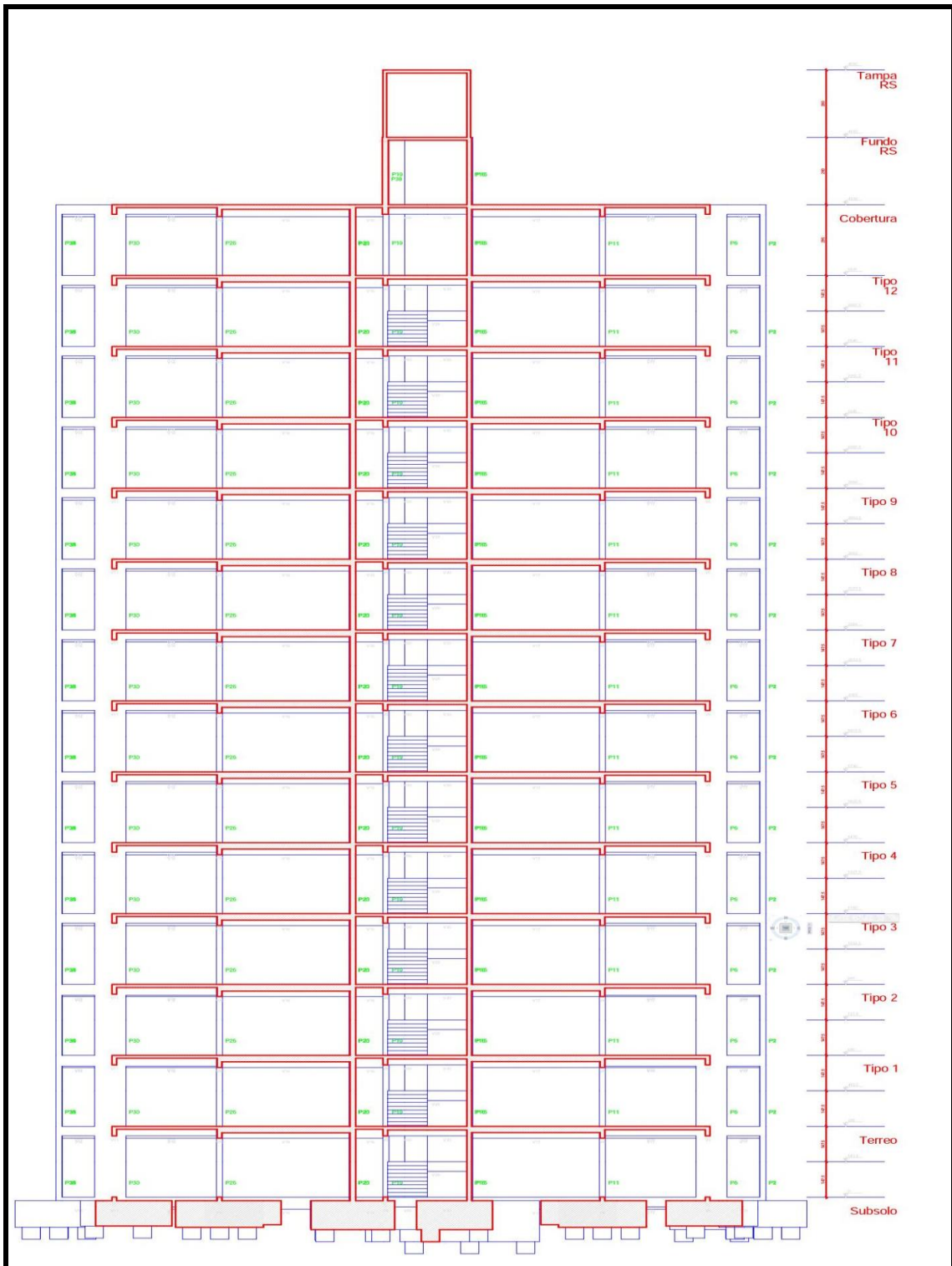
Figura 18 - Planta de Forma Modelo 02



Forma do pavimento Tipo 1

Fonte: Ebercik Gold (2015).

Figura 19 - Corte Esquemático da Edificação



Fonte: Eberick Gold (2015).

O edifício analisado foi lançado na fundação bloco sob estacas, com alturas mínimas aceitáveis, apenas com o intuito da estrutura ser processada, de modo a gerar os relatórios, conforme dito anteriormente.

A tabela 1 têm-se os resumos das seções dos pilares dos dois modelos propostos, visto que no modelo 02, a nomenclatura muda em alguns pilares, devido a quantidade de pilar ser maior.

Tabela 1- Seções dos pilares

Modelo 01		Modelo 02	
Nome	Seção (cm)	Pilares	Seção (cm)
P1	19 x 120	P1	19 x 120
P2	20 x 100	P2	20 x 100
P3	20 x 100	P3	20 x 100
P4	19 x 120	P4	19 x 120
P5	19 x 90	P5	19 x 90
P6	19 x 60	P6	19 x 60
P7	20 x 110	P7	20 x 110
P8	19 x 60	P8	19 x 60
P9	19 x 90	P9	19 x 90
P10	20 x 190	P10	20 x 190
P11	L 80x80x20x15	P11	L 80x80x20x15
P12	U 210x390x25x25	P12	20 x 120
		P17	20 x 120
P13	20 x 120	P13	20 x 120
P14	L 50x50x19x19	P14	L 50x50x19x19
P15	20 x 120	P15	20 x 120
P16	19 x 100	P16	19 x 100
P17	20 x 100	P18	20 x 100
P18	20 x 110	P19	20 x 110
P19	19 x 90	P20	19 x 90
P20	19 x 60	P21	19 x 60
P21	19 x 60	P22	19 x 60
P22	19 x 90	P23	19 x 90
P23	20 x 100	P24	20 x 100
P24	20 x 100	P25	20 x 100
P25	19 x 120	P26	19 x 120
P26	19 x 120	P27	19 x 120

Fonte: Autor

O segundo modelo teve substituição do núcleo rígido no arredor dos elevadores, no caso o pilar P12, por dois pilares P12 e P17 (Pilares paredes). E, os demais, não sofreram alterações, devido ao objetivo deste trabalho.

A tabela 02, demonstra o resumo das vidas de ambos modelos. As vigas V25 e V28, no modelo 02, é referente às vigas no poço dos elevadores.

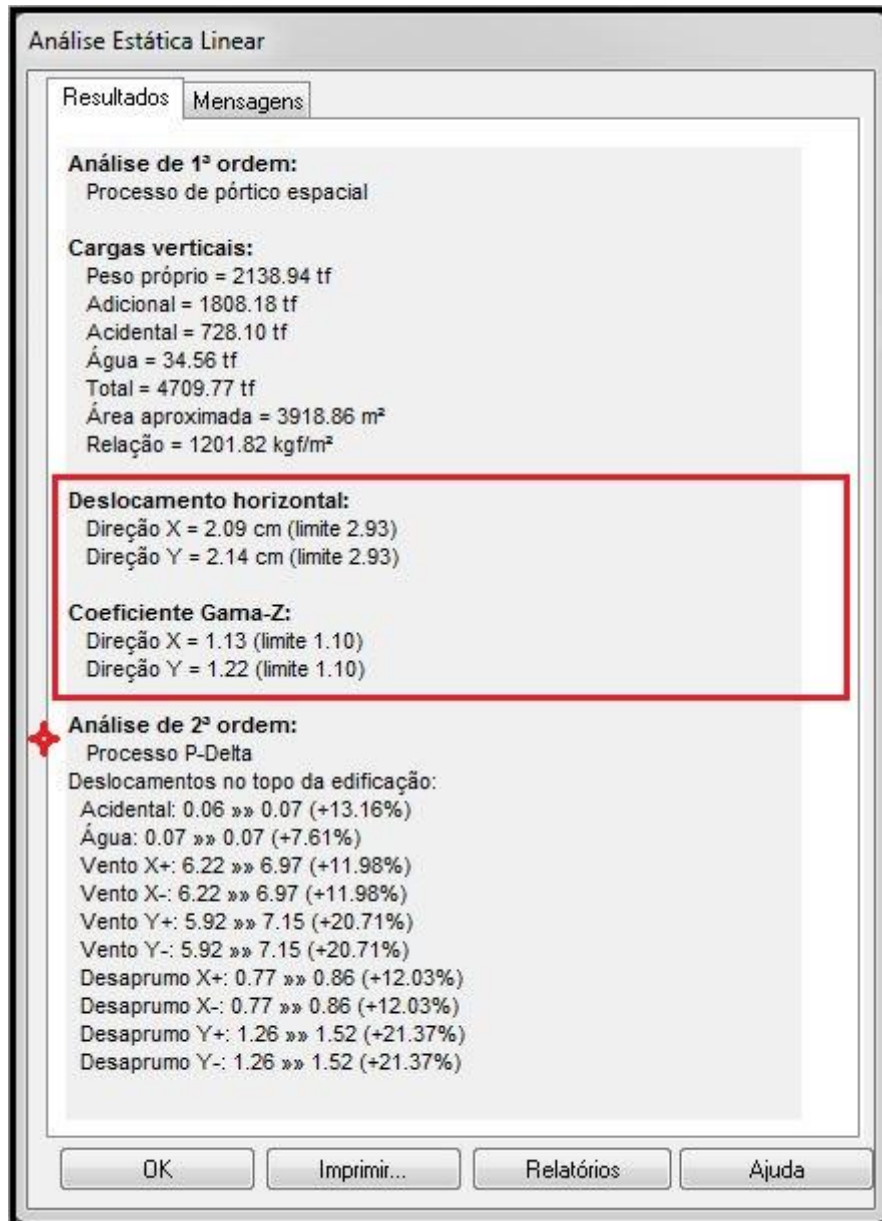
Tabela 2 - Resumo das seções de vigas

Modelo 01			Modelo 02		
Vigas	Seção (cm)	Elevação (cm)	Vigas	Seção (cm)	Elevação (cm)
V1	15x30	0	V1	15x30	0
V2	15x30	0	V2	15x30	0
V3	15x30	0	V3	15x30	0
V4	15x30	0	V4	15x30	0
V5	15x30	0	V5	15x30	0
V6	15x45	0	V6	15x45	0
V7	15x45	0	V7	15x45	0
V8	15x30	0	V8	15x30	0
V9	15x45	0	V9	15x45	0
V10	15x50	0	V10	15x50	0
V11	15x30	0	V11	15x30	0
V12	15x30	0	V12	15x30	0
V13	15x30	0	V13	15x30	0
V14	15x30	0	V14	15x30	0
V15	15x30	0	V15	15x30	0
V16	15x50	0	V16	15x50	0
V17	15x50	0	V17	15x50	0
V18	15x40	0	V18	15x40	0
V19	15x40	0	V19	15x45	0
V20	15x40	0	V20	15x40	0
V21	15x30	0	V21	15x30	0
V22	15x40	0	V22	15x40	0
V23	15x40	0	V23	15x40	0
V24	15x40	0	V24	15x40	0
			V25	15x40	0
V25	15x40	0	V26	15x40	0
V26	15x40	0	V27	15x40	0
			V28	15x30	0
V27	15x50	0	V29	15x50	0
V28	15x50	0	V30	15x50	0
V29	15x40	-147,5	V31	15x40	-147,5

Fonte: Autor

No entanto foi processado o segundo modelo estrutural, tendo os mesmos carregamentos visando analisar o quanto o núcleo rígido contribuiu para a rigidez da estrutura.

Figura 20 - Segundo processamento sem o núcleo rígido



Fonte: Eberick gold (2015).

Analisando o segundo processamento (Figura 20), onde a mesma não é composta pelo núcleo de rigidez, nota-se que o parâmetro de instabilidade por não atendeu o coeficiente ideal de γ_z , menor que 1,2, de acordo com Kimura, 2007.

A diferença dos coeficientes γ_z , na direção x e y demonstra, que, a maioria dos pórticos de contraventamento alinhados por vigas estão na direção x, responsáveis pela estabilidade global da estrutura.

4.4 Comparados os deslocamentos

Nos deslocamentos no topo teve um aumento significativo, tanto na direção X quanto na direção Y.

Nas tabelas 3 e 4 podemos ver a diferença entre os deslocamentos em X e Y dos modelos da estrutura.

Tabela 3- Resumo dos deslocamentos horizontais da estrutura

Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Altura total da edificação (cm)	4985.00			
Deslocamento limite (cm)	2.93			
Deslocamento característico (cm)	5.15	-5.15	3.80	-3.80
y1	0.30	0.30	0.30	0.30
Deslocamento frequente (cm)	1.54	-1.54	1.14	-1.14

Fonte: Autor

Tabela 4 - Resumo dos deslocamentos horizontais na estrutura sem núcleo rígido

Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Altura total da edificação (cm)	4985.00			
Deslocamento limite (cm)	2.93			
Deslocamento característico (cm)	6.97	-6.97	7.15	-7.15
y1	0.30	0.30	0.30	0.30
Deslocamento frequente (cm)	2.09	-2.09	2.14	-2.14

Fonte: Autor

Na direção X teve um acréscimo de 35,71%, e na direção Y foi de 87,72%, ainda sim, atenderam os limites. Porém vale salientar que o peso próprio foi reduzido de 2306,57 tf para 2138,94 tf, em torno de 7,27%, fato que contribuiu para a variação nos deslocamentos.

O deslocamento horizontal da estrutura constitui-se um importante resultado a ser determinado pela análise estrutural, tanto para a verificação de ELS como para a verificação da estabilidade global do edifício.

O deslocamento frequente é causado pela ação do vento para combinação frequente ($y_1=0,30$), portanto deve-se multiplicar o deslocamento característico pelo fator y_1 para obter o deslocamento frequente e em seguida pode-se compará-lo ao deslocamento limite. Como se podem notar, como verificado anteriormente, nas

tabelas 3 e 4, os deslocamentos frequentes nas direções x e y não ultrapassaram o valor dos deslocamentos limites.

Conforme a figura 21, tabela 13.3 da NBR 6118/2014, os deslocamentos limites são valores práticos utilizados para verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas da estrutura.

Figura 21 - Limites para Deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$l/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$l/350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$l/250^a$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$l/350+$ contraflecha b
			Ocorrido após a construção do piso	$l/600$
Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento	
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$l/500^c$ e 10 mm e $\theta = 0,0017 \text{ rad}^d$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$l/250^c$ e 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente ($\psi_1 = 0,30$)	$H/1700$ e $H/850^e$ entre pavimentos f
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$l/400^g$ e 15 mm

Fonte: NBR 6118:2014

O deslocamento limite no topo da edificação deve ser calculado como sendo $H/1700$ conforme definido da NBR 6118:2014, onde H é a altura da edificação. Como $H=4985$ cm tem-se $4985/1700 = 2,93$ cm. No entanto, nos exemplos apresentados, os deslocamentos foram proporcionais os coeficientes γz , ou seja, caso a estrutura seja classificada com nós fixos, ou apresentarem coeficientes próximos a 1,10, provavelmente os deslocamentos são inferiores os limites.

Apesar de o edifício analisado ter seus pilares posicionados sempre com a maior inércia na direção x, têm-se deslocamentos bem maiores nesta direção, uma vez que a área lateral do prédio, que recebe o vento, é bem superior à da direção y, conforme demonstra as tabelas 5 e 6.

Tabela 5 - Deslocamentos horizontais (Modelo 01)

Pavimento	Altura (cm)	Deslocamento frequente (cm)				Diferença (cm)				Limite (cm)
		X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-	
Fundo RS	280.00	1.54	-1.54	1.14	-1.14	0.05	-0.05	0.20	-0.20	0.33
Cobertura	295.00	1.50	-1.50	0.94	-0.94	0.06	-0.06	0.06	-0.06	0.35
Tipo 12	295.00	1.44	-1.44	0.87	-0.87	0.07	-0.07	0.07	-0.07	0.35
Tipo 11	295.00	1.37	-1.37	0.81	-0.81	0.08	-0.08	0.07	-0.07	0.35
Tipo 10	295.00	1.30	-1.30	0.74	-0.74	0.09	-0.09	0.07	-0.07	0.35
Tipo 9	295.00	1.21	-1.21	0.67	-0.67	0.10	-0.10	0.07	-0.07	0.35
Tipo 8	295.00	1.11	-1.11	0.60	-0.60	0.11	-0.11	0.07	-0.07	0.35
Tipo 7	295.00	1.00	-1.00	0.53	-0.53	0.12	-0.12	0.07	-0.07	0.35
Tipo 6	295.00	0.88	-0.88	0.45	-0.45	0.13	-0.13	0.08	-0.08	0.35
Tipo 5	295.00	0.76	-0.76	0.38	-0.38	0.13	-0.13	0.07	-0.07	0.35
Tipo 4	295.00	0.62	-0.62	0.30	-0.30	0.14	-0.14	0.07	-0.07	0.35
Tipo 3	295.00	0.49	-0.49	0.23	-0.23	0.13	-0.13	0.07	-0.07	0.35
Tipo 2	295.00	0.35	-0.35	0.16	-0.16	0.13	-0.13	0.06	-0.06	0.35
Tipo 1	295.00	0.23	-0.23	0.10	-0.10	0.11	-0.11	0.05	-0.05	0.35
Térreo	295.00	0.12	-0.12	0.05	-0.05	0.08	-0.08	0.04	-0.04	0.35
Subsolo	295.00	0.04	-0.04	0.02	-0.02	0.04	-0.04	0.02	-0.02	0.35

Fonte: Autor

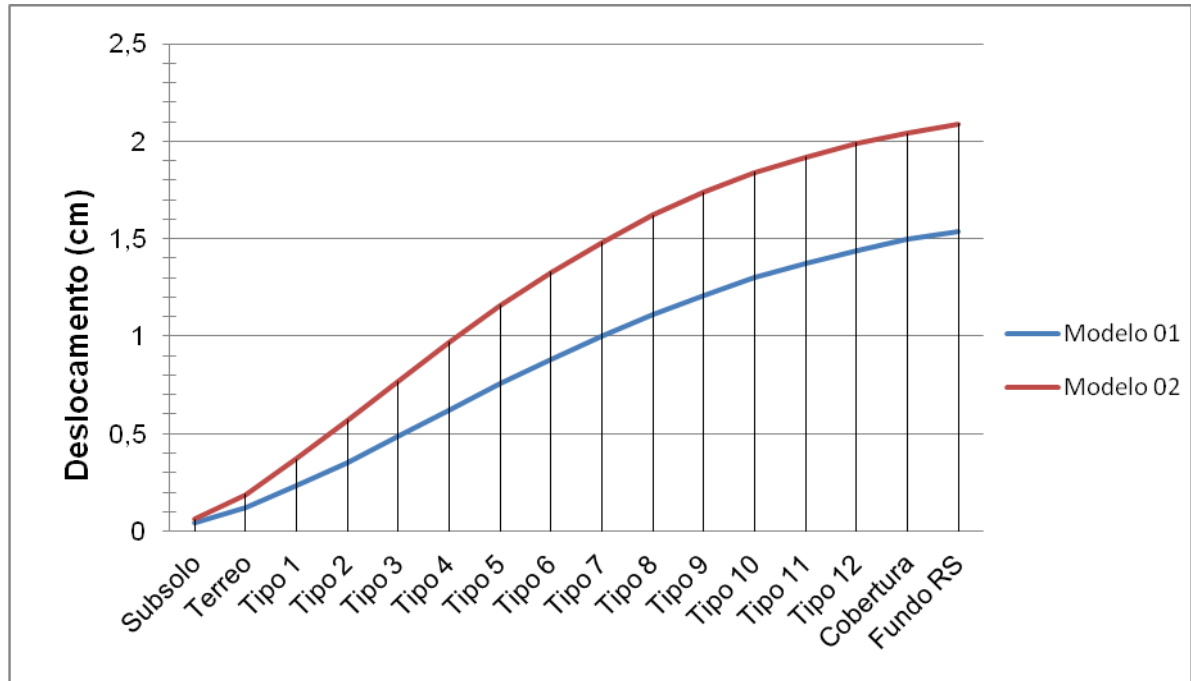
Tabela 6 - Deslocamentos horizontais (Modelo 02)

Pavimento	Altura (cm)	Deslocamento frequente (cm)				Diferença (cm)				Limite (cm)
		X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-	
Fundo RS	280.00	2.09	-2.09	2.14	-2.14	0.05	-0.05	0.00	0.00	0.33
Cobertura	295.00	2.04	-2.04	2.14	-2.14	0.05	-0.05	0.06	-0.06	0.35
Tipo 12	295.00	1.99	-1.99	2.08	-2.08	0.07	-0.07	0.07	-0.07	0.35
Tipo 11	295.00	1.92	-1.92	2.01	-2.01	0.08	-0.08	0.08	-0.08	0.35
Tipo 10	295.00	1.84	-1.84	1.93	-1.93	0.10	-0.10	0.10	-0.10	0.35
Tipo 9	295.00	1.74	-1.74	1.83	-1.83	0.12	-0.12	0.12	-0.12	0.35
Tipo 8	295.00	1.62	-1.62	1.71	-1.71	0.14	-0.14	0.14	-0.14	0.35
Tipo 7	295.00	1.48	-1.48	1.58	-1.58	0.16	-0.16	0.15	-0.15	0.35
Tipo 6	295.00	1.33	-1.33	1.42	-1.42	0.17	-0.17	0.17	-0.17	0.35
Tipo 5	295.00	1.16	-1.16	1.25	-1.25	0.19	-0.19	0.19	-0.19	0.35
Tipo 4	295.00	0.97	-0.97	1.07	-1.07	0.20	-0.20	0.20	-0.20	0.35
Tipo 3	295.00	0.77	-0.77	0.86	-0.86	0.20	-0.20	0.21	-0.21	0.35
Tipo 2	295.00	0.57	-0.57	0.65	-0.65	0.20	-0.20	0.21	-0.21	0.35
Tipo 1	295.00	0.37	-0.37	0.44	-0.44	0.18	-0.18	0.20	-0.20	0.35
Térreo	295.00	0.19	-0.19	0.23	-0.23	0.13	-0.13	0.16	-0.16	0.35
Subsolo	295.00	0.06	-0.06	0.08	-0.08	0.06	-0.06	0.08	-0.08	0.35

Fonte: Autor

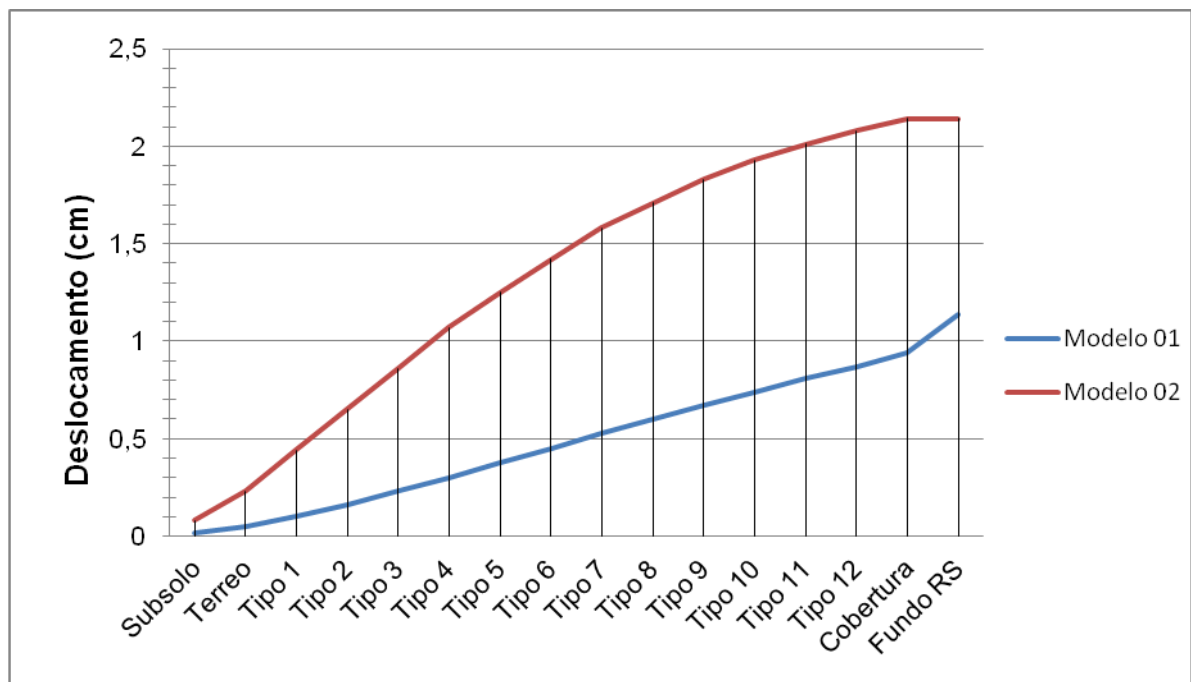
Confrontando os deslocamentos dos modelos do edifício residencial, através dos gráficos, figuras 22 e 23, em ambas as direções podem notar que o modelo 02 sofreu acréscimo em todos os pavimentos, e maiores índices na direção X.

Figura 22 - Gráfico dos deslocamentos em X



Fonte: Autor

Figura 23 - Gráfico dos deslocamentos em Y



Fonte: Autor

O deslocamento na direção y, sofreu uma enorme variação, devido o pilar U (210x390x25x25), teoricamente formado por 3 pilares associados, sendo que a sua maior dimensão era na direção y, no entanto ao ser substituído, não teve o pilar nesta direção, logo, ocasionou nesta variação brusca, de aproximadamente, um acréscimo de 87%, quase 01 cm a mais.

4.5 Comparando o volume de concreto, peso do aço e áreas de formas

Nas tabelas 7 e 8, podemos analisar os resumos dos diferentes modelos da estrutura, porém apenas foram feitas as comparações das vigas, pilares e lajes.

Tabela 7 - Resumo de Materiais (Modelo 01)

		Vigas	Pilares	Lajes	Lajes PM	Escadas	Fundações	Reservatórios	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	15271.8	42843.4	5587.0	2189.8	2163.9	10137.6	1488.2	77491.9
	CA60	2383.1	4160.5	886.1	599.6	98.9	2284.7	56.1	9869.4
	Total	17654.9	47003.9	6473.1	2789.3	2262.8	12422.3	1544.3	87361.3
Volume concreto (m³)	C-25	179.3	297.0	347.4		32.3		8.4	864.3
	C-35						196.8		196.8
Peso treliças	C-60				5731.7				5866.3
Área de forma (m²)		2829.8	3291.3			278.7	301.2	115.3	6816.2
Consumo de aço (kgf/m³)		98.5	158.3	18.6		70.2	63.1	184.9	82.3

Fonte: Autor

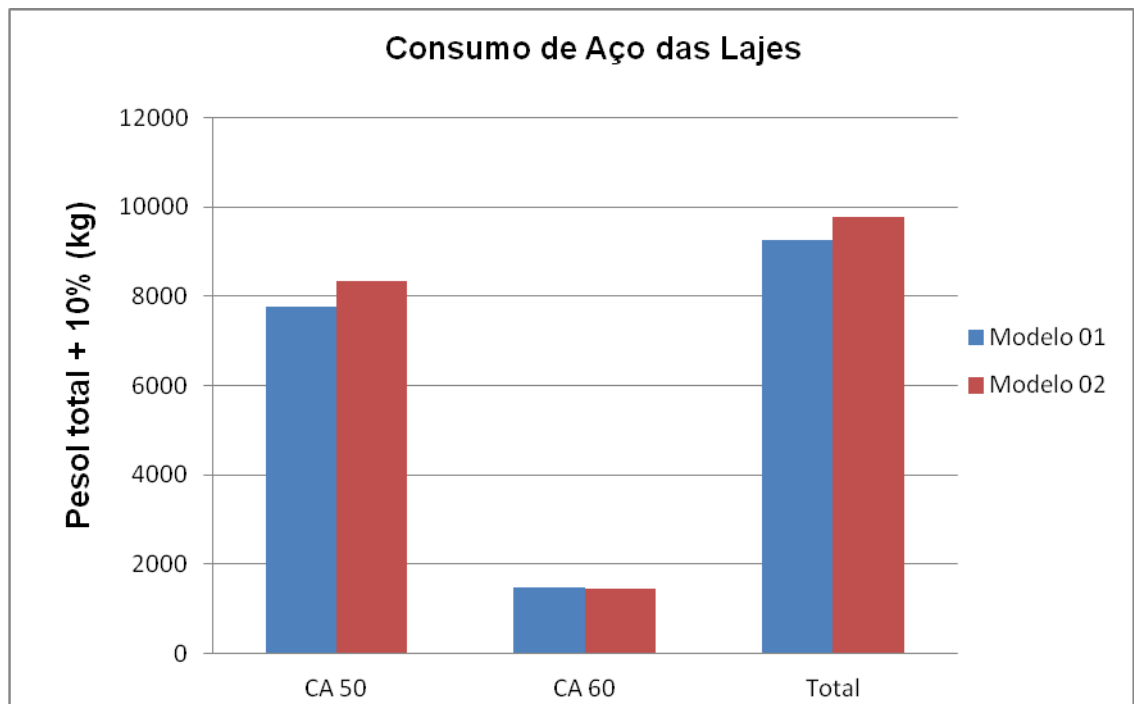
Tabela 8 - Resumo de Materiais (Modelo 02)

		Vigas	Pilares	Lajes	Lajes PM	Escadas	Fundações	Reservatórios	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	18186.4	29843.1	6172.8	2164.9	2177.7	7641.8	1269.1	65291.0
	CA60	2585.1	4193.6	898.5	546.7	95.6	1882.4	44.7	9699.8
	Total	20771.5	34036.7	7071.3	2711.5	2273.3	9524.2	1313.8	74990.8
Volume concreto (m³)	C-25	190.0	233.0	351.3		32.3		8.4	814.9
	C-35						221.5		221.5
Peso treliças	C-60				5758.6				5758.6
Área de forma (m²)		2992.0	2849.0			278.8	328.7	115.3	6563.7
Consumo de aço (kgf/m³)		109.3	146.1	20.1		70.5	43.0	157.3	72.4

Fonte: Autor

Para as lajes, tanto na armadura positiva quanto na armadura negativa, mesmo que elas tenham sido calculadas como método de grelha, observou-se que quase não houve variação no consumo de aço no total. Isto ocorreu, além de tentar padronizar o tipo de laje e suas dimensões, devido à consideração do programa, no método de cálculo, que não considera a rigidez das lajes na análise de pórtico espacial.

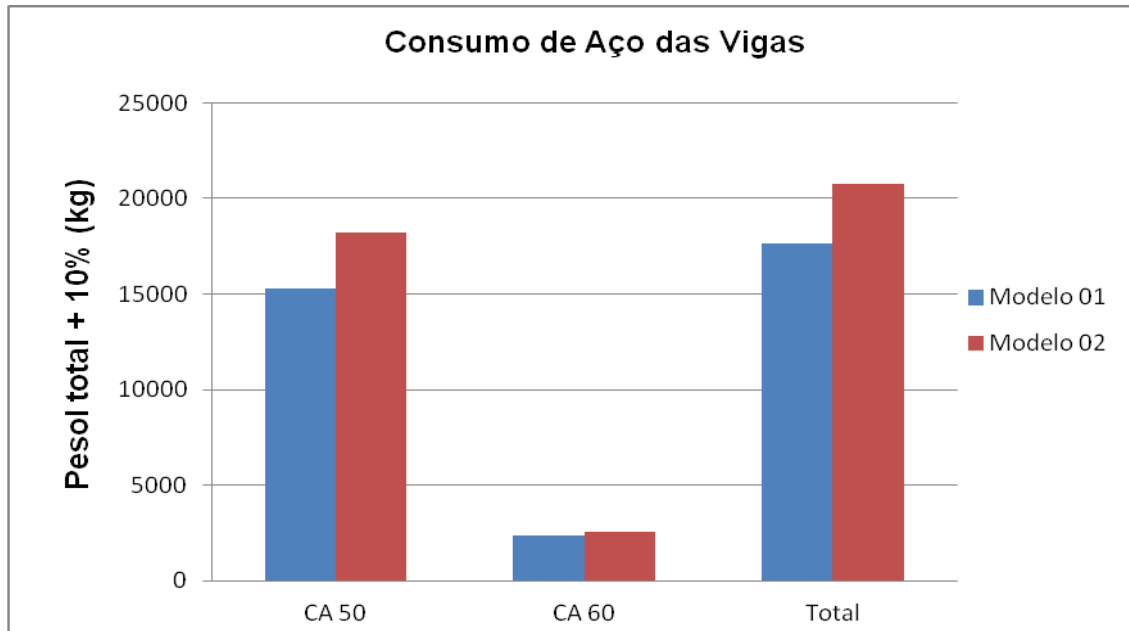
Figura 24 - Gráfico do consumo de aço das lajes



Fonte: Autor

A variação no consumo total de aço gasto nas lajes é divergente (Figura 24), sendo ela correspondente a um acréscimo de 7,21% no CA-50 e uma redução de 2,7% no CA-60. Sendo que está variação do consumo de aço é devido a certas reconsiderações avisadas pelo programa, ou seja, erros minuciosos em algumas lajes, e em contraponto, foram aumentados às seções de algumas lajes.

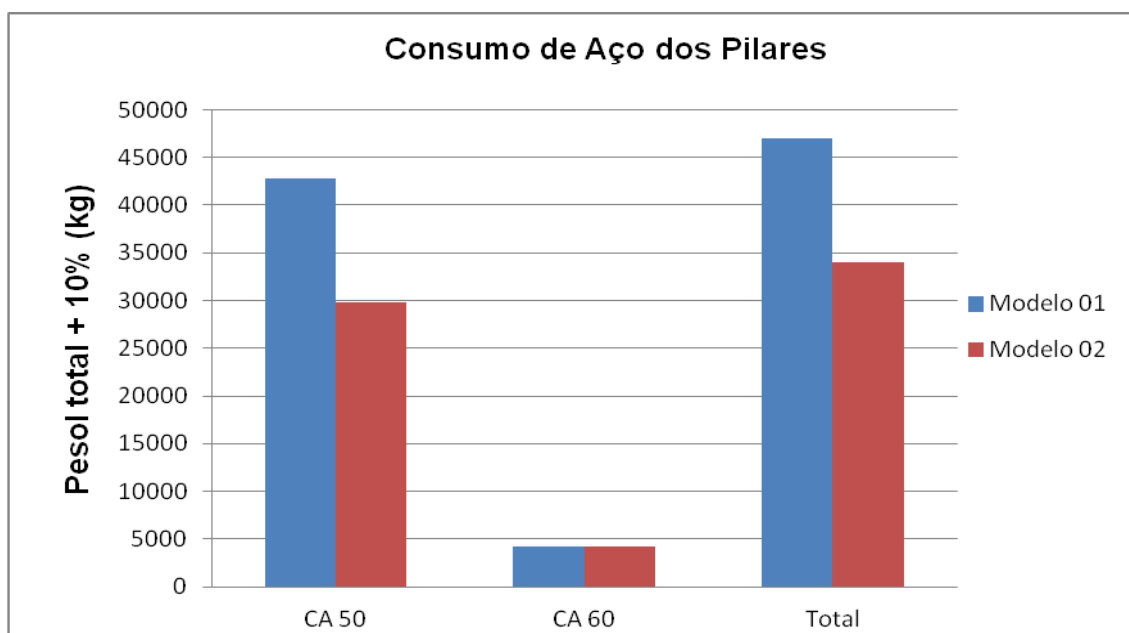
Figura 25 - Gráfico do consumo de aço das vigas



Fonte Autor

As vigas teve um acréscimo de 17654,9 Kg para 20771,5 Kg no consumo de aço correspondente a 17,65%, de acordo com a figura 25. Evidente que esta variação é devido ao acréscimo de duas vigas em cada pavimento nos poços dos elevadores, e as vigas que no modelo 01 estava em contato com o núcleo rígido, porém ao ser retirado, essas vigas tiveram suas dimensões aumentadas, por passarem a receber mais cargas.

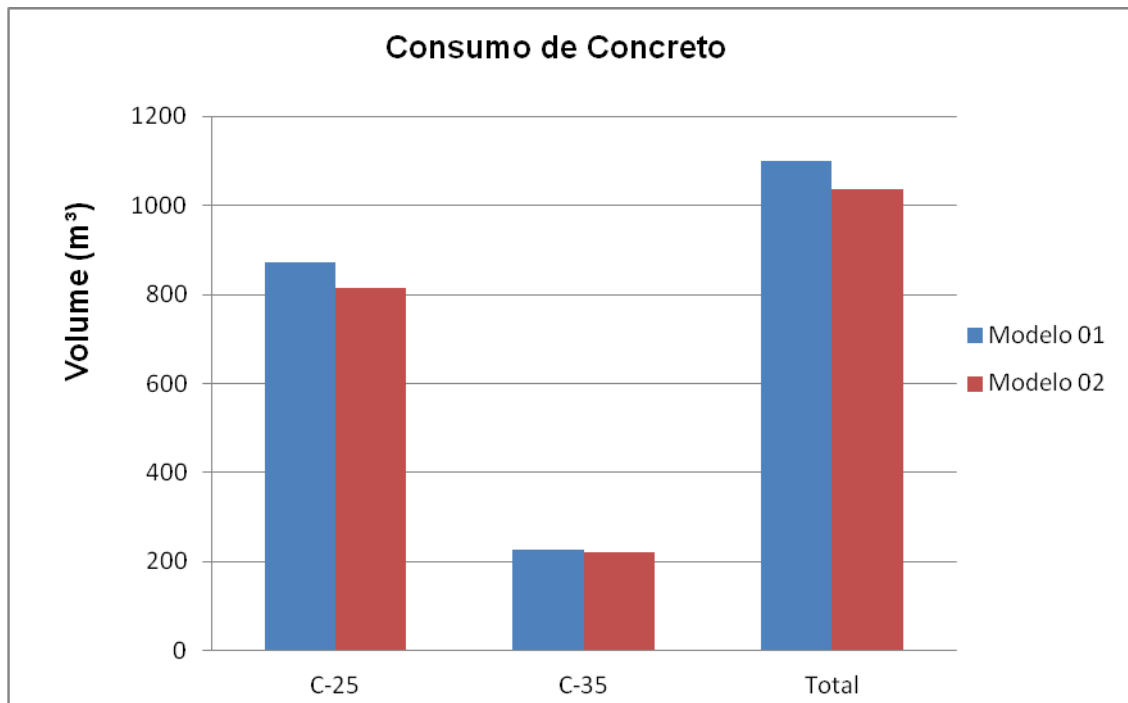
Figura 26 - Gráfico do consumo de aço dos pilares



Fonte: Autor

O consumo total de aço para os pilares sofreu variação de 47003,9 Kg para 34036,7 Kg, uma redução de 27,59%, de acordo com a figura 26. Dentre os elementos estruturais assim comprados, foi o mais que sofreu variação. Óbvio que o modelo 01, por ter a presença do núcleo rígido, teria maior consumo de aço, porém deve-se notar, que houve uma otimização do consumo de aço dentro das estruturas, e não um aumento considerável do consumo, ou seja, a migração dos esforços nas estruturas tende a levar consigo a armadura de aço para os seus novos e mesmos pontos de aplicação.

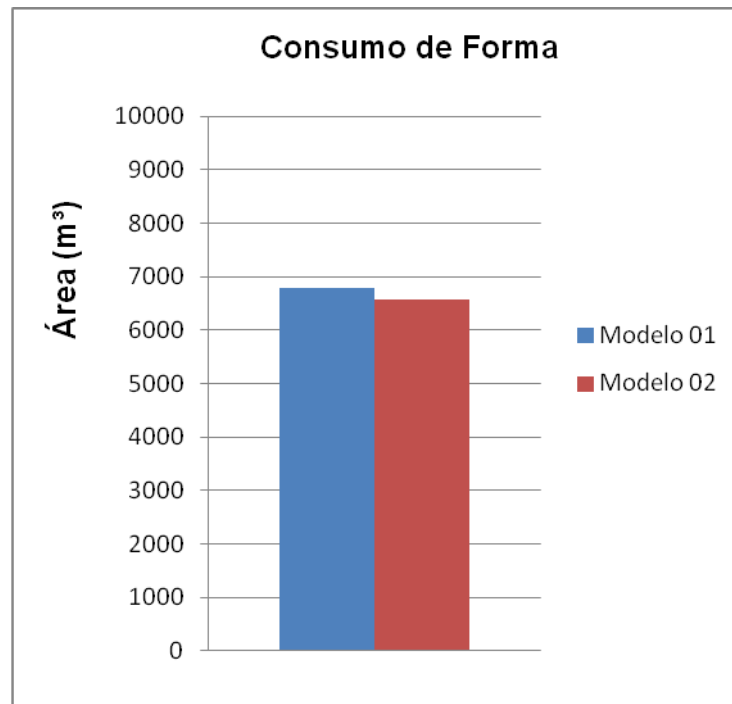
Figura 27 - Gráfico do volume concreto dos modelos



Fonte: Autor

Comparando o consumo de concreto, através da figura 27, houve uma redução de 5,85% no total, vale salientar que na fundação, fck 35Mpa, no núcleo rígido (Pilar U210x390x25x25), a área do bloco é maior, devido a sua grande dimensão.

Figura 28 - Gráfico da Área de Forma



Fonte: Autor

Comparando a área de forma, figura 28, houve uma redução de 3,7% no total, de 6816,2 m² passou a ser 6563,7 m² devido a variações das seções dos pilares e vigas, as lajes não gerou consumo de forma por ser pré-moldada.

4.6 Validação do modelo mais adequado

Após a análise comparativa dos modelos no *software* Eberick, fez-se a validação dos resultados obtidos, levando em consideração que ambas as estruturas atendessem os parâmetros de instabilidade, considerando os efeitos de segunda ordem, o primeiro modelo, com a presença do núcleo rígido é visualmente mais adequado, pois obtém menores deslocamentos horizontais e possui um coeficiente de gama z ideal.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O presente capítulo trata a respeito das conclusões obtidas a partir da análise comparativa entre dois modelos de projetos estruturais, aplicados em uma edificação de 15 (quinze) pavimentos. Também serão apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros.

5.1 Conclusões

No presente caso, a escolha do modelo se fez com base em dimensões mínimas, regularidade na distribuição dos pilares, uso de modelo já estudado para os outros comportamentos e desempenhos usuais, e possibilidade de utilização, ainda com que alguma precariedade, de elementos estruturais com dimensões constantes.

Com o objetivo ao questionamento acerca da importância do núcleo rígido, os resultados obtidos pelo *software* de cálculo estrutural AltoQi Eberick V8, foram confrontados os modelos, com a atenção voltada exclusivamente para o desempenho da estrutura quanto à estabilidade.

Ambos os modelos estruturais, a partir do resultado do coeficiente Gama – Z, foram classificados como de nós móveis. A diferença de resultados das direções “x” e “y” é devido aos principais pórticos de contraventamento estarem direcionados em “x”. No entanto o primeiro modelo tem o menor valor do coeficiente na direção y, fato que o pilar U, minimiza bem aos esforços horizontais aplicados nesta direção.

Na análise dos deslocamentos horizontais de acordo com os resultados obtidos pelo processamento por pórtico espacial, todos estão atendendo a norma.

Quanto à variação global do consumo de aço por metro cúbico (kgf/m^3) para o edifício, constatou se que, o modelo 02 sofreu um acréscimo de 12,03%. Devido a essa variação, vale a pena comparar que é considerado na construção civil, em termos de orçamento, um acréscimo a mais de mais ou menos 5%, deste consumo de aço, devido às perdas na hora da montagem das armaduras, então o que se percebe é que a variação do consumo de aço foi satisfatória.

Logo, podemos concluir que o núcleo rígido, deste modelo estrutural, trouxe melhores parâmetros de instabilidade, mas nada que classificaria o segundo modelo como inviável. Vale salientar, que o núcleo rígido além de ser de difícil execução, deve se fazer uma análise de suas tensões, ou melhor, por precisar de uma

fundação mais robusta, como por exemplo, o bloco em grandes dimensões, pode afetar significativamente as fundações vizinhas.

Entretanto, trabalho teve como intuito de levantar algumas questões relevantes sobre a avaliação de instabilidade global e a análise estrutural, as quais o projetista estrutural terá de enfrentar, no seu trabalho diário, frente às recomendações da norma NBR 6118/2014 e para buscar uma análise da estrutura, que retrate de forma mais fiel às situações que lhe serão impostas durante a sua vida útil.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Seria muito importante fazer um estudo da análise de segunda ordem global considerando a interação solo-estrutura, variando-se o sistema estrutural dos edifícios.

Outra sugestão seria estudar a rigidez de vigas e pilares em edifícios com menos de quatro pavimentos, obtendo-se, assim, resultados que possam até viabilizar a consideração do coeficiente γ_z , também para esses casos.

Pode-se também realizar um estudo comparativo da utilização exclusiva de vigas e pilares para a estrutura de contraventamento e a utilização de núcleos rígidos, comparando as condições construtivas e econômicas e como os parâmetros de estabilidade se comportam.

Por fim, pode-se avaliar como os parâmetros de estabilidade se comportam em casos com grandes vigas de transição e com torção significativa em torno do eixo vertical do edifício.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALTOQI INFORMÁTICA. **AltoQi Eberick – Manual do Usuário**. Florianópolis, SC, 2000.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos**. Rio de Janeiro, 2014, 238 p.
- _____. NBR 6120: **Carga para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980, 5 p.
- _____. NBR 6123: **Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988, 66 p.
- _____. NBR 6123: **Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988, 66 p.
- BARCAJI, Edgar; **Análise de estrutura de Edifício: Projeto de Pilares**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de estruturas), 1993. Departamento de estruturas de São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Carlos. 194 p.
- BUENO, M. M. E. (2009). **Avaliação dos Parâmetros de Instabilidade Global em Estruturas de Concreto Armado**. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM-002A/09, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 88 p. 2009
- CARNEIRO, F.; MARTINS, J. G. **Análise de Estruturas - Contraventamento de Edifícios. Série Estruturas. 1ª Edição: 2008**. UFP, Porto, Portugal.
- CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado – Volume 2**. Brasil – São Paulo, SP. 2009. 1ª Edição. Editora PINI.
- CUNHA, L. A. **Influência de sistemas de contraventamento no comportamento global de estruturas de edifícios altos**. 2014. 33 p. Projeto de graduação apresentado como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil, Universidade Federal do Tocantins, Palmas, 2014.
- EBERICK Gold, version 8.0: project planning software. Altoqi, 2012.
- FRANÇA, R. L. S. **Contribuição ao estudo dos efeitos de segunda ordem em pilares de concreto armado**. Tese (doutorado) – Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, EPUSP, São Paulo, SP, 1991.
- FUSCO, P. B. **Estruturas de Concreto: Solicitações Normais**. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1981.

GUILARDI, S. L. M. **Sobre os problemas inerentes aos processos discretos na análise de núcleos estruturais**. 1999. 137f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) UNICAMP, Campinas/SP.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. 1ª edição. São Paulo, SP: Editora Pini, 2007.

LIMA, Juliana S. **Estabilidade global de edifícios de concreto: avaliação dos efeitos de 2ª ordem**. São Carlos, EESC – USP, 1999.

LIMA, J. S & GUARDA, M. C. C. **Comparação entre o parâmetro alfa e o coeficiente yz na análise de estabilidade global de edifícios altos**. São Carlos. Departamento de Engenharia de Estruturas - EESC – USP, 2000.

MARIN, M. C.. **Contribuição à análise da estabilidade global de estruturas em concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos**. 213p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

MARTINS, Carlos Humberto. **Análise não linear de estruturas tridimensionais de edifícios de andares múltiplos com núcleos resistentes, considerando a rigidez transversal à flexão das lajes**. 252 p. 2001. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

PINHEIRO, L. M. **Fundamentos do concreto e projetos de edifício**, São Carlos, SP, 2007. Disponível em: <<http://www.ufsm.br/>>.

RIBEIRO, Jairo Fonseca. **Estabilidade global em edifícios: análise dos efeitos de segunda ordem nas estruturas de concreto**. 82 p. 2010. Graduação do Curso de Engenharia Civil Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia.

SILVA, R. M. **Análise de estruturas tridimensionais de edifícios altos com núcleos resistentes considerando o efeito P-Delta**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia São Carlos – EESC - USP. São Carlos/SP, 1989.

SOUZA JUNIOR, Edgar. **Análise da Interação entre núcleos rígidos e lajes em edifícios altos**. Doutorado em Engenharia. Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos/SP, 2001.

STRAMANDINOLI. A. JR. **Apostila de Estruturas de Edifícios**. Universidade Federal do Paraná, 2010.

STRAMANDINOLI, Roberto. **O escritório de projetos estruturais e suas peculiaridades buscando subsídios para o futuro negócio**. 101 f. Dissertação (Mestrado em engenharia) – Setor de tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2007. Disponível em: <<http://www.ppgcc.ufpr.br/dissertacoes/>>.

ANEXOS



AltoQi Eberick V8 Gold

54

ddd
ddd12/10/2015
20:23:19

ANEXO A - Resumo de Materiais (Moldados in Loco) Modelo 01

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m³)	Área de forma (m²)	Consumo de aço (kg/m³)	Peso treliças (kg)
Tampa RS	Vigas	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Pilares	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Lajes	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Escadas	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	1544.3	8.4	115.3	184.9	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	1544.3	8.4	115.3	184.9	0.0
Fundo RS	Vigas	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Pilares	341.1	2.4	29.1	144.9	
	Lajes	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Escadas	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	341.1	2.4	29.1	144.9	0.0
Cobertura	Vigas	753.3	11.4	178.7	66.2	
	Pilares	2744.2	20.2	225.5	135.9	
	Lajes	406.9	18.3	0.0	22.3	
	Escadas	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	3904.4	49.9	404.2	78.3	0.0
Tipo 12	Vigas	1053.2	12.0	189.3	87.9	
	Pilares	3122.0	20.2	225.5	154.6	
	Lajes	481.4	26.3	0.0	18.3	
	Escadas	171.2	2.5	21.4	69.0	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4827.9	60.9	436.2	79.2	0.0
Tipo 11	Vigas	1113.2	12.0	189.3	92.9	
	Pilares	3087.4	20.2	225.5	152.9	
	Lajes	481.1	26.3	0.0	18.3	

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m³)	Área de forma (m²)	Consumo de aço (kg/m³)	Peso treliças (kg)
	Escadas	173.8	2.5	21.4	70.1	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4855.6	60.9	436.2	79.7	0.0
Tipo 10	Vigas	1183.3	12.0	189.3	98.7	
	Pilares	3087.4	20.2	225.5	152.9	
	Lajes	481.1	26.3	0.0	18.3	
	Escadas	173.8	2.5	21.4	70.1	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4925.7	60.9	436.2	80.8	0.0
Tipo 9	Vigas	1266.6	12.0	189.3	105.7	
	Pilares	3087.4	20.2	225.5	152.9	
	Lajes	481.1	26.3	0.0	18.3	
	Escadas	173.8	2.5	21.4	70.1	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	5008.9	60.9	436.2	82.2	0.0
Tipo 8	Vigas	1191.7	12.0	189.3	99.4	
	Pilares	3087.4	20.2	225.5	152.9	
	Lajes	481.1	26.3	0.0	18.3	
	Escadas	173.8	2.5	21.4	70.1	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4934.0	60.9	436.2	81.0	0.0
Tipo 7	Vigas	1272.1	12.0	189.3	106.1	
	Pilares	3087.4	20.2	225.5	152.9	
	Lajes	481.1	26.3	0.0	18.3	
	Escadas	173.8	2.5	21.4	70.1	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	5014.4	60.9	436.2	82.3	0.0
Tipo 6	Vigas	1344.4	12.1	190.6	111.3	
	Pilares	3087.4	20.2	225.5	152.9	
	Lajes	407.9	22.1	0.0	18.5	
	Escadas	174.1	2.5	21.4	70.2	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	5013.9	56.9	437.5	88.2	0.0
Tipo 5	Vigas	1378.2	12.1	190.6	114.1	
	Pilares	3087.4	20.2	225.5	152.9	
	Lajes	407.9	22.1	0.0	18.5	

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m³)	Área de forma (m²)	Consumo de aço (kg/m³)	Peso treliças (kg)
	Escadas	174.1	2.5	21.4	70.2	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	5047.8	56.9	437.5	88.8	0.0
Tipo 4	Vigas	1396.8	12.1	190.6	115.6	
	Pilares	3087.4	20.2	225.5	152.9	
	Lajes	439.3	22.1	0.0	19.9	
	Escadas	175.0	2.5	21.4	70.6	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	5098.5	56.9	437.5	89.7	0.0
Tipo 3	Vigas	1350.0	12.0	189.3	112.6	
	Pilares	3117.6	20.2	225.5	154.4	
	Lajes	481.1	26.3	0.0	18.3	
	Escadas	173.8	2.5	21.4	70.1	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	5122.5	60.9	436.2	84.1	0.0
Tipo 2	Vigas	1282.9	12.0	189.3	107.0	
	Pilares	3240.1	20.2	225.5	160.4	
	Lajes	481.1	26.3	0.0	18.3	
	Escadas	173.8	2.5	21.4	70.1	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	5177.9	60.9	436.2	85.0	0.0
Tipo 1	Vigas	1251.1	12.0	189.3	104.4	
	Pilares	3410.6	20.2	225.5	168.9	
	Lajes	481.1	26.3	0.0	18.3	
	Escadas	173.8	2.5	21.4	70.1	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	5316.6	60.9	436.2	87.2	0.0
Terreo	Vigas	1110.8	12.0	189.3	92.7	
	Pilares	3790.8	21.2	225.2	178.6	
	Lajes	480.9	26.3	0.0	18.3	
	Escadas	177.7	2.5	21.4	71.6	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	5560.2	62.0	435.9	89.7	0.0
Subsolo	Vigas	707.3	11.8	186.5	59.9	
	Pilares	2538.1	10.9	105.6	233.0	
	Lajes	0.0	0.0	0.0	0.0	

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m³)	Área de forma (m²)	Consumo de aço (kg/m³)	Peso treliças (kg)
	Escadas	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Fundações	12422.3	196.8	301.2	63.1	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	15667.7	219.5	593.3	71.4	0.0

Aço	Diâmetro	Peso + 10 % (kg)							
		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Fundações	Reservatórios	Muros	Total
CA50	6.3	55.4	6320.8	64.3	266.2	211.7	306.6		7224.9
CA50	8.0	3494.8	392.5	3748.5	161.6	536.6	433.6		8767.6
CA50	10.0	1992.8	4583.7		642.7	404.6	567.4		8191.4
CA50	12.5	3628.1	8991.9	1774.2	409.4	958.5	134.1		15896.2
CA50	16.0	4101.8	10275.3		684.0	8026.2	46.5		23133.8
CA50	20.0	1998.9	12279.1						14278.0
CA60	5.0	2383.1	4160.5	886.1	98.9	2284.7	56.1		9869.4

		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Fundações	Reservatórios	Muro	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	15271.8	42843.4	5587.0	2163.9	10137.6	1488.2		77491.9
	CA60	2383.1	4160.5	886.1	98.9	2284.7	56.1		9869.4
	Total	17654.9	47003.9	6473.1	2262.8	12422.3	1544.3		87361.3
Volume concreto (m³)	C-25	179.3	297.0	347.4	32.3		8.4		864.3
	C-35					196.8			196.8
	Total	179.3	297.0	347.4	32.3	196.8	8.4		1061.0
Área de forma (m²)		2829.8	3291.3		278.7	301.2	115.3		6816.2
Consumo de aço (kgf/m³)		98.5	158.3	18.6	70.2	63.1	184.9		82.3

Resumo de Materiais (Pré-Moldados)

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m³)	Área de forma (m²)	Consumo de aço (kg/m³)	Peso treliças (kg)
Tampa RS	Lajes PM	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	Total	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fundo RS	Lajes PM	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	Total	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Cobertura	Lajes PM	82.9	0.0	0.0	0.0	443.6
	Total	82.9	0.0	0.0	0.0	443.6
Tipo 12	Lajes PM	208.2	0.0	0.0	0.0	417.1
	Total	208.2	0.0	0.0	0.0	417.1
Tipo 11	Lajes PM	208.2	0.0	0.0	0.0	417.1
	Total	208.2	0.0	0.0	0.0	417.1
Tipo 10	Lajes PM	208.2	0.0	0.0	0.0	417.1
	Total	208.2	0.0	0.0	0.0	417.1
Tipo 9	Lajes PM	208.2	0.0	0.0	0.0	417.1
	Total	208.2	0.0	0.0	0.0	417.1
Tipo 8	Lajes PM	208.2	0.0	0.0	0.0	417.1
	Total	208.2	0.0	0.0	0.0	417.1
Tipo 7	Lajes PM	208.2	0.0	0.0	0.0	417.1
	Total	208.2	0.0	0.0	0.0	417.1
Tipo 6	Lajes PM	188.5	0.0	0.0	0.0	372.3
	Total	188.5	0.0	0.0	0.0	372.3
Tipo 5	Lajes PM	188.5	0.0	0.0	0.0	372.3
	Total	188.5	0.0	0.0	0.0	372.3
Tipo 4	Lajes PM	188.5	0.0	0.0	0.0	372.3
	Total	188.5	0.0	0.0	0.0	372.3

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m³)	Área de forma (m²)	Consumo de aço (kg/m³)	Peso treliças (kg)
Tipo 3	Lajes PM	208.2	0.0	0.0	0.0	417.1
	Total	208.2	0.0	0.0	0.0	417.1
Tipo 2	Lajes PM	208.2	0.0	0.0	0.0	417.1
	Total	208.2	0.0	0.0	0.0	417.1
Tipo 1	Lajes PM	208.2	0.0	0.0	0.0	417.1
	Total	208.2	0.0	0.0	0.0	417.1
Terreo	Lajes PM	208.2	0.0	0.0	0.0	416.9
	Total	208.2	0.0	0.0	0.0	416.9
Subsolo	Lajes PM	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	Total	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Aço	Diâmetro	Peso + 10 % (kg)	
		Lajes PM	Total
CA50	6.3	610.3	610.3
CA50	8.0	340.6	340.6
CA50	10.0	1238.7	1238.7
CA60	5.0	540.6	540.6
CA60	TR 06644	5731.7	

		Lajes PM	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	2189.7	2189.7
	CA60	540.6	540.6
	Total	2730.3	2730.3
Peso treliças	CA60		5731.7
Volume concreto (m³)	C-25		0.0
	C-35		0.0
Área de forma (m²)			
Consumo de aço (kgf/m³)			

*Os quantitativos dos materiais de capa e armaduras adicionais das lajes pré-moldadas estão considerados no Resumo de materiais - Moldado in loco

Blocos de enchimento						
Pavimento	Tipo	Nome	Dimensões(cm)			Quantidade
			hb	bx	by	
Terreo	EPS Bidirecional	B10/40/40	10	40	40	288
	EPS Bidirecional	B8/40/40	8	40	40	194
	EPS Unidirecional	B8/30/125	8	30	125	60
	EPS Bidirecional	B16/40/49	16	40	49	500
Tipo 1	EPS Bidirecional	B10/40/40	10	40	40	288
	EPS Bidirecional	B8/40/40	8	40	40	194
	EPS Unidirecional	B8/30/125	8	30	125	60
	EPS Bidirecional	B16/40/49	16	40	49	500
Tipo 2	EPS Bidirecional	B10/40/40	10	40	40	288
	EPS Bidirecional	B8/40/40	8	40	40	194
	EPS Unidirecional	B8/30/125	8	30	125	60
	EPS Bidirecional	B16/40/49	16	40	49	500
Tipo 3	EPS Bidirecional	B10/40/40	10	40	40	288
	EPS Bidirecional	B8/40/40	8	40	40	194
	EPS Unidirecional	B8/30/125	8	30	125	60
	EPS Bidirecional	B16/40/49	16	40	49	500
Tipo 4	EPS Bidirecional	B10/40/40	10	40	40	288
	EPS Bidirecional	B8/40/40	8	40	40	194
	EPS Unidirecional	B8/30/125	8	30	125	60
	EPS Bidirecional	B16/40/49	16	40	49	500
Tipo 5	EPS Bidirecional	B10/40/40	10	40	40	288
	EPS Bidirecional	B8/40/40	8	40	40	194
	EPS Unidirecional	B8/30/125	8	30	125	60
	EPS Bidirecional	B16/40/49	16	40	49	500
Tipo 6	EPS Bidirecional	B10/40/40	10	40	40	288

Blocos de enchimento						
	EPS Bidirecional	B8/40/40	8	40	40	194
	EPS Unidirecional	B8/30/125	8	30	125	60
	EPS Bidirecional	B16/40/49	16	40	49	500
Tipo 7	EPS Bidirecional	B10/40/40	10	40	40	288
	EPS Bidirecional	B8/40/40	8	40	40	194
	EPS Unidirecional	B8/30/125	8	30	125	60
	EPS Bidirecional	B16/40/49	16	40	49	500
Tipo 8	EPS Bidirecional	B10/40/40	10	40	40	288
	EPS Bidirecional	B8/40/40	8	40	40	194
	EPS Unidirecional	B8/30/125	8	30	125	60
	EPS Bidirecional	B16/40/49	16	40	49	500
Tipo 9	EPS Bidirecional	B10/40/40	10	40	40	288
	EPS Bidirecional	B8/40/40	8	40	40	194
	EPS Unidirecional	B8/30/125	8	30	125	60
	EPS Bidirecional	B16/40/49	16	40	49	500
Tipo 10	EPS Bidirecional	B10/40/40	10	40	40	288
	EPS Bidirecional	B8/40/40	8	40	40	194
	EPS Unidirecional	B8/30/125	8	30	125	60
	EPS Bidirecional	B16/40/49	16	40	49	500
Tipo 11	EPS Bidirecional	B10/40/40	10	40	40	288
	EPS Bidirecional	B8/40/40	8	40	40	194
	EPS Unidirecional	B8/30/125	8	30	125	60
	EPS Bidirecional	B16/40/49	16	40	49	500
Tipo 12	EPS Bidirecional	B10/40/40	10	40	40	288
	EPS Bidirecional	B8/40/40	8	40	40	194
	EPS Unidirecional	B8/30/125	8	30	125	60
	EPS Bidirecional	B16/40/49	16	40	49	500
Cobertura	EPS Unidirecional	B8/30/125	8	30	125	40
	EPS Bidirecional	B8/40/40	8	40	40	580
	EPS Bidirecional	B16/40/40	16	40	40	540



AltoQi Eberick V8 Gold

60

ddd
ddd12/10/2015
20:23:19

ANEXO B - Resumo de Materiais (Moldados in Loco) Modelo 02

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m³)	Área de forma (m²)	Consumo de aço (kg/m³)	Peso treliças (kg)
Tampa RS	Vigas	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Pilares	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Lajes	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Escadas	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	1313.8	8.4	115.3	157.3	
	Total	1313.8	8.4	115.3	157.3	0.0
Fundo RS	Vigas	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Pilares	606.2	2.4	29.1	257.5	
	Lajes	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Escadas	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	606.2	2.4	29.1	257.5	0.0
Cobertura	Vigas	751.0	13.0	203.8	57.7	
	Pilares	2836.9	16.0	195.7	177.2	
	Lajes	415.4	18.4	0.0	22.6	
	Escadas	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4003.3	47.4	399.5	84.4	0.0
Tipo 12	Vigas	1014.6	12.7	199.4	80.2	
	Pilares	2176.2	16.0	195.7	136.0	
	Lajes	504.8	25.7	0.0	19.6	
	Escadas	170.6	2.5	21.4	68.7	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	3866.2	56.8	416.5	68.0	0.0
Tipo 11	Vigas	1062.8	12.7	199.4	84.0	
	Pilares	1759.8	16.0	195.7	109.9	
	Lajes	512.6	25.6	0.0	20.0	
	Escadas	175.0	2.5	21.4	70.6	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	3510.2	56.7	416.5	61.9	0.0
Tipo 10	Vigas	1139.4	12.7	199.4	90.0	
	Pilares	1759.8	16.0	195.7	109.9	
	Lajes	512.6	25.6	0.0	20.0	
	Escadas	175.0	2.5	21.4	70.6	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m³)	Área de forma (m²)	Consumo de aço (kg/m³)	Peso treliças (kg)
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	3586.8	56.7	416.5	63.2	0.0
Tipo 9	Vigas	1299.9	12.7	199.4	102.7	
	Pilares	1759.8	16.0	195.7	109.9	
	Lajes	512.6	25.6	0.0	20.0	
	Escadas	175.0	2.5	21.4	70.6	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	3747.3	56.7	416.5	66.0	0.0
Tipo 8	Vigas	1318.8	12.7	199.4	104.2	
	Pilares	1759.8	16.0	195.7	109.9	
	Lajes	512.6	25.6	0.0	20.0	
	Escadas	175.0	2.5	21.4	70.6	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	3766.2	56.7	416.5	66.4	0.0
Tipo 7	Vigas	1420.8	12.7	199.4	112.3	
	Pilares	1759.8	16.0	195.7	109.9	
	Lajes	512.6	25.6	0.0	20.0	
	Escadas	175.0	2.5	21.4	70.6	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	3868.2	56.7	416.5	68.2	0.0
Tipo 6	Vigas	1514.5	12.7	199.4	119.7	
	Pilares	1759.8	16.0	195.7	109.9	
	Lajes	512.6	25.6	0.0	20.0	
	Escadas	175.0	2.5	21.4	70.6	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	3961.9	56.7	416.5	69.8	0.0
Tipo 5	Vigas	1647.5	12.7	199.4	130.2	
	Pilares	1776.6	16.0	195.7	111.0	
	Lajes	512.6	25.6	0.0	20.0	
	Escadas	175.0	2.5	21.4	70.6	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4111.7	56.7	416.5	72.5	0.0
Tipo 4	Vigas	1724.4	12.7	199.4	136.3	
	Pilares	1868.6	16.0	195.7	116.7	
	Lajes	512.6	25.6	0.0	20.0	
	Escadas	175.0	2.5	21.4	70.6	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4280.7	56.7	416.5	75.4	0.0
Tipo 3	Vigas	1786.5	12.7	199.4	141.2	
	Pilares	2067.9	16.0	195.7	129.2	
	Lajes	512.6	25.6	0.0	20.0	
	Escadas	175.0	2.5	21.4	70.6	

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m³)	Área de forma (m²)	Consumo de aço (kg/m³)	Peso treliças (kg)
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4542.1	56.7	416.5	80.1	0.0
Tipo 2	Vigas	1794.4	12.7	199.4	141.8	
	Pilares	2401.3	16.0	195.7	150.0	
	Lajes	512.6	25.6	0.0	20.0	
	Escadas	175.0	2.5	21.4	70.6	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4883.4	56.7	416.5	86.1	0.0
Tipo 1	Vigas	1786.5	12.7	199.4	141.2	
	Pilares	3014.1	16.0	195.7	188.3	
	Lajes	512.6	25.6	0.0	20.0	
	Escadas	175.0	2.5	21.4	70.6	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	5488.3	56.7	416.5	96.7	0.0
Terreo	Vigas	1574.5	12.7	199.4	124.4	
	Pilares	3888.8	16.0	195.7	242.9	
	Lajes	512.6	25.6	0.0	20.0	
	Escadas	177.3	2.5	21.4	71.5	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	6153.2	56.7	416.5	108.4	0.0
Subsolo	Vigas	935.9	12.5	196.6	75.0	
	Pilares	2841.2	6.6	80.1	430.8	
	Lajes	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Escadas	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Fundações	9524.2	221.5	328.7	43.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	13301.3	240.6	605.3	55.3	0.0

Aço	Diâmetro	Peso + 10 % (kg)						
		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Fundações	Reservatórios	Total
CA50	6.3	34.6	2745.9	64.3	266.2	449.5	240.2	3800.7
CA50	8.0	3261.0	2121.8	5878.9	48.6	365.0	675.1	12350.4
CA50	10.0	2653.7	8585.5		1072.3		308.7	12620.2
CA50	12.5	4369.8	8383.9	229.6	106.7	2531.6	17.5	15639.2
CA50	16.0	4354.0	5238.4		684.0	4295.8	27.6	14599.7
CA50	20.0	3513.2	2767.6					6280.8
CA60	5.0	2585.1	4193.6	898.5	95.6	1882.4	44.7	9699.8

		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Fundações	Reservatórios	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	18186.4	29843.1	6172.8	2177.7	7641.8	1269.1	65291.0
	CA60	2585.1	4193.6	898.5	95.6	1882.4	44.7	9699.8
	Total	20771.5	34036.7	7071.3	2273.3	9524.2	1313.8	74990.8
Volume concreto (m³)	C-25	190.0	233.0	351.3	32.3		8.4	814.9
	C-35					221.5		221.5
	Total	190.0	233.0	351.3	32.3	221.5	8.4	1036.5
Área de forma (m²)		2992.0	2849.0		278.8	328.7	115.3	6563.7
Consumo de aço (kgf/m³)		109.3	146.1	20.1	70.5	43.0	157.3	72.4

Resumo de Materiais (Pré-Moldados)

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m ³)	Área de forma (m ²)	Consumo de aço (kg/m ³)	Peso treliças (kg)
Tampa RS	Lajes PM	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	Total	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fundo RS	Lajes PM	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	Total	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Cobertura	Lajes PM	79.4	0.0	0.0	0.0	431.5
	Total	79.4	0.0	0.0	0.0	431.5
Tipo 12	Lajes PM	202.5	0.0	0.0	0.0	409.8
	Total	202.5	0.0	0.0	0.0	409.8
Tipo 11	Lajes PM	202.5	0.0	0.0	0.0	409.8
	Total	202.5	0.0	0.0	0.0	409.8
Tipo 10	Lajes PM	202.5	0.0	0.0	0.0	409.8
	Total	202.5	0.0	0.0	0.0	409.8
Tipo 9	Lajes PM	202.5	0.0	0.0	0.0	409.8
	Total	202.5	0.0	0.0	0.0	409.8
Tipo 8	Lajes PM	202.5	0.0	0.0	0.0	409.8
	Total	202.5	0.0	0.0	0.0	409.8
Tipo 7	Lajes PM	202.5	0.0	0.0	0.0	409.8
	Total	202.5	0.0	0.0	0.0	409.8
Tipo 6	Lajes PM	202.5	0.0	0.0	0.0	409.8
	Total	202.5	0.0	0.0	0.0	409.8
Tipo 5	Lajes PM	202.5	0.0	0.0	0.0	409.8
	Total	202.5	0.0	0.0	0.0	409.8
Tipo 4	Lajes PM	202.5	0.0	0.0	0.0	409.8
	Total	202.5	0.0	0.0	0.0	409.8
Tipo 3	Lajes PM	202.5	0.0	0.0	0.0	409.8
	Total	202.5	0.0	0.0	0.0	409.8
Tipo 2	Lajes PM	202.5	0.0	0.0	0.0	409.8
	Total	202.5	0.0	0.0	0.0	409.8
Tipo 1	Lajes PM	202.5	0.0	0.0	0.0	409.8
	Total	202.5	0.0	0.0	0.0	409.8
Terreo	Lajes PM	202.5	0.0	0.0	0.0	409.8
	Total	202.5	0.0	0.0	0.0	409.8
Subsolo	Lajes PM	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	Total	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Aço	Diâmetro	Peso + 10 % (kg)	
		Lajes PM	Total
CA50	6.3	267.9	267.9
CA50	8.0	658.7	658.7
CA50	10.0	1238.3	1238.3
CA60	5.0	546.7	546.7
CA60	TR 06644	5758.6	

		Lajes PM	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	2164.9	2164.9
	CA60	546.7	546.7
	Total	2711.5	2711.5
Peso treliças	CA60		5758.6
Volume concreto (m ³)	C-25		0.0
	C-35		0.0
Área de forma (m ²)			
Consumo de aço (kgf/m ³)			

*Os quantitativos dos materiais de capa e armaduras adicionais das lajes pré-moldadas estão considerados no Resumo de materiais - Moldado in loco

Blocos de enchimento						
Pavimento	Tipo	Nome	Dimensões(cm)			Quantidade
			hb	bx	by	
Terreo	EPS Bidirecional	B8/40/40	8	40	40	194
	EPS Bidirecional	B16/40/49	16	40	49	500
	EPS Unidirecional	B8/30/125	8	30	125	60
	EPS Bidirecional	B10/40/40	10	40	40	288
Tipo 1	EPS Bidirecional	B8/40/40	8	40	40	194
	EPS Bidirecional	B16/40/49	16	40	49	500
	EPS Unidirecional	B8/30/125	8	30	125	60
	EPS Bidirecional	B10/40/40	10	40	40	288
Tipo 2	EPS Bidirecional	B8/40/40	8	40	40	194
	EPS Bidirecional	B16/40/49	16	40	49	500
	EPS Unidirecional	B8/30/125	8	30	125	60
	EPS Bidirecional	B10/40/40	10	40	40	288
Tipo 3	EPS Bidirecional	B8/40/40	8	40	40	194
	EPS Bidirecional	B16/40/49	16	40	49	500
	EPS Unidirecional	B8/30/125	8	30	125	60
	EPS Bidirecional	B10/40/40	10	40	40	288
Tipo 4	EPS Bidirecional	B8/40/40	8	40	40	194
	EPS Bidirecional	B16/40/49	16	40	49	500
	EPS Unidirecional	B8/30/125	8	30	125	60
	EPS Bidirecional	B10/40/40	10	40	40	288
Tipo 5	EPS Bidirecional	B8/40/40	8	40	40	194
	EPS Bidirecional	B16/40/49	16	40	49	500
	EPS Unidirecional	B8/30/125	8	30	125	60
	EPS Bidirecional	B10/40/40	10	40	40	288
Tipo 6	EPS Bidirecional	B8/40/40	8	40	40	194
	EPS Bidirecional	B16/40/49	16	40	49	500
	EPS Unidirecional	B8/30/125	8	30	125	60
	EPS Bidirecional	B10/40/40	10	40	40	288
Tipo 7	EPS Bidirecional	B8/40/40	8	40	40	194
	EPS Bidirecional	B16/40/49	16	40	49	500
	EPS Unidirecional	B8/30/125	8	30	125	60
	EPS Bidirecional	B10/40/40	10	40	40	288
Tipo 8	EPS Bidirecional	B8/40/40	8	40	40	194
	EPS Bidirecional	B16/40/49	16	40	49	500
	EPS Unidirecional	B8/30/125	8	30	125	60
	EPS Bidirecional	B10/40/40	10	40	40	288
Tipo 9	EPS Bidirecional	B8/40/40	8	40	40	194
	EPS Bidirecional	B16/40/49	16	40	49	500
	EPS Unidirecional	B8/30/125	8	30	125	60
	EPS Bidirecional	B10/40/40	10	40	40	288
Tipo 10	EPS Bidirecional	B8/40/40	8	40	40	194
	EPS Bidirecional	B16/40/49	16	40	49	500
	EPS Unidirecional	B8/30/125	8	30	125	60
	EPS Bidirecional	B10/40/40	10	40	40	288
Tipo 11	EPS Bidirecional	B8/40/40	8	40	40	194
	EPS Bidirecional	B16/40/49	16	40	49	500
	EPS Unidirecional	B8/30/125	8	30	125	60
	EPS Bidirecional	B10/40/40	10	40	40	288
Tipo 12	EPS Bidirecional	B8/40/40	8	40	40	194
	EPS Bidirecional	B16/40/49	16	40	49	500
	EPS Unidirecional	B8/30/125	8	30	125	60
	EPS Bidirecional	B12/40/40	12	40	40	72
	EPS Bidirecional	B10/40/40	10	40	40	216
Cobertura	EPS Bidirecional	B8/40/40	8	40	40	548
	EPS Bidirecional	B16/40/49	16	40	49	32
	EPS Unidirecional	B8/30/125	8	30	125	60
	EPS Bidirecional	B16/40/40	16	40	40	540