Uni-FACEF CENTRO UNIVERSITÁRIO MUNICIPAL DE FRANCA

GRASIELA BISSOQUI ESQUIANTE
GUSTAVO JOSÉ CINTRA
HIGOR GABRIEL DE SOUZA SILVA

RECOMENDAÇÕES E COMPARAÇÕES PARA DIMENSIONAMENTO MANUAL E COMPUTACIONAL DE UM EDIFÍCIO DE 18 PAVIMENTOS UTILIZANDO O SOFTWARE TQS.

FRANCA
2018

GRASIELA BISSOQUI ESQUIANTE

GUSTAVO JOSÉ CINTRA

HIGOS GABRIEL DE SOUZA SILVA

RECOMENDAÇÕES E COMPARAÇÕES PARA DIMENSIONAMENTO MANUAL E COMPUTACIONAL DE UM EDIFÍCIO DE 18 PAVIMENTOS UTILIZANDO O SOFTWARE TQS.

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Uni-FACEF (Centro Universitário Municipal de Franca) para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Franca, 18 de Setembro de 2018.

Orientador: _____
Nome: Prof. Ms. Anderson Fabrício Mendes
Instituição: Uni-FACEF (Centro Universitário Municipal de Franca)

Examinador (a):_____
Nome: Prof. Luís Fernando Facioli Rosa
Instituição: Uni-FACEF (Centro Universitário Municipal de Franca)

Examinador (a):_____
Nome: Dr. Thales Jati Gilberto
Instituição: Uni-FACEF (Centro Universitário Municipal de Franca)

DEDICATÓRIA

Dedicamos este trabalho primeiramente a Deus e a N. Sra. Aparecida, por serem essenciais em nossas vidas. Aos nossos pais Martim Esquiante, Alessandra Esquiante, Ailton Cintra, Lúcia Cintra, Suzeli de Sousa e Celso de Sousa (in memoriam). E a nossa amizade.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos também ao Centro Universitário de Franca Uni-FACEF por nos ter dado a chance de hoje chegar ao final desse ciclo de forma satisfatória.

Primeiramente a Deus que permitiu que tudo isso acontecesse, ao longo de nossas vidas, e não somente nestes anos como universitários, mas que em todos os momentos nos concede a força necessária para seguirmos em nossa caminhada. Agradecemos também a Ele por nossa amizade e por ter criado pessoas maravilhosas e capacitadas, que transferiram parte de seus conhecimentos à nós.

Agradecemos ao nosso orientador Anderson Fabrício Mendes e a todo corpo docente e funcionários da Uni-FACEF.

Agradecemos também aos nossos pais: Martim Antonio Esquiante, Alessandra Bissoqui Esquiante, Ailton José Cintra, Lúcia Geralda da Silva Cintra, Suzeli de Sousa Morais e Celso Henrique de Sousa.

Aos nossos amigos e familiares, pelo convívio, conversas, conselhos e distração nos momentos em que precisávamos.

Gostaríamos de agradecer de forma especial a todos aqueles que duvidaram de nossa capacidade e sucesso, pois estes nos deram um “fogo” que nos instigou a demonstrar o quanto estavam equivocados.

RESUMO

No Brasil, tem-se aumentado progressivamente a construção de edificações cada vez mais altas e esbeltas, com isso novos desafios surgiram para a engenharia de estruturas, pois em estruturas de tal magnitude os efeitos do vento, da não linearidade física e geométrica dos materiais, e até mesmo os erros construtivos como o desaprumo podem gerar instabilidades e/ou esforços adicionais na estrutura que não podem ser desconsiderados. Nesse sentido desenvolvimento tecnológico foi fundamental para superar esses desafios, pois proporcionou o avanço das propriedades dos materiais concreto e aço e o desenvolvimento de softwares para análise e cálculo estrutural. Porém esta nova realidade trouxe também uma preocupação a engenharia de estruturas, pois o uso de softwares de cálculo estrutural já está amplamente difundido no Brasil e no mundo e os mesmos oferecem muitas vantagens ao engenheiro calculista, como velocidade de processamento, maior precisão nos resultados quando comparados aos métodos tradicionais, porém, o conhecimento teórico é fundamental para a correta análise dos resultados apresentados pelo programa computacional. Neste contexto, este trabalho tem como objetivo principal apresentar recomendações para a análise e dimensionamento de lajes, vigas e pilares de um edifício de 18 pavimentos em concreto armado, desde sua concepção até o detalhamento dos elementos, comparando resultados do cálculo manual e dos apresentados pelo software TQS, tendo como referencial teórico a NBR 6118:2014 e os estudos de Carvalho e Figueiredo (2014). A metodologia para obtenção e análise dos dados foi a de Estudo de Caso por ser um método de investigação empírica que investiga um fenômeno contemporâneo dentro de seu contexto da vida real.

Palavras-Chave: Análise estrutural, concreto armado, software CAD/TQS, processamento global.

ABSTRACT

In Brazil, the construction of increasingly tall and slender buildings has been progressively increased, and new challenges have arisen for the engineering of structures, since in structures of such magnitude the effects of wind, physical and geometrical non-linearity of materials, and even constructive errors such as disapproval can generate instabilities and / or additional efforts in the structure that can not be disregarded. In this sense technological development was fundamental to overcome these challenges, as it provided the advancement of the properties of concrete and steel materials and the development of software for analysis and structural calculation. However, this new reality has also brought a concern to structural engineering, since the use of structural calculation software is already widely diffused in Brazil and in the world, and they offer many advantages to the calculating engineer, such as speed of processing, greater precision in results when compared to traditional methods, but the theoretical knowledge is fundamental for the correct analysis of the results presented by the computational program. In this context, the main objective of this work is to present recommendations for the analysis and design of slabs, beams and pillars of an 18-storey building in reinforced concrete, from its design to detailing the elements, comparing results of manual calculation and those presented by TQS software, having as theoretical reference the NBR 6118: 2014 and the studies of Carvalho and Figueiredo (2014). The methodology for obtaining and analyzing the data was that of Case Study because it is an empirical investigation method that investigates a contemporary phenomenon within its real life context.

Keywords: Structural analysis, reinforced concrete, CAD / TQS software, global processing.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Estádio I Comportamento do concreto na flexão pura..... 31
Figura 2: Estádio II Contribuição do concreto desprezada na flexão pura..... 32
Figura 3: Trajetória das tensões principais de uma viga biapoiada sob um carregamento uniformemente distribuído..... 33
Figura 4: Deformações e tensões nos Estádios I, II e III..... 34
Figura 5: Estádio III..... 34
Figura 6: Estádio III. Diagrama equivalente para efeito de cálculo..... 35
Figura 7: Domínio de deformação..... 36
Figura 8: Pilares intermediários..... 39
Figura 9: Pilares de extremidade..... 40
Figura 10: Pilares de canto..... 41
Figura 11: Processo para determinação da área de influência dos pilares..... 44
Figura 12: Método da mediatriz para determinação da área de influência dos pilares..... 45
Figura 13: Relação entre vãos teóricos..... 50
Figura 14: Representação dos tipos de vínculo..... 50
Figura 15: Situação de vinculação das placas isoladas..... 51
Figura 16: Isopletas da velocidade básica Vo (m/s)..... 55
Figura 17: Definição de categorias para determinação do coeficiente S_2..... 60
Figura 18: Diagrama de tensão – deformação do concreto..... 61
Figura 19: Planta arquitetônica pavimento tipo..... 68
Figura 20: Escolha do modelo estrutural do edifício e modelos independentes..... 69
Figura 21: Corte esquemático do edifício..... 71
Figura 22: Determinação de resistência dos materiais..... 72
Figura 23: Cobrimentos definidos pela NBR 6118 em função da classe de agressividade..... 73
Figura 24: Determinação do fator topográfico na carga do vento..... 74
Figura 25: Categoria de rugosidade..... 74
Figura 26: Definição da classe da edificação..... 75
Figura 27: Escolha do fator estatístico..... 75
Figura 28: Cálculo do coeficiente de arrasto..... 76
Figura 29: Locação prévia dos pilares..... 77
Figura 30: Representação das vigas..... 78
Figura 31: Locação das lajes..... 79

Figura 32: Definição de carregamentos acidentais..... 80
Figura 33: Definição de carregamentos permanente..... 81
Figura 34: Definição de carregamentos permanente II..... 82
Figura 35: Modelo de visualização 3D das aberturas do pavimento tipo..... 84
Figura 36: Posicionamento inicial dos pilares..... 85
Figura 37: Planta baixa com posicionamento e locação dos pilares..... 86
Figura 38: Pré-dimensionamento da altura das lajes..... 87
Figura 39: Planta baixa com locação de vigas, pilares e lajes..... 89
Figura 40: Projeção da planta baixa no software TQS..... 90
Figura 41: Lançamento dos elementos..... 91
Figura 42: Visualização prévia da estrutura em 3D..... 91
Figura 43: Visualização de toda estrutura em interface tridimensional 92
Figura 44: 1º Processamento global..... 93
Figura 45: Pilar P8 com tração..... 94
Figura 46: Efeito alavanca..... 95
Figura 47: Viga V22 sujeita ao efeito alavanca..... 96
Figura 48: Efeito alavanca na viga 22..... 97
Figura 49: 2° Processamento global..... 97
Figura 50: Parâmetro de estabilidade (γZ) - 2º Processamento global..... 98
Figura 51: Gráfico do coeficiente (γZ) - 2º Processamento global..... 98
Figura 52: Área da influência..... 101
Figura 53: Comparativo entre Normais de Cálculo..... 103
Figura 54: Definição das seções dos pilares através do Nd..... 104
Figura 55: Planta definida com as seções dos pilares..... 105
Figura 56: 3º Processamento global..... 106
Figura 57: Parâmetro de estabilidade (γZ) - 3º Processamento global..... 106
Figura 58: Gráfico do coeficiente (γZ) - 3º Processamento global..... 107
Figura 59: Croqui estrutural com núcleo de rigidez..... 108
Figura 60: 4º Processamento global..... 109
Figura 61: 5º Processamento global..... 109
Figura 62: Parâmetro de estabilidade (γZ) - 5º Processamento global..... 110
Figura 63: Gráfico do coeficiente (γZ) - 5º Processamento global..... 111
Figura 64: Planta com modificação na dimensão e direção dos pilares..... 112
Figura 65: 6º Processamento global..... 113
Figura 66: Parâmetro de estabilidade (γZ) - 6º Processamento global..... 113
Figura 67: Gráfico do coeficiente (γZ) - 6º Processamento global..... 114

Figura 68: Parâmetro de estabilidade (γZ) - 7º Processamento global..... 115
Figura 69: Gráfico do coeficiente (γZ) - 7º Processamento global..... 115
Figura 70: Detalhamento das lajes obtidas através do software..... 117
Figura 71: Detalhamento das lajes do pavimento tipo realizado manualmente..... 118
Figura 72: Comparação do detalhamento da laje L3..... 119
Figura 73: Área de influência das lajes na viga V8..... 120
Figura 74: Esquema estrutural..... 122
Figura 75: Diagrama de cortante..... 122
Figura 76: Diagrama de Momento Fletor..... 122
Figura 77: Detalhamento de viga V8 através do software TQS..... 127
Figura 78: Detalhamento de viga V8 através do cálculo manual..... 127
Figura 79: Corte da viga V8 através do software TQS..... 128
Figura 80: Corte da viga V8 através do cálculo manual..... 128
Figura 81: Detalhamento de viga V13 através do software TQS..... 129
Figura 82: Detalhamento de viga V13 através do cálculo manual..... 129
Figura 83: Corte da viga V13 através do software TQS..... 129
Figura 84: Corte da viga V13 através do cálculo manual..... 130

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Classe de resistência do concreto do grupo I..... 24
Tabela 2: Classe de resistência do concreto do grupo II..... 25
Tabela 3: Classe de agressividade ambiental..... 27
Tabela 4: Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para Δc = 10mm..... 28
Tabela 5: Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto..... 29
Tabela 6: Valores do Coeficiente Adicional γn..... 42
Tabela 7: Definição de categorias para determinação do coeficiente S_2..... 56
Tabela 8: Definição de classes de edificação para determinação de S_2..... 56
Tabela 9: Parâmetros meteorológicos..... 57
Tabela 10: Valores mínimos do fator estatístico S_3..... 58
Tabela 11: Tabela pré-dimensionamento de Viga..... 88
Tabela 12: Tabela pré-dimensionamento de Pilares..... 100

Tabela 13: Tabela pré-dimensionamento de pilares utilizando Nd fornecida pelo software TQS..... 102

Anexo I: 141

Apêndice I: 142

.

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

$\mathbf{f_{cd}}$	É a resistência de cálculo do concreto dada por $\frac{f_{ck}}{1,4}$;
fck	Resistência característica a compressão do concreto;
$\boldsymbol{\varepsilon_c}$	É a deformação do concreto no início do regime plástico;
$\boldsymbol{\varepsilon_{cu}}$	É a deformação máxima do concreto;
G+q	É a estimativa da soma das cargas permanente e acidentais atuantes nas lajes, geralmente adota-se 10kn/m²;
$\mathbf{A_i}$	São as áreas de influência do pilar em m²;
N	É o número de pavimentos da edificação
γf	É coeficiente de majoração;
α	O coeficiente de majoração que depende da posição do pilar;
γn	É o coeficiente de majoração - de acordo com a nbr 6118:2014 em seu item 13.2.3 – para pilares e pilares paredes de acordo com sua menor dimensão “b”;
Ac	Área da seção transversal do concreto em cm²;
h	Geralmente maior dimensão do pilar; Geralmente maior dimensão da viga; Altura da laje;
N	É o número de bordas engastadas
L*	É o menor valor entre lx e 70%ly
Lx	Menor dimensão do vão;

Ly	Maior dimensão do vão;
Cnominal	Cobrimento;
Ø	Diâmetro;
D	Dimensão da peça do centro da armadura até a borda mais comprimida;
Vk	Velocidade básica do vento;
V0	Velocidade de uma rajada de 3 segundos;
S1	Coeficiente do terreno;
S2	Coeficiente da rugosidade do terreno;
S3	Coeficiente do fator estatístico;
Q	Pressão dinâmica;
Ic	É o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes;
Ec	É o valor representativo do módulo de deformação do concreto conforme 15.5.1.;
Htot	É a altura da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;
Nk	É o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura;
Ecsic	É o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada;
∆Md	Acréscimos de momentos;
Rd	Valor de projeto da resultante de todas as cargas verticais;
Ed	Deslocamento de primeira ordem do ponto de aplicação da resultante rd;
M1,tot ,d	Momento de tombamento. É a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com valores de cálculo, em relação à base da estrutura;
∆Mtot ,d	É a soma da multiplicação das forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada e com valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação;
γZ	Coeficiente gama z;

SUMÁRIO

DEDICATÓRIA **3**

1 INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA **15**

2 OBJETIVOS **18**

2.1 OBJETIVO GERAL 18

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS 18

3 QUESTÕES DE PESQUISA **19**

4 ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO 20

5 REFERENCIAL TEÓRICO **21**

5.1 CONCRETO 21

5.1.1 Histórico do cimento e sua aplicação no Brasil. 21

5.1.2 Introdução ao concreto. 22

5.1.3 Concreto armado. 22

5.1.4 Massa específica. 23

5.1.5 Resistência à compressão. 24

5.2 AÇO 25

5.3 DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO 26

5.3.1 Classe de agressividade ambiental 27

5.3.2 Espessura do cobrimento da armadura 28

5.4 ESTADOS LIMITES DE DIMENSIONAMENTO 29

5.4.1 Estado limite último (ELU) 29

5.4.2 Estado limite de serviço (ELS) 30

5.5 ESTÁDIOS DE DEFORMAÇÃO 30

5.5.1 Estádio I (ESTÁDIO ELÁSTICO) 31

5.5.2 Estádio II (ESTÁDIO DE FISSURAÇÃO) 31
5.5.3 Estádio III 32
5.6 DOMÍNIOS DE DEFORMAÇÃO 35
5.6.1 Reta A 36
5.6.2 Domínio 1 36
5.6.3 Domínio 2 37
5.6.4 Domínio 3 37
5.6.5 Domínio 4 37
5.6.6 Domínio 4a 37
5.6.7 Domínio 5 38
5.6.8 Reta B 38
5.7 PRÉ DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS. 38
5.7.1 Pilares 38
5.7.2 Posição dos pilares. 39
5.7.3 Dimensões mínimas. 41
5.7.4 Dimensões máximas. 42
5.7.5 Distribuição dos pilares. 42
5.7.6 Pré – dimensionamento dos pilares. 43
5.7.7 Viga. 46
5.7.8 Pré-dimensionamento das vigas. 47
5.7.9 Laje. 48
5.7.10 Pré-dimensionamento de laje. 49
5.8 O SOFTWARE FTOOL. 52
5.9 O SOFTWARE TQS. 52
5.10 O SOFTWARE SKETCHUP. 53
5.11 AÇÃO DO VENTO. 54
5.12 ESTABILIDADE GLOBAL. 58

5.12.1 Não – linearidade geométrica. 59

5.12.2 Não – linearidade física. 61

5.13 AÇÕES 62

5.13.1 Definição. 62

5.13.2 Ações permanentes. 62

5.13.3 Ações variáveis. 63

5.13.4 Ações excepcionais. 63

5.13.5 O parâmetro $\boldsymbol{\alpha}$. 63

5.13.6 O coeficiente γz. 65

6 METODOLOGIA 67

6.1 METODOLOGIA DE ESTUDO DE CASO. 67

6.2 O ESTUDO DE CASO. 68

6.2.1 Configuração do TQS. 69

7 APRESENTAÇÃO, ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS . 83

7.1 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL: LANÇAMENTO DA ESTRUTURA. ... 83

7.2 LANÇAMENTO DA ESTRUTURA NO SOFTWARE TQS. 89

7.3 ESTUDO DA ESTABILIDADE GLOBAL DO EDIFÍCIO. 92

7.4 DIMENSIONAMENTO E DETALHES DAS LAJES. 116

7.5 DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DAS VIGAS. 120

7.5.1 Dimensionamento manual da viga V8. 120

8 CONCLUSÃO 131

9 REFERÊNCIAS 135

1 INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA

De acordo com Miguel (2003), no Brasil, tem-se aumentado progressivamente a construção de edificações cada vez mais altas e esbeltas, em resposta ao déficit habitacional e o desenvolvimento econômico e social das cidades.

Nesse sentido, Lima (2001) e Oliveira (1998) ressaltam que com a simples observação dos grandes centros urbanos por todo o mundo pode-se constatar que um novo padrão arquitetônico e urbanístico vem se consolidando no mercado imobiliário mundial e para atender esta nova demanda, o mercado exigiu um aprimoramento de técnicas e materiais construtivos que antes não eram necessários.

Esta verticalização arquitetônica proporcionou , segundo Zumaeta (2011), Lima (2001) e Paixão e Alves (2016) o avanço da tecnologia e propriedades dos materiais concreto e aço, pois esta nova realidade trouxe também uma preocupação a engenharia de estruturas, pois em estruturas de tal magnitude os efeitos do vento, da não linearidade física e geométrica dos materiais, e até mesmo os erros construtivos como o desaprumo podem gerar instabilidades e/ou esforços adicionais na estrutura que não podem ser desconsiderados.

Com isso, Zumaeta (2011) destaca o surgimento de novos equipamentos e técnicas, provenientes do computador, que possibilitam a análise, sofisticação e refinamento dos modelos matemáticos adotados na concepção estrutural dos edifícios, modelos capazes de avaliar os esforços de 2ª ordem provocados pela deformação da estrutura e deslocamentos horizontais e verticais devido as cargas atuantes.

Neste novo contexto social e econômico, Molina e Junior (2014) afirmam que uma série de desafios, devidos à complexidade dos projetos atuais, surgiram para o campo da engenharia civil, apontando a necessidade de uma abordagem holística na formação dos futuros engenheiros, para que os mesmos possam atuar no mercado altamente competitivo e globalizado.

Em vista da problemática apresentada acima, sobre os desafios do mercado e a formação dos novos profissionais da engenharia civil, Molina e Junior (2014) e Oliveira (2000) destacam que é necessário estudos e propostas de atividades

curriculares para consolidar e aplicar os conhecimentos adquiridos pelos estudantes durante a graduação, em particular, os conceitos teóricos relacionados ao cálculo de estruturas em concreto armado, onde deve-se haver uma integração entre a teoria, o cálculo manual e a utilização de softwares para análise e dimensionamento dos elementos estruturais.

Nesta perspectiva, as ideias de Molina e Junior (2014) certificam que a engenharia civil vem passando por uma transição ou quebra de paradigma, pois as visões tradicionais de projeto e cálculo estrutural estão evoluindo para uma prática de simultaneidade que facilitam as análises e decisões , visto que as tecnologias desempenham um papel central no desenvolvimento do processo, elas permitem melhor visualização e teste de várias hipóteses, diminuindo significativamente a quantidade de erros na execução dos projetos.

Com isso, os cursos de engenharia do país devem promover mecanismos de integração curricular, atividades que relacionam teoria e prática e disciplinas que façam uso dos softwares disponíveis no mercado para análise e cálculo estrutural, ou utilização da tecnologia Bim , mas infelizmente , como afirma Oliveira (2000) , esta realidade ainda está longe de ser alcançada , o que acontece na prática é o oposto disto, o autor alerta a falta de integração entre conteúdos e disciplinas, a carga horária insuficiente para a formação integral do estudante e a falta de recursos para as instituições de ensino se adequarem a esta nova realidade tecnológica.

Quando tratamos especificamente da área de estruturas, Silva e Filho (2015) atestam que atualmente o uso de softwares de cálculo estrutural já está amplamente difundido no Brasil e no mundo e os mesmos oferecem muitas vantagens ao engenheiro calculista, como velocidade de processamento, maior precisão nos resultados quando comparados aos métodos tradicionais, porém, o conhecimento teórico é fundamental para a correta análise dos resultados apresentados pelo programa computacional.

Segundo Vergutz e Custódio (2010) o desenvolvimento dos softwares para cálculo e análise das estruturas propiciam um maior rendimento e dinamismo na realização dos projetos, tendo em vista a possibilidade do usuário testar diferentes concepções e sistemas estruturais, a fim de encontrar o mais adequado, o que seria exaustivo ao ser realizado manualmente.

De acordo com Nicolau e Teixeira (2015) há diversas etapas para a realização de um projeto estrutural começando-se pela determinação do projeto arquitetônico,

seguida pela concepção estrutural da edificação, ao dimensionamento dos elementos estruturais bem como seu detalhamento. Através da integração de programas juntamente ao conhecimento do operador torna-se possível a obtenção de análises satisfatórias, uma vez que é possível efetuar uma simulação comportamental da estrutura, próxima do seu desempenho real.

Tem em vista os argumentos apresentados acima, apresenta-se abaixo os objetivos deste trabalho.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

O presente trabalho tem como objetivo principal apresentar recomendações para a análise e dimensionamento de lajes, vigas e pilares de um edifício de 18 pavimentos em concreto armado.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Avaliação do software SketchUp como ferramenta de auxílio para a concepção estrutural e lançamento da estrutura.
- Recomendações acerca do pré-dimensionamento de lajes, vigas e pilares da estrutura.
- Comparação entre os resultados obtidos pelo cálculo manual e/ou planilhas e os do software TQS.
- Contribuir para o ensino da disciplina de Estruturas em Concreto Armado nos cursos de Engenharia Civil.

3 QUESTÕES DE PESQUISA

Este trabalho se norteará pelas seguintes questões de pesquisa:

1) Quais recomendações podemos elaborar para a análise, dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais (lajes, vigas e pilares), desde a concepção estrutural, passando pelo lançamento da estrutura, até o detalhamento dos elementos de um edifício em concreto armado de 18 pavimentos?

2) Qual a diferença entre os resultados obtidos pelo software e os resultados obtidos pelo cálculo manual?

3) Até que ponto a utilização dos softwares Excel, ScketchUp, Ftool e TQS auxiliam os profissionais da área estrutural? A integração entre eles favorece o calculista?

4 ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO

No capítulo 5, abordaremos o referencial teórico que norteará a análise e discussão dos resultados obtidos neste trabalho.

No capítulo 6, dissertaremos sobre a metodologia de estudo de caso, método que referenciará este trabalho. Descreveremos detalhadamente neste capítulo o processo de obtenção de dados.

No capítulo 7, apresentaremos os dados obtidos e será feita uma discussão aprofundada sobre os resultados.

A conclusão deste trabalho será exposta no capítulo 8.

5 REFERENCIAL TEÓRICO

5.1 CONCRETO

5.1.1 Histórico do cimento e sua aplicação no Brasil.

O cimento é, depois da pedra, da argila e da madeira, um dos materiais de construção mais antigos que a humanidade conhece. Desde o barro cozido utilizado pelos sumérios, a cal pelos egípcios até o cimento Portland criado pelo inglês Joseph Aspdin em 1824. “Apesar do nome, o cimento hoje conhecido como Portland não é o mesmo material patenteado pelo Aspdin. Isso porque o cimento moderno é obtido pela queima de uma mistura definida de rocha calcaria e argila, finamente moídas, até sua fusão incipiente, resultando em uma substância denominada clínquer” Sousa (2009). O mercado brasileiro de construção civil dispõe-se de oito tipos de cimentos, sendo eles: CP I, CP II, CP III, CP IV, CP V-ARI, CP RS, CP BC e CPB.

Normalizado pela ABNT NBR 5732, o Cimento Portland Comum (CP I) é obtido através da moagem de clínquer Portland, onde neste processo é adicionado uma ou mais formas de sulfato de cálcio. Já o Cimento Portland Composto (CP II) é normalizado pela ABNT NBR 11578, e possui pequenas quantidades de pozolana, escória ou fíler integradas à sua composição. O Cimento Portland de Alto-Forno (CP III) é normalizado pela ABNT NBR 5735, sua massa pode conter formas de sulfato e também de 35 a 70% de escória de alto-forno apresentando alta resistência a expansão além de maior durabilidade e impermeabilidade.

Sendo o Cimento Portland Pozolânico (CP IV) normalizado pela ABNT NBR 5736, onde sua massa pode conter de 15 a 50% de pozolana, dando-se como características: alta resistência à compressão, alta durabilidade e baixa permeabilidade. A ABNT NBR 5733 normatiza o Cimento Portland de Alta Resistência Inicial (CP V - ARI) definido como aquele que alcança alta resistência nos primeiros dias após a aplicação. O Cimento Portland Resistente a Sulfato (RS) é normatizado pela ABNT NBR 5737. Já o Cimento Portland de Baixo Calor de Hidratação (BC) é normalizado pela ABNT NBR 13116.E, por fim, a ABNT NBR 12989 regulamenta os parâmetros para o Cimento Portland Branco (CPB).

5.1.2 Introdução ao concreto.

Segundo Sousa (2009), o concreto, elemento construtivo mais utilizado no mundo, é o material estrutural composto de cimento Portland, água e agregados miúdos e graúdos, podendo também conter a soma de aditivos afim de alterar suas propriedades básicas.

A NBR 6118:2014, em seu item 3.1.2 define concreto simples estrutural, como: “elementos estruturais elaborados com concreto que não possuem qualquer tipo de armadura ou que a possuem em quantidade inferior ao mínimo exigido para o concreto armado”.

De acordo com Carvalho e Figueiredo (2016, p. 19):

> Para utilização estrutural, o concreto sozinho não é adequado como elemento resistente, pois, enquanto tem uma boa resistência à compressão, pouco resiste à tração (cerca de 1/10 da resistência à compressão), embora esse tipo de solicitação quase sempre esteja presente nas estruturas das construções usuais. (...).

Carvalho e Figueiredo (2016) afirmam que devido a pequena resistência a tração do concreto, devemos associar ao concreto outro material, com boa resistência a tração, para que juntos, em regime de colaboração, possam resistir aos esforços de compressão e tração nos elementos estruturais. este outro material, é o aço. Sendo assim quando associamos concreto simples com o aço, surge o concreto armado.

5.1.3 Concreto armado.

Conforme Carvalho e Figueiredo (2016) compreende-se por concreto armado o material constituído de concreto e barras de aço submergidas nele, onde a aderência garante a ligação entre os dois materiais, que apresentam coeficientes de dilatação térmica análogos, sendo assim, estes não sofrem grandes tensões internas devido as variações de temperaturas. As barras são dispostas nas regiões de tração do membro estrutural, com a finalidade de absorver as tensões que são causadas por esforços de flexão, tração, cortante, torção ou compressão no caso de pilares e vigas. As fissuras

surgem quando as tensões de tração alcançam a resistência do concreto, nesse momento a armadura passa então a atuar, resistindo a estes esforços.

A NBR 6118:2014, em seu item 3.1.3 define concreto armado é o material cujo comportamento estrutural depende da aderência entre concreto e armadura e nos quais não se aplicam alongamentos iniciais das armaduras antes da materialização dessa aderência.

5.1.4 Massa específica.

Segundo a NBR 6118/2014, no item 8.2.2: São considerados os concretos de massa específica normal, compreendida entre 2000 kg/m³ e 2800 kg/m³. Para efeito de cálculo, quando desconhecida a massa especifica real, pode-se adotar para o concreto simples o valor 2400 kg/m³ e para o concreto armado 2500 kg/m³. Quando se conhecer a massa específica do concreto utilizado, pode-se considerar para valor da massa específica do concreto armado aquela do concreto simples acrescida de 100 kg/m³ a 150 kg/m³.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014 no item 1:

> 1.1. “Esta Norma estabelece os requisitos básicos exigíveis para o projeto de estruturas de concreto simples, armado e protendido, excluídas aquelas em que se empregam concreto leve, pesado ou outros especiais.
> 1.2. Esta Norma aplica-se às estruturas de concretos normais, identificados por massa específica seca maior do que 2000 kg/m³, não excedendo 2800 kg/m³, do grupo I de resistência (C20 a C50) e do grupo II de resistência (C55 e C90), conforme classificação da ABNT NBR 8953. Entre os concretos especiais excluídos desta Norma estão o concreto-massa e o concreto sem finos.
> 1.3. Esta Norma estabelece os requisitos gerais a serem atendidos pelo projeto como um todo, bem como os requisitos específicos relativos a casa uma de suas etapas.
> 1.4. Esta Norma não inclui requisitos exigíveis para evitar os estados-limites gerados por certos tipos de ação, como sismos, impactos, explosões e fogo. Para ações sísmicas, consultar a ABNT NBR 15421; para ações em situação de incêndio, consultar ABNT NBR 15200.
> 1.5. No caso de estruturas especiais, como de elementos pré-moldados, pontes e viadutos, obras hidráulicas, arcos, silos, chaminés, torres, estruturas off-shore, ou estruturas que utilizam técnicas construtivas não convencionais, como formas deslizantes, balanços sucessivos, lançamentos progressivos e concreto projetado, as condições desta Norma ainda são aplicáveis, devendo, no entanto, ser complementadas e eventualmente ajustadas em pontos localizados nas Normas Brasileiras específicas. “

5.1.5 Resistência à compressão.

Conforme Nicolau e Teixeira (2015) a resistência do concreto deve ser determinada em conformidade com as solicitações e a natureza da carga, se estática ou dinâmica, da duração do carregamento e da forma do corpo de prova, sendo assim, é possível determinar por meio de ensaios padronizados o valor da resistência característica do concreto a compressão (Fck) através de estudos estatísticos, considerando várias amostras de corpos de prova.

De acordo com Nascimento (2012) no Brasil são utilizados corpos de prova de forma cilíndrica, com diâmetro da base de 15 cm e 30 cm de altura, podendo também serem confeccionados com 10 cm de diâmetro da base e 20 cm de altura, a resistência a compressão do concreto deve ser relacionada à idade de 28 dias (ABNT NBR 6118:2014, item 8.2.4) e será estimada a partir de um ensaio de uma determinada quantidade de corpos de prova. A moldagem dos cilindros é especificada pela ABNT NBR 5738:2003 (emenda 1:2008), e o ensaio deve ser feito de acordo com a ABNT NBR 5739:2007.

TABELA 1 – Classe de resistência do concreto do grupo I.

Classe de resistência Grupo I	**Resistência característica à compressão** MPa
C20	20
C25	25
C30	30
C35	35
C40	40
C45	45
C50	50

Fonte: NBR 8953/2015 (Tabela 1)

TABELA 2 – Classe de resistência do concreto do grupo II.

Classe de resistência Grupo II	Resistência característica à compressão MPa
C55	55
C60	60
C70	70
C80	80
C90	90
C100	100

Fonte: NBR 8953/2015 (Tabela 2)

5.2 AÇO

No Brasil a norma NBR 7480/96 no item 4.1.1 estabelece todas as classes de aço que são utilizadas em estruturas de concreto armado, que podem ser classificadas como:

- Barra: Aços com diâmetro nominal igual a 5mm ou superior, adquiridos através de laminação a quente (CA 25 e CA 50). Usualmente as barras possuem comprimento de cerca de 11m a 12m.
- Fios: Elementos com diâmetro nominal igual a 10mm ou inferior, adquiridos através de trelifação ou processo equivalente (CA 60). Geralmente são disponibilizados através de rolos.

Por indicação da NBR 6118/14 (item 8.3.3; 8.3.4; 8.3.5) os seguintes valores podem ser considerados para os aços: Massa especifica da armadura passiva: 7850 kg/m³, Coeficiente de dilatação térmica: 10^{-5}/ºC para intervalos de temperatura entre -20°C e 150°C e Módulo de elasticidade: 210 GPa.

Carvalho e Figueiredo (2016) apontam que os aços utilizados no concreto armado possuem boa resistência a tração e a compressão, e são classificados de acordo com sua resistência a tração, sendo assim , o aço CA 50 é aquele que possui

resistência de 500 Mpa e o CA 60 , 600 MPA, onde a sigla CA refere-se a concreto armado.

5.3 DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

Carvalho e Figueiredo (2016) aponta que o processo de degradação do concreto depende de vários fatores, entre eles, a forma em que foi preparado (pela concepção de projeto, fabricação e uso) devendo levar em conta todas as fases de manutenção e vistorias ao longo de sua vida útil. Quando mal executadas, poderá comprometer o desempenho da estrutura, promover efeitos estéticos indesejáveis, criar desconforto psicológico ao usuário e também custos elevados para restauração.

De acordo com a Norma NBR 6118/2014, no item 6.1:

> As estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que, sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o prazo correspondente à sua vida útil.

Baseado nisto, a durabilidade consiste na capacidade da estrutura de resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e o contratante no início dos trabalhos de elaboração dos projetos, no entanto a ABNT NBR 6118:2014 descreve no item 16.4 que para que se tenha segurança ao longo de toda vida útil prevista para a estrutura, é fundamental que sejam respeitadas as exigências de durabilidade que restrinjam a deterioração da estrutura provocada pela agressão do meio ambiente onde está inserida.

É importante ressaltar que todas as decisões desde a escolha dos materiais, suas quantidades e os métodos empregados na construção constituirão o desempenho da edificação ao longo de sua vida útil, dessa forma Souza e Ripper (1998) afirmam:

> Assim, serão a quantidade de água no concreto e a sua relação com a quantidade de ligante o elemento básico que irá reger características como densidade, compacidade, porosidade, permeabilidade, capilaridade e fissuração, além de sua resistência mecânica, que, em resumo, são os indicadores de qualidade do material, passo primeiro para a classificação de uma estrutura como durável ou não.

Conforme o descrito pela ABNT NBR 6118:2014, é necessário estipular requisitos mínimos que deverão ser seguidos a fim de atender exigências no que se diz respeito à durabilidade das estruturas, sendo assim, torna-se indispensável que se analise a Classe de Agressividade Ambiental (CAA) representado pela TABELA 3, junto a CAA classifica-se o cobrimento mínimo a ser aplicado nas estruturas (TABELA 4). Ao serem atendidas as condições estabelecidas acima, a durabilidade das estruturas está interligada diretamente com a qualidade do concreto e espessura do cobrimento da armadura a ser adotada, vide TABELA 5.

5.3.1 Classe de agressividade ambiental

Um dos fatores mais relevante a ser considerado no dimensionamento de uma estrutura é a agressividade do meio ambiente que a NBR 6118:2014 no item 6.4 afirma estar relacionada às reações químicas e físicas que atuam sobre as edificações interferindo na sua vida útil, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no planejamento.

TABELA 3 – Classe de agressividade ambiental.

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana[1), 2)]	Pequeno
III	Forte	Marinha[1)]	Grande
		Industrial[1), 2)]	
IV	Muito forte	Industrial [1), 3)]	Elevado
		Respingos de maré	

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

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

[3)] Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: NBR 6118/2014 (Tabela 6.1)

5.3.2 Espessura do cobrimento da armadura

A NBR 6118/2014, em sua tabela 7.2 define a relação entre a classe de agressividade ambiental em que se encontra a estrutura e o cobrimento nominal mínimo para a proteção da armadura.

TABELA 4 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para Δc = 10mm.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV[3]
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje[2]	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido[1]	Todos	30	35	45	55

[1] Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou os fios, cabos e cordoalhas, sempre superior ao especificado para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.

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

[3] Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: NBR 6118/2014 (Tabela 7.2)

Segundo Nascimento (2012) a qualidade do concreto pode ser afetada por diversos fatores como a segregação (separação dos grãos maiores do agregado durante o lançamento) e a exsudação (separação da pasta na mistura), isto ocorre, principalmente, devido a métodos irregulares de adensamento, índices de massa especifica inadequada e/ou pouca quantidade de partículas.

A NBR 6118/2014, no item 7.4.2 define:

> Ensaios comprobatórios de desempenho da durabilidade da estrutura frente ao tipo e classe de agressividade prevista em projeto devem estabelecer os parâmetros mínimos a serem atendidos. Na falta destes e devido à existência de uma forte correspondência entre a relação água/cimento e a resistência à compressão do concreto e sua durabilidade, permite-se que sejam adotados os requisitos mínimos expressos na Tabela 7.1.

Tabela 5 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.

Concreto [a]	Tipo [b, c]	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

[a] O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.
[b] CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
[c] CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: NBR 6118/2014 (Tabela 7.1)

5.4 ESTADOS LIMITES DE DIMENSIONAMENTO

Dividido em estado limite último e estado limite de serviço, estes deverão ser considerados no cálculo das estruturas de concreto, como descrito na ABNT NBR 6118:2014 no item 10.2.

5.4.1 Estado limite último (ELU)

Refere-se a máxima capacidade portante da estrutura, devendo ser considerada para que se mantenha a segurança da construção. De acordo com Figueiredo e Carvalho: “O estado limite último é aquele relacionado ao colapso ou a qualquer outra forma de ruína estrutural que determine a paralisação, no todo ou em parte, do uso da estrutura”.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, no item 10.3:

> A segurança das estruturas de concreto deve sempre ser verificada em relação aos seguintes estados-limites últimos:
> a) estado-limite último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
> b) estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais, admitindo-se a redistribuição de esforços internos, desde que seja respeitada a capacidade de adaptação plástica definida na Seção 14, e admitindo-se, em geral, as verificações separadas das solicitações

> normais e tangenciais; todavia quando a interação entre elas for importante, ela estará explicitamente indicada nesta norma;
> c) estado- limite último de esgotamento na capacidade resistente da estrutura no seu topo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
> d) estado-limite último provocado por solicitações dinâmicas (ver Seção 23);
> e) estado-limite último de colapso progressivo;
> f) outros estados-limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais.

5.4.2 Estado limite de serviço (ELS)

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014 no item 10.4, são aqueles que estão relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e também a boa utilização das estruturas, seja em relação as máquinas, ou em relação aos usuários e também aos equipamentos que são suportados pelas estruturas. Para que seja garantida a segurança das estruturas a Norma poderá exigir a verificação de outros estados-limites de serviço declarados no item 3.2.

Este item descreve que sua ocorrência causa efeitos estruturais que não obedecem às condições especificadas para uso normal da edificação, ou que também seja indícios prejudiciais à durabilidade.

a) Formação de fissuras, comprometendo a estética ou durabilidade da estrutura;
b) Flechas ou deformações excessivas que possam afetar a utilização normal ou em seu aspecto estético;

Estado em que as vibrações excessivas afetam os limites previstos para a utilização normal da construção.

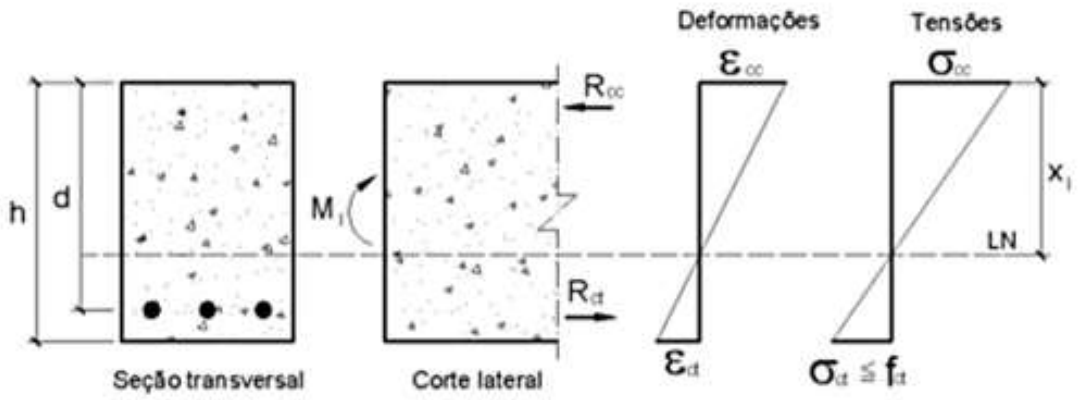
5.5 ESTÁDIOS DE DEFORMAÇÃO

Assim como Nicolau e Teixeira (2015) descrevem, o concreto passa por três etapas ao longo de um carregamento, denominado estádios, que é caracterizado pelo desempenho de uma seção, desde o início da aplicação do carregamento carga até a ruptura. Estas etapas são denominadas Estádio I, Estádio II e Estádio III.

5.5.1 Estádio I (ESTÁDIO ELÁSTICO)

No Estádio I somente o concreto resiste aos esforços de tração e compressão, pois as tensões normais são de baixa intensidade (não havendo fissuras) e a armadura ainda não está trabalhando. Esta fase representa o início do carregamento, onde se tem um diagrama linear de tensões ao longo da seção transversal, sendo válida a lei de Hooke. (SANTOS, 2014)

FIGURA 1 – Estádio I Comportamento do concreto na flexão pura

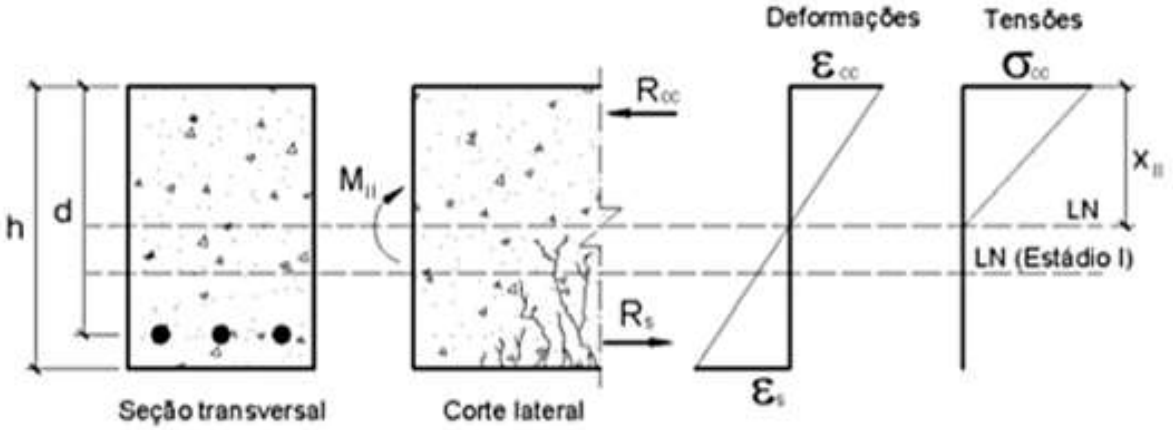


Fonte: Pinheiro

5.5.2 Estádio II (ESTÁDIO DE FISSURAÇÃO)

Segundo Pinheiro (2007), com o aumento do carregamento as tensões de tração, em um determinado momento, ultrapassam a resistência do concreto a tração e surge então a primeira fissura, iniciando o Estádio II. Como atingiu-se a resistência do concreto a tração devemos ter armadura nas regiões tracionadas onde o concreto não é capaz de resistir sozinho este esforço. No Estádio II ainda válida a lei de Hooke, ou seja, as tensões são proporcionais as deformações. A figura 2 abaixo ilustra os diagramas de uma seção no Estádio II.

FIGURA 2 – Estádio II Contribuição do concreto desprezada na flexão pura

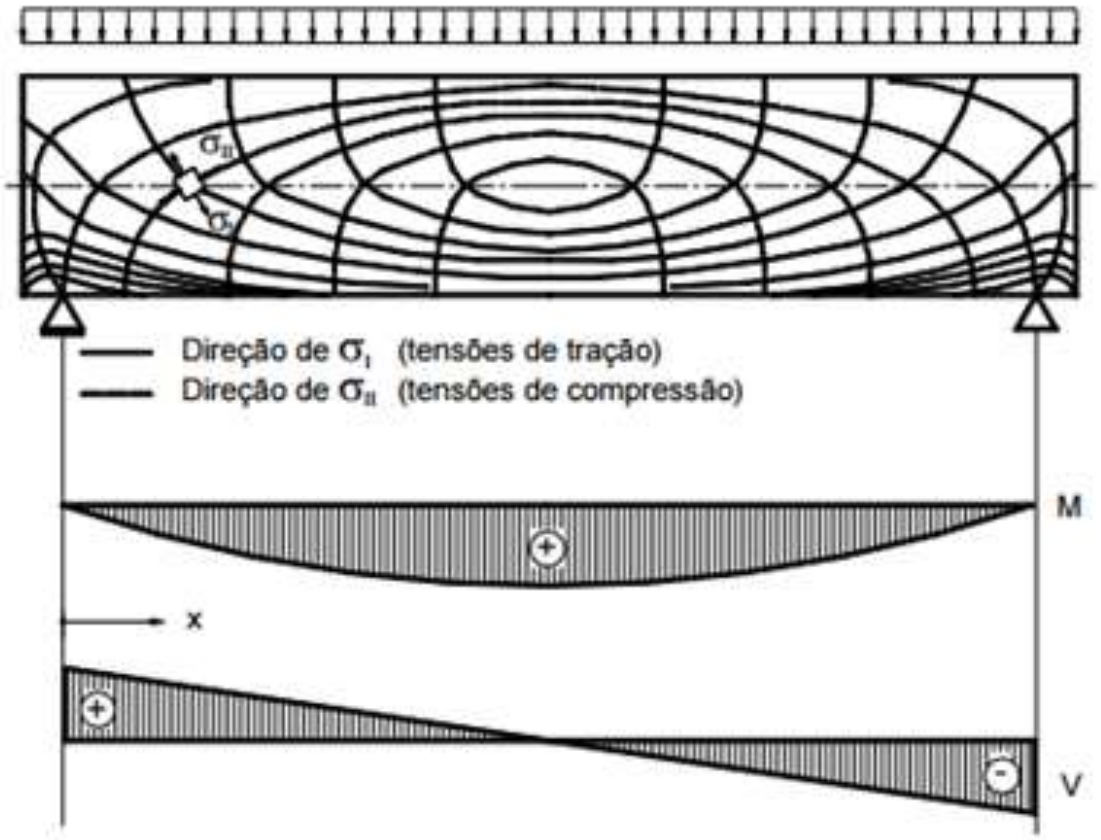


Fonte: Pinheiro, 2010.

5.5.3 Estádio III

De acordo com Carvalho e Figueiredo (2014), se aumentarmos ainda mais o carregamento, até chegar próximo ao colapso, a viga estará praticamente toda fissurada. Na região central, onde há flexão pura, as fissuras permanecem verticais. Nas regiões onde o momento diminui e surge o esforço cortante, as fissuras são praticamente inclinadas, e podem não atingir o bordo inferior (fissuras de cisalhamento) conforme a figura 3 abaixo:

FIGURA 3 – Trajetória das tensões principais de uma viga biapoiada sob um carregamento uniformemente distribuído



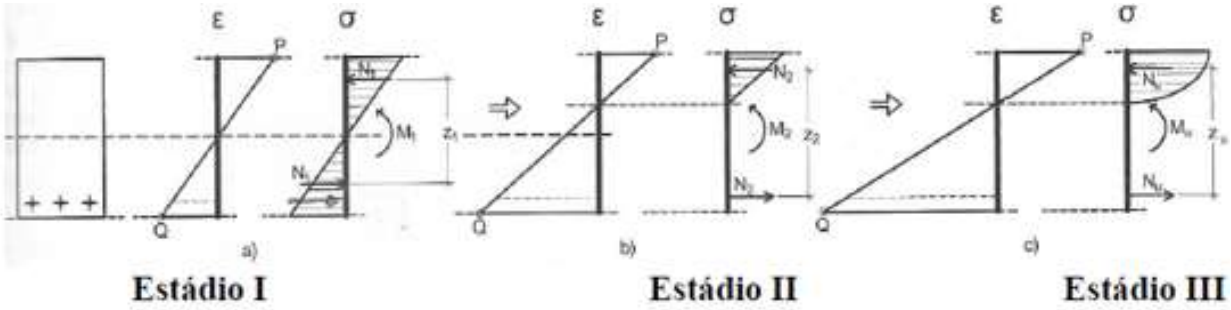
Fonte: LEOHARDT e MONNING, 1977.

No caso de uma viga simplesmente apoiada sob carregamento uniformemente distribuído, as tensões principais na altura da linha neutra (a meia altura da viga) apresentam inclinação de **45° (ou 135°)** em relação ao eixo longitudinal da viga, como mostrado na Figura 3. Observe que nas regiões próximas aos apoios as trajetórias das tensões principais inclinam-se por influência das forças cortantes, mantendo, no entanto, a perpendicularidade entre as trajetórias.

No Estádio III, as seções ainda permanecem planas, mas os materiais já não atendem à lei de Hooke (concreto e aço no regime plástico). Os dimensionamentos das peças são feitos no ESTÁDIO II, Estado Limite Último.

A figura 4 a seguir mostram, em cada um dos três Estádios, os diagramas de deformações (ε) e de tensões normais (σ).

Figura 4 – Deformações e tensões nos Estádios I, II e III.



Fonte: Montoya, 2000.

Observe na figura abaixo que o diagrama de tensão-deformação na compressão no Estádio III não é linear, tem forma parabólica representada pela seguinte equação:

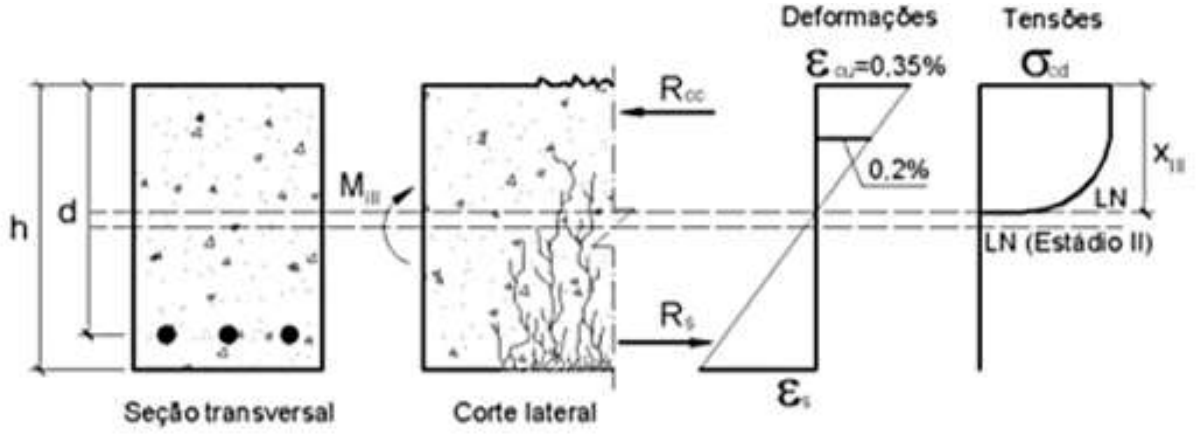
$$\sigma_{cd} = 0{,}85\, f_{cd} \,.\left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cu}}\right)\right]^n$$

Onde:

- f_{cd} : é a resistência de cálculo do concreto dada por $\frac{f_{ck}}{1{,}4}$.
- ε_c é a deformação do concreto no início do regime plástico;
- ε_{cu} é a deformação máxima do concreto;

- $n = 1{,}4 + 23{,}4 \,.\left[90 - \frac{f_{ck}}{100}\right]^4$

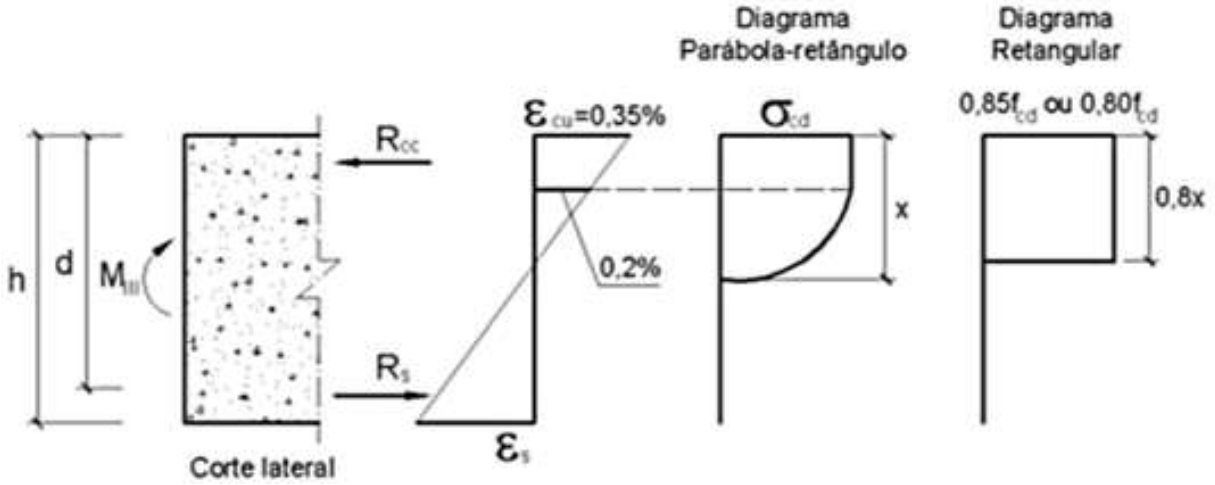
Figura 5 – Estádio III.



Fonte: Pinheiro.

Para simplificar os cálculos e as expressões citadas anteriormente, a NBR 6118:2014 aponta um diagrama simplificado, denominado diagrama retangular, que acordo com Carvalho e Figueiredo (2014, p. 117), é equivalente ao diagrama parabólico e pode ser utilizado para cálculo de estruturas em concreto armado. A figura 6 abaixo mostra este diagrama:

Figura 6 – Estádio III. Diagrama equivalente para efeito de cálculo.

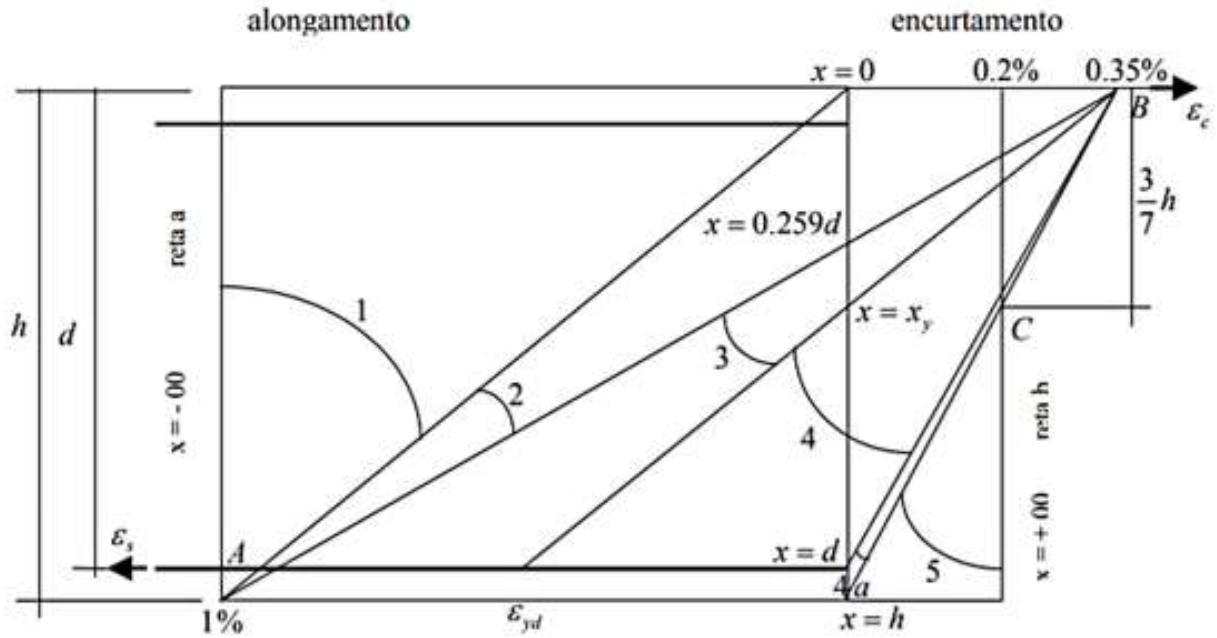


Fonte: Carvalho e Figueiredo p.117

5.6 DOMÍNIOS DE DEFORMAÇÃO

O domínio é caracterizado pelas deformações específicas do concreto ou aço, podendo ser somente uma delas ou ambas, através de uma solicitação normal em que seu estado limite último é alcançado. Para qualquer seção submetida a ações normais, apresenta-se a determinação de regiões tituladas de domínios de deformações. Estes são exibidos na figura 7 que demonstra o estado limite último em uma seção transversal para concretos até C50 - Segundo ABNT NBR 6118:2014 item 17.2.2.

Figura 7 – Domínio de deformação



Fonte: adaptada da figura 17.1 da ABNT NBR 6118:2014

5.6.1 Reta A

Pinheiro (2007) demonstra que a reta “a” apresenta as situações em que toda a seção é tracionada de maneira uniforme, e seu estado limite último é atingido através de deformação plástica excessiva da armadura, caracterizado por um alongamento de 1%. Sua deformação é representada através de uma reta paralela a face da seção, sendo o ponto de partida das deformações.

5.6.2 Domínio 1

Nicolau e Teixeira (2015) indicam que o domínio 1 representa o caso de tração não uniforme, sem compressão. O elemento resistente é composto pelo aço, caracterizado através da deformação do estado limite ultimo de 1%, não havendo participação do concreto que neste momento encontra-se fissurado.

5.6.3 Domínio 2

O domínio 2 corresponde a flexão simples ou composta, em que a linha neutra já se encontra dentro da seção. Neste caso o concreto não alcança a ruptura, e sua deformação varia entre 0 e 0,35% na borda superior, como descrito por Bastos (2006). Neste domínio a seção resistente é composta pelo aço tracionado e pelo concreto comprimido, sendo o último caso no qual ocorre ruína através da deformação excessiva da armadura.

5.6.4 Domínio 3

Melo (2015) retrata o domínio 3 como aquele que é qualificado por flexão simples com seção subarmada ou composta, em que o concreto se encontra na ruptura à compressão e o aço tracionado em fase de escoamento, sendo assim o aço bem como o concreto trabalham com sua resistência de cálculo e desta forma o aproveitamento é máximo em ambos materiais.

5.6.5 Domínio 4

O domínio 4 ocorre por flexão simples (seção superarmada) ou composta com grande excentricidade segundo Carvalho e Figueiredo (2014). O estado limite último é caracterizado através da ruptura do concreto comprimido sem que haja aviso de ruina da estrutura, pois há pouca fissuração e os deslocamentos são pequenos. Este domínio deve ser evitado, visto que, o aço não trabalha em sua capacidade máxima de resistência tornando-o assim uma solução antieconômica.

5.6.6 Domínio 4a

Como descrito por Fonseca (2015) o domínio 4a é aquele com pouca excentricidade, caracterizado por flexão composta com armaduras comprimidas, A ruptura dá-se por compressão excêntrica de forma frágil e sem avisos devido ao encurtamento da armadura.

5.6.7 Domínio 5

Trata-se do domínio em que não há tração, portanto, a seção encontra-se inteiramente comprimida podendo acarretar em sua ruptura, que é resultante da compressão com pequena excentricidade. O estado limite último é atingido pela ruptura do concreto com encurtamento da armadura. Fonseca (2015).

5.6.8 Reta B

Na reta “b” tem-se compressão uniforme na deformação, em que x tende a +∞ tal como descreve Pinheiro (2007).

5.7 PRÉ DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS.

5.7.1 Pilares

Os pilares são, segundo a NBR 6118:2014 no item 14.4.1.2, elementos estruturais lineares de eixo reto, geralmente verticais, com a função de resistir as forças normais compressivas. Estas, de maneira geral, são transmitidas por ações de vigas que absorvem as cargas verticais que atuam sobre um pavimento.

Cardoso (2013) destaca que estes elementos geralmente apresentam seção transversal quadrada, retangular ou circular e são os únicos que têm continuidade ao longo de um prédio residencial ou comercial. Sendo assim, os pilares são responsáveis por conduzir até a fundação as ações nos diversos níveis da estrutura e seu declínio pode provocar danos globais a estrutura.

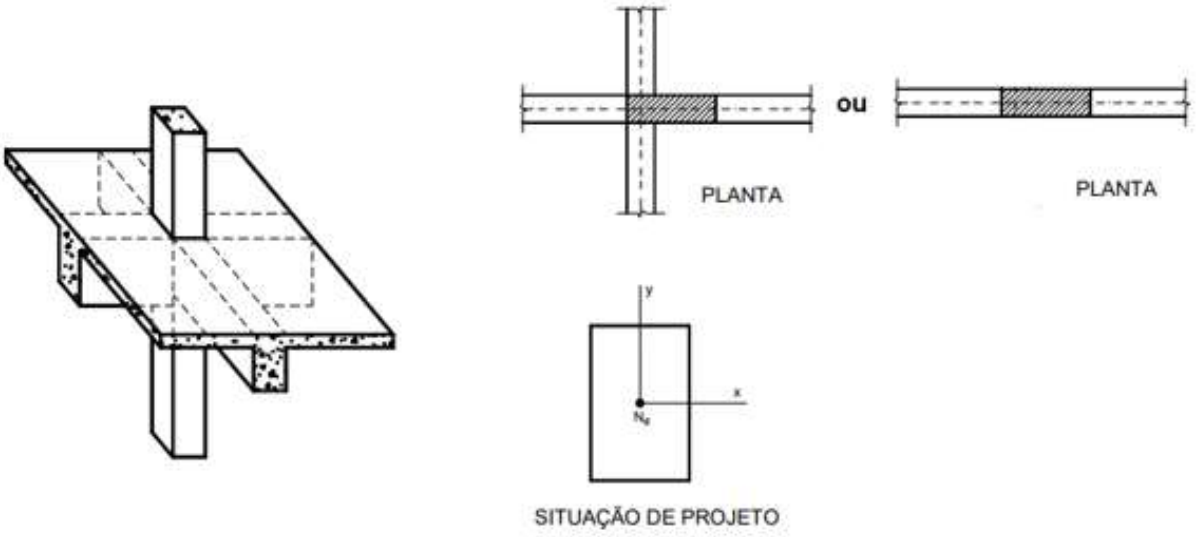
Carvalho e Figueiredo (2014, p. 26) apontam que as cargas na estrutura atuam de tal forma que as lajes recebem as cargas verticais (permanentes e acidentais) e as distribuem nas vigas. As vigas, por sua vez, recebem as cargas das lajes e juntamente com as cargas de alvenarias e peso próprio, distribuem nos pilares que as transferem para a fundação.

5.7.2 Posição dos pilares.

Cardoso (2013) diz que os pilares podem ser classificados de acordo com seu posicionamento na planta arquitetônica em:

- Pilares de intermediários: nos pilares intermediários (Figura 8) considera-se a compressão centrada na situação de projeto, pois como as lajes e vigas são contínuas sobre o pilar, pode-se admitir que os momentos fletores transmitidos ao pilar sejam pequenos e desprezíveis.

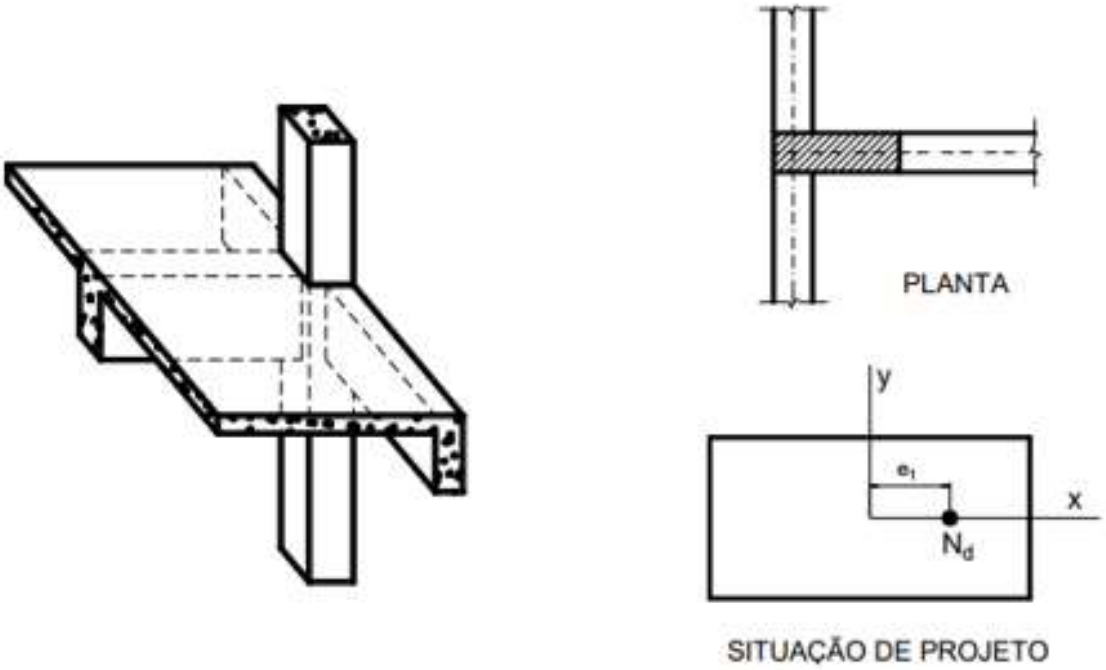
Figura 8 – Pilares intermediários



Fonte: Botelho e Marchetti

- Pilares de Extremidade: os pilares de extremidade, de modo geral, encontram-se posicionados nas bordas das edificações, sendo também chamados pilares laterais ou de borda. O termo “pilar de extremidade” advém do fato do pilar ser extremo para uma viga, aquela que não tem continuidade sobre o pilar, como mostrado na Figura 9.

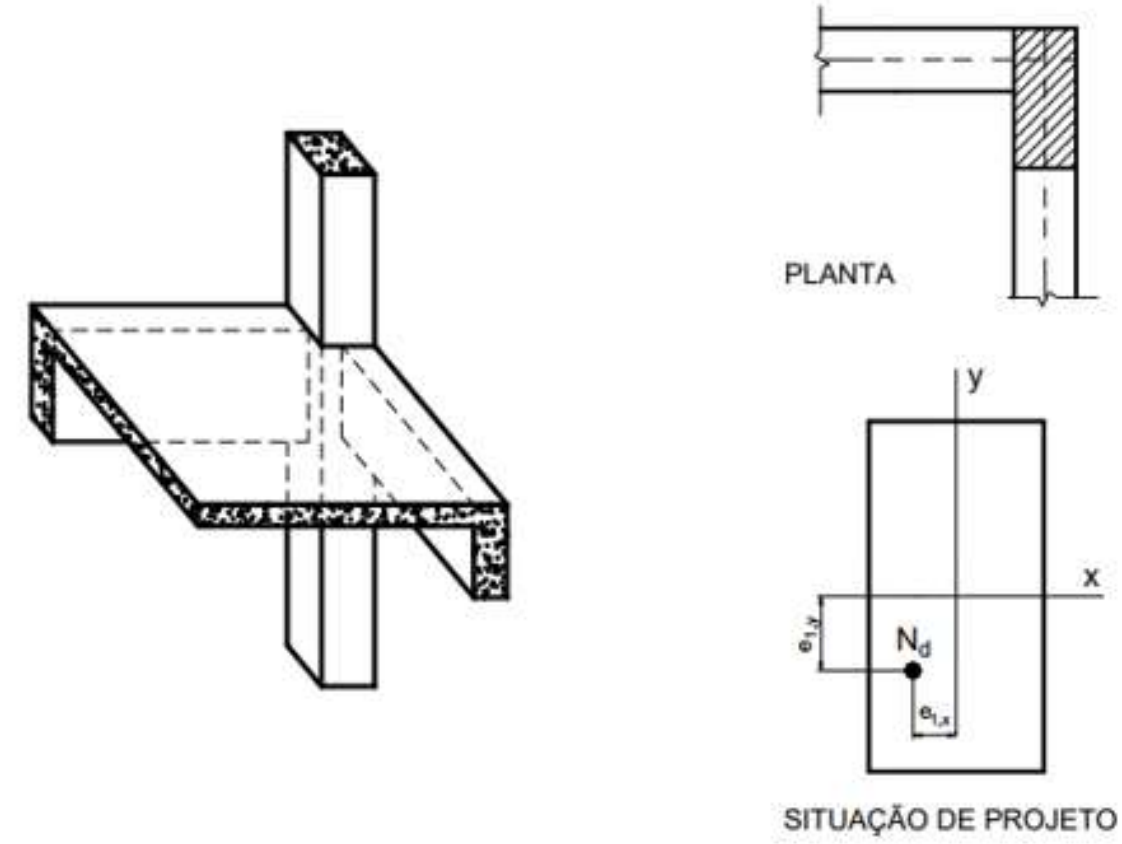
Figura 9 – Pilares de extremidade



Fonte: Botelho e Marchetti

- Pilares de Canto: de modo geral, os pilares de canto encontram-se posicionados nos cantos dos edifícios, vindo daí o nome, como mostrado na Figura 10. Na situação de projeto ocorre a flexão composta oblíqua, decorrente da não continuidade das vigas apoiadas no pilar.

Figura 10 – Pilares de canto



Fonte: Botelho e Marchetti

5.7.3 Dimensões mínimas.

A seção transversal mínima de pilares, qualquer que seja sua forma, não pode ser menor que 19 cm. Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões de até 14 cm, desde que os esforços solicitantes sejam majorados por um coeficiente adicional, a NBR 6118:2014 em seu item 13.2.3 define os valores de $\boldsymbol{\gamma n}$ (coeficiente adicional) na tabela 13.1. De qualquer maneira, não é permitido que o pilar apresente seção transversal inferior a 360 cm².

Tabela 6 – Valores do Coeficiente Adicional γn

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.

Fonte: NBR 6118:2014 (tabela 13.1)

5.7.4 Dimensões máximas.

Considerando-se a seção transversal do elemento estrutural, sua maior dimensão não deve exceder em 5 vezes sua menor dimensão. Visto que, caso isto ocorra, a NBR 6118:2014 em seu item 14.4.2.4 diz que o elemento estrutural deve ser dimensionado como pilar-parede que é um elemento de superfície, e por isso, não pode ser analisado como um pilar comum (elemento linear).

5.7.5 Distribuição dos pilares.

A distribuição dos pilares, segundo Pinheiro (2007), deve-se iniciar pelos cantos e, posteriormente, pelas áreas que serão comuns a todos os pavimentos como: área de elevadores, escadas e onde se localiza o reservatório superior na cobertura. Feito isso, loca-se os pilares internos e de extremidade respeitando os requisitos arquitetônicos, buscando sempre os embutir nas paredes. Um dos maiores desafios é dispô-los de forma alinhada com o intuito de instituir pórticos com as vigas que os unem e assim melhorar expressivamente a estabilidade global do edifício.

Outro detalhe que deve ser levado em consideração é a distância entre os pilares, tendo em vista que intervalos muito grandes entre eles geram vigas incompatíveis e também maiores custos à edificação. Em contrapartida, pilares muito

próximos produzem intervenção nos elementos de fundação e elevação do consumo de materiais e de mão-de-obra. Sendo assim, os pilares são geralmente distribuídos com uma distância entre seus eixos de 4m a 6m. (PINHEIRO, 2007)

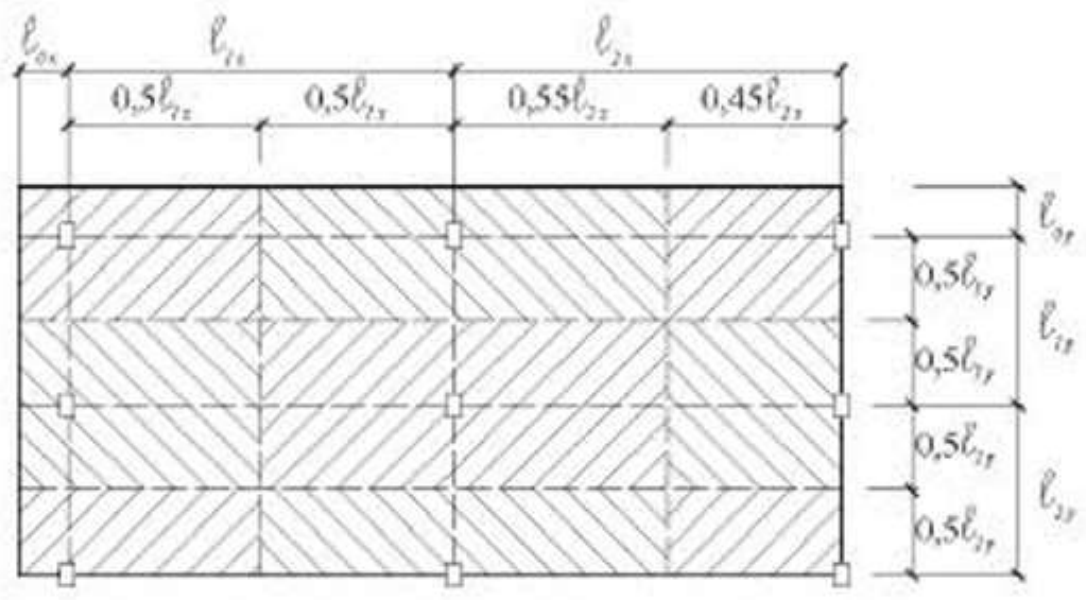
5.7.6 Pré – dimensionamento dos pilares.

Para o pré-dimensionamento dos pilares pode ser utilizado o método de Área de Influência, segundo Pires (2011):

> “(...) processo bastante simples, que auxilia a fixação das dimensões do pilar, é a estimativa da carga vertical no pilar pela sua área de influência, onde, a carga que estiver na laje dentro da área de influência do pilar caminhará até o pilar que recebe as cargas da determinada área.”

De acordo com Pinheiro, Muzardo e Santos (2003), a área de influência de cada pilar pode ser obtida dividindo-se as distâncias entre seus eixos em períodos que variam entre 0,45l e 0,55l, dependendo da posição do pilar, sendo “l” a distância entre os eixos entre eles, conforme a figura:

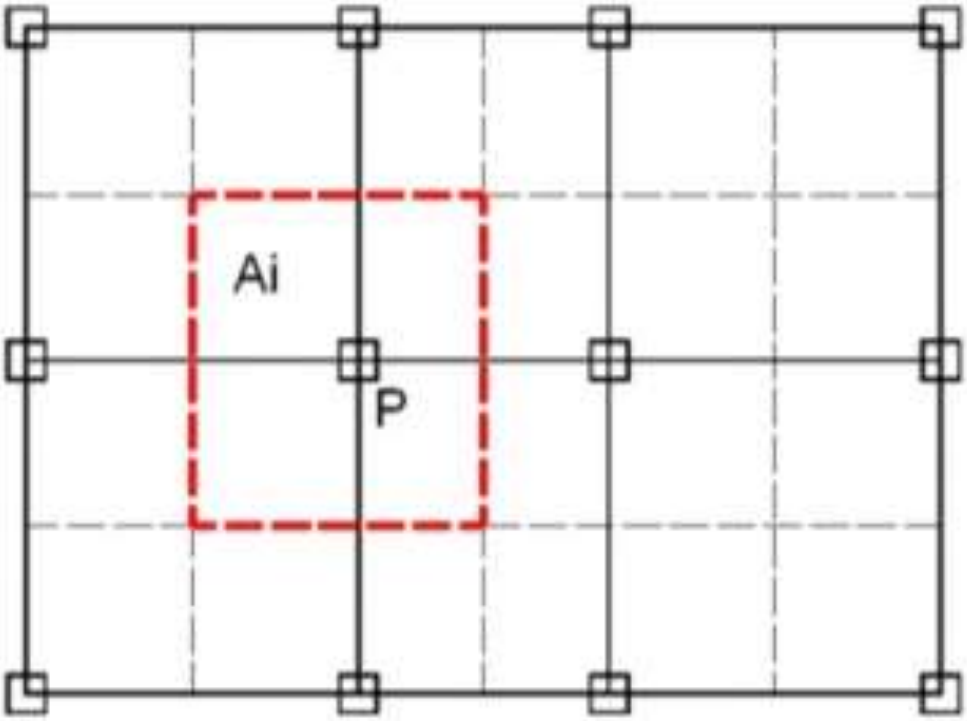
Figura 11 – Processo para determinação da área de influência dos pilares.



Fonte: Pinheiro, Muzardo e Santos, 2003.

Netto (2017) propõe o método de determinação das áreas de influência dos pilares pelas mediatrizes, simplificando ainda mais o método anterior, consiste em traçar os eixos intermediários entre estes elementos, delimitando assim uma região a fim de se obter uma estimativa da carga atuante em cada pilar.

Figura 12 – Método da mediatriz para determinação da área de influência dos pilares.



Fonte: adaptada de BOTELHO e MARCHETTI

Logo, a força normal característica “Nk” pode ser estimada segundo Reis (2012) pela seguinte expressão simplificada:

$$N_k = (g + q).Ai.(n + 0{,}7)$$

Onde:

- g+q é a estimativa da soma das cargas permanente e acidentais atuantes nas lajes, geralmente adota-se 10kN/m²;
- A_i é área de influência do pilar em m²;
- n é número de pavimentos da edificação.

Desta forma, calcula-se a normal de cálculo “Nd”, podendo ser obtida pela expressão:

$$Nd = \alpha . \gamma f . \gamma n . Nk$$

Onde:

- γf é coeficiente de majoração, sendo 1,4 para edificações de pequeno porte e 1,0 para edificações de grande porte. Neste trabalho adotou-se $\gamma f = 1$
- α é o coeficiente de majoração que depende da posição do pilar, sendo 1,3 para pilares Intermediários, 1,5 para pilares de extremidade e 1,8 para pilares de canto.
- γn é o coeficiente de majoração - de acordo com a NBR 6118:2014 em seu item 13.2.3 – para pilares e pilares paredes de acordo com sua menor dimensão “b”, (vide tabela 5).

Concluído a classificação dos pilares quanto sua posição, calcula-se a área da seção transversal do pilar, utilizado a equação empregada por Pinheiro, Muzardo e Santos (2003) simplificada abaixo. E posteriormente, divide-se o resultado obtido pela menor seção do pilar “b”, para se adquirir a sua outra dimensão.

$$Ac = \frac{1{,}45\ .\ Nd}{0{,}6\ .\ fck + 0{,}42}$$

$$h = \frac{Ac}{b}$$

Onde:

Ac: área da seção transversal do concreto em cm²;

Nd: força normal de cálculo;

fck: resistência característica a compressão do concreto;

h: geralmente maior dimensão do pilar.

Para o pré-dimensionamento dos pilares no estudo de caso deste trabalho, foi criada no Excel, pelos próprios autores, uma planilha para otimizar o trabalho.

5.7.7 Viga.

No sistema laje-viga-pilar, as vigas podem ser designadas como barras que geralmente são retas e horizontais, utilizadas com o objetivo de transmitir as cargas verticais e também cargas concentradas provenientes das lajes, outras vigas, paredes de alvenaria e casualmente de cargas pontuais para os pilares como citado por Bastos

(2006). Sendo assim é possível dizer que as vigas bem como as lajes e os pilares, participam simultaneamente da estrutura de contraventamento auxiliando na estabilidade global da edificação.

De acordo com a NBR 6118/2014 em seu item 14.4.1.1, que estabelece vigas como sendo elementos lineares em que a flexão é preponderante. Sendo que seu comprimento longitudinal deve ser maior em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal.

De acordo com a ABNT NBR 6120 em seu item 2.2.1.2 cita que as cargas consideradas no dimensionamento de qualquer projeto serão analisadas de forma uniformemente distribuída sobre seu sistema estrutural, e os esforços atuantes que são provenientes de seu peso próprio, designadas cargas distribuídas e também cargas concentradas advindas de outras vigas e pilares.

5.7.8 Pré-dimensionamento das vigas.

A altura h de uma viga, segundo Pinheiro (2007), é função do seu vão, e é dada pele seguinte expressão:

$$h = 10\% \,.Vão$$

Sendo l o vão da viga, o pré-dimensionamento pode ser realizado de acordo com a equação abaixo:

$$h = \frac{l}{10}$$

Segundo Pinheiro (2007) é recomendável efetuar uma padronização das alturas das vigas, a fim de que se obtenha uma otimização no trabalho na obra e evitar erros de execução.

Definida a altura da viga, a NBR 6118/2014 no item 13.2.2 aponta a dimensão mínima a ser adotada para a largura da viga:

> “A seção transversal das vigas não pode apresentar largura menor que 12 cm [...]. Estes limites podem ser reduzidos, respeitando-se um mínimo absoluto de 10 cm em casos excepcionais, sendo obrigatoriamente respeitados as seguintes condições:
> - alojamento das armaduras e suas interferências com as armaduras de outros elementos estruturais, respeitando os espaçamentos e cobrimentos estabelecido nesta Norma;
> - lançamento e vibração do concreto de acordo com a ABNT NBR 14931.”

5.7.9 Laje.

Pinheiro, Muzardo e Santos (2003) afirmam que este é o elemento estrutural que tem como principal função receber os esforços das cargas de utilização das edificações. Elas transmitem seu carregamento para as vigas, que por sua vez, transferem aos pilares, que descarregam para a fundação, liberando toda a energia ao solo. As lajes são elementos cruciais na construção, seu papel pode estar diretamente ligado ao suporte do pavimento superior, para sustentação do telhado e também no combate do contraventamento, simultaneamente a outros elementos estruturais.

De acordo com o Carvalho e Figueiredo (2016, página 319):

> “Sob o ponto de vista estrutural, lajes são placas de concreto e estas últimas são elementos estruturais de superfície plana (elementos laminares simétricos em relação ao seu plano médio), em que a dimensão perpendicular à superfície, usualmente chamada espessura, é relativamente pequena comparada às demais (largura e comprimento) e sujeitas principalmente a ações normais a seu plano. ”

O processo construtivo e a definição do modelo necessário para cada tipo de edificação estão diretamente ligados ao seu valor econômico e segurança de acordo com a análise da arquitetura. Segundo Nicolau e Teixeira (2015), as lajes podem ser definidas em diferentes modelos como: lajes maciças, lajes nervuradas, diferentes tipos de lajes pré-fabricadas e lajes cogumelo.

Neste trabalho adotou-se as lajes maciças para o estudo de caso, devido a sua eficiência em ampliar a rigidez da edificação e auxiliar no comportamento da estabilidade global da estrutura, esta alivia os esforços do pórtico espacial garantindo a esbeltez dos elementos, reduzindo o consumo de materiais nas vigas e pilares. As lajes maciças oferecem a função de placa e membrana além de seu ótimo comportamento no que diz respeito a distribuição de esforços podendo ser também consideradas uni ou bidirecional de acordo com Vizotto e Sartorti (2010).

Em contrapartida, ainda levando em consideração Vizotto e Sartorti (2010), esta solução possui algumas características desvantajosas, entre as quais é possível destacar o grande consumo de concreto ocasionando um aumento em seu peso próprio e custo, demasiado consumo de fôrmas e elevados custos com mão-de-obra.

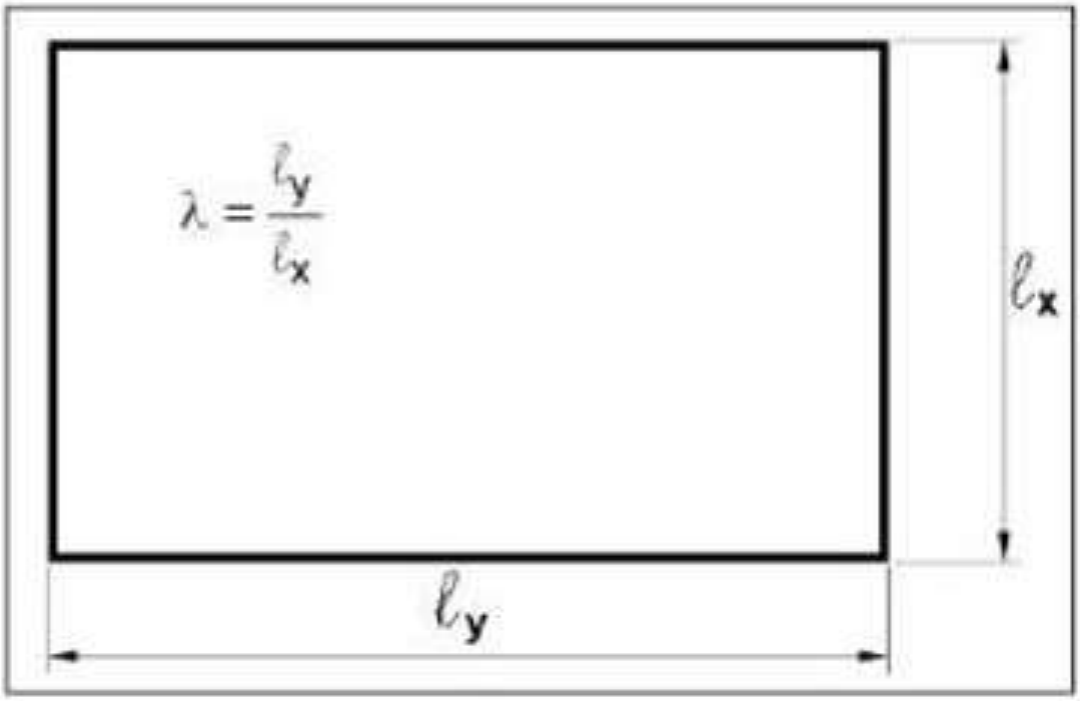
Segundo a NBR 6118:2014 no item 13.2.4.1, a altura mínima das lajes maciças devem ser:

> *• 7 cm para cobertura não em balanço;*
> *• 8 cm para lajes de piso não em balanço;*
> *• 10 cm para lajes em balanço;*
> *• 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;*
> *• 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;*
> *• 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de* $\frac{l}{42}$ *para lajes de piso biapoiadas e* $\frac{l}{50}$ *para lajes de piso contínuas;*
> *• 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.*

5.7.10 Pré-dimensionamento de laje.

Para que se inicie o pré-dimensionamento é necessário definir a planta arquitetônica, locar os pilares e posteriormente traçar as linhas de eixo na alvenaria para determinação dos vãos e áreas efetivas a serem utilizados nos cálculos. Feito isto, inicia-se as classificações das lajes de acordo com o coeficiente $\boldsymbol{\lambda = \frac{l_y}{l_x}}$ (maior vão sobre o menor) e definir as vinculações das lajes tratando-as de forma isolada. Tal como retratado por Nicolau e Teixeira (2015), vide figura 13.

Figura 13 – Relação entre vãos teóricos.



Fonte: Pinheiro, Muzardo e Santos (2003)

A etapa seguinte dos cálculos das lajes como relata Pinheiro (2007) consiste em identificar os tipos de vínculo de suas bordas. Sendo estas classificadas em três tipos: borda engastada, borda simplesmente apoiada e borda livre.

Figura 14 – Representação dos tipos de vínculo

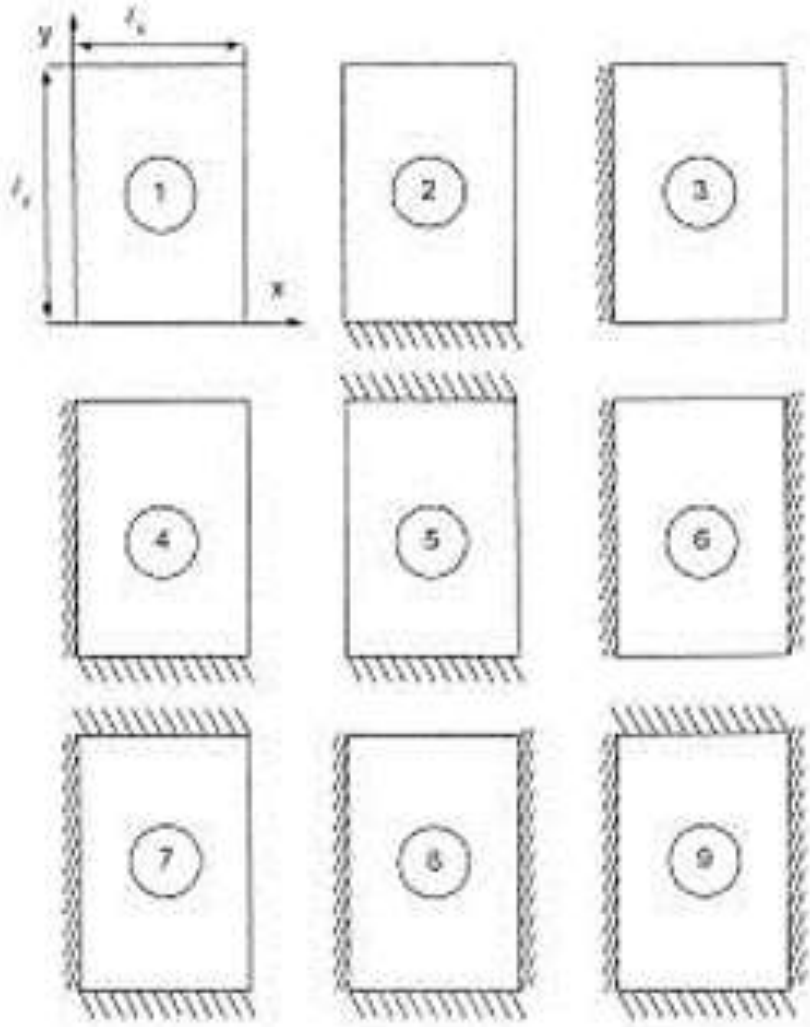
Borda livre	Borda simplesmente apoiada	Borda engastada
- - - - - - - - -	———	//////////

Fonte: Pinheiro, Muzardo e Santos (2003)

Definido as vinculações em borda livre, borda simplesmente apoiada e borda engastada, deve-se classificar em qual caso e qual direção (coordenadas cartesianas x,y) a laje se enquadra, para determinação dos coeficientes $\boldsymbol{\mu_x}$, $\boldsymbol{\mu_y}$, $\boldsymbol{x_x}$ $\boldsymbol{e}$ $\boldsymbol{x_y}$**,** uma vez que, cada laje deve ser tratada individualmente**.** A tabela com os valores consta-se nos quadros 7.3,7.4,7.5, cap. 7, do livro Calculo e Detalhamento de Estruturas Usuais

de Concreto Armado, pavimentos de edifícios com lajes maciças (Carvalho e Figueiredo, 2016).

Figura 15 – Situação de vinculação das placas isoladas



Fonte: Adaptado de Carvalho e Figueiredo (2016)

Na elaboração deste projeto utilizou-se para pré-dimensionamento o critério proposto por Machado (2003) apud Pinheiro et al. (2010), onde a altura útil pode ser estimada como:

$$\boldsymbol{d = (2,5 - 0,1\,.\,n)\frac{l^*}{100}}$$

Em que:

- **n** é o número de bordas engastadas;
- $\boldsymbol{l^*}$ é o menor valor entre $\boldsymbol{l_x}$ **e** $\boldsymbol{0,7\,.\,l_y}$. (em cm)

Onde, a altura h da laje será:

$$h = d + C_{nominal} + \frac{\emptyset}{2}$$

Para que seja feito o cálculo das lajes maciças recomenda-se seguir os seguintes passos descritos por Carvalho e Figueiredo:

> "[...] determinação das condições mais adequadas de vinculação das lajes (discretização do pavimento); pré-dimensionamento das alturas das lajes; cálculo das cargas atuantes; verificação das flechas; cálculo dos momentos; determinação das armaduras longitudinais; cálculo das reações das lajes nas vigas de apoio; verificação do efeito das forças cortantes (cisalhamento); e detalhamento das armaduras"

5.8 O SOFTWARE FTOOL.

A utilização de softwares é uma prática comum no exercício profissional de engenharia visando analisar o comportamento das estruturas de forma simples e rápida, o software FTOOL, um programa de domínio público, criado e idealizado pelo professor Luiz Fernando Martha, da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio), coordenado pelo professor Marcelo Gattass do departamento de informática da Puc-Rio e apoiado pelo Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), com a finalidade de calcular estruturas de pórticos planos, treliças, vigas e inúmeras outras estruturas relacionadas a Engenharia Civil como dito por SOUZA (2012).

Ainda segundo SOUZA (2012), o objetivo básico desta ferramenta é auxiliar a análise dos esforços, sendo este de extrema relevância no que diz respeito ao cálculo e entendimento dos métodos de análise estrutural, portando uma interface simples e permitindo uma fácil criação e manipulação do modelo desejado, habilitando assim rápidas análises e visualizações dos resultados.

5.9 O SOFTWARE TQS.

Desenvolvido no Brasil, a primeira versão do software de auxílio na elaboração de projeto estrutural da empresa TQS informática LTDA foi lançada na década de 80. Inicialmente a função era o dimensionamento e detalhamento de vigas cujo nome era CAD/ Vigas, seguido pelo CAD/ Lajes e posteriormente na década de 90 o CAD/ pilar

para auxiliar o detalhamento de armaduras de lajes e dimensionamento de seções genéricas de pilares, respectivamente.

As análises de esforços são feitas através de pórtico espacial, grelha e elementos finitos de placas (para lajes) embasados na norma 6118/03 ou na antiga NB-1/78. O software oferece a possibilidade do cálculo de estabilidade global, dimensionamento, detalhamento e desenho de vigas, pilares, lajes (convencionais, nervuradas, sem vigas, treliçadas), escadas, rampas, blocos e sapatas. Apesar da facilidade que a tecnologia traz, os produtores enfatizam a responsabilidade que o engenheiro deve possuir, ressaltando todo o esforço racional que é necessário para se desenvolver um projeto estrutural, além de conhecimentos teóricos e práticos, tornando o programa uma poderosa ferramenta aliada a esses fatores.

As etapas presentes para a elaboração do projeto estrutural no sistema CAD/TQS são: Concepção estrutural, Análise estrutural, Dimensionamento, Detalhamento e Emissão das plantas finais.

5.10 O SOFTWARE SKETCHUP.

Com o avanço da tecnologia e das ferramentas digitais aliadas à internet, a existência de softwares de modelagem tridimensional possibilita mais agilidade, precisão e o desenvolvimento do ato mental de visualizar. Desenvolvido pela At Last Software no ano 2000, adquirido pela Google em 2006 e posteriormente comprado pela Timble Navigation, atual proprietária, o SketchUp é um software que permite que o usuário crie modelos volumétricos com liberdade para alterar as formas, as cores e os volumes. Sendo assim, ele se torna uma poderosa ferramenta a fim de beneficiar a concepção estrutural através de um modelo 3D de modo a evitar elementos (vãos, ressaltos, rebaixos e pilares) incompatíveis ou indesejáveis com a arquitetura.

De acordo com Fonseca (2007) os recursos que o software oferece como seu sistema de Snap (responsável pela precisão da modelagem) deixam a modelagem simples. Para a engenharia o programa traz diversas facilidades como a possibilidade da integração com o AutoCAD, pois é possível importar arquivos DWG para criação de modelos 3D e também exportar documentos DWG com cortes, seções e fachadas.

Segundo MACHADO (2011), P.10:

> As novas gerações dominam melhor o computador, (graças aos sites na internet, kits multimídia, aprendizado à distância de programas gráficos via web, etc.) e muitas vezes resistem um pouco mais em desenhar à mão livre ou com instrumentos convencionais de desenho.

5.11 AÇÃO DO VENTO.

A ação do vento em estruturas esbeltas é um dos itens mais importantes a se determinar no projeto de estruturas, pois em edificações de grande porte há uma probabilidade maior da incidência de acidentes. Portanto todas as considerações para determinação das forças devidas ao vento regidas neste trabalho são calculadas de acordo com a NBR 6123/1988.

Sendo assim faz-se necessário definir alguns dos aspectos que regem as forças devidas ao vento, antes de passar a seu cálculo. Bem como descrito por Chamberlain, Ficanha e Fabeane (2003), o vento é produzido por diferenças de temperatura de massas de ar na atmosfera, e com base nesta informação podemos definir o termo barlavento como sendo a região de onde o vento atua em relação a edificação, e sotavento a região oposta àquela de onde o vento está atuando.

A ação do vento atua perpendicularmente a superfície que obstrui sua passagem e em situações que temos uma incidência de vento sobre uma superfície dizemos que está ocorrendo uma sobrepressão, e a simbolizamos com um sinal positivo, porém em alguns casos pode ocorrer o contrário, ou seja, em casos que haja sucção devemos simbolizar com sinal negativo, segundo a ABNT NBR 6123/1988 no item 3.3 e 3.5.

Ao incidir sobre uma edificação, o vento provoca pressões ou sucções, estas são apresentadas em forma de tabelas na NBR6123/1988, assim como em normas estrangeiras, que dependem exclusivamente da forma, proporção da construção e da localização das aberturas.

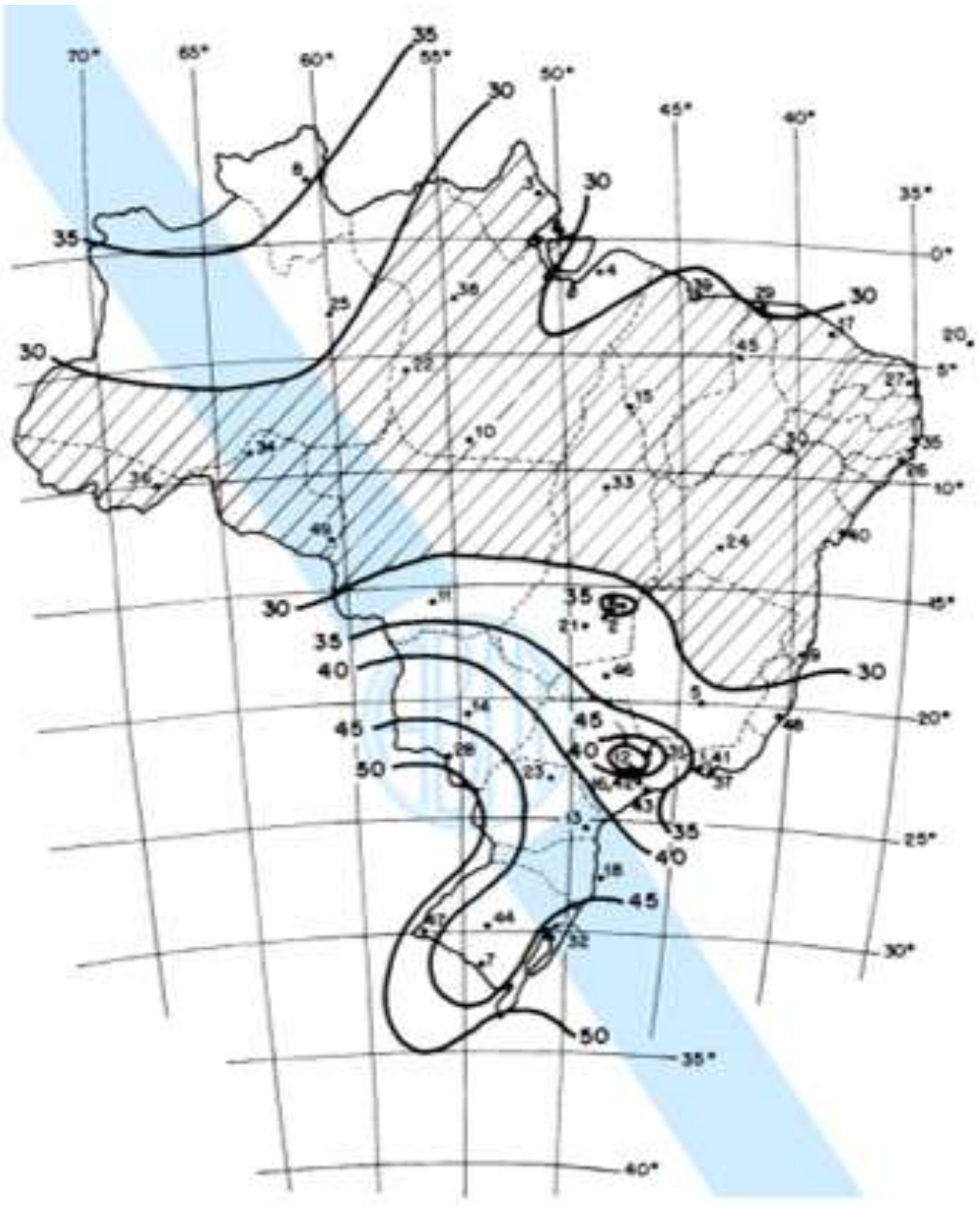
Chamberlain, Ficanha e Fabeane (2003) determina que para o cálculo da ação do vento faz-se necessário o uso da equação que define a pressão dinâmica ou de obstrução, onde Vk é a Velocidade característica usada em projeto, em que deverá ser considerado os fatores topográficos (S1), a influência da rugosidade (obstáculos no entorno da construção), dimensões da edificação (S2) e também o fator de uso da edificação (S3, que considera a vida útil e o tipo de uso). Define-se então velocidade característica como:

$$V_k = V_0 \, . \, S_1 \, . S_2 \, . S_3$$

Onde:

A velocidade básica do vento V_0 segundo a ABNT NBR 6123/1988 em seu item 5.1, “(...) é a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano.”. No Brasil, pode-se definir o valor da velocidade básica através do gráfico das isopletas.

Figura 16 – Isopletas da velocidade básica Vo (m/s)



Fonte: ABNT NBR 6123/1988

O fator topográfico S_1 depende das variações do relevo do terreno definido pela NBR 6123/1988 e demonstrado a seguir:

a) Terreno plano ou fracamente acidentado: $S_1 = 1{,}0$
b) Taludes e morros: S_1 é variável (vide NBR6123/1988);
c) Vales profundos protegidos de ventos de qualquer direção: $S_1 = 0{,}9$.

O valor de S_2 é determinado definindo uma categoria (rugosidade do terreno) e uma classe de acordo com as dimensões da edificação. As categorias são definidas, de acordo com a NBR6123, na Tab. 3.2.

Tabela 7 – Definição de categorias para determinação do coeficiente S_2

Categoria	Descrição do ambiente
I	mar calmo, lagos, rios, pântanos
II	campos de aviação, fazendas
III	casas de campo, fazendas com muros, subúrbios, com altura média dos obstáculos de 3,0m
IV	cidades pequenas, subúrbios densamente construídos, áreas industriais desenvolvidas, com muros, subúrbios, com altura média dos obstáculos de 10,0m
V	florestas com árvores altas, centros de grandes cidades, com altura média igual ou superior a 25,0m

Fonte: ABNT NBR 6123/1988 (Adaptado)

Para atribuição da classe é necessário analisar as dimensões da edificação. Seguindo a tabela de Chamberlain, Ficanha e Fabeane (2003) apresentada a seguir, torna-se possível classifica-la.

Tabela 8 – Definição de classes de edificação para determinação de S_2

Classe	Descrição
A	Maior dimensão da superfície frontal menor ou igual a 20 metros
B	Maior dimensão da superfície frontal entre 20 e 50 metros
C	Maior dimensão da superfície frontal que 50 metros

Fonte: ABNT NBR 6123/1988 (Adaptado)

O fator S_2 usado no cálculo da velocidade do vento em uma altura z acima do nível geral do terreno é obtido pela expressão dada na Norma ABNT NBR 6123/1988,

onde z é a altura total da edificação e os parâmetros “b” ,“ F_r” e “p“ são encontrados através da tabela X:

$$S_2 = b \,.\, F_r \,.\, \left(\frac{z}{10}\right)^P$$

Tabela 9 – Parâmetros meteorológicos

Categoria	z_g (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: ABNT NBR 6123/1988

O Fator Estatístico S_3, descrito pela ABNT NBR 6123/1988 em seu item 5.4, é baseado em conceitos estatísticos, considerando o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.

Tabela 10 – Valores mínimos do fator estatístico S_3

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: ABNT NBR 6123/1988

Sendo assim, em concordância com Chamberlain, Ficanha e Fabeane (2003) em condições normais de pressão onde 1 Atm. = 101320 Mpa e temperatura de 15° a pressão dinâmica é dada por:

$$q = 0{,}613 \,.\, (V_k)^2 \ (N/m^2)$$

5.12 ESTABILIDADE GLOBAL.

A composição de uma estrutura de um edifício deve ser planejada de modo a resistir todas as solicitações no decorrer de sua existência, portanto, assim como, exposto por Ribeiro (2010), na análise da estabilidade de estruturas é necessário que se considere tanto os efeitos locais (elementos isolados) quanto os efeitos globais (estrutura como um corpo único). Moncayo (2011) afirma que este processo deve ser realizado antes do dimensionamento, com o propósito de aferir a vulnerabilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem.

De acordo com Ribeiro (2010), observando-se o atual contexto em que a arquitetura se apresenta, o avanço constante de edifícios cada vez mais altos e esbeltos e ainda tendo em vista a valorização das formas orgânicas, torna-se mais importante e eficaz o estudo prévio da estabilidade global, que deve ser considerada mesmo que a edificação não possua grandes quantidades de pavimentos, pois este possibilitará a classificação das estruturas em: contraventadas e não contraventadas.

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

> “(...) hoje, nas grandes cidades, a escassez e o custo elevado de espaço fizeram com que os projetos arquitetônicos buscassem utilizar totalmente a pouca área horizontal existente e maximizassem a altura das edificações. Com este aumento significativo na altura das edificações, a atenção não deve ser dada apenas pelas cargas verticais nos pilares, mais também, à instabilidade global da edificação, de tal forma que os pilares possam resistir aos esforços horizontais.”

Esta classificação dependerá da rigidez da estrutura, uma vez que estruturas contraventadas são aquelas suficientemente rígidas e, portanto, pode-se observar que os efeitos de segunda ordem provocam pequenos deslocamentos horizontais dos nós, podendo ser desconsiderados. Já as estruturas não contraventadas são flexíveis e logo, os efeitos de segunda ordem devem ser impreterivelmente estudados para definir a ação dos esforços operantes na estrutura, conforme Moncayo (2011).

Neste capítulo, tal como afirmado por Ribeiro (2010), são expostos os conceitos de não-linearidade geométrica e física, parâmetros para consideração e quantificação dos efeitos de segunda ordem, além do sistema de contraventamento que reduz estes efeitos a uma condição admissível.

5.12.1 Não – linearidade geométrica.

Como descrito por Ribeiro (2010) a não-linearidade geométrica relaciona-se com o deslocamento horizontal dos nós da estrutura sob a influência das cargas atuantes, esta deformação deve ser estudada tanto quanto sua condição inicial. Uma vez que esta verificação se faz necessária devido as excentricidades das cargas verticais que atuam sobre os pilares gerando, consequentemente, momentos que não existiam anteriormente.

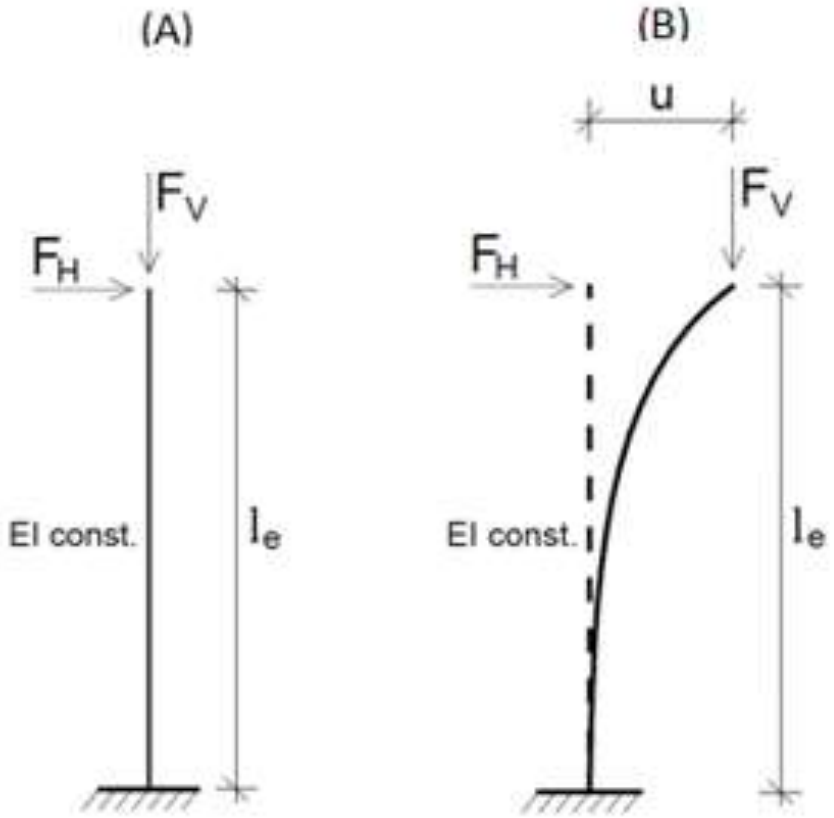
De acordo com Fusco (1976, p. 126):

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

“Sob a ação das cargas verticais e horizontais, os nós da estrutura de um edifício deslocam-se lateralmente. Esses deslocamentos podem, em certos casos,

causar o aparecimento de importantes efeitos de segunda ordem.” Neste sentido, o Wordell (2003, p. 16) define o conceito de efeito global de segunda ordem.

Figura 17 – Barra vertical submetida a ações vertical e horizontal.



Fonte: Autor (2018).

Na figura 17, na situação (A) é possível analisar as forças verticais e horizontais que atuam na barra, subsequentemente, a situação (B) demonstra que se o equilíbrio for considerado na condição em que há um deslocamento lateral devido à ação horizontal de valor “u”, isto resultará em um aumento do momento de primeira ordem somado a um momento de segunda ordem, tal como explica Moncayo (2011).

5.12.2 Não – linearidade física.

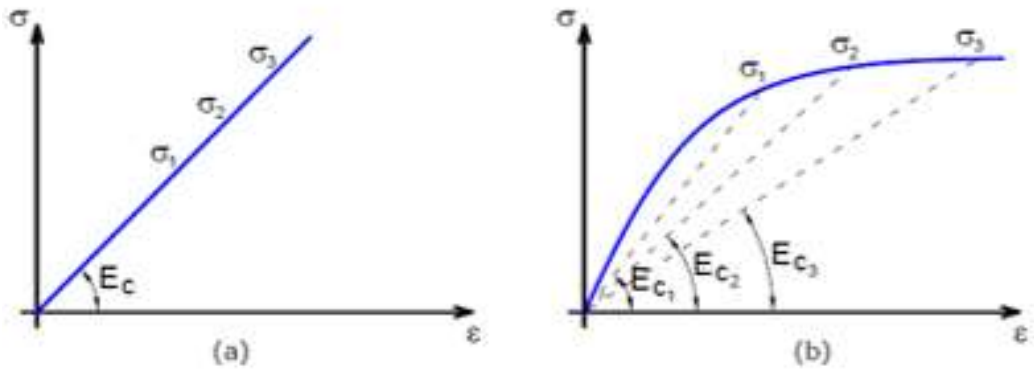
A não-linearidade física é causada pelo comportamento do material, neste caso o concreto armado. Quando se trata dos efeitos da fissuração, da fluência e também do escoamento da armadura, estes exercem neste elemento um comportamento não linear, segundo Pinto (1997).

De acordo com Wordell (2003), a não-linearidade física se relaciona de acordo com a variabilidade das propriedades aplicadas ao concreto.

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

Tem-se como diferença primordial na classificação da linearidade ou não-linearidade, a relação entre a tensão e o módulo de elasticidade do concreto, uma vez que é possível observar que para quaisquer intensidades de tensão (σ) tem-se módulo de elasticidade Ec constante, o que pode ser observado através da Figura 18 – (a). No entanto, para aquelas não-lineares a resposta do concreto não é a mesma, tendo em vista que o módulo de elasticidade não é constante, Figura 18 – (b), segundo Moncayo (2011).

Figura 18 – Diagrama de tensão – deformação do concreto



Fonte: MONCAYO (2011)

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 no item 15.7.3, para que seja considerada de maneira aproximada a não-linearidade física, deve-se analisar os efeitos de segunda ordem em estruturas de no mínimo 4 pavimentos. Desta maneira a norma estabelece coeficientes redutores da rigidez dos elementos estruturais.

— Lajes: (EI)sec = 0,3 EcIc

— vigas: (EI)sec = 0,4 EcIc para As’ ≠ As e

(EI)sec = 0,5 EcIc para As’ = As

— Pilares: (EI)sec = 0,8 EcIc

Onde:

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

Ec é o valor representativo do módulo de deformação do concreto conforme 15.5.1.

Segundo Ribeiro (2010), os resultados obtidos são aproximados e, portanto, não devem ser considerados nos efeitos locais de segunda ordem.

5.13 AÇÕES

5.13.1 Definição.

Segundo a NBR 8681/2003 em seu item 3.4 ações são definidas como: “causas que provocam o aparecimento de esforços ou deformações nas estruturas. (...). As deformações impostas são por vezes designadas por ações indiretas e as forças, por ações diretas.”.

Classificam-se também as ações de acordo com sua variação no tempo em: permanentes, variáveis e excepcionais.

5.13.2 Ações permanentes.

Classificadas no item 4.2.1.1 da NBR 8681/2003, como diretas ou indiretas, sendo as diretas exemplificadas por: peso de equipamentos fixos, peso próprio da

edificação e empuxos provenientes do peso próprio de terras não removíveis. E as indiretas determinadas como: efeitos de protensão, recalque de apoio e retração dos materiais.

5.13.3 Ações variáveis.

Citadas na norma NBR 8681/2003 no item 4.2.1.2, como aquelas de usos das construções (móveis, pessoas, materiais diversos), tal como seus efeitos (forças de frenação, de impacto e centrífugas), impactos do vento, das variações de temperatura, do atrito nos aparelhos de apoio e das pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas. Podem-se classificar as ações variáveis em normais ou especiais em função da chance de ocorrência durante a vida útil da edificação. As normais possuem grandes probabilidades de ocorrência, sendo então obrigatoriamente consideradas no projeto estrutural, já as especiais devem ser consideradas em alguns casos. Exemplo: Ações sísmicas.

5.13.4 Ações excepcionais.

Consideram-se eastas como as ações decorrentes de causas tais como: incêndios, explosões, enchentes, choques mecânicos ou sismos excepcionais, no item 4.2.1.3 da NBR 8681/2003.

5.13.5 O parâmetro $\boldsymbol{\alpha}$.

O parâmetro $\boldsymbol{\alpha}$ foi adotado inicialmente pela norma alemã DIN (1978) com o propósito de avaliar a estabilidade das estruturas de concreto no sentido de auxiliar o projetista estrutural na avaliação da deslocabilidade das edificações, apesar de não estabelecer os efeitos de segunda ordem. Este foi determinado por Beck e König (1966) fundamentado pela teoria de Eüler, onde elaboraram os primeiros trabalhos envolvendo as estruturas como um todo após a análise de pórticos rotulados, contraventados por uma parede atuando como uma viga vertical em balanço.

A estrutura fica considerada em regime elástico-linear, sendo assim despreza-se a fissuração dos elementos. Solucionando a equação diferencial que determinava a carga crítica, Beck e König perceberam que a perda de estabilidade da estrutura estava relacionada a um coeficiente denominado α, que estava sujeito a alterações dependendo do carregamento e das dimensões do pilar (comprimento e rigidez), descritas conforme NBR 6118: 2003, no item 15.5.2 como sendo:

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

Onde:

Htot é a altura da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

Nk é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de $\mathrm{H_{tot}}$), com seu valor característico;

EcsIc é o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada; no caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão *EcsIc* de um pilar equivalente de seção constante.

Após a resolução da equação acima compara-se o valor de $\boldsymbol{\alpha}$ com o valor de $\boldsymbol{\alpha}1$, de modo que, se $\boldsymbol{\alpha} < \boldsymbol{\alpha}1$, considera-se uma estrutura de nós fixos e se $\boldsymbol{\alpha} \geq \boldsymbol{\alpha}1$, dizemos que é uma estrutura de nós móveis, como previsto por Moncayo (2011). Sendo 'n' é o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo, o valor de $\boldsymbol{\alpha}1$ é dado por:

$\boldsymbol{\alpha}1 = 0{,}2 + 0{,}1.n$ se: $n \leq 3$ pavimentos;

$\boldsymbol{\alpha}1 = 0{,}6$ se: $n \geq 4$ pavimentos.

De acordo com a NBR 6118:2007, p.92 salienta que:

> "O valor limite de $\boldsymbol{\alpha}1 = 0{,}6$ prescrito para $n \geq 4$ é, em geral, aplicável às estruturas usuais de edifícios. Pode ser adotado para associações de pilares-parede e para pórticos associados a pilares-parede. Pode ser

> aumentado para $\alpha 1 = 0,7$ no caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede e deve ser reduzido para $\alpha 1 = 0,5$ quando só houver pórticos."

Wordell (2003, p.18), observou que o parâmetro de instabilidade α tem a finalidade de promover ao projetista uma avaliação da sensibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem. Se houver a necessidade da consideração dos esforços adicionais, devido aos deslocamentos da estrutura, o projetista deverá aplicar um majorador ou algum outro processo para quantificar o acréscimo destes esforços de segunda ordem.

Por outra forma, Ribeiro (2010) prevê que o parâmetro α é necessário para indicar se o projetista pode, ou não, desprezar os efeitos de segunda ordem.

5.13.6 O coeficiente γz.

No campo da estabilidade global pesquisas realizadas pelos engenheiros brasileiros Mário Franco e Augusto Vasconcelos, em 1991, trouxeram uma grande evolução ao permitir que seja previsto, com uma eficaz estimativa, a importância dos efeitos de segunda ordem na estrutura através do coeficiente γz. Ele pode ser empregado como um fator que majora os esforços globais e assim substitui uma análise de verificação de segunda ordem criteriosa.

De acordo com a NBR 6118 no item 15.5.3, o coeficiente γz é valido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro pavimentos e tem se mostrado eficaz nos projetos de estruturas de edifícios altos. O método para se calcular o γz pode ser dividido em três etapas:

1) Deve-se, inicialmente, fazer uma análise de primeira ordem levando em consideração tanto as cargas verticais quanto horizontais. Afim de considerar de maneira aproximada a não linearidade física da estrutura, é necessário realizar uma redução da rigidez desta.
2) Considera-se os acréscimos de momentos, através da relação:

$\Delta Md = Rd.\ ed$

Onde:

ΔMd = acréscimos de momentos;

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

ed = deslocamento de primeira ordem do ponto de aplicação da resultante Rd.

3) O coeficiente γz, que faz uma relação entre os momentos de segunda ordem com os respectivos momentos de primeira ordem, é encontrado, para valores pequenos de ΔMd, da seguinte forma:

$$\gamma z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta \mathrm{Mtot\,,d}}{\mathrm{M1,tot\,,d}}}$$

Sendo:

M1,tot ,d : momento de tombamento. É a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com valores de cálculo, em relação à base da estrutura.

ΔMtot ,d : é a soma da multiplicação das forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada e com valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação.

Seguindo a linha de pensamento de Freitas, Luchi e Ferreira (2016), quando o valor de γz for menor ou igual a 1.1, a estrutura pode ser considerada como de nós fixos, portanto no cálculo considera-se cada elemento comprimido isoladamente e sua extremidade vinculada aos demais elementos estruturais. Caso o valor exceda 1.1 a estrutura deve ser considerada de nós móveis. Dessa forma, uma análise de segunda ordem para verificação dos efeitos locais e globais é necessária, considerando o impacto da não linearidade física e geométrica na análise. Para valores de γz até 1,3, uma análise de segunda ordem minuciosa pode ser dispensada, sabendo-se que o coeficiente pode ser utilizado como fator amplificador oferecendo resultados regulares.

6 METODOLOGIA

Neste capítulo será descrito a metodologia de estudo de caso, método este que irá referenciar todo o trabalho. Sucederá, ainda, detalhadamente o processo de obtenção de dados para no próximo tópico discuti-los e analisá-los.

6.1 METODOLOGIA DE ESTUDO DE CASO.

Haja vista que para a execução de pesquisas científicas encontram-se diversas técnicas. Neste trabalho optou-se por utilizar o estudo de caso, que se apresenta como uma estratégia fundamental na verificação de pesquisas, segundo Yin (2001, p.32):

> "Um estudo de caso é uma investigação empírica que investiga um fenômeno contemporâneo dentro de seu contexto da vida real, especialmente quando os limites entre o fenômeno e o contexto não estão claramente definidos. A investigação de um estudo de caso baseia-se em várias fontes de evidências e beneficia-se do desenvolvimento prévio de proposições teóricas para conduzir a coleta e a análise de dados."

Triviños (1987) salienta que o estudo de caso possui duas características básicas, sendo estas a natureza e a abrangência da unidade a ser pesquisada, assim como a complexidade do caso em estudo respaldado pelas teorias que orientam o pesquisador. Enfatiza também que entre os tipos de pesquisas qualitativas, pode ser que o estudo de caso seja um dos métodos mais eficaz, qualificado fundamentalmente, do ponto de vista da medida dos dados apresentados, pela utilização, de modo geral, de uma estatística simples, elementar.

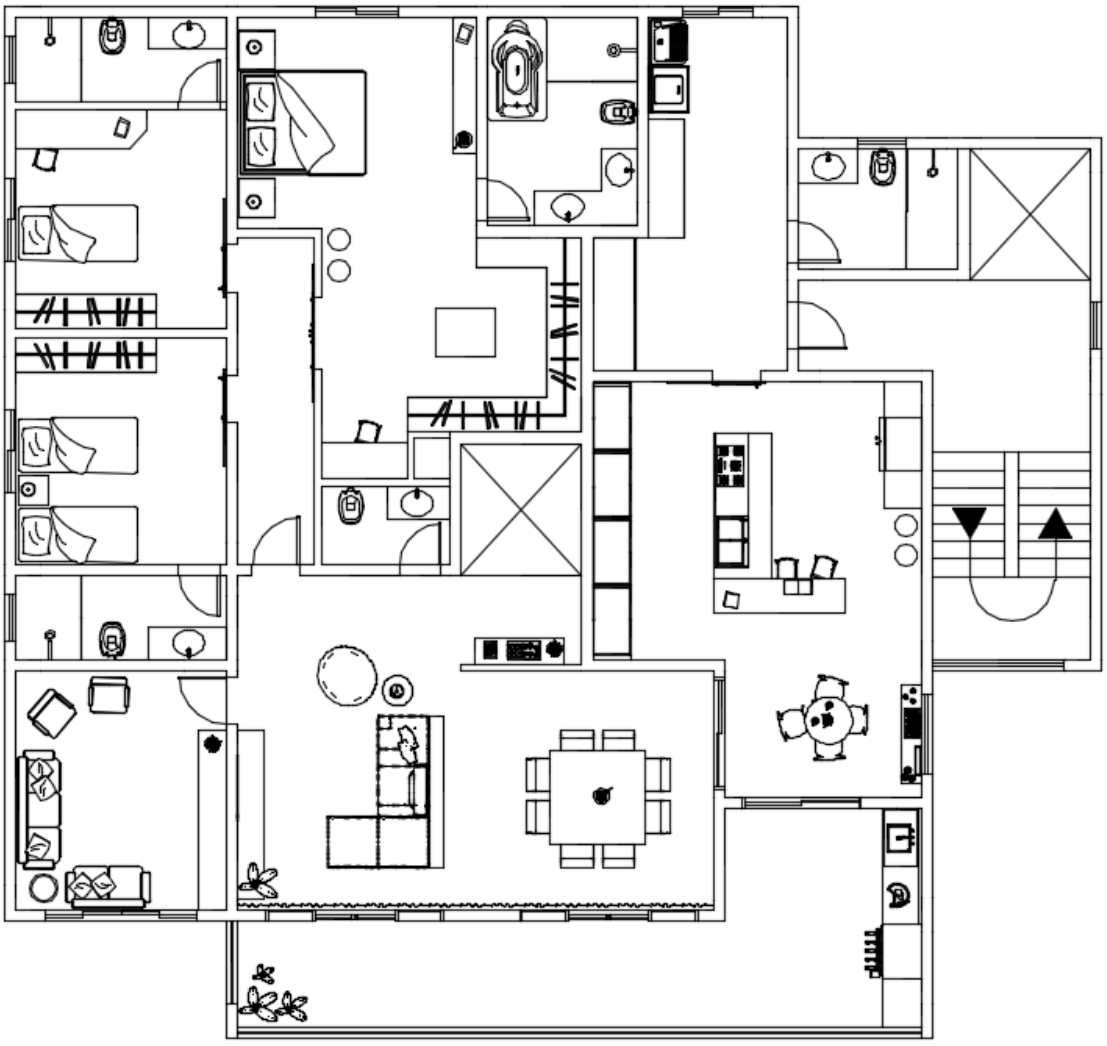
> "O estudo de caso tem se tornado a estratégia preferida quando os pesquisadores procuram responder às questões "como" e "por que" certos fenômenos ocorrem, quando há pouca possibilidade de controle sobre os eventos estudados e quando o foco de interesse é sobre fenômenos atuais, que só poderão ser analisados dentro de algum contexto da vida real. " (GODDOY, 1995, p.25)."

Em razão da complexidade que o estudo pode atingir, Senger, Paço-Cunha e Senger (2002) ressaltam que é de extrema importância que o pesquisador defina claramente e evidencie seu interesse nos pontos a serem estudados, encontrando assim, uma maneira de evitar que informações irrelevantes venham a prejudicar suas interpretações e consequentemente suas conclusões e resultados.

6.2 O ESTUDO DE CASO.

Este trabalho será norteado através da comparação do dimensionamento manual e computacional de um projeto residencial multifamiliar de uma edificação de 18 pavimentos, cuja a planta arquitetônica está indicada na figura 19 abaixo.

Figura 19 – Planta arquitetônica pavimento tipo

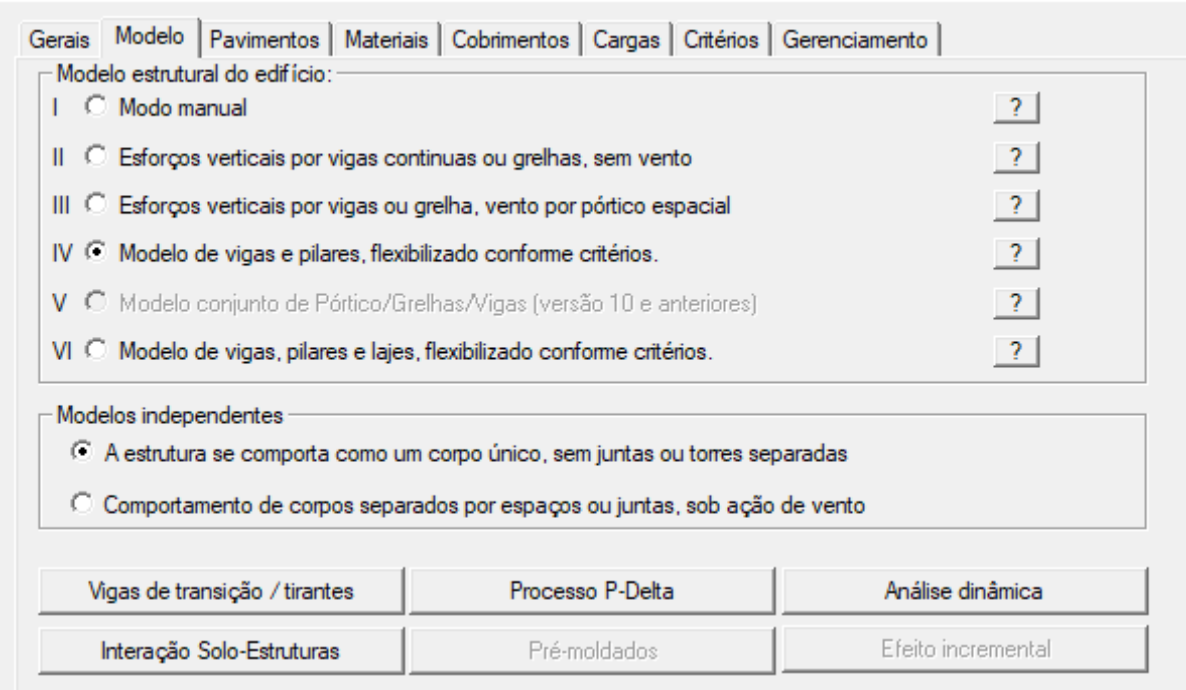


Fonte: Autor

6.2.1 Configuração do TQS.

Ao se iniciar o uso do software TQS deve-se escolher o modelo estrutural do edifício, no presente trabalho a edificação se comportará como um corpo único e será modelada por um pórtico espacial, que é composto apenas por barras que simulam as vigas e pilares da estrutura, com o efeito de diafragma rígido (transferência das forças horizontais atuantes no edifício para os elementos de contraventamento) das lajes devidamente incorporado. As lajes serão calculadas de acordo com o modelo selecionado para os pavimentos, considerando os efeitos provenientes das ações verticais e horizontais, sendo estes também aplicados para as vigas e pilares que serão calculados como pórticos. Para os pavimentos simulados por grelhas de lajes os esforços resultantes sobre as vigas serão transferidos como cargas para o pórtico espacial promovendo integração entre os modelos (pórtico espacial e grelhas de lajes).

Figura 20 – Escolha do modelo estrutural do edifício e modelos independentes.

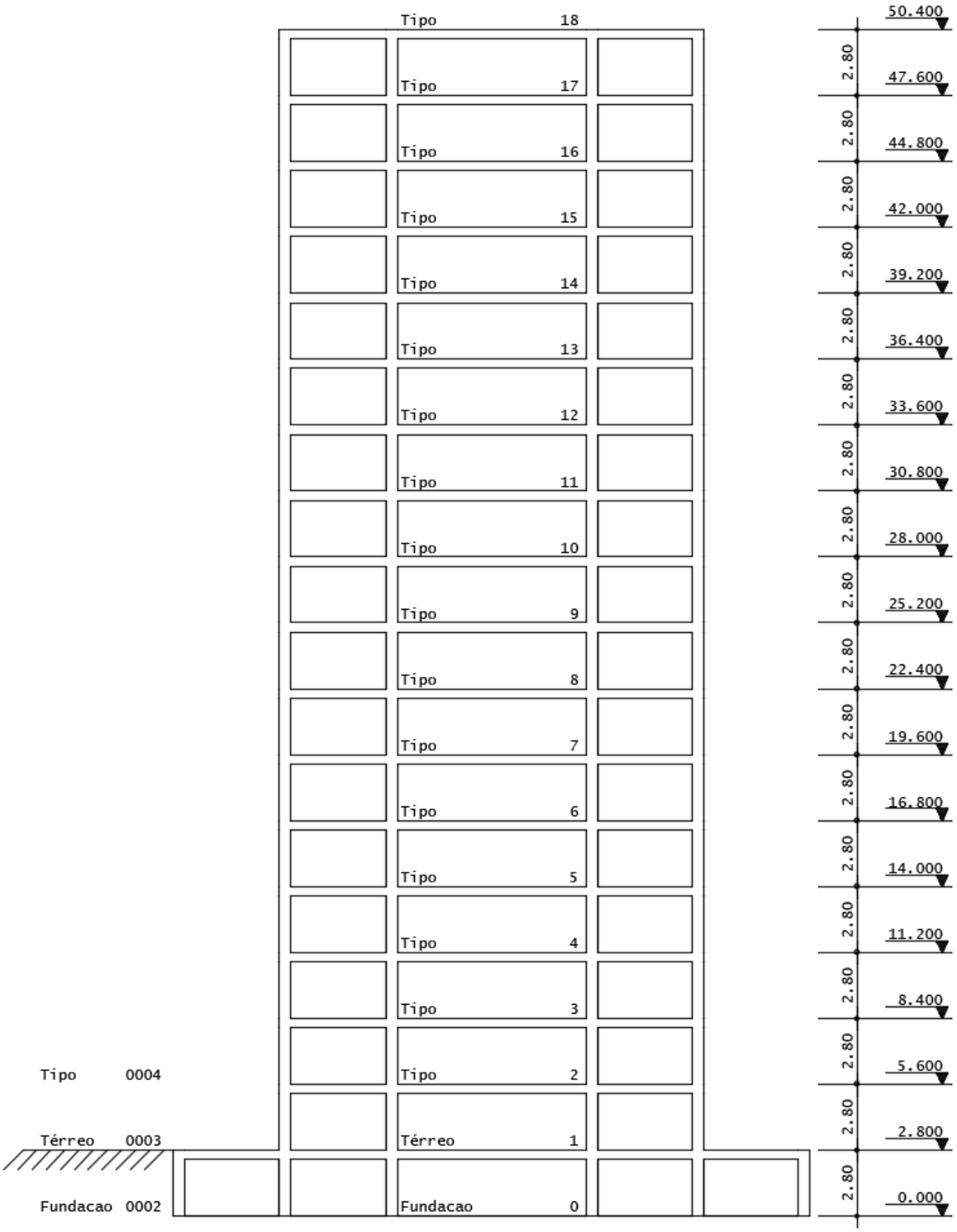


Fonte: Autor

A edificação terá dezoito pavimentos, com pé-direito padrão de 2,80 m o que resulta em uma extensão total de 50,40 m de altura, separados em um pavimento térreo, dezesseis pavimentos tipo e um destinado ao ático. Ao ser lançada a estrutura

no software TQS é necessário que se desmembre a estrutura em categorias distintas, como: pavimento térreo, tipo, ático e fundação, tendo em vista que este considera as ações do vento a partir do pavimento térreo.

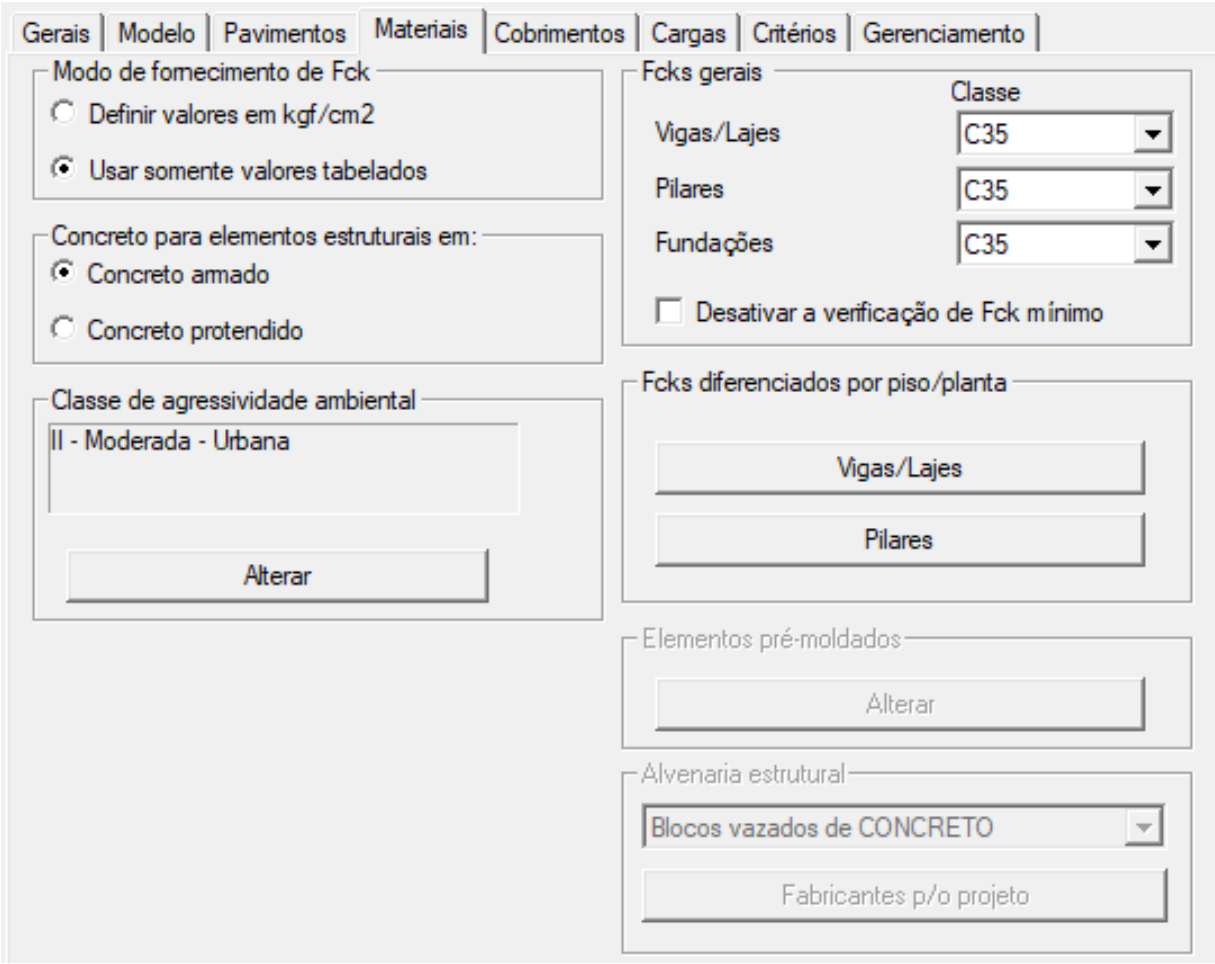
Figura 21 – Corte esquemático do edifício.



Fonte: Autor

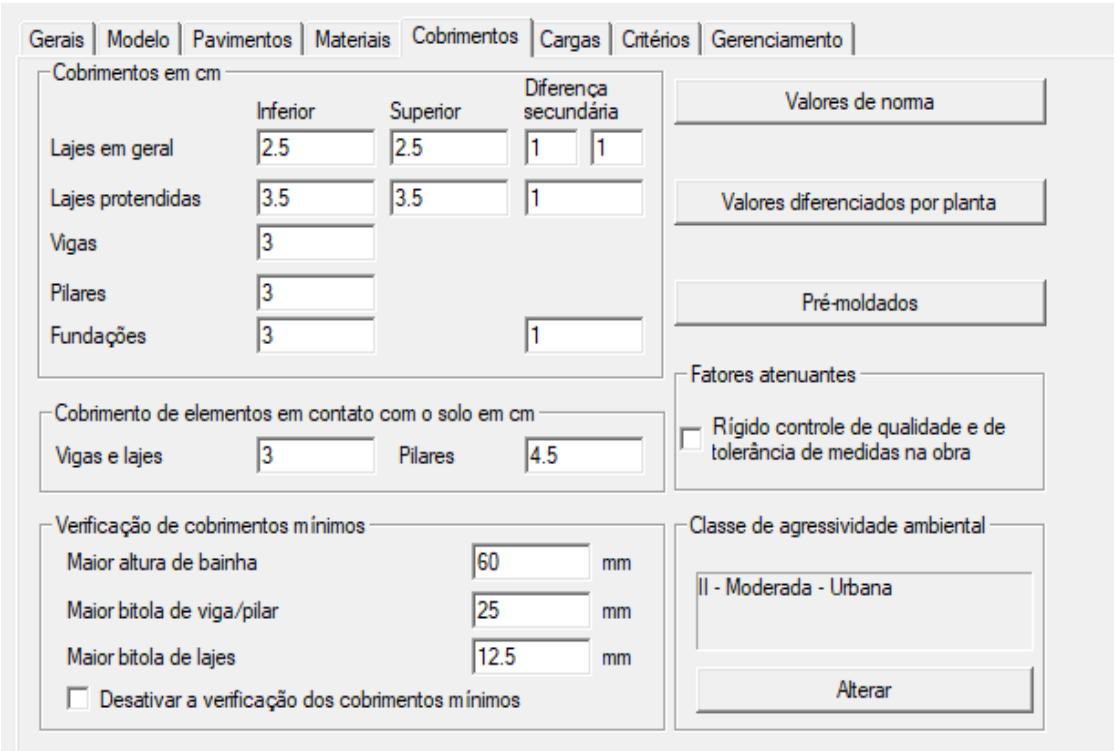
Na escolha dos materiais deve-se considerar a localidade do edifício, sendo assim adotou-se um microclima com uma classe de agressividade moderada, em ambiente urbano, com pequeno risco de deterioração, e desta forma estabelece-se como Fck mínimo 25 Mpa para concreto armado com cobrimento mínimo de 2,5 cm para lajes e 3 cm pra vigas e pilares. Para o devido trabalho adotou-se Fck igual a 35 Mpa para os elementos estruturais (Vigas, Lajes, Pilares e Fundações).

Figura 22 – Determinação de resistência dos materiais.



Fonte: Autor

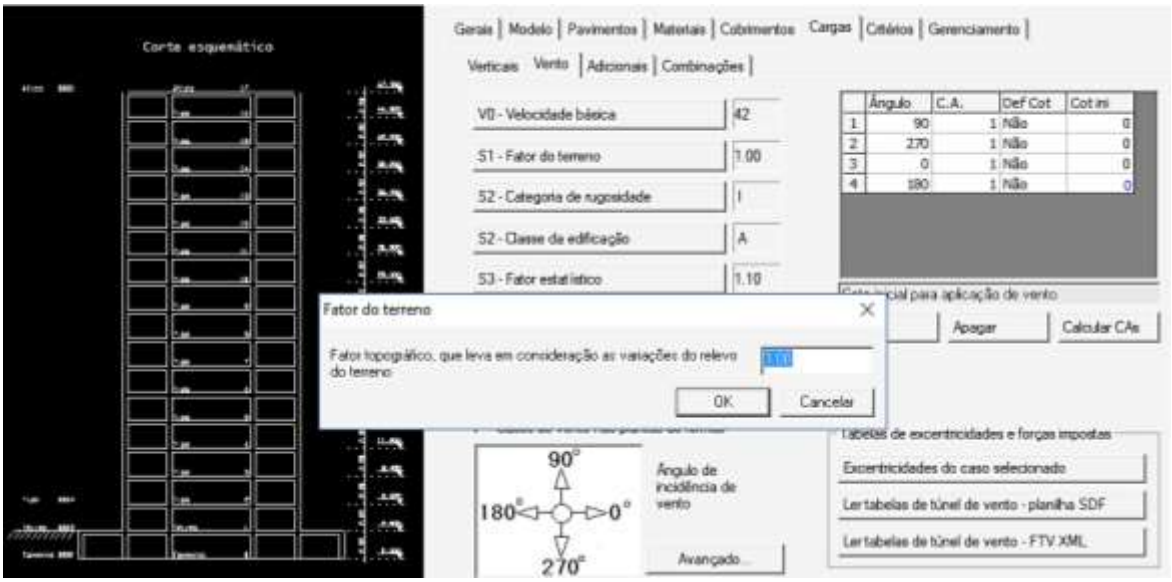
Figura 23 – Cobrimentos definidos pela NBR 6118 em função da classe de agressividade.



Fonte: Autor

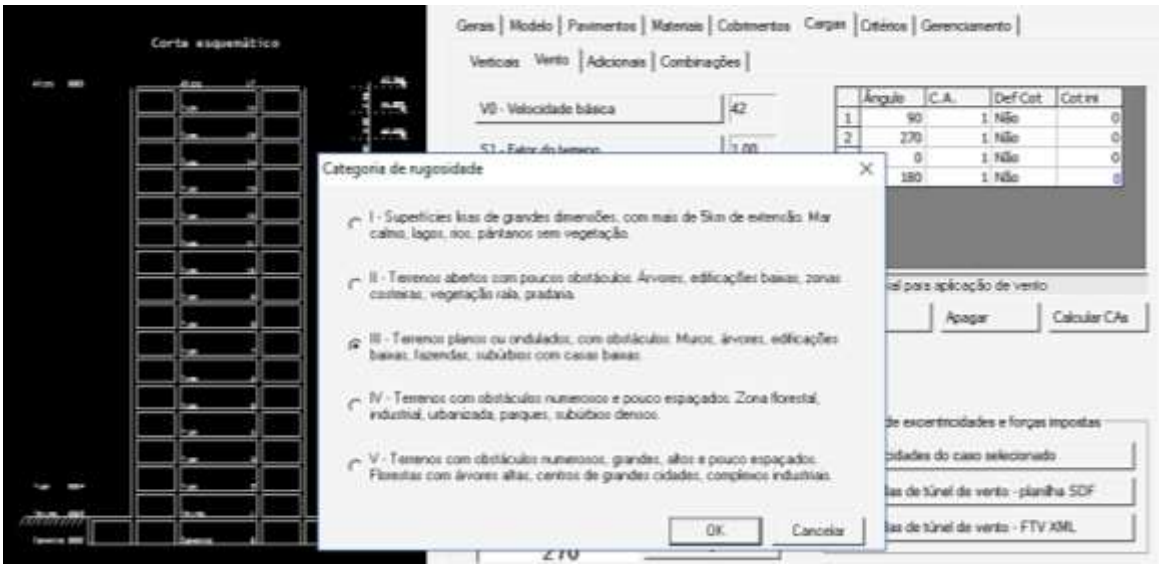
Posteriormente, dentro do campo de determinação das cargas é necessário fornecer as variáveis para cálculo do vento conforme a NBR 6123/88 ou especificar valores especiais, que podem ser também obtidos através de ensaios.

Figura 24 - Determinação do fator topográfico na carga do vento.



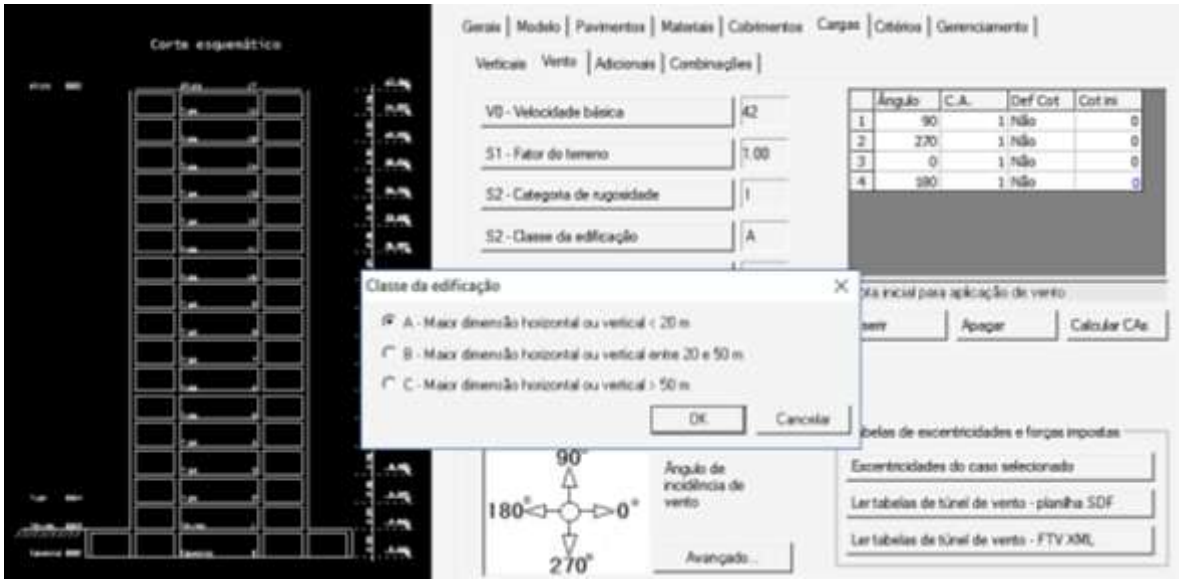
Fonte: Autor

Figura 25 – Categoria de rugosidade.



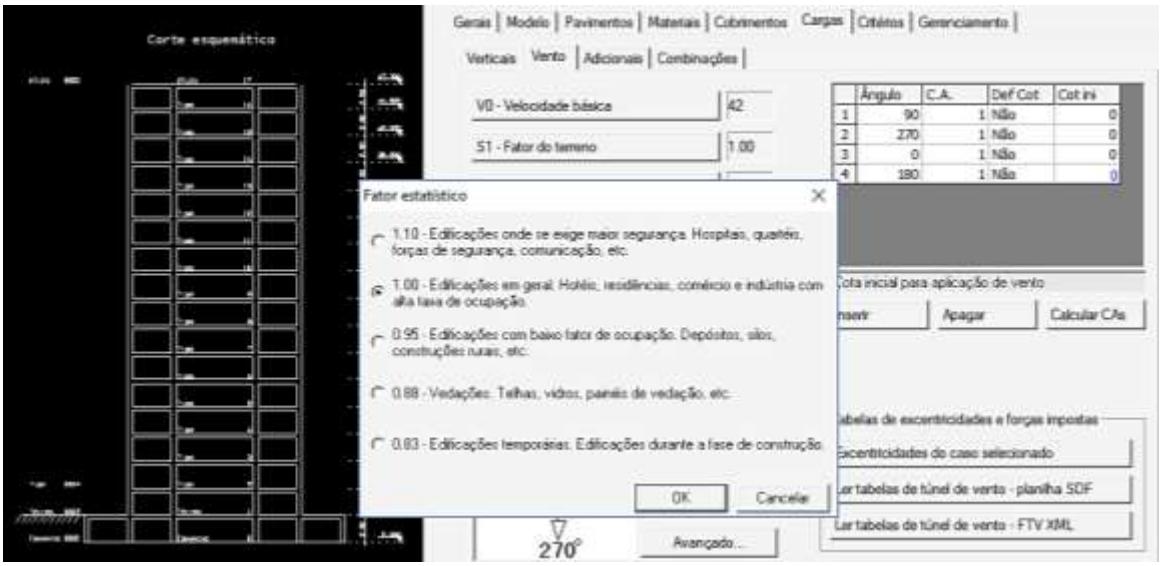
Fonte: Autor

Figura 26 – Definição da classe da edificação.



Fonte: Autor

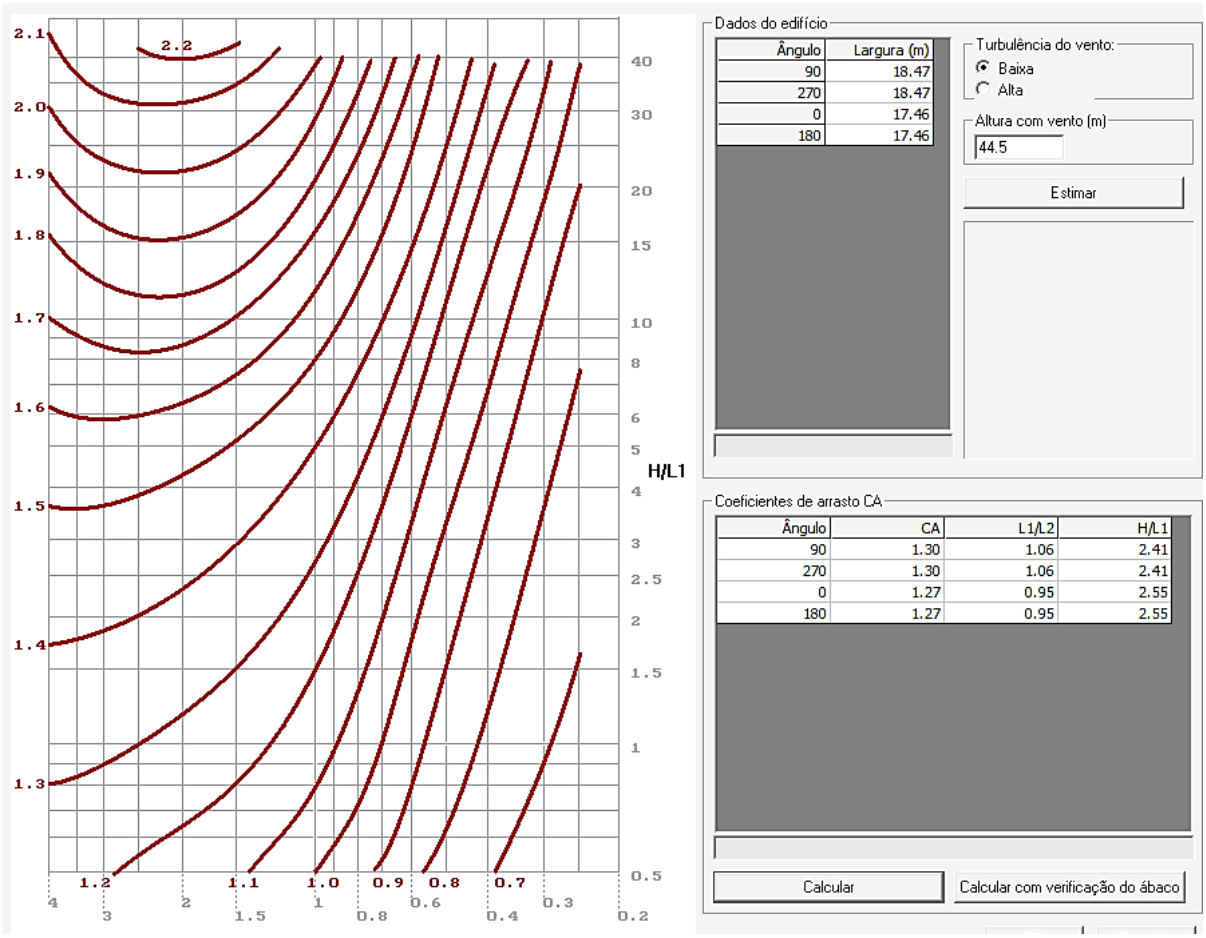
Figura 27 – Escolha do fator estatístico.



Fonte: Autor

Dado todos os fatores e as características do edifício (Largura e Altura) o software utilizado estima o coeficiente de arrasto que impactará na edificação. Sendo representado através da Figura 28.

Figura 28 – Cálculo do coeficiente de arrasto.



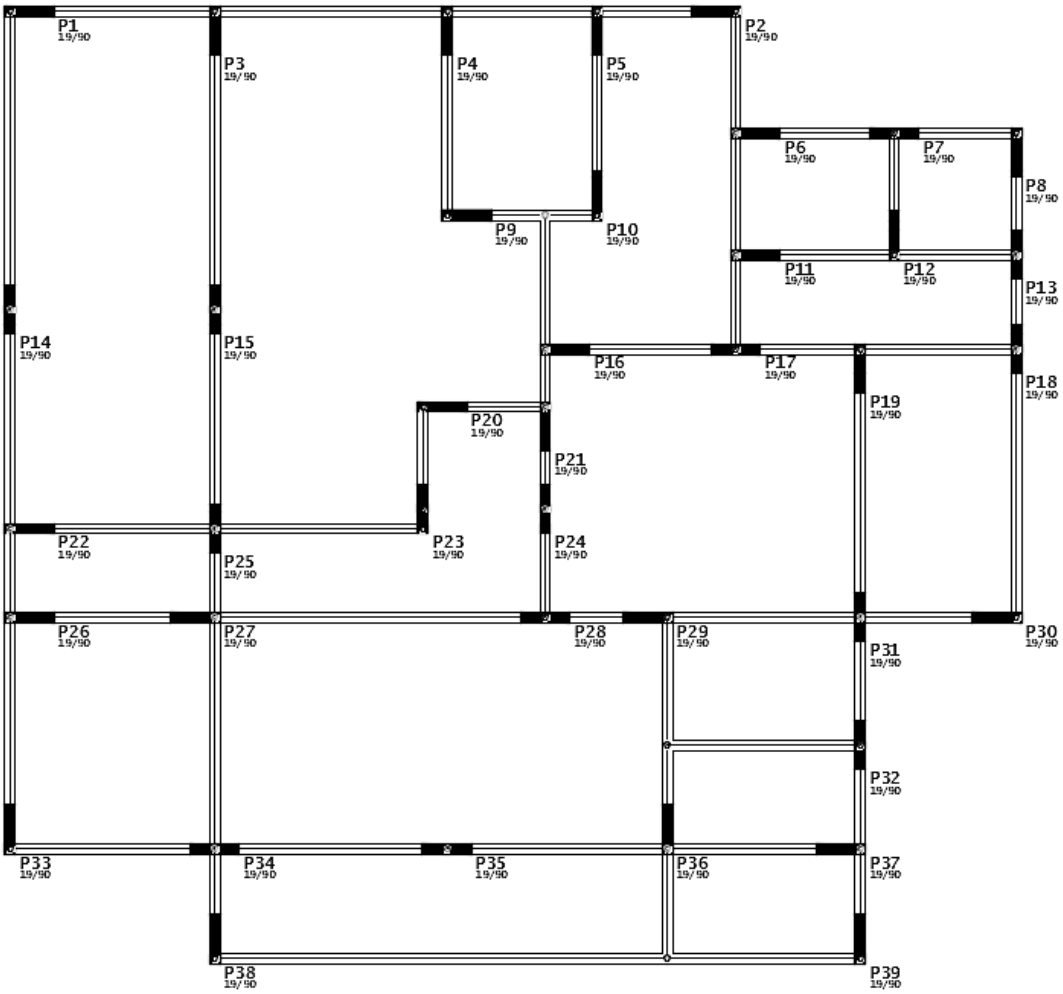
Fonte: Autor

Após a definição de todas as configurações iniciais, faz-se necessário a aplicação de uma planta arquitetônica previamente definida através do software AutoCAD, onde deverá ser aplicado as linhas de eixo interligando todos os pilares afim de otimizar o processo de aplicação no software TQS, que juntamente ao SketchUp possibilita aos usuários a visão dos vãos e espaços de uma forma geral. Primeiramente as dimensões adotadas foram de 19 cm x 90 cm para verificação inicial da estabilidade global. Sendo assim, torna-se possível posicionar os pilares de maneira mais eficaz, afim de evitar ressaltos e melhorar a estabilidade global do edifício.

Tendo em vista que o posicionamento dos pilares influencia diretamente na resistência da edificação às ações do vento, visou-se, por meio de tentativas no software TQS, encontrar a melhor maneira de dispô-los horizontalmente e

verticalmente a fim de combater estes esforços e manter o coeficiente gama z dentro do valor desejado. A locação prévia pode ser observada através da figura 29.

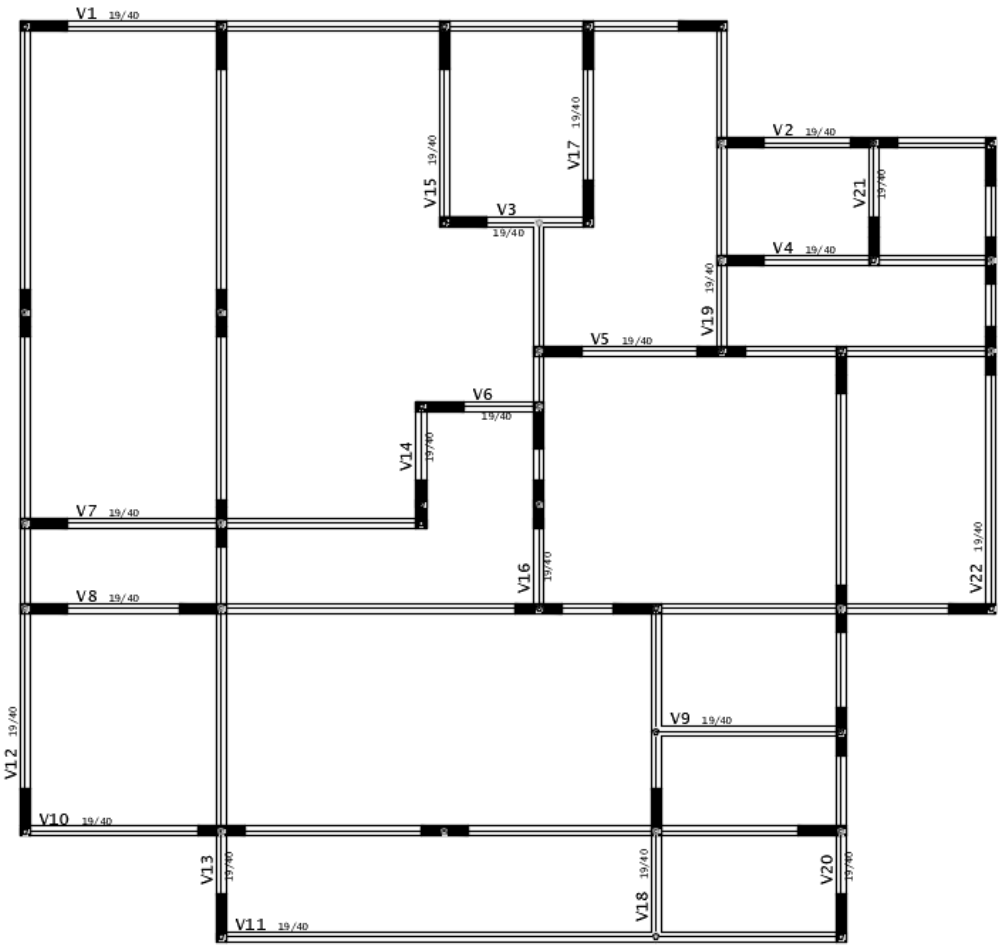
Figura 29 – Locação prévia dos pilares.



Fonte: Autor

Com a conclusão da locação dos pilares, deu-se início a aplicação das vigas já pré-dimensionadas e estabelecidas em seções de 19 cm x 40 cm afim de efetuar analises da estabilidade do edifício. Em alguns casos fez-se necessário o uso de engastamento entre vigas, em que as vigas com menores dimensões foram apoiadas nas de maiores.

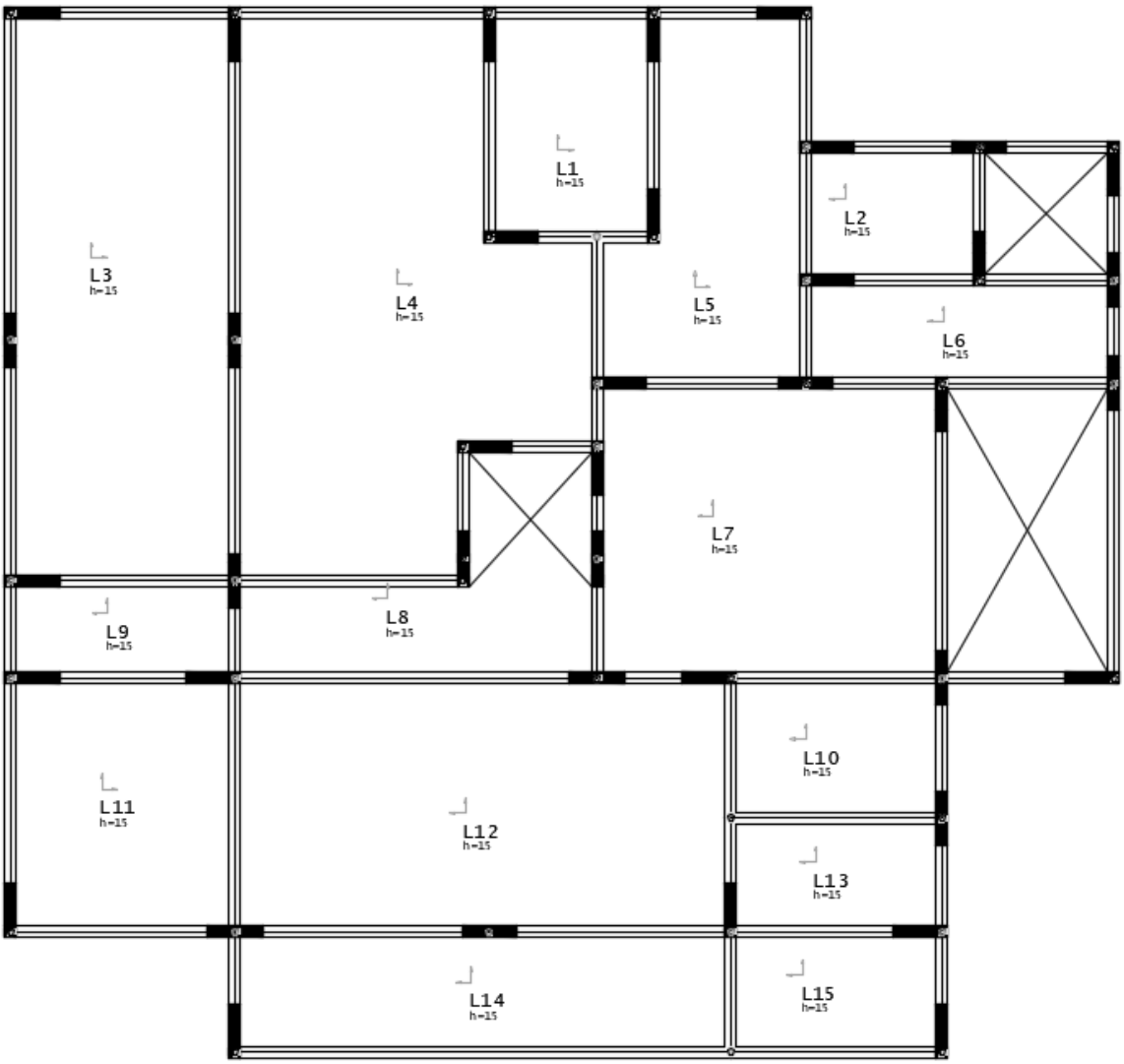
Figura 30 – Representação das vigas.



Fonte: Autor

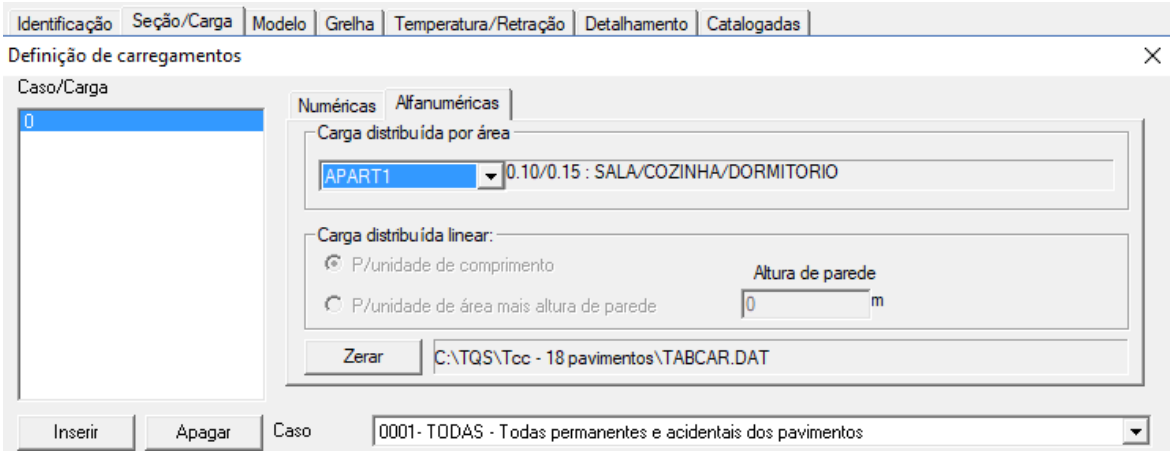
Logo após a determinação dos pilares e das vigas, inicia-se a aplicação das lajes através de seu posicionamento considerando as medidas de lx e ly, onde lx é definido como a menor dimensão da laje. O software TQS embasado na NBR 6120 estabelece valores pré-definidos às cargas para cálculo de estruturas de edificações que variam de acordo com a sua utilização vide Figura 32.

Figura 31 – Locação das lajes.



Fonte: Autor

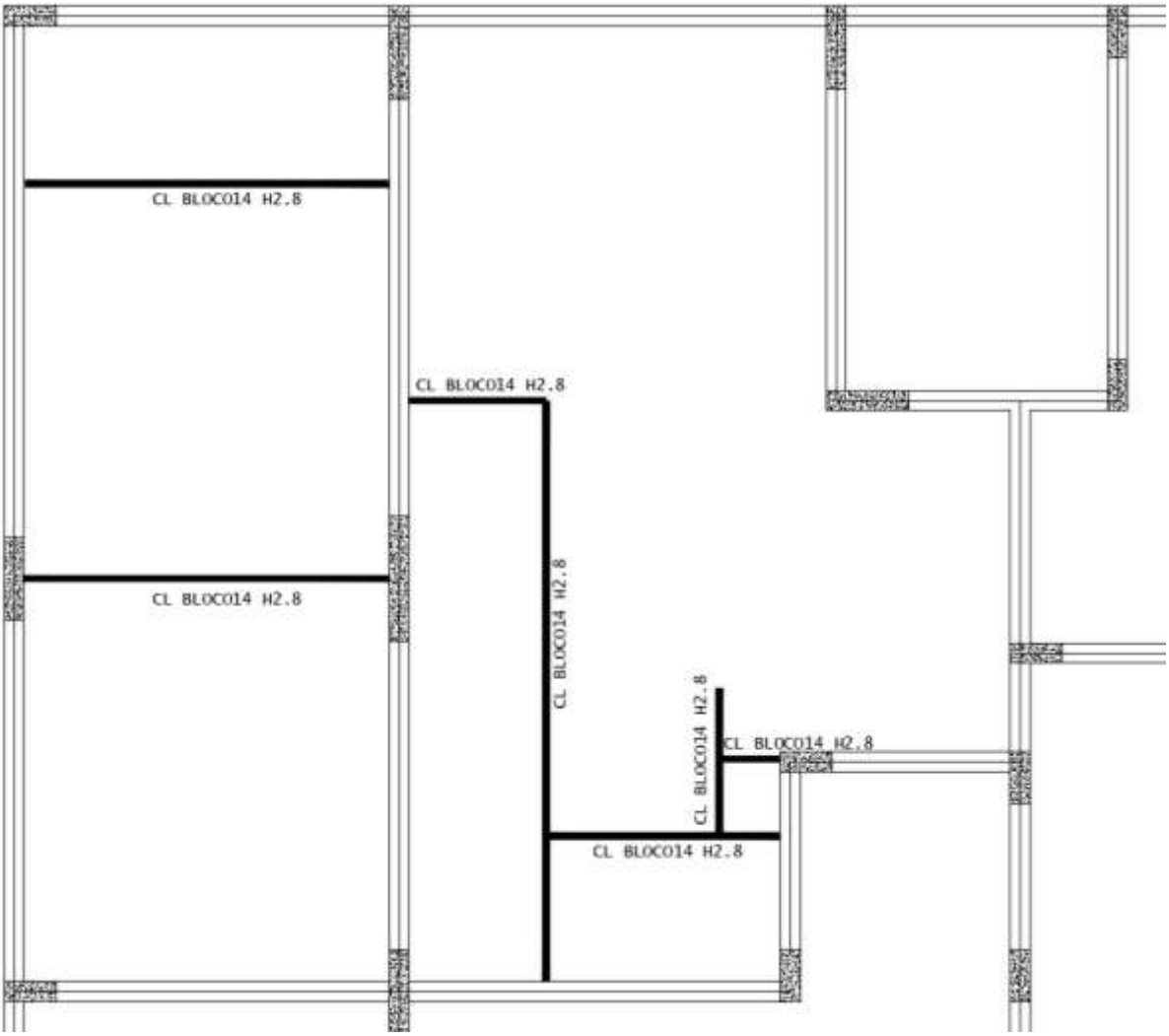
Figura 32 – Definição de carregamentos acidentais.



Fonte: Autor

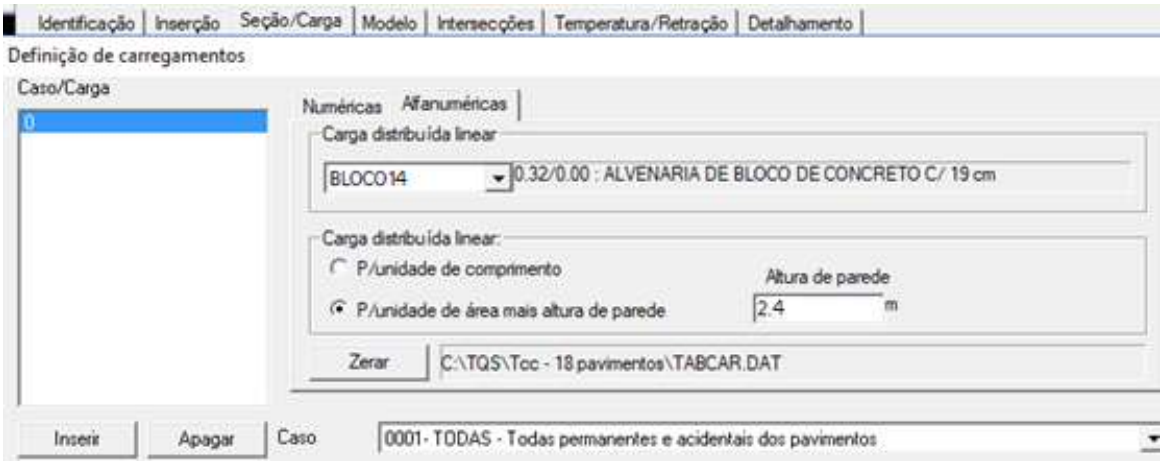
A Figura abaixo descrimina as cargas de alvenaria que estão distribuídas sobre a laje, resultando em uma carga por unidade de comprimento. Sendo necessário definir as características do elemento a ser utilizado para que se obtenha seu peso especifico aparente e assim, através deste valor e das suas dimensões será possível determinar o carregamento adicional atuante.

Figura 33 – Definição de carregamentos permanente.



Fonte: Autor

Figura 34 – Definição de carregamentos permanente II



Fonte: Autor

7 APRESENTAÇÃO, ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo será apresentado os dados obtidos, desde a concepção estrutural até o detalhamento dos elementos estruturais, através de uma análise e discussão dos resultados.

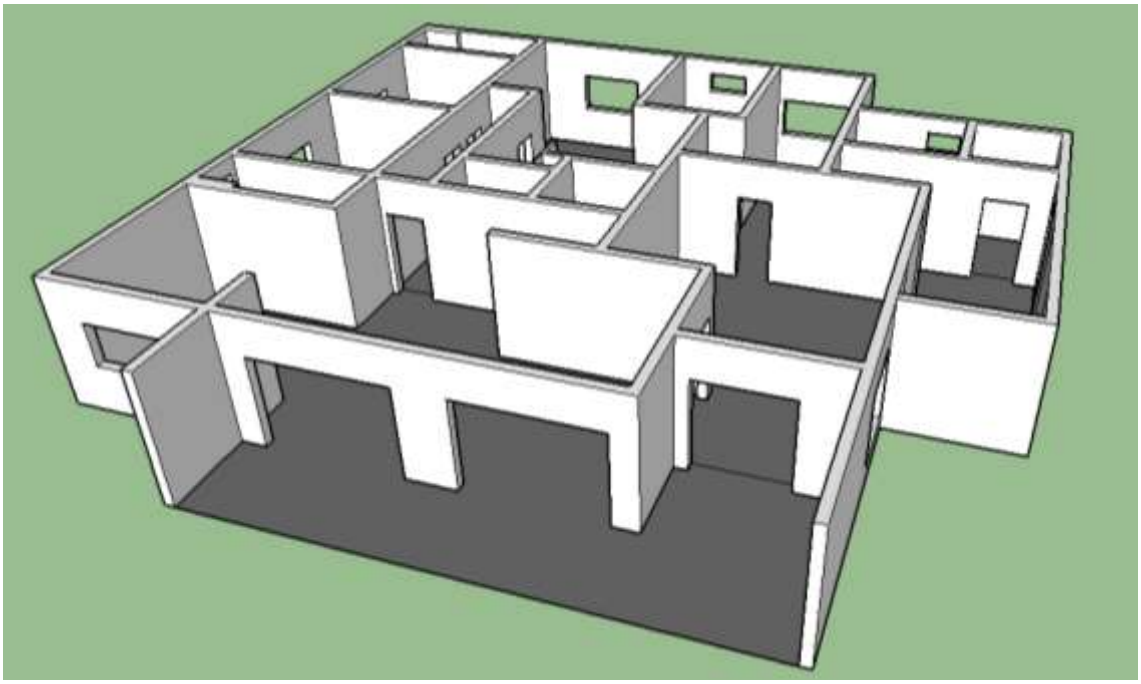
7.1 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL: LANÇAMENTO DA ESTRUTURA.

Após a definição de todas as configurações iniciais necessárias para o início da modelação estrutural no software TQS o engenheiro deve fazer o lançamento da estrutura. Sendo assim, o projetista deve conceber a estrutura, a partir do projeto arquitetônico, definindo primeiramente a posição e as seções de todos os pilares, vigas e a altura das Lajes.

Neste primeiro passo recomenda-se o estudo das características e peculiaridades do projeto arquitetônico, a fim de compatibilizar o projeto estrutural com os demais projetos. Neste sentido, o uso do software SketchUp auxilia o engenheiro na visualização e entendimento da edificação, pois ele possibilita aos usuários a compreensão dos espaços em três dimensões, fornece noções sobre vãos, posicionamento de portas, paredes, janelas e móveis, proporcionando o conhecimento detalhado da arquitetura, o que evita erros de incompatibilidade ou erros estéticos, como ressaltos ou rebaixo de elementos estruturais.

O uso do software SketchUp foi de grande relevância, pois facilitou a visualização de todas as partes que compõem o projeto arquitetônico, auxiliando na locação dos pilares, das vigas e posteriormente das lajes do projeto estrutural. Inicialmente, a partir da planta baixa, ergueu-se as paredes e abriu-se os vãos de um pavimento da estrutura, como na figura abaixo.

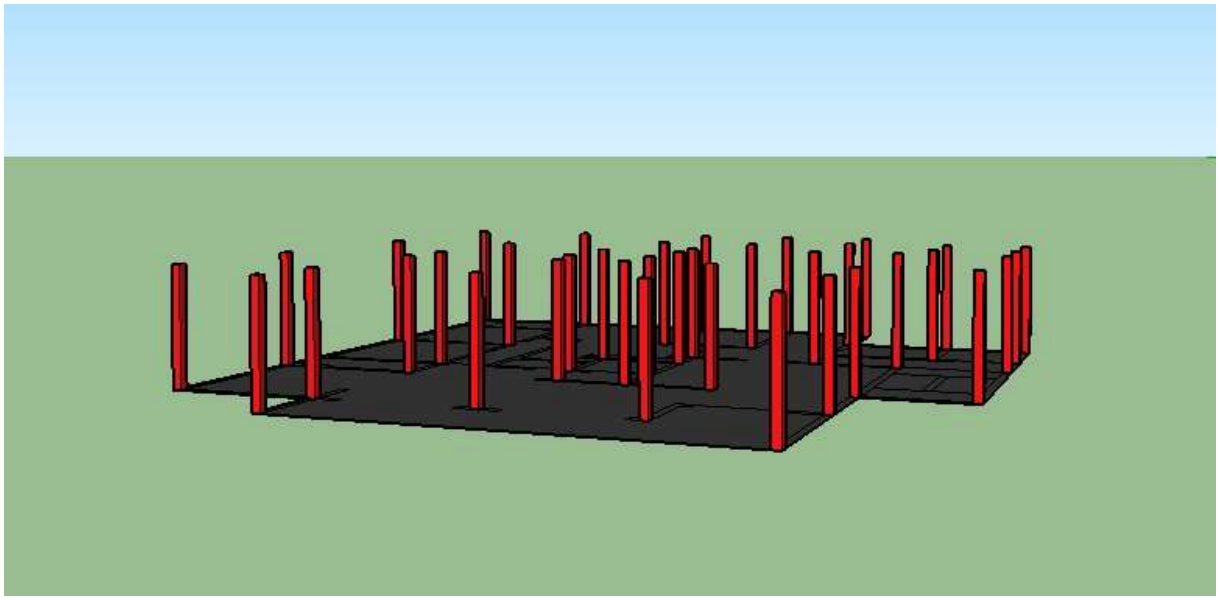
Figura 35 – Modelo de visualização 3D das aberturas do pavimento tipo



Fonte: Autor

Após a análise e compreensão do pavimento tipo, inicia-se a locação dos pilares, para isso, criou-se um bloco de 19 cm por 19 cm com a altura do pé direito para simular um pilar e o distribuiu pela arquitetura, analisando os vãos entre os pilares e dos elementos arquitetônicos, como na figura abaixo:

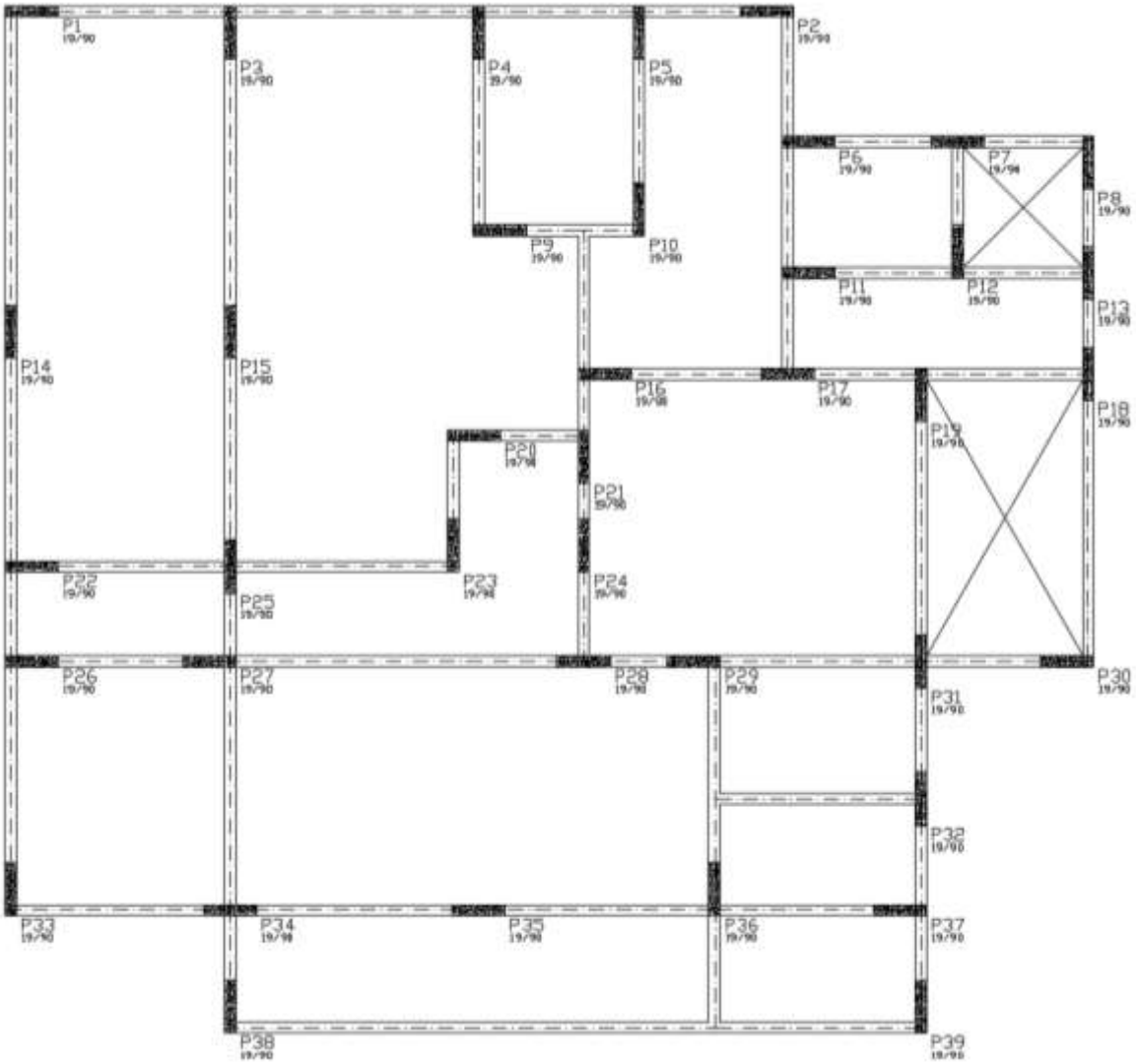
Figura 36 – Posicionamento inicial dos pilares



Fonte: Autor

Após a primeira ideia da posição dos pilares, recomenda-se conceber a estrutura no AutoCAD. A partir do projeto arquitetônico, traçam-se os eixos das alvenarias, e loca-se os pilares de acordo com o estudo realizado no SketchUp. Segue abaixo a planta baixa com os pilares locados.

Figura 37 – Planta baixa com posicionamento e locação dos pilares



Fonte: Autor

Sendo assim, inicialmente locamos 39 pilares, todos com seções 19x90 cm, para um estudo inicial da estabilidade global do edifício. Vale ressaltar, que nesta primeira análise não será feito o pré-dimensionamento dos pilares, pois avalia-se se a posição dos pilares está adequada e assim garantindo a estabilidade global do edifício.

Após definidas as posições dos pilares, loca-se as vigas e as lajes do pavimento tipo, posteriormente realizou-se o pré-dimensionamento destes elementos, realizados de acordo com o referencial teórico. As figuras 38 e 39 abaixo, demonstram os

resultados dos cálculos, obtidos com o auxílio de planilhas elaboradas pelos próprios autores no Excel.

,

Figura 38 – Pré-dimensionamento da altura das lajes.

PRÉ-DIMENSIONAMENTO																
Laje		*1*	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*	*7*	*8*	*9*	*10*	*11*	*12*	*13*	*14*	*15*
lx	*(cm)*	272	222	372	422	346	172	489	162	162	233	372	422	199	200	200
ly	*(cm)*	372	288	943	943	616	510	572	600	372	350	422	822	350	822	350
*0,7*ly*	*(cm)*	260	202	660	660	431	357	400	420	260	245	295	575	245	575	245
*l**		260	202	372	422	346	172	400	162	162	233	295	422	199	200	200
n		3	2	1	0	3	2	0	3	3	2	1	0	3	1	2
d		5,7	4,6	8,9	10,6	7,6	4,0	10,0	3,6	3,6	5,4	7,1	10,6	4,4	4,8	4,6
d'		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
h	***(cm)***	**9**	**8**	**12**	**14**	**11**	**7**	**14**	**7**	**7**	**9**	**11**	**14**	**8**	**8**	**8**

Fonte: Autor

A partir dos resultados, adotou-se para as lajes, uma altura de 15cm, tendo em vista uma uniformização da altura, uma vez que as lajes L4, L7 e L12 necessitam, de acordo com o pré-dimensionamento, de altura de 14cm.

Para o pré-dimensionamento das vigas, adotou-se como base, a dimensão da alvenaria, definida em seção de 19cm, e para a altura a relação l/10, como descrito no referencial teórico. Segue abaixo uma tabela com o pré-dimensionamento de todas as vigas.

Tabela 11 – Tabela pré-dimensionamento de Viga.

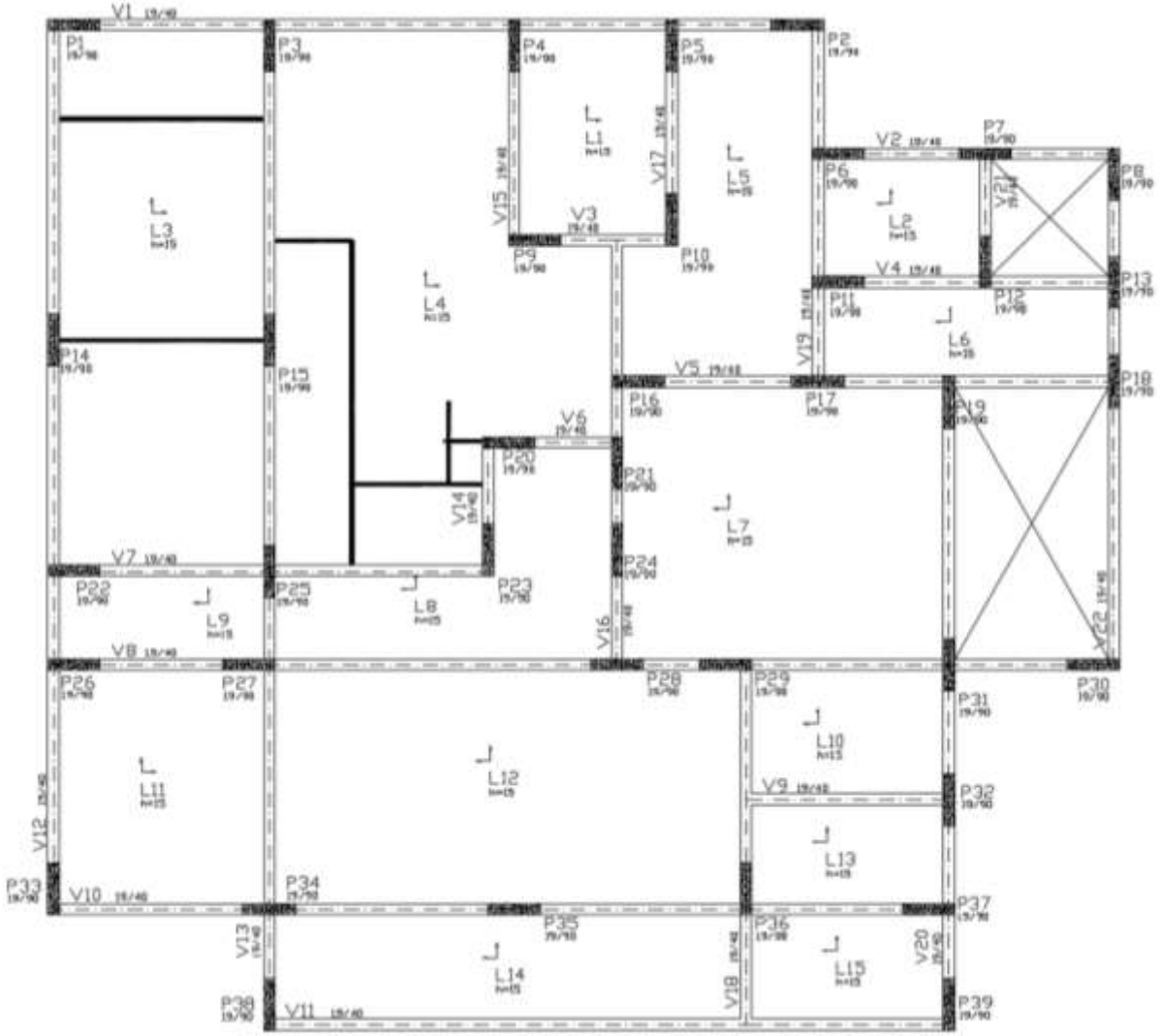
Vigas	Maior vão livre (cm)	h (cm)	h adotado (cm)		bw x h
1	422	42,2	45	V1	19 x 45
2	288	28,8	30	V2	19 x 30
3	272	27,2	30	V3	19 x 30
4	288	28,8	30	V4	19 x 30
5	346	34,6	35	V5	19 x 35
6	222	22,2	30	V6	19 x 30
7	378	37,8	40	V7	19 x 40
8	600	60,0	60	V8	19 x 60
9	350	35,0	35	V9	19 x 35
10	422	42,2	45	V10	19 x 45
11	822	82,2	85	V11	19 x 85
12	544	54,4	55	V12	19 x 55
13	544	54,4	55	V13	19 x 55
14	187	18,7	30	V14	19 x 30
15	372	37,2	40	V15	19 x 40
16	244	24,4	30	V16	19 x 30
17	372	37,2	40	V17	19 x 40
18	233	23,3	30	V18	19 x 30
19	222	22,2	30	V19	19 x 30
20	489	48,9	50	V20	19 x 50
21	222	22,2	30	V21	19 x 30
22	489	48,9	50	V22	19 x 50

Fonte: Autor

Percebeu-se, analisando os resultados, que a maioria possui seções de 19x30 cm, 19x40 cm e 19x50 cm, sendo assim, adotou-se, inicialmente, a seção 19x40 cm para todas as vigas, procurando-se padronizar as seções para evitar erros construtivos.

Com isso, após a determinação da posição dos pilares, definição das seções das vigas e lajes, elabora-se um croqui estrutural (planta de forma), que pode ser feito no AutoCAD ou diretamente no TQS. Segue abaixo a primeira ideia do projeto estrutural.

Figura 39 – Planta baixa com locação de vigas, pilares e lajes



Fonte: Autor

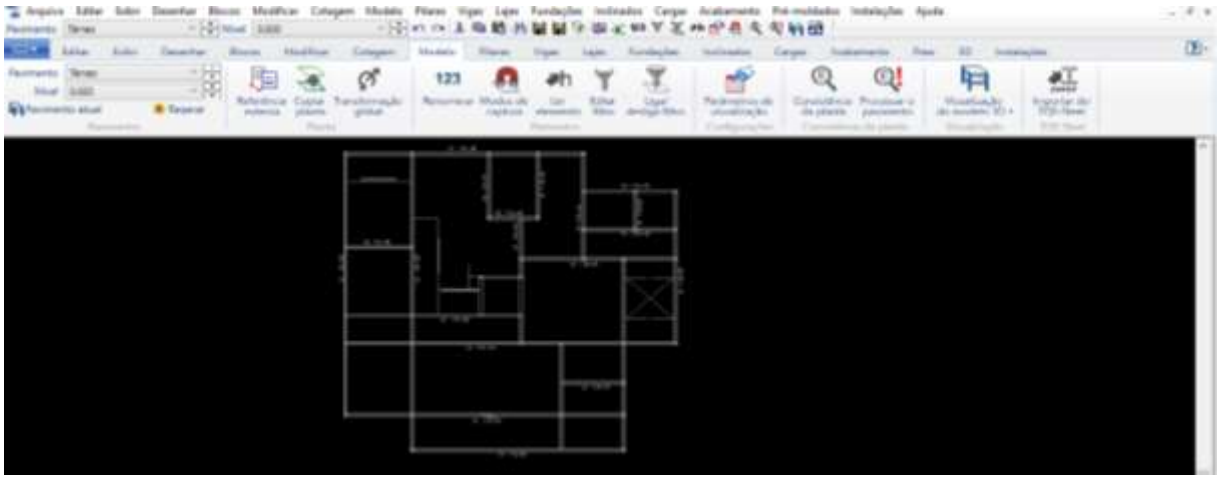
Subsequentemente a realização desta primeira etapa, lança-se a estrutura no software TQS.

7.2 LANÇAMENTO DA ESTRUTURA NO SOFTWARE TQS.

O lançamento da estrutura no TQS é feito no modelador estrutural, deixa-se como plano de fundo da tela do modelador estrutural o croqui construído no AutoCAD, posicionando-se a edificação na origem e ajustando-a na escala desejada. A figura

abaixo mostra a tela do modelador estrutural pronto para o início do lançamento dos elementos.

Figura 40 – Projeção da planta baixa no software TQS



Fonte: Autor

Este processo de deixar como plano de fundo o croqui estrutural criado no software AutoCAD é fundamental para diminuir erros de lançamento, como: o não alinhamento dos elementos estruturais, erros ao se lançar as cargas, erros nas seções dos elementos, além de maximizar o tempo e eficiência do lançamento. Uma vez que a estrutura já foi criada, basta agora inserir os elementos na seguinte ordem: pilares, vigas e lajes.

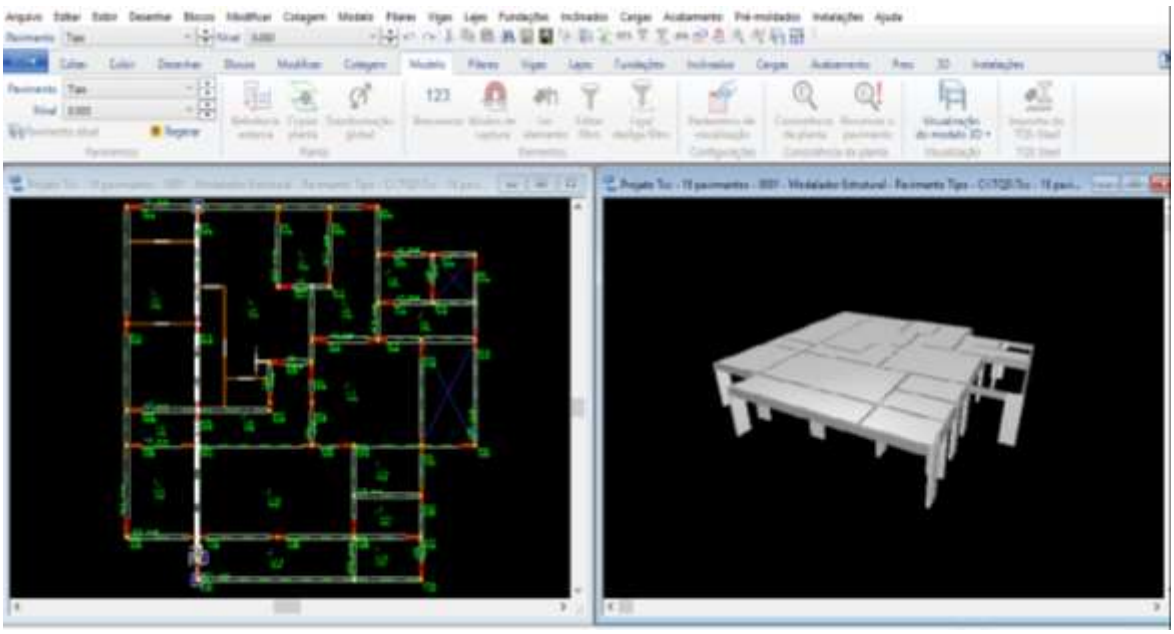
Logo após o lançamento da estrutura, tem-se a seguinte tela no modelador inicial.

Figura 41 – Lançamento dos elementos

Fonte: Autor

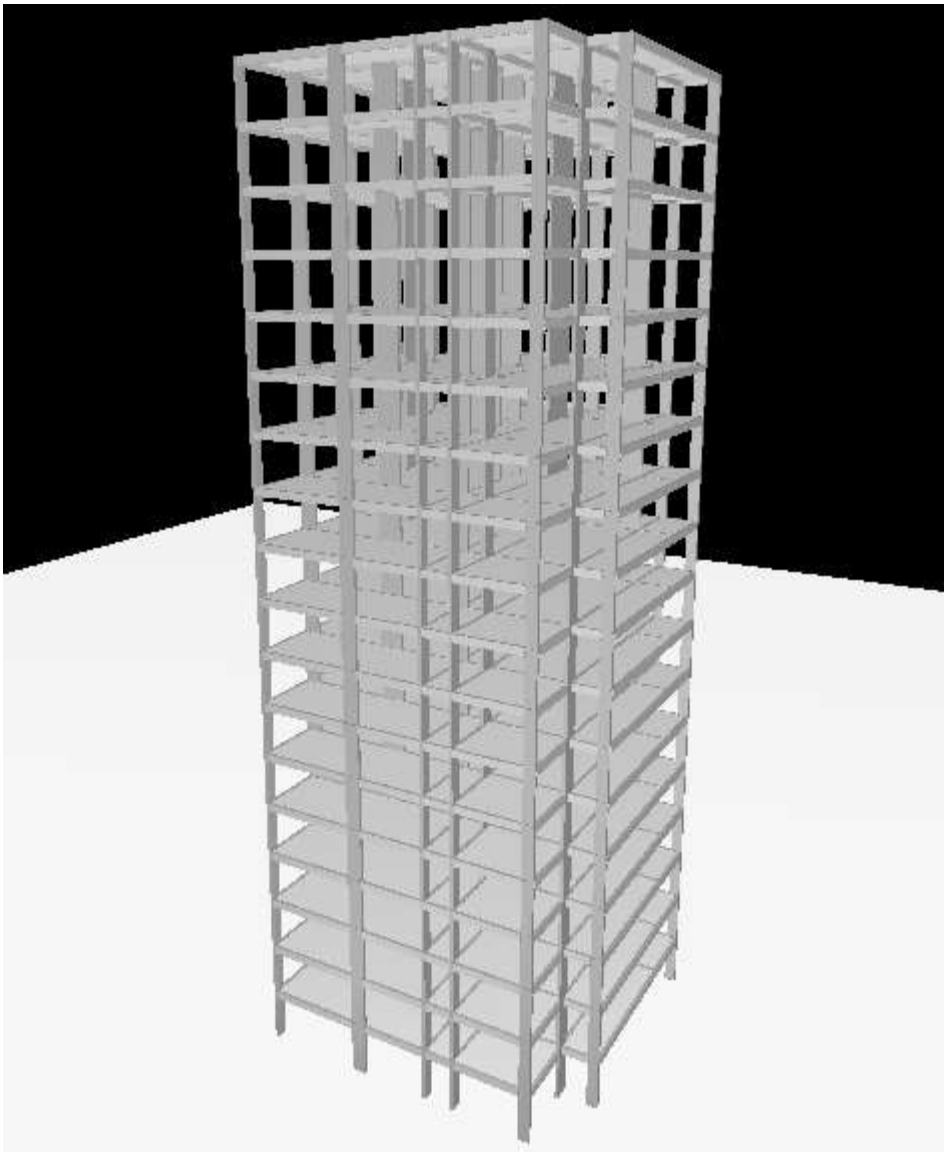
Com a estrutura lançada no software, pode-se visualizá-la em 3D, juntamente com o croqui estrutural ou também isoladamente. As figuras abaixo mostram essas duas possibilidades, respectivamente.

Figura 42 – Visualização prévia da estrutura em 3D



Fonte: Autor

Figura 43 – Visualização de toda estrutura em interface tridimencional



Fonte: Autor

Posteriormente ao lançamento da estrutura no TQS, inicia-se o processamento global da estrutura, a fim de avaliar a estabilidade da edificação.

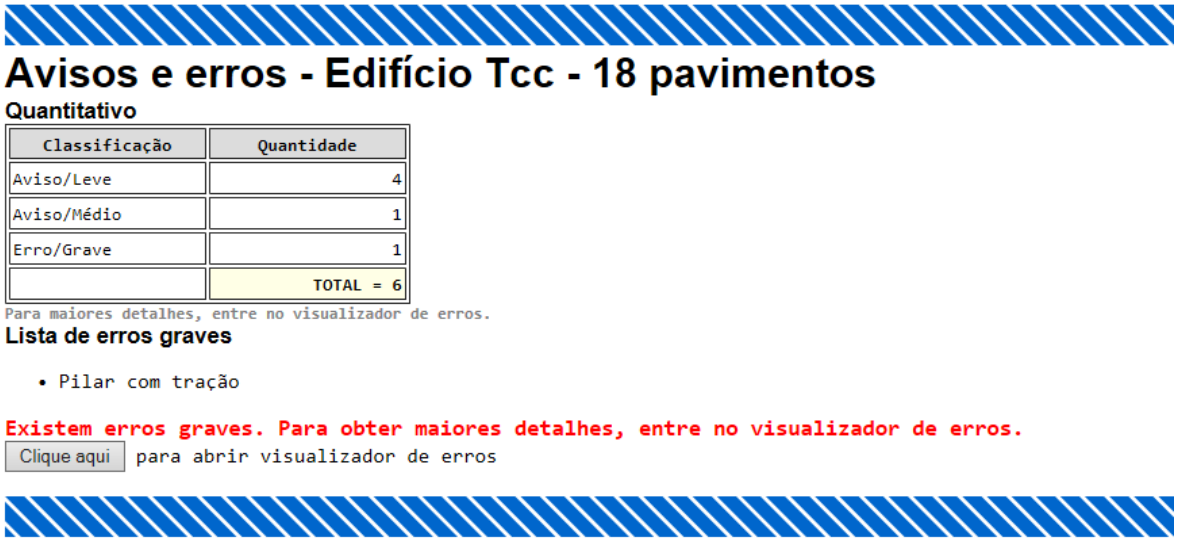
7.3 ESTUDO DA ESTABILIDADE GLOBAL DO EDIFÍCIO.

Depois do lançamento da estrutura e verificação da consistência da planta estrutural, ou seja, certificação que não possui erros de lançamento, inicia-se o processamento global da estrutura, afim de analisar, neste primeiro momento,

somente os esforços atuantes e sua estabilidade global, a fim de averiguar se a estrutura ficará estática nesta primeira concepção.

A posteriori ao processamento global, o software TQS, fornece a tela apresentada na figura 44 ao calculista, apontando se há erros graves, caso isto ocorra, o projetista precisa soluciona-los. Fornece também avisos leves e médios, indicando apenas a necessidade da verificação destes.

Figura 44 – 1º Processamento global.

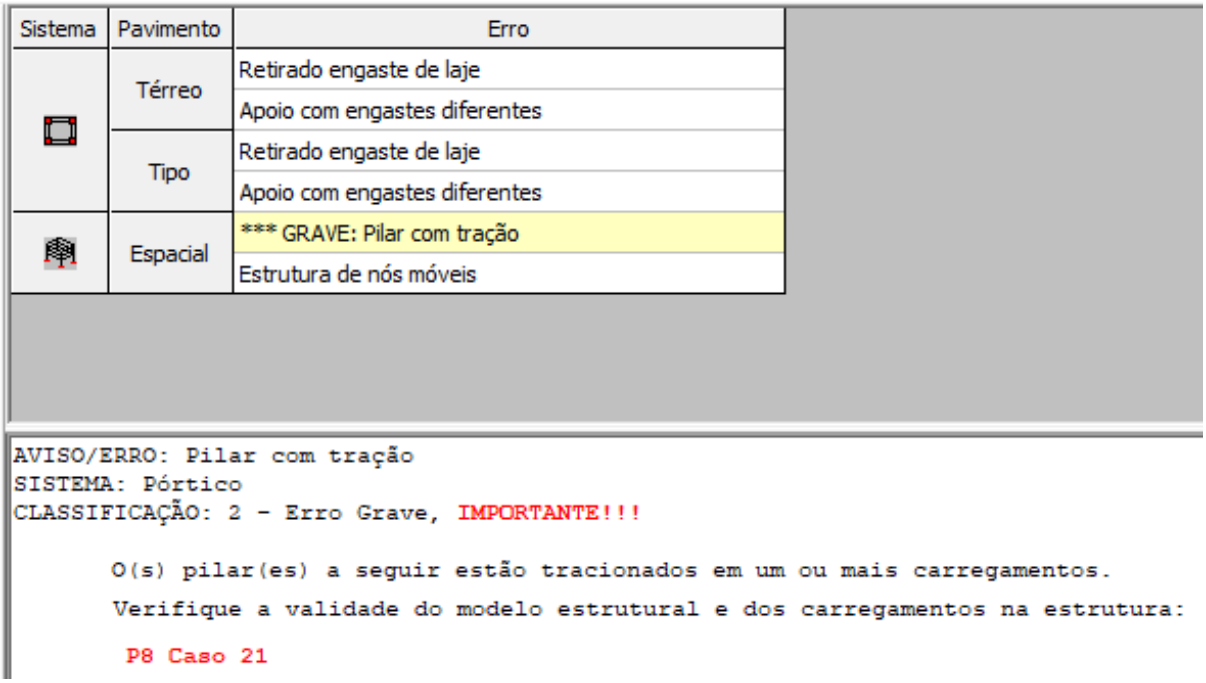


Fonte: Autor

Um erro comum é o pilar com tração, este erro possui origens variadas, estando, grande parte das vezes, relacionadas à concepção estrutural adotada. Uma vez que os diferentes elementos que compõem uma estrutura estão ligados entre si, ao se conceber um projeto estrutural deve-se sempre ter consciência de que os resultados (esforços) de cada elemento não podem ser analisados isoladamente, pois dependem do comportamento da estrutura como um todo.

O software fornece o visualizador de erros, que neste caso indica tração no pilar P8, conforme figura abaixo:

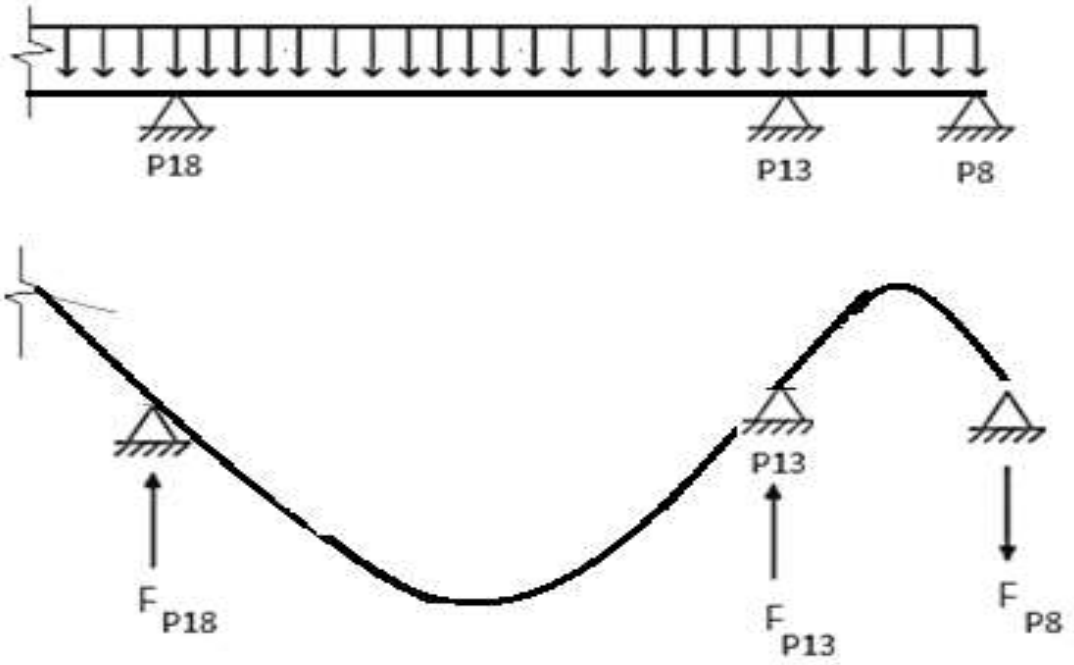
Figura 45 – Pilar P8 com tração.



Fonte: Autor

Uma das causas do surgimento de pilares com tração é o chamado efeito alavanca, ele surge em vigas contínuas com vãos de comprimentos muito diferentes, ou seja, quando temos pilares muito próximos, os trechos maiores da viga tendem a se deformar mais, enquanto os trechos menores tendem a ser levantados, conforme a imagem abaixo.

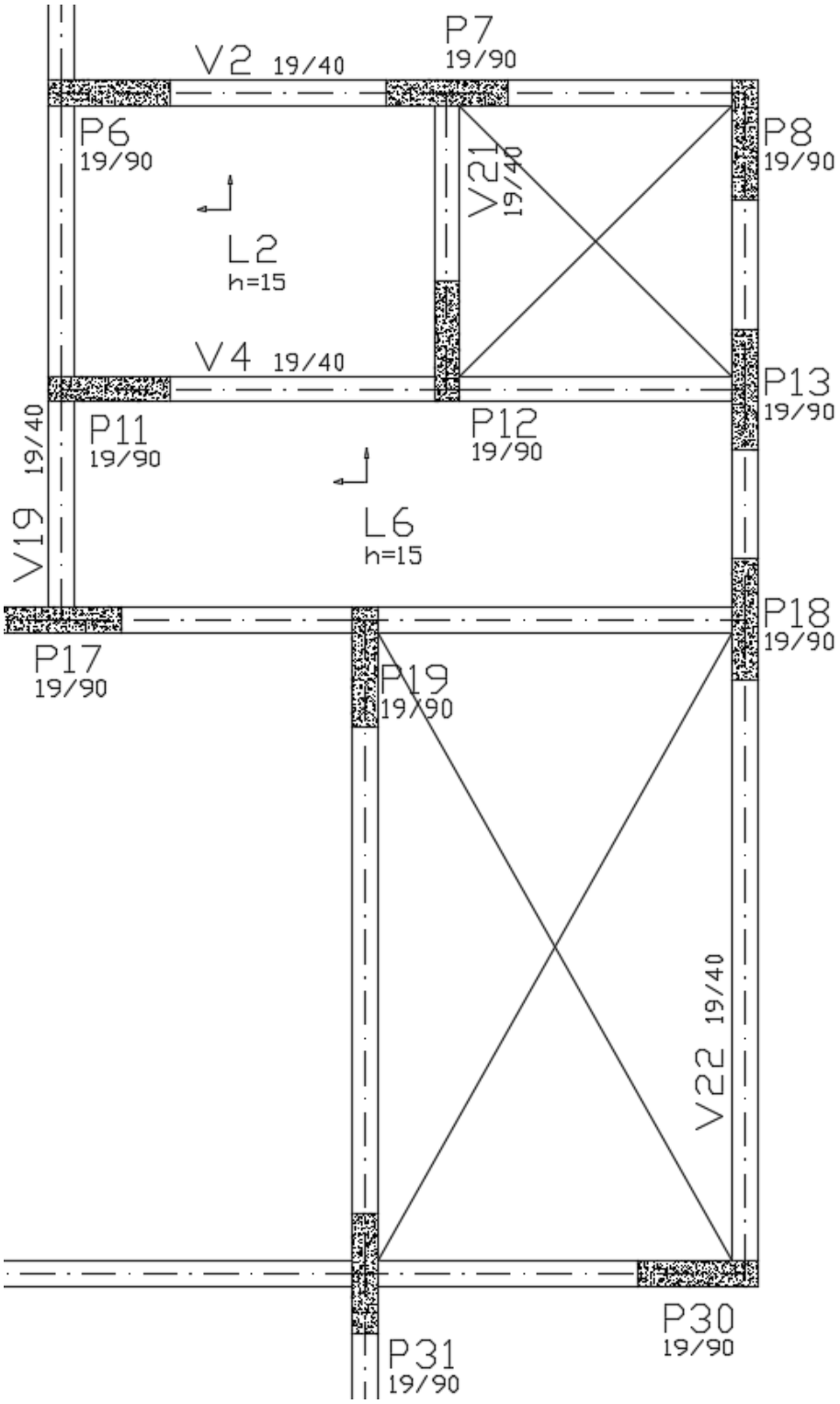
Figura 46 – Efeito alavanca.



Fonte: Autor

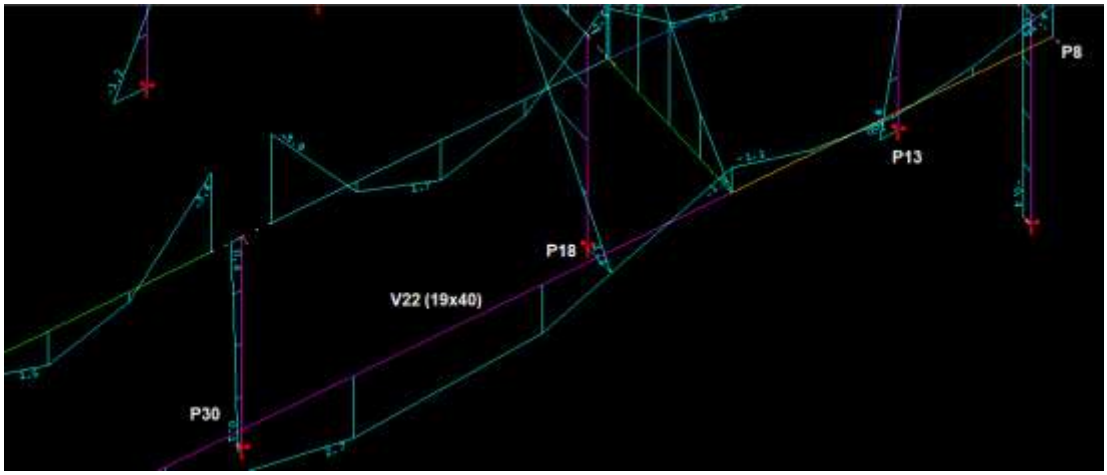
Analisando o projeto estrutural observa-se que na viga V22 pode estar ocorrendo o efeito alavanca, pois os pilares P8 e P13 estão muito próximos, conforme demonstra a figura abaixo.

Figura 47 – Viga V22 sujeita ao efeito alavanca.



Fonte: Autor

Figura 48 – Efeito alavanca na viga 22.

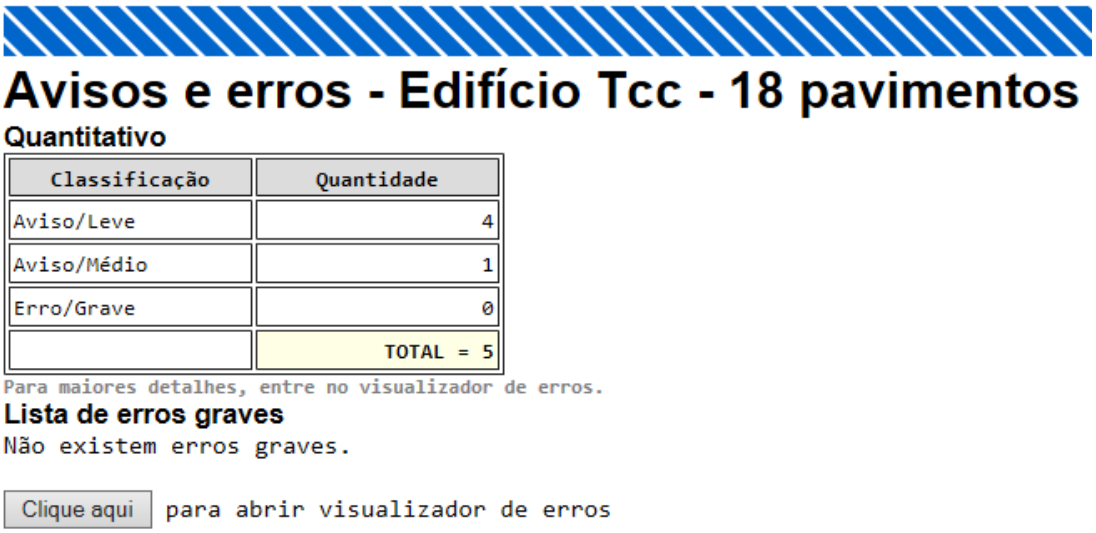


Fonte: Autor

Para solucionar este problema, optou-se pela retirada do pilar P13, com objetivo de obter maior similaridade entre os vãos da viga V22.

Após a retirada do pilar P13 realiza-se novamente o processamento global a fim de verificar se o erro apontado foi solucionado. A figura 49 mostra os resultados do segundo processamento global.

Figura 49 – 2° Processamento global



Avisos e erros - Edifício Tcc - 18 pavimentos

Quantitativo

Classificação	Quantidade
Aviso/Leve	4
Aviso/Médio	1
Erro/Grave	0
	TOTAL = 5

Para maiores detalhes, entre no visualizador de erros.

Lista de erros graves

Não existem erros graves.

Clique aqui para abrir visualizador de erros

Fonte: Autor

Os resultados mostraram que a retirada do pilar P13 solucionou o erro anterior. Visto que não há erros graves na estrutura, parte-se então para a análise da estabilidade global da edificação através do coeficiente gama z. As figuras 50 e 51

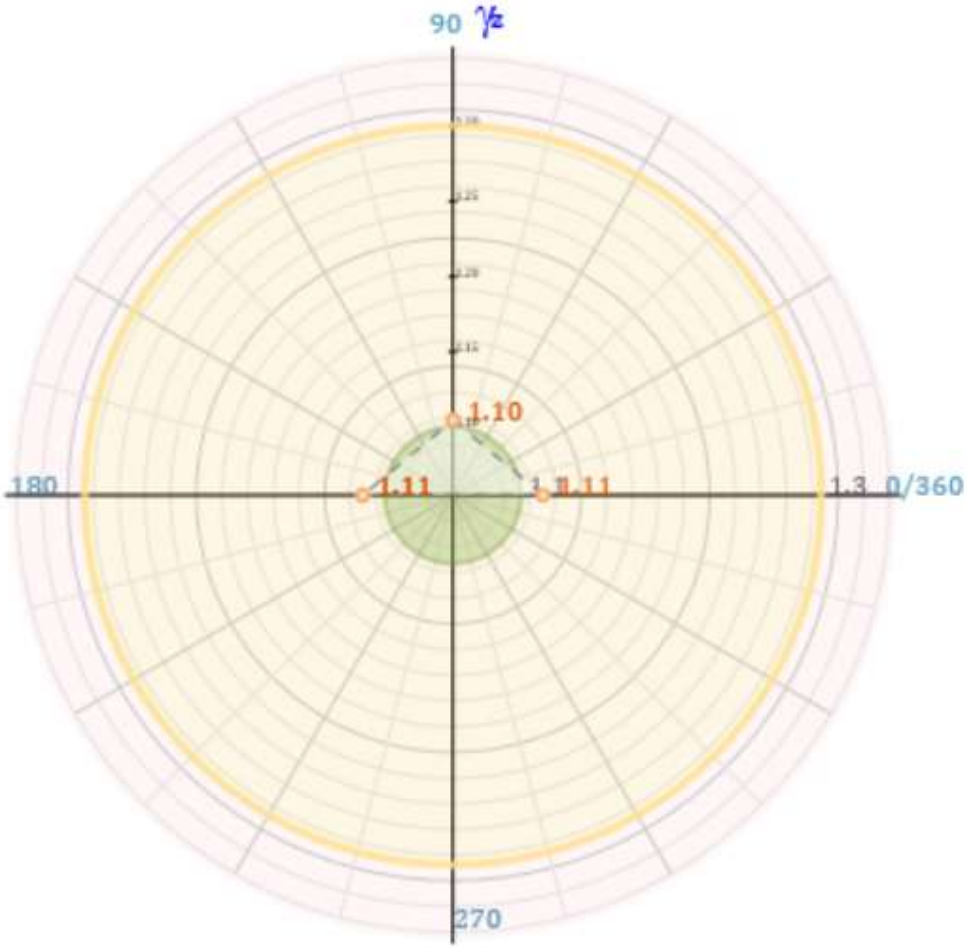
indicam os resultados do parâmetro gama z fornecidos pelo software nas direções 0°, 90°, 180° e 270 °.

Figura 50 – Parâmetro de estabilidade (γZ) - 2º Processamento global.

Parâmetro de estabilidade (γ_z)para os carregamentos simples de vento									
Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	γ_z	α	Obs
5	90.0	6244.9	270.9	127.0	3646.1	232.4	1.104	0.699	B
6	180.0	6244.9	271.8	117.3	3366.2	232.4	1.115	0.730	B
7	0.0	6244.9	271.8	117.3	3366.2	232.4	1.115	0.730	B
8	180.0	6244.9	271.8	117.3	3366.2	232.4	1.115	0.730	B

Fonte: Autor

Figura 51 – Gráfico do coeficiente (γZ) - 2º Processamento global



Fonte: Autor

Os resultados indicam que não se pode desconsiderar os efeitos de 2° ordem, pois tem-se $\gamma_z > 1{,}10$ em todas as direções, neste caso a norma recomenda a majoração dos esforços horizontais, dada por $0{,}95 \, . \gamma_z$.

Até este momento, pode-se concluir que a estrutura se encontra estável, com todos os pilares 19x90, vigas 19x40 e lajes de 15cm de altura. Parte-se agora para o pré-dimensionamento dos pilares pelo método das áreas de influência com auxílio de uma planilha no software Excel, elaborada pelos próprios autores, onde obteve-se as seções dos pilares pelo método das áreas de influência como descrito no referencial teórico.

Tabela 12 – Tabela pré-dimensionamento de Pilares.

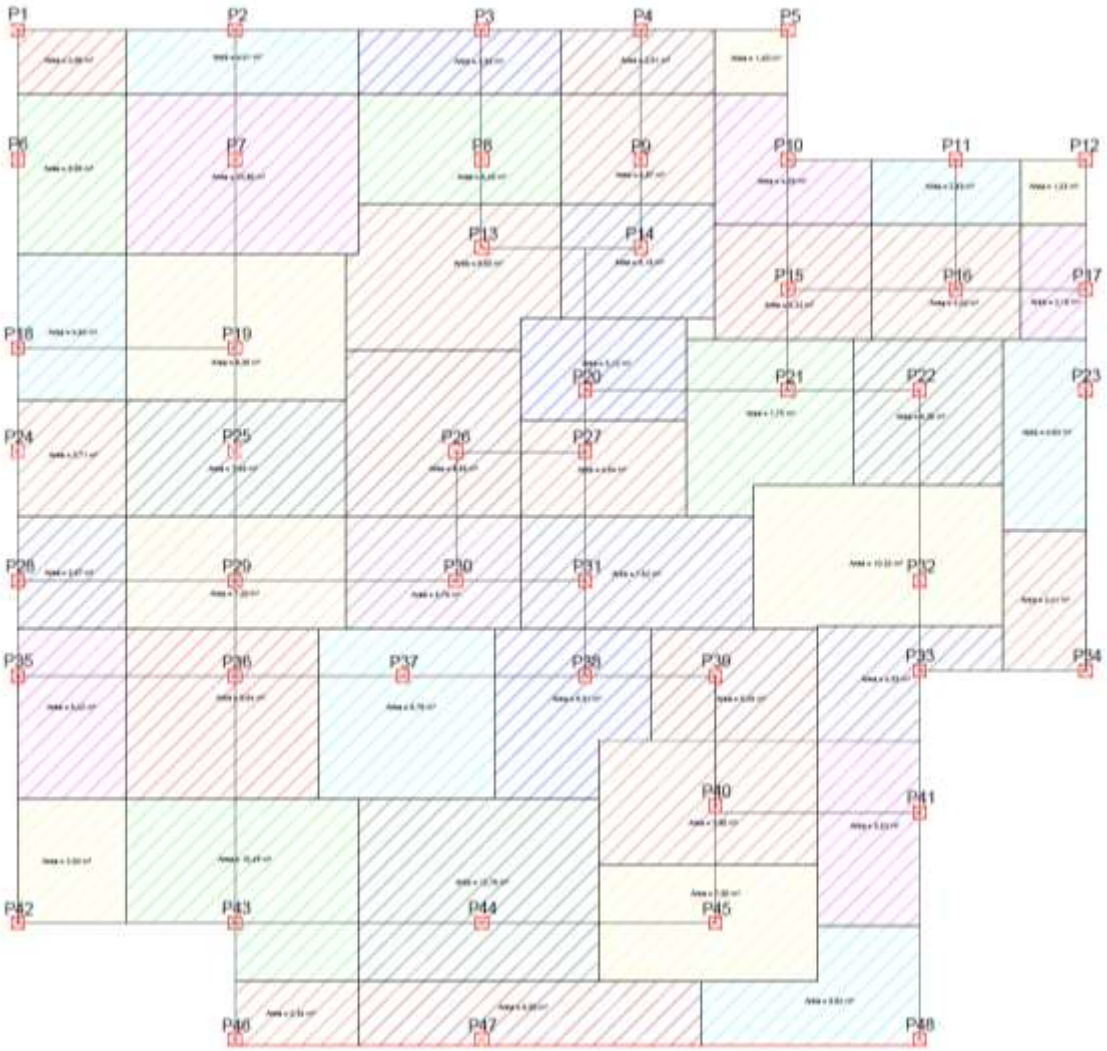
Pilar	Ai (m²)	NK(kN)	b (cm)	yn	Classificação do pilar	α	Nd (kN)	Ac	h	h adot.	b x h		
P1	5,06	946,22	19	1	Canto	2	1703,20	980,01	51,6	80	P1	19	80
P2	1,4	261,8	19	1	Canto	2	471,24	271,15	14,3	30	P2	19	30
P3	10,8	2019,6	19	1	Extremidade	2	3029,40	1743,11	91,7	130	P3	19	130
P4	6,45	1206,15	19	1	Extremidade	2	1809,23	1041,02	54,8	80	P4	19	80
P5	4,87	910,69	19	1	Extremidade	2	1366,04	786,01	41,4	60	P5	19	50
P6	4,4	822,8	19	1	Canto	2	1481,04	852,19	44,9	65	P6	19	65
P7	2,83	529,21	19	1	Extremidade	2	793,82	456,76	24,0	35	P7	19	35
P8	1,23	230,01	19	1	Canto	2	414,02	238,22	12,5	30	P8	19	30
P9	12,34	2307,58	19	1	Intermediário	1	2999,85	1726,11	90,8	130	P9	19	130
P10	8,07	1509,09	19	1	Intermediário	1	1961,82	1128,82	59,4	85	P10	19	85
P11	5,32	994,84	19	1	Intermediário	1	1293,29	744,16	39,2	55	P11	19	55
P12	4,68	875,16	19	1	Intermediário	1	1137,71	654,63	34,5	50	P12	19	50
P14	8,77	1639,99	19	1	Extremidade	2	2459,99	1415,47	74,5	105	P14	19	105
P15	18,72	3500,64	19	1	Intermediário	1	4550,83	2618,53	137,8	195	P15	19	195
P16	5,28	987,36	19	1	Intermediário	1	1283,57	738,56	38,9	55	P16	19	55
P17	12,57	2350,59	19	1	Intermediário	1	3055,77	1758,28	92,5	130	P17	19	130
P18	4,69	877,03	19	1	Extremidade	2	1315,55	756,96	39,8	60	P18	19	60
P19	8,43	1576,41	19	1	Intermediário	1	2049,33	1179,18	62,1	90	P19	19	90
P20	8,27	1546,49	19	1	Intermediário	1	2010,44	1156,80	60,9	90	P20	19	90
P21	4,73	884,51	19	1	Intermediário	1	1149,86	661,63	34,8	50	P21	19	50
P22	5,22	976,14	19	1	Extremidade	2	1464,21	842,50	44,3	65	P22	19	65
P23	5,95	1112,65	19	1	Intermediário	1	1446,45	832,28	43,8	65	P23	19	65
P24	5,66	1058,42	19	1	Intermediário	1	1375,95	791,71	41,7	60	P24	19	60
P25	10,52	1967,24	19	1	Intermediário	1	2557,41	1471,53	77,4	110	P25	19	110
P26	5,43	1015,41	19	1	Extremidade	2	1523,12	876,40	46,1	65	P26	19	65
P27	11,59	2167,33	19	1	Intermediário	1	2817,53	1621,20	85,3	120	P27	19	120
P28	13,52	2528,24	19	1	Intermediário	1	3286,71	1891,16	99,5	140	P28	19	140
P29	5,51	1030,37	19	1	Intermediário	1	1339,48	770,73	40,6	60	P29	19	60
P30	3,47	648,89	19	1	Canto	2	1168,00	672,06	35,4	50	P30	19	50
P31	9,79	1830,73	19	1	Canto	2	3295,31	1896,11	99,8	140	P31	19	140
P32	3,69	690,03	19	1	Extremidade	2	1035,05	595,56	31,3	45	P32	19	45
P33	3,92	733,04	19	1	Canto	2	1319,47	759,22	40,0	60	P33	19	60
P34	10,49	1961,63	19	1	Canto	2	3530,93	2031,69	106,9	150	P34	19	150
P35	12,78	2389,86	19	1	Intermediário	1	3106,82	1787,65	94,1	135	P35	19	135
P36	15,2	2842,4	19	1	Intermediário	1	3695,12	2126,16	111,9	160	P36	19	160
P37	3,4	635,8	20	1	Extremidade	2	953,70	548,76	27,4	40	P37	20	40
P38	5,86	1095,82	21	1	Canto	2	1972,48	1134,96	54,0	80	P38	21	80
P39	5,86	1095,82	22	1	Canto	2	1972,48	1134,96	51,6	75	P39	22	75

Fonte: Autor

Observando-se a tabela do pré-dimensionamento dos pilares, nota-se que alguns possuem altura da seção muito elevada, por exemplo, os pilares P34, P35, P36 e P15, este último com 19x195 cm.

Para efeito de comparação, recorremos ao software TQS para obter a carga/força normal atuante em cada pilar e recalculamos todas as seções dos pilares. Na Tabela 13 abaixo tem-se a Nd fornecida pelo TQS e as novas seções adotadas para os pilares.

Figura 52 – Área da influência.



Fonte: Autor

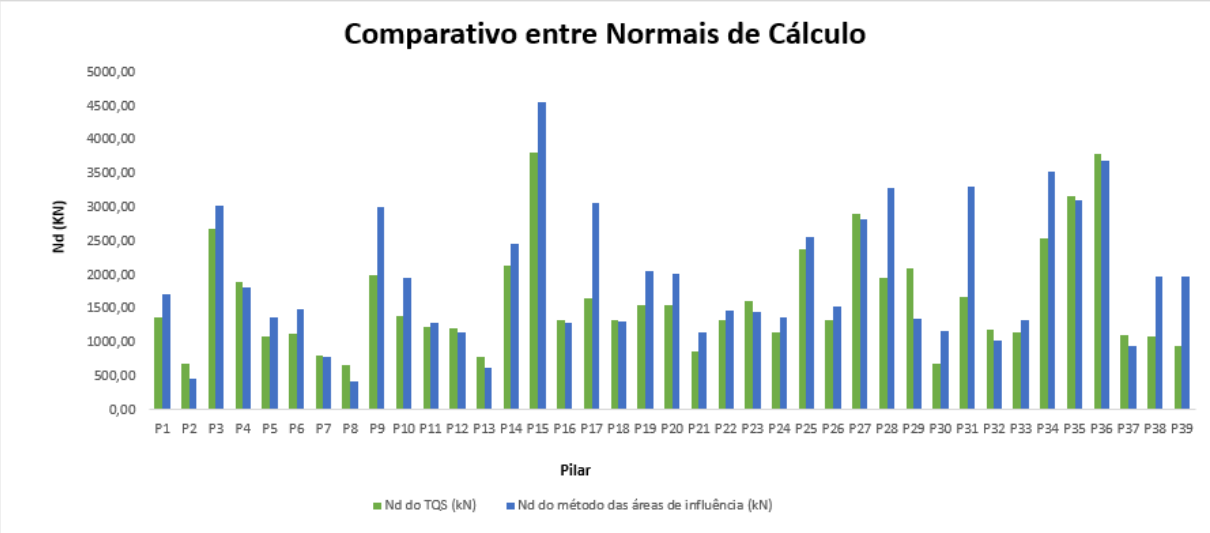
Tabela 13 – Pré-dimensionamento de pilares utilizando Nd fornecida pelo software

Pilar	*b (cm)*	*Nd do TQS (kN)*	*Ac (cm^2)*	*h(cm)*	*h adotado (cm)*	*b x h*		
P1	19	1919,40	1104,42	58,13	50	**P1**	19	50
P2	19	683,00	393,00	20,68	50	**P2**	19	50
P3	19	2684,00	1544,37	81,28	90	**P3**	19	90
P4	19	1903,00	1094,98	57,63	80	**P4**	19	80
P5	19	1087,00	625,46	32,92	50	**P5**	19	50
P6	19	1134,00	652,50	34,34	50	**P6**	19	50
P7	19	798,00	459,17	24,17	50	**P7**	19	50
P8	19	668,00	384,37	20,23	50	**P8**	19	50
P9	19	2003,00	1152,52	60,66	80	**P9**	19	80
P10	19	1392,00	800,95	42,16	50	**P10**	19	50
P11	19	1222,00	703,13	37,01	50	**P11**	19	50
P12	19	1200,00	690,48	36,34	50	**P12**	19	50
P13	19	790,00	454,56	23,92	50	**P13**	19	50
P14	19	2142,00	1232,50	64,87	80	**P14**	19	80
P15	19	3802,00	2187,66	115,14	120	**P15**	19	120
P16	19	1336,00	768,73	40,46	50	**P16**	19	50
P17	19	1657,00	953,43	50,18	80	**P17**	19	80
P18	19	1325,00	762,40	40,13	50	**P18**	19	50
P19	19	1547,00	890,14	46,85	50	**P19**	19	50
P20	19	1560,00	897,62	47,24	50	**P20**	19	50
P21	19	872,00	501,75	26,41	50	**P21**	19	50
P22	19	1323,00	761,25	40,07	50	**P22**	19	50
P23	19	1601,00	921,21	48,48	50	**P23**	19	50
P24	19	1138,00	654,80	34,46	50	**P24**	19	50
P25	19	2370,00	1363,69	71,77	80	**P25**	19	80
P26	19	1332,00	766,43	40,34	50	**P26**	19	50
P27	19	2893,00	1664,62	87,61	90	**P27**	19	90
P28	19	1959,00	1127,20	59,33	80	**P28**	19	80
P29	19	2098,00	1207,18	63,54	80	**P29**	19	80
P30	19	693,00	398,75	20,99	50	**P30**	19	50
P31	19	1663,00	956,88	50,36	80	**P31**	19	80
P32	19	1192,00	685,87	36,10	50	**P32**	19	50
P33	19	1152,00	662,86	34,89	50	**P33**	19	50
P34	19	2535,00	1458,63	76,77	80	**P34**	19	80
P35	19	3163,00	1819,98	95,79	100	**P35**	19	100
P36	19	3793,00	2182,48	114,87	120	**P36**	19	120
P37	19	1114,00	640,99	33,74	50	**P37**	19	50
P38	19	1089,00	626,61	32,98	50	**P38**	19	50
P39	19	936,00	538,57	28,35	50	**P39**	19	50

Fonte: Autor

O gráfico abaixo apresenta um comparativo do pré-dimensionamento dos pilares realizados com a normal de cálculo do software TQS e pelo método das áreas de influências (manual).

Figura 53 – Comparativo entre Normais de Cálculo.



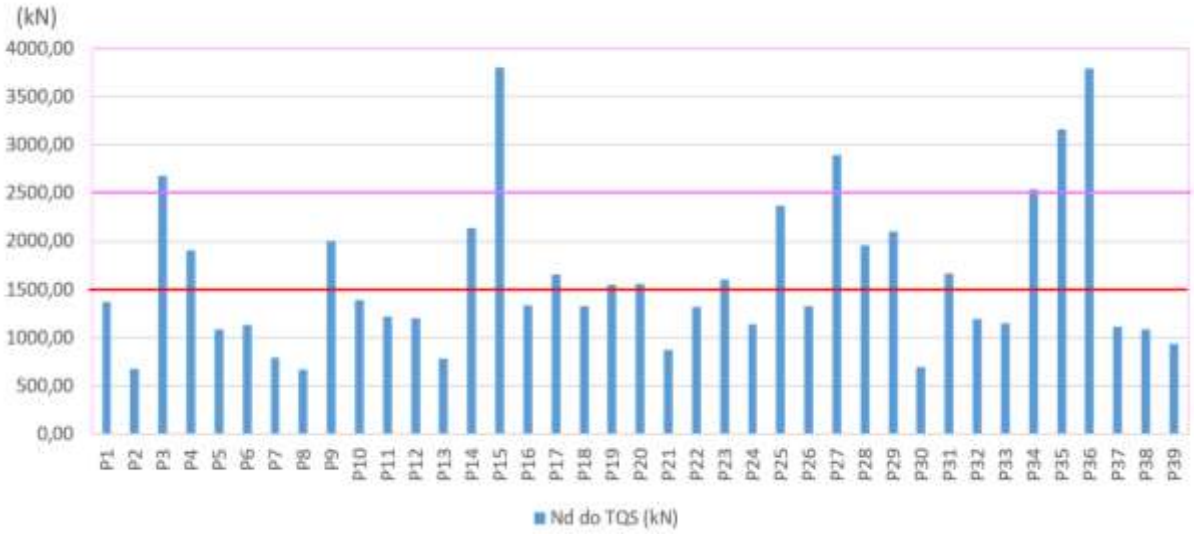
Fonte: Autor

O gráfico mostra que a normal de cálculo obtida pelo método das áreas de influência, onde considerou-se a carga de 10KN/m², foi superior à normal de cálculo obtida pelo software TQS em mais de 70%.

É importante ressaltar que o método das áreas de influência fornece ao engenheiro uma ordem de grandeza das seções dos pilares e possibilita a identificação dos pilares mais carregados da estrutura, porém o método não é capaz de avaliar a estrutura como um todo, dando ao engenheiro uma estimativa da carga atuante no pilar.

O software TQS analisa o comportamento da estrutura como um todo, ou seja, a estrutura é considerada monolítica, modelo mais próximo do comportamento real das estruturas em concreto armado. Com isso, optamos por pré-dimensionar os pilares pela força normal fornecida pelo software. O gráfico da imagem 54 mostra a força normal atuante em cada pilar, de acordo com o software TQS, em KN.

Figura 54 – Definição das seções dos pilares através do Nd.

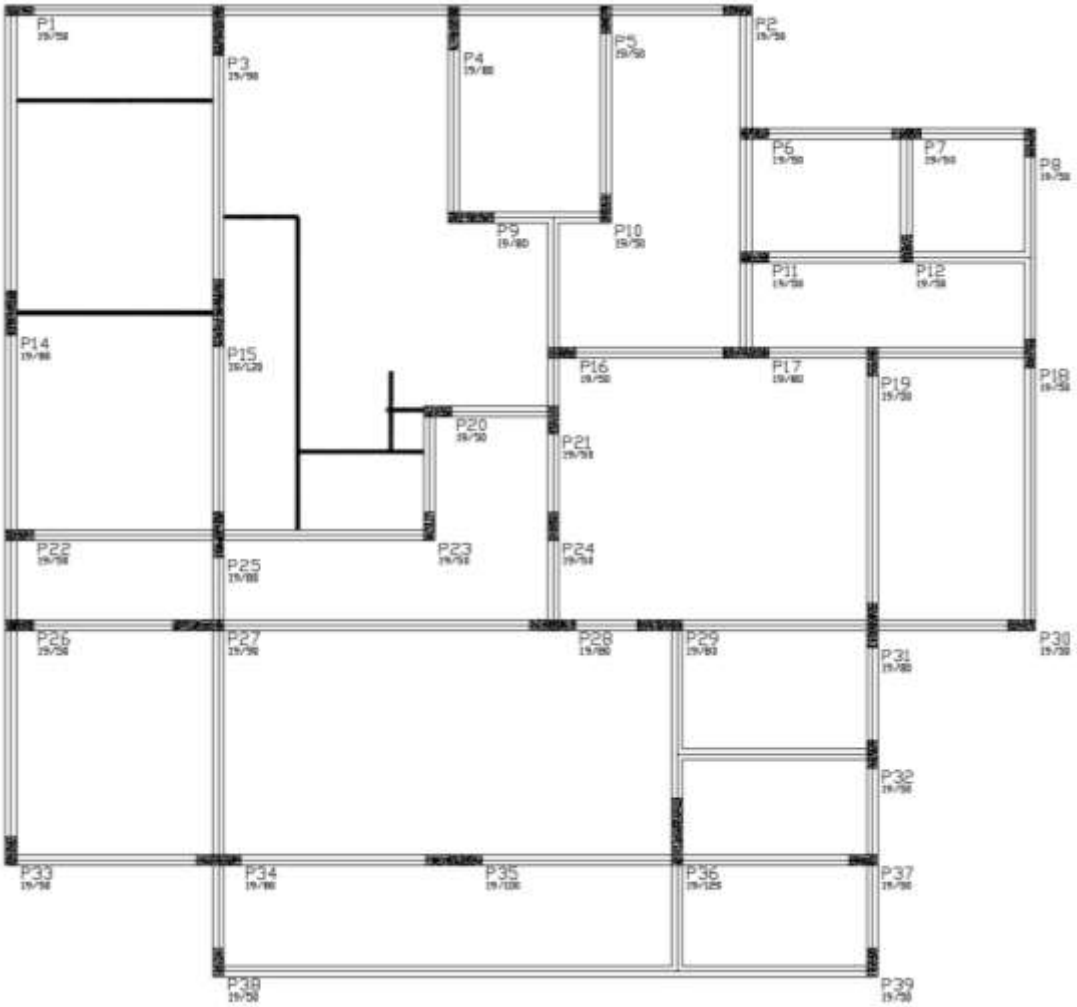


Fonte: Autor

Analisando as normais fornecidas pelo software, é possível observar que a maioria dos pilares tem Normal inferior a 1500 kN (ver imagem 54), carga esta que leva a uma seção de 19 cm x 45 cm. Sendo assim, adotou-se então 19 cm x 50 cm como seção mínima dos pilares, a fim de suprir esta diferença.

Após esta análise e já definida as novas seções dos pilares, volta-se ao modelador estrutural e altera-se as seções de todos os pilares, de 19 cm x 90 cm para as seções obtidas no pré-dimensionamento. Abaixo encontra-se o croqui estrutural com as novas seções dos pilares.

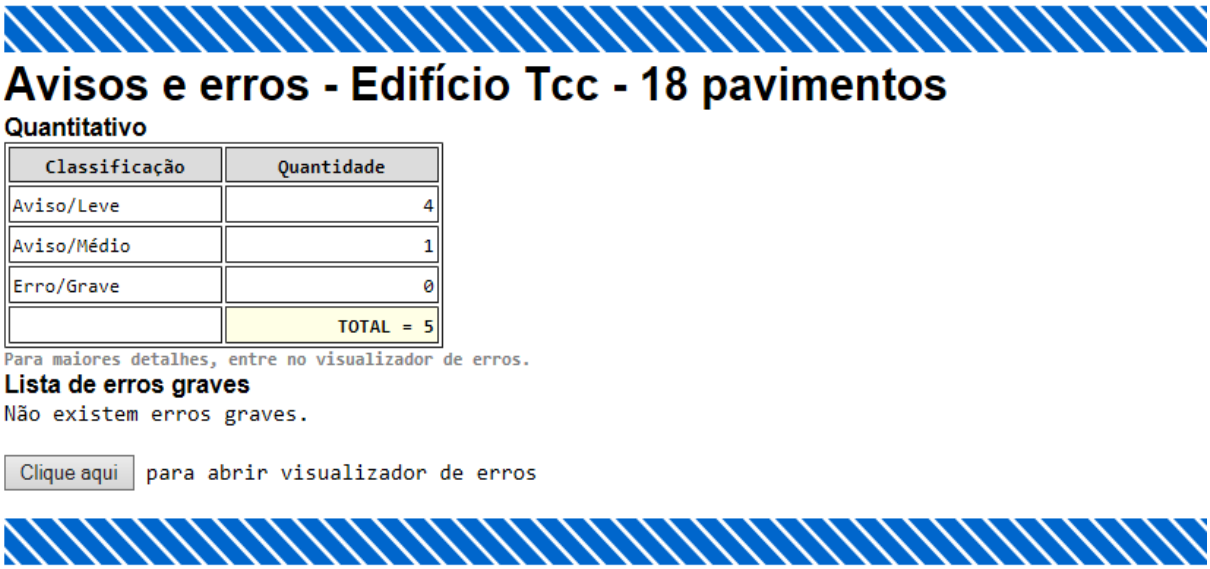
Figura 55 – Planta definida com as seções dos pilares.



Fonte: Autor

Tendo as medidas dos pilares pré-estabelecidas, realiza-se um novo processamento da estabilidade global da estrutura com a finalidade de analisar se os elementos adotados estavam aptos a serem utilizados. Nota-se, que assim como no segundo processamento global, não ocorreram erros graves e seguiu-se então para análise do coeficiente γz onde é possível observar que os valores obtidos ainda se encontravam maiores que 1,1.

Figura 56 – 3º Processamento global



Avisos e erros - Edifício Tcc - 18 pavimentos

Quantitativo

Classificação	Quantidade
Aviso/Leve	4
Aviso/Médio	1
Erro/Grave	0
	TOTAL = 5

Para maiores detalhes, entre no visualizador de erros.

Lista de erros graves

Não existem erros graves.

Clique aqui para abrir visualizador de erros

Fonte: Autor

Analisando a tabela e o gráfico abaixo constata-se que os valores do gama z aumentaram significativamente, por exemplo, de 1,104 na direção de 90° para 1,156 e de 1,115 na direção 180° para 1,171, com isso, após a alterações das seções dos pilares a estrutura perdeu rigidez.

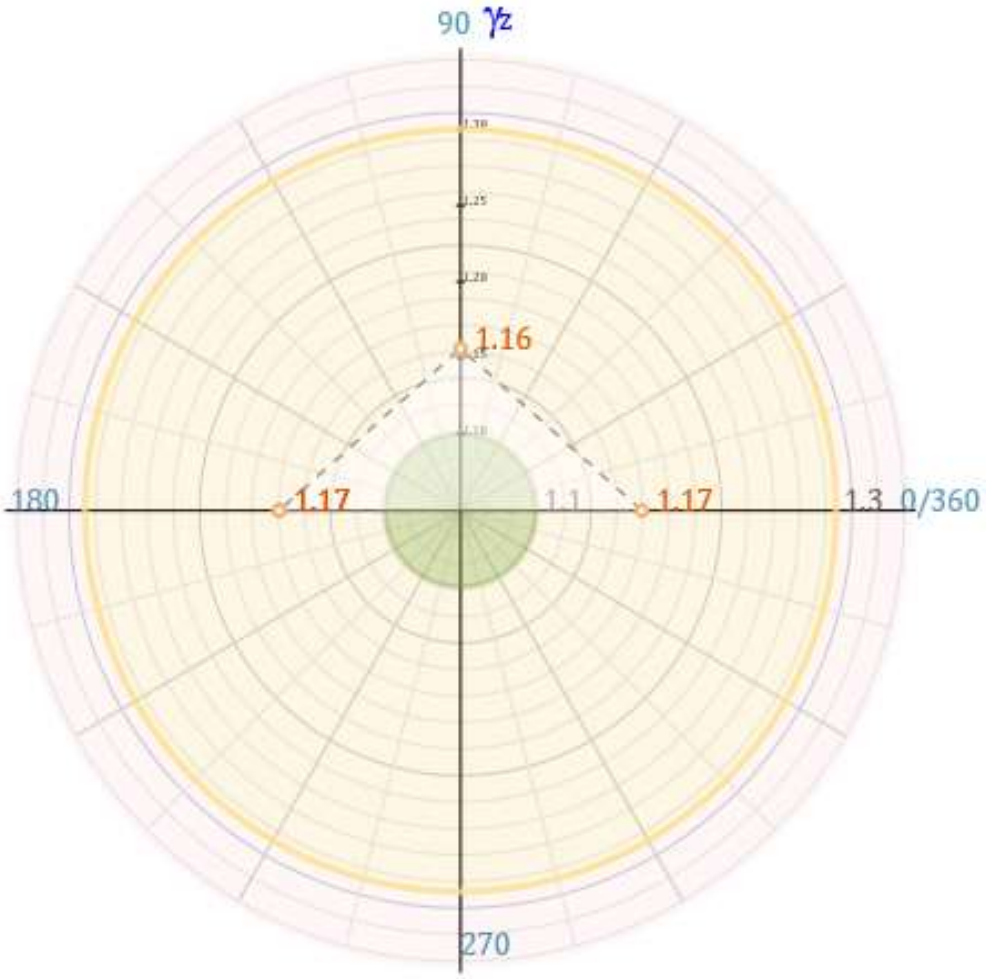
Figura 57 – Parâmetro de estabilidade (γZ) - 3º Processamento global

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

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	γ_z	α	Obs
5	90.0	6171.2	387.1	127.0	3646.6	230.1	1.156	0.826	B
6	180.0	6171.2	385.4	117.2	3364.9	230.1	1.171	0.857	B
7	0.0	6171.2	385.4	117.2	3364.9	230.1	1.171	0.857	B
8	180.0	6171.2	385.4	117.2	3364.9	230.1	1.171	0.857	B

Fonte: Autor

Figura 58 – Gráfico do coeficiente (γZ) - 3º Processamento global

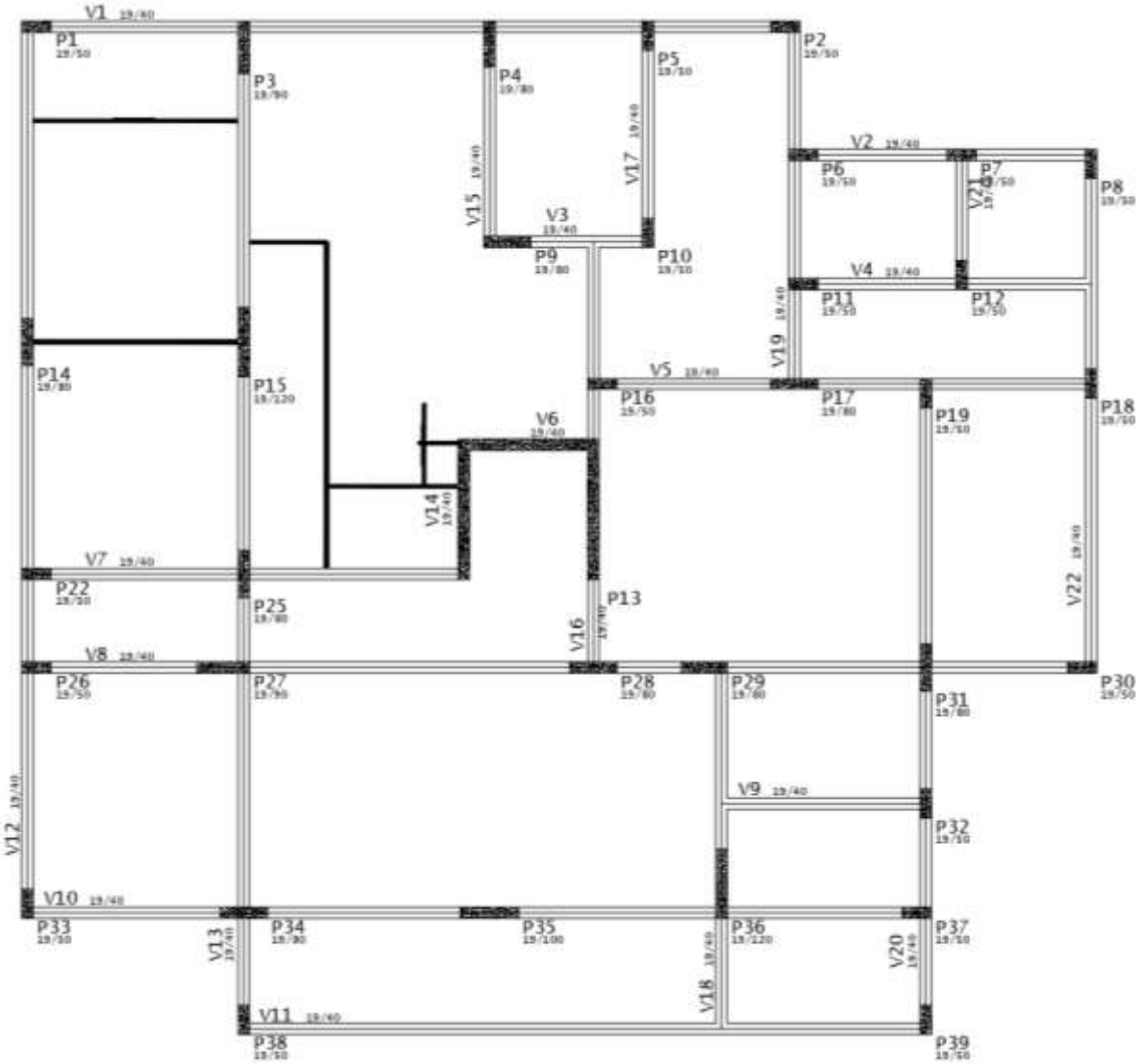


Fonte: Autor

Com os novos valores de γ_z encontrados, faz-se necessários a análise de segunda ordem e a majoração dos esforços horizontais em 0,95. γ_z , pois a não consideração dos efeitos de segunda ordem só pode ser feita para $\gamma_z \leq 1{,}10$.

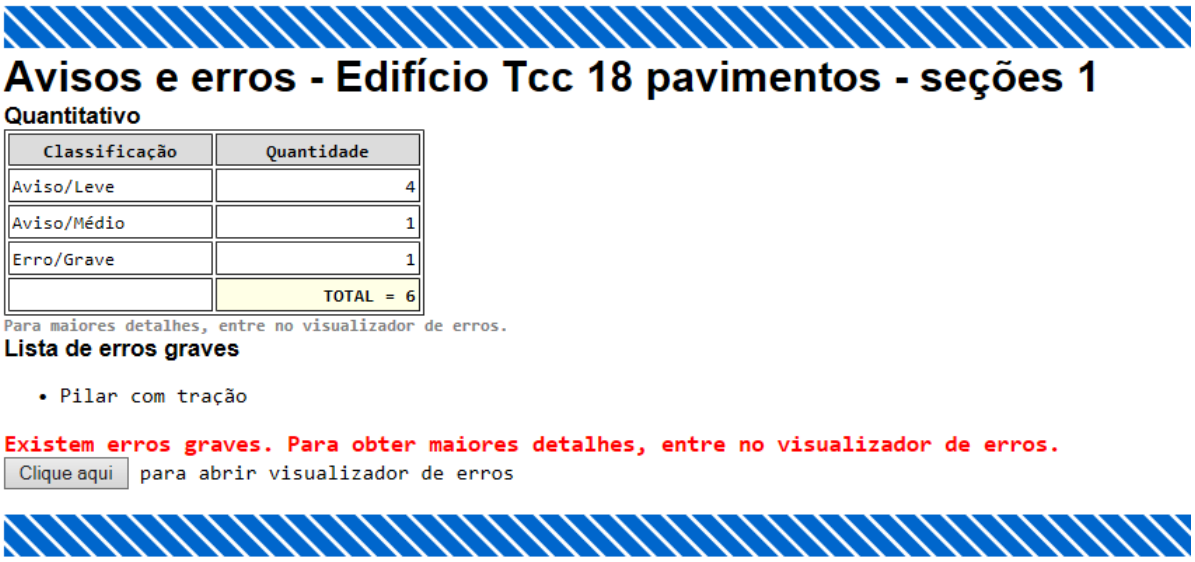
Na tentativa de diminuir o parâmetro γ_z até o ponto de desprezar os efeitos de segunda ordem e não majorar as cargas horizontais, optou-se pela retirada dos pilares P20, P21, P23 e P24, para a adição de um núcleo de rigidez localizado na caixa do elevador central. Realizada esta mudança efetuou-se um novo processamento com o propósito de observar a eficácia da alteração.

Figura 59 – Croqui estrutural com núcleo de rigidez.



Fonte: Autor

Figura 60 – 4º Processamento global.



Avisos e erros - Edifício Tcc 18 pavimentos - seções 1

Quantitativo

Classificação	Quantidade
Aviso/Leve	4
Aviso/Médio	1
Erro/Grave	1
	TOTAL = 6

Para maiores detalhes, entre no visualizador de erros.

Lista de erros graves

- Pilar com tração

Existem erros graves. Para obter maiores detalhes, entre no visualizador de erros.

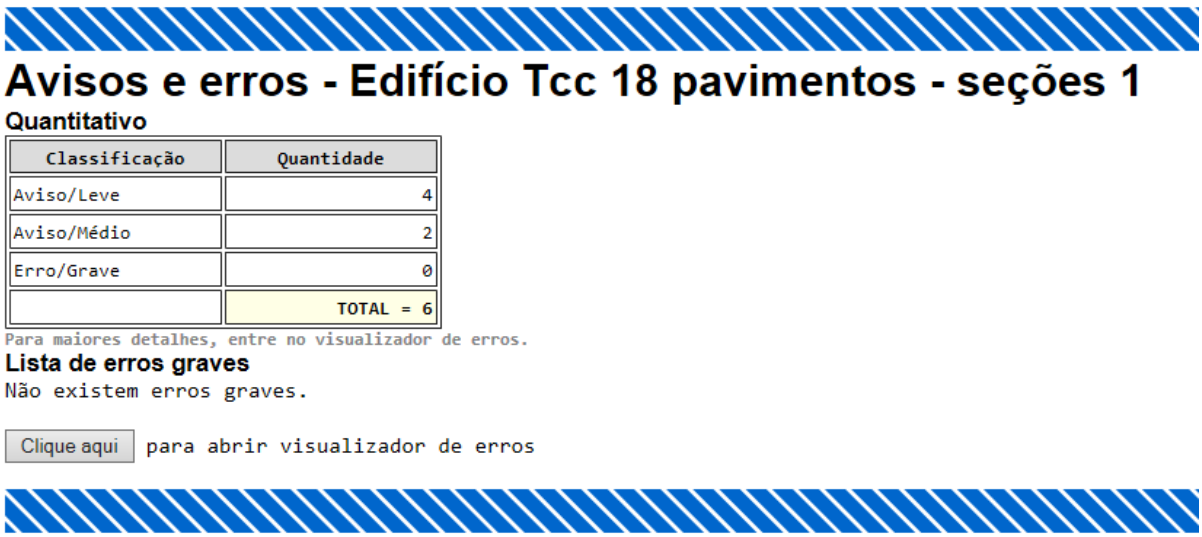
Clique aqui para abrir visualizador de erros

Fonte: Autor

Ao término do quarto processamento global apontou um erro grave, pilar P16 com tração, evidentemente este fato ocorreu após a inserção do núcleo de rigidez, o que provocou o efeito alavanca na viga V16. Para solucionar o problema optou-se pela retirada do pilar P16.

Após a retirada, efetuou-se um novo processamento global da estrutura e os resultados não apontaram erros graves, como ilustrado na figura abaixo.

Figura 61 – 5º Processamento global



Avisos e erros - Edifício Tcc 18 pavimentos - seções 1

Quantitativo

Classificação	Quantidade
Aviso/Leve	4
Aviso/Médio	2
Erro/Grave	0
	TOTAL = 6

Para maiores detalhes, entre no visualizador de erros.

Lista de erros graves

Não existem erros graves.

Clique aqui para abrir visualizador de erros

Fonte: Autor

A inserção de um núcleo de rigidez ocasionou em uma melhora significativa na estabilidade global, pois o γz reduziu de 1,17 para 1,11, estando muito próximo do valor 1,10, onde podemos desprezar os efeitos de segunda ordem. Com isso vale ressaltar a importância de elementos com alta rigidez para contribuir com a estabilidade global de edifícios altos, onde os esforços de vento provocam deslocamentos laterais na estrutura, gerando esforços adicionais que podem não ter sido considerados em projeto, além dos efeitos da não linearidade física e geométrica que também geram momentos adicionais na estrutura. A figura abaixo mostra os resultados do parâmetro γz após a inserção do núcleo de rigidez.

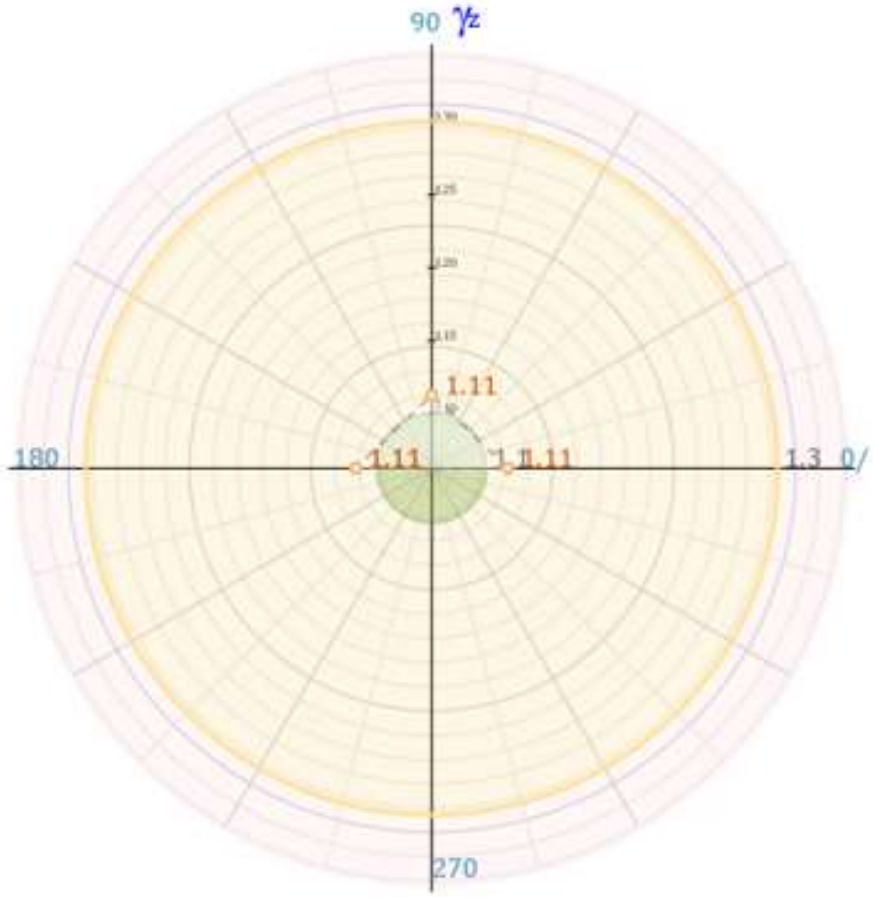
Figura 62 – Parâmetro de estabilidade (γZ) - 5º Processamento global.

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

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	γ_z	α	Obs
5	90.0	6195.0	290.1	127.0	3645.7	230.8	1.113	0.748	B
6	180.0	6195.0	272.5	117.2	3365.5	230.8	1.115	0.771	B
7	0.0	6195.0	272.5	117.2	3365.5	230.8	1.115	0.771	B
8	180.0	6195.0	272.5	117.2	3365.5	230.8	1.115	0.771	B

Fonte: Autor

Figura 63 – Gráfico do coeficiente (γZ) - 5º Processamento global

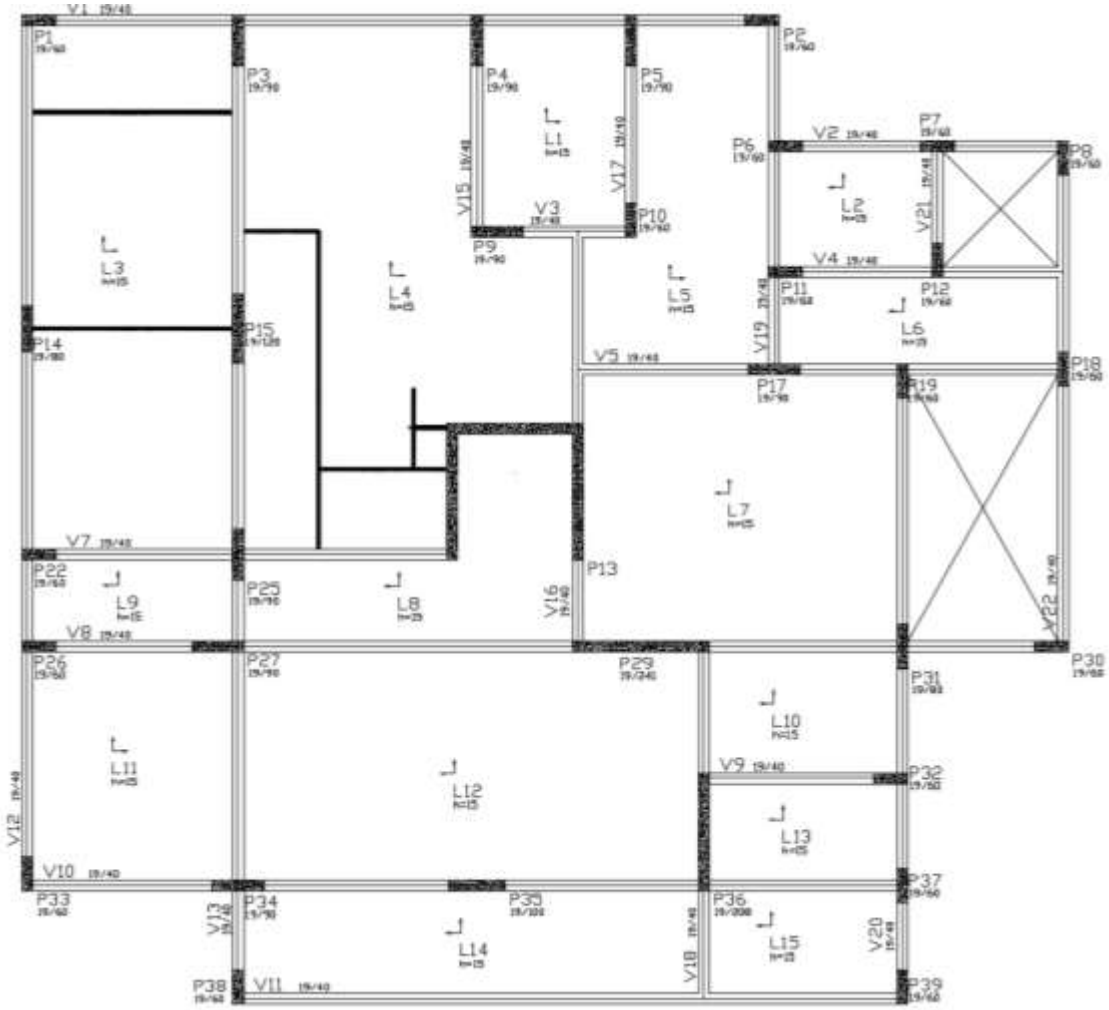


Fonte: Autor

Afim de se obter o valor do coeficiente $\gamma z \leq 1{,}10$, fez-se novas mudanças no dimensionamento e também na direção dos pilares, onde os pilares passaram a ter seções de 19 cm x 60 cm, 19 cm x 80 cm, 19 cm x 90 cm e ainda alguns especiais, e a rotação do pilar P37.

Como os pilares P15, P35 e P36 apresentavam altura da seção maior que 100 cm, estabeleceu-se as medidas obtidas através do pré-dimensionamento. Optou-se, além disto, pela inserção de dois pilares parede, aumentando-se a seção do P36 para 19 cm x 208 cm e também a junção dos pilares P28 com o P29, resultando em uma seção de 19 cm x 241 cm.

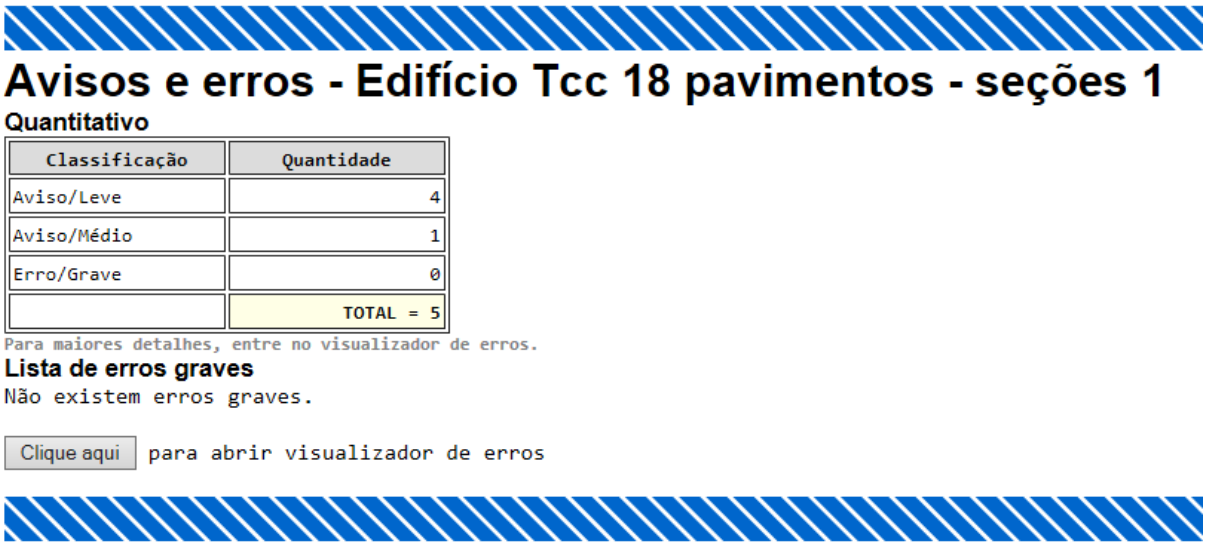
Figura 64 – Planta com modificação na dimensão e direção dos pilares.



Fonte: Autor

Através do novo processamento global é possível observar que o coeficiente γz na direção de 90° estava dentro do valor desejado, e verificou-se que nas direções 0°, 180° e 270° suas grandezas se encontravam próximas a 1,1.

Figura 65 – 6º Processamento global.



Avisos e erros - Edifício Tcc 18 pavimentos - seções 1

Quantitativo

Classificação	Quantidade
Aviso/Leve	4
Aviso/Médio	1
Erro/Grave	0
	TOTAL = 5

Para maiores detalhes, entre no visualizador de erros.

Lista de erros graves

Não existem erros graves.

Clique aqui para abrir visualizador de erros

Fonte: Autor

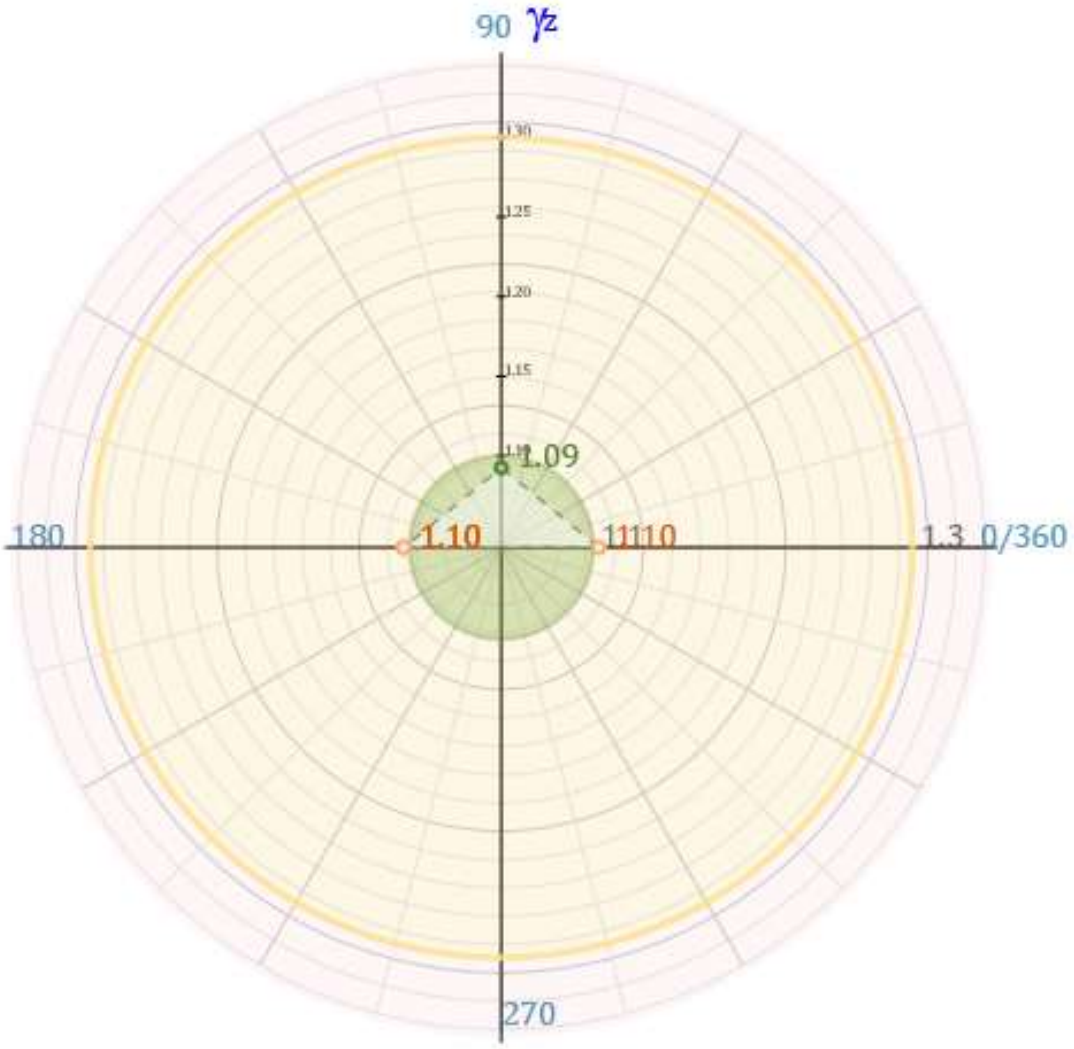
Figura 66 – Parâmetro de estabilidade (γZ) - 6º Processamento global.

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

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	γ_z	α	Obs
5	90.0	6221.0	242.7	127.0	3645.3	231.5	1.093	0.682	B
6	180.0	6221.0	248.6	117.2	3366.0	231.5	1.104	0.738	B
7	0.0	6221.0	248.6	117.2	3366.0	231.5	1.104	0.738	B
8	180.0	6221.0	248.6	117.2	3366.0	231.5	1.104	0.738	B

Fonte: Autor

Figura 67 – Gráfico do coeficiente (γZ) - 6º Processamento global.



Fonte: Autor

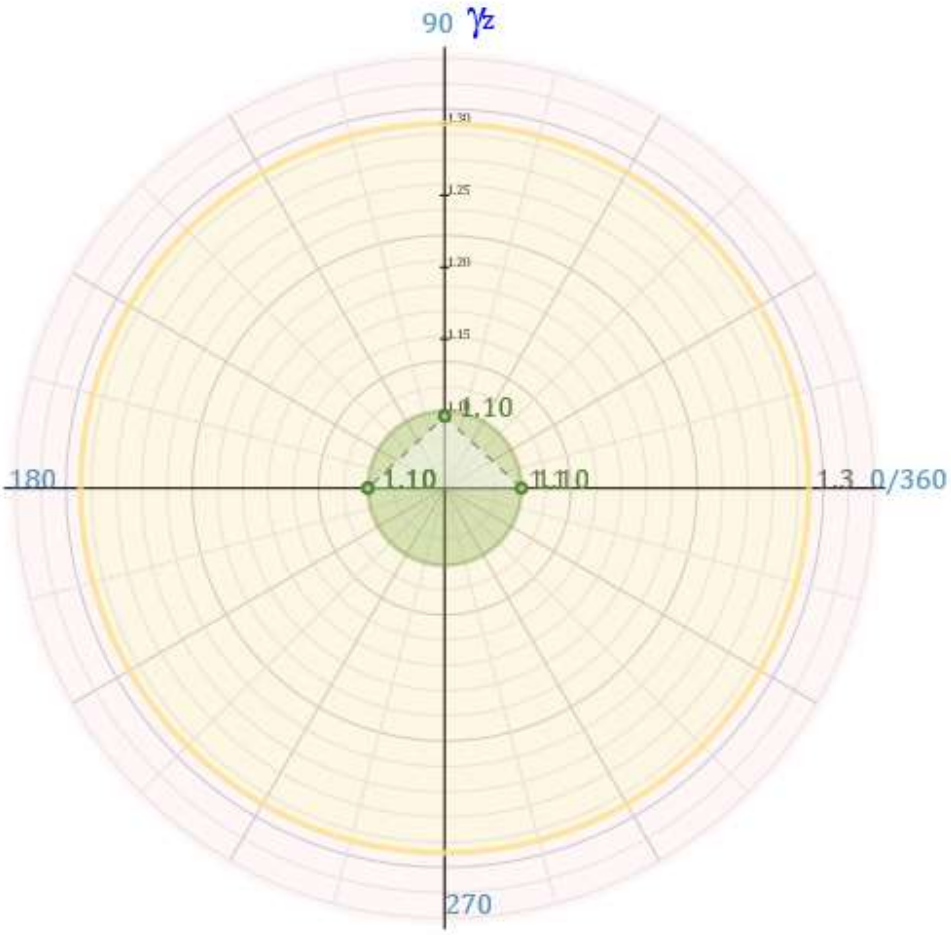
Com a finalidade de solucionar a margem de diferença encontrada nas direções que não satisfizeram a condição de $\gamma z \leq 1{,}1$, rotacionou-se o pilar P32. Feito isso fez-se um novo processamento global da estrutura, onde os valores obtidos respeitaram a condição desejada.

Figura 68 – Parâmetro de estabilidade (γZ) - 7º Processamento global.

Parâmetro de estabilidade (γ_z)para os carregamentos simples de vento									
Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	γ_z	α	Obs
5	90.0	6223.4	251.8	127.0	3645.2	231.6	1.096	0.697	B
6	180.0	6223.4	240.2	117.2	3366.0	231.6	1.100	0.724	B
7	0.0	6223.4	240.2	117.2	3366.0	231.6	1.100	0.724	B
8	180.0	6223.4	240.2	117.2	3366.0	231.6	1.100	0.724	B

Fonte: Autor

Figura 69 – Gráfico do coeficiente (γZ) - 7º Processamento global.



Fonte: Autor

Sendo assim, após a adição do núcleo de rigidez na caixa de elevador, alguns pilares parede, aumento das seções e rotação de alguns pilares, o parâmetro gama z

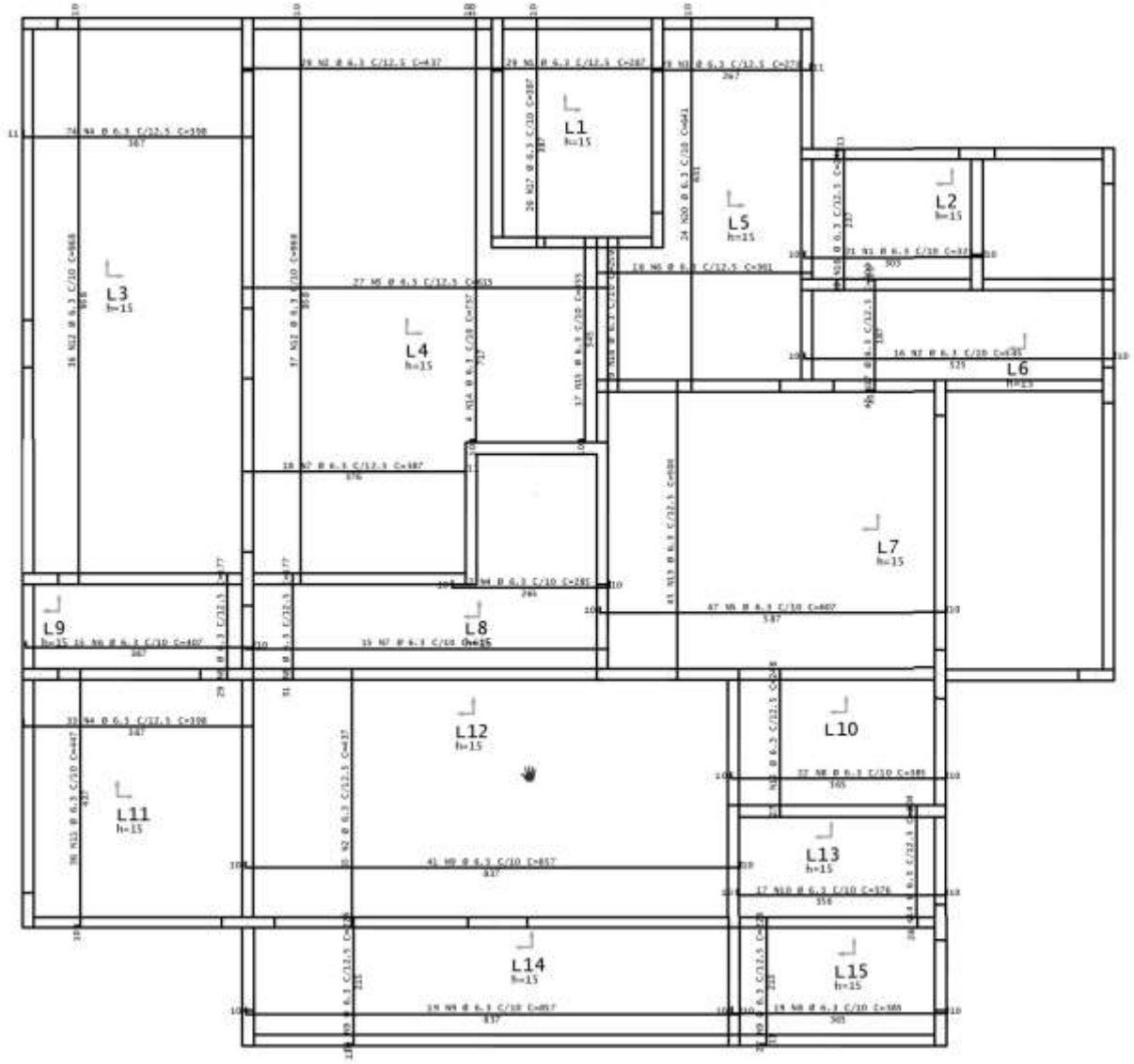
ficou abaixo de 1,10 em todas as direções, indicando que podemos desconsiderar os efeitos de 2° ordem atuantes na estrutura.

Após o estudo da estabilidade da estrutura, passou-se para a fase do dimensionamento dos elementos estruturais, lajes, vigas e pilares. Com objetivo de comparar os resultados obtidos pelo software e os métodos manuais de cálculo, apresenta-se abaixo os resultados obtidos.

7.4 DIMENSIONAMENTO E DETALHES DAS LAJES.

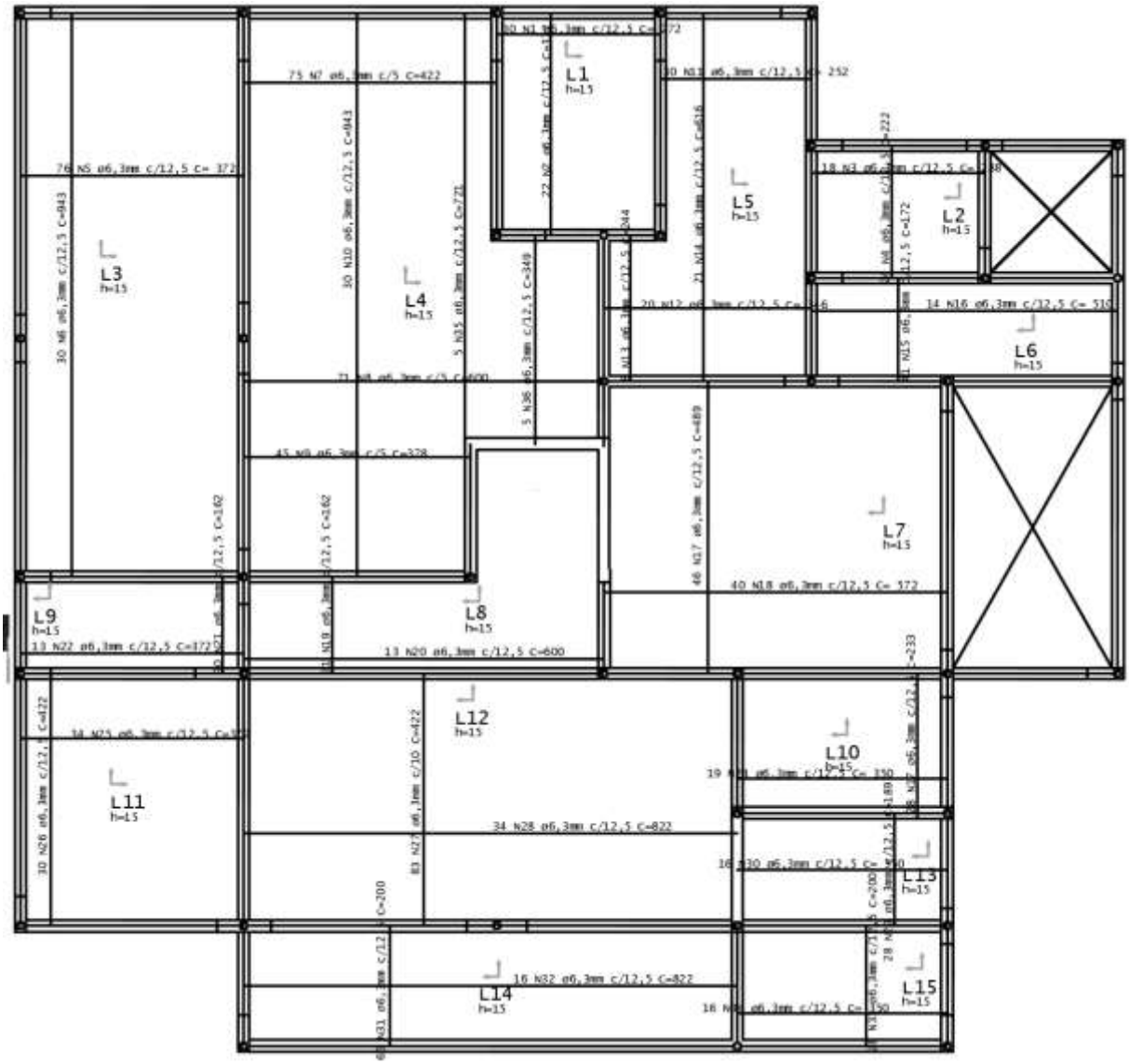
Com objetivo de validar os resultados obtidos pelo TQS, fez-se os cálculos das lajes manualmente, com a intenção de obter uma ordem de grandeza para as armaduras e comparar as áreas de aço obtida nos dois processos. Segue abaixo os detalhamentos obtidos pelo software (FIGURA 70) e pelo cálculo manual (FIGURA 71), respectivamente.

Figura 70 – Detalhamento das lajes obtidas através do software



Fonte: Autor

Figura 71 – Detalhamento das lajes do pavimento tipo realizado manualmente

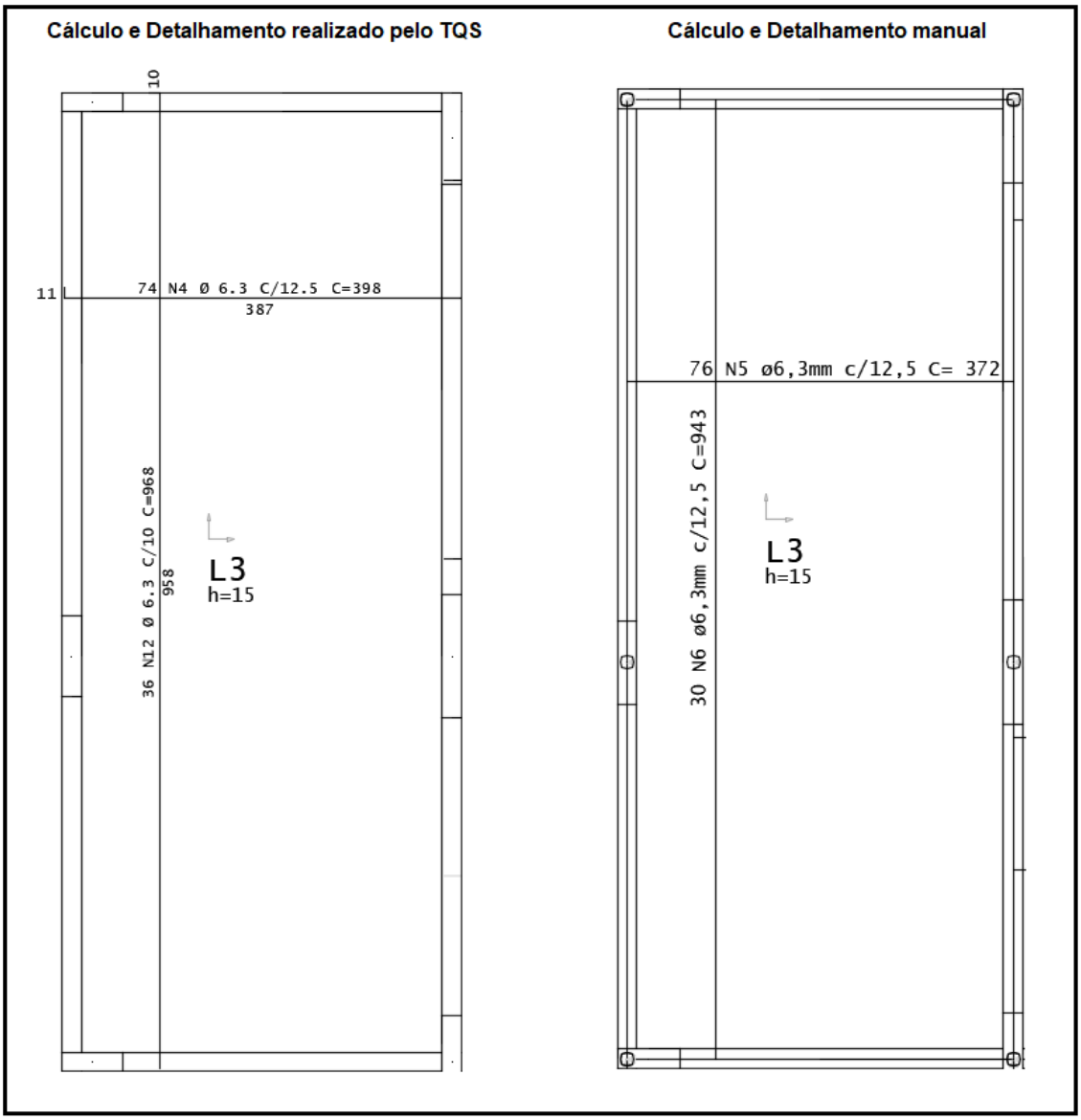


Fonte: Autor

Analisando separadamente as lajes, por exemplo a laje 3, pode-se perceber a semelhança nos resultados obtidos pelo cálculo manual e pelo software, pois na direção principal obteve-se 76 Ø 6,3 mm c/12,5 e 74 Ø 6,3 mm c/12,5, respectivamente. Houve também uma diferença entre o comprimento das barras, tendo em vista que o software TQS considera além do comprimento de 372 cm, ganchos de 13 cm, o que traz maior segurança. Já na direção secundária, o software apontou 36 Ø 6,3 mm c/10, com barras de comprimento de C= 968 cm enquanto no

cálculo manual obteve-se 30 Ø 6,3 mm c/12,5 e o comprimento das barras de C= 943 cm, conforme imagem abaixo.

Figura 72 – Comparação do detalhamento da laje L3



Fonte: Autor

Este padrão seguiu-se para todas as lajes, onde pode-se observar que os detalhamentos do TQS são mais precisos, já que o software considera o comportamento conjunto dos elementos, pois como as deformações das vigas influenciam nas deformações das lajes e também os deslocamentos verticais e esforços provenientes do vento, efeitos que não são considerados no cálculo manual.

A importância do cálculo manual , além do conhecimento teórico necessário para manipular o software TQS, está no fato dele fornecer ao calculista uma ordem de grandeza para avaliar e validar os resultados fornecidos pelo software, quando nos deparamos com resultados muito discrepantes entre o cálculo manual e do software é sinal que pode haver erro no modelo estrutural, necessitando assim, de uma revisão da concepção estrutural do projeto.

7.5 DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DAS VIGAS.

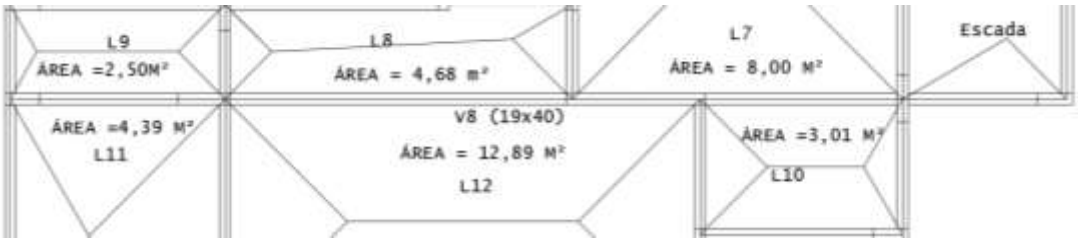
7.5.1 Dimensionamento manual da viga V8.

Determinação das cargas atuantes nas lajes:

- Peso próprio: $0{,}15\ \text{m x}\ 25\ \frac{\text{kN}}{m^3} = 3{,}75\ \frac{\text{kN}}{m^2}$
- Revestimento: $0{,}05\ \text{m x}\ 19\ \frac{\text{kN}}{m^3} = 1\ \frac{\text{kN}}{m^2}$
- Sobrecarga: $1{,}5\ \frac{\text{kN}}{m^2}$

Total = $6{,}25\ \frac{\text{kN}}{m^2}$

Figura 73 – Área de influência das lajes na viga V8.



Fonte: Autor

Determinação das cargas atuante na viga V8:

- V8a

- Peso próprio: $0{,}19\ m\ x\ 0{,}40\ m\ x\ 25\frac{kN}{m^3} = 1{,}9\ \frac{\text{kN}}{m}$
- Alvenaria: $0{,}19\ m\ x\ 2{,}80\ m\ x\ 13\ \frac{kN}{m^3} = 6{,}92\ \frac{kN}{m}$
- L9: $\frac{2{,}50\ m^2\ x\ 6{,}25\frac{kN}{m^2}}{3{,}72m} = 4{,}20\frac{kN}{m}$
- L11: $\frac{4{,}39\ m^2\ x\ 6{,}25\frac{kN}{m^2}}{3{,}72m} = 7{,}38\frac{kN}{m}$

Total = 20,40 $\frac{\text{kN}}{m^2}$

- V8b

- Peso próprio: $0{,}19\ m\ x\ 0{,}40\ m\ x\ 25\frac{kN}{m^3} = 1{,}9\ \frac{\text{kN}}{m}$
- Alvenaria: $0{,}19\ m\ x\ 2{,}80\ m\ x\ 13\ \frac{kN}{m^3} = 6{,}92\ \frac{kN}{m}$
- L8: $\frac{4{,}68\ m^2\ x\ 6{,}25\frac{kN}{m^2}}{6\ m} = 4{,}88\frac{kN}{m}$
- L12: $\frac{12{,}89\ m^2\ x\ 6{,}25\frac{kN}{m^2}}{8{,}22\ m} = 9{,}80\frac{kN}{m}$

Total = 23,50 $\frac{\text{kN}}{m^2}$

- V8c

- Peso próprio: $0{,}19\ m\ x\ 0{,}40\ m\ x\ 25\frac{kN}{m^3} = 1{,}9\ \frac{\text{kN}}{m}$
- Alvenaria: $0{,}19\ m\ x\ 2{,}80\ m\ x\ 13\ \frac{kN}{m^3} = 6{,}92\ \frac{kN}{m}$
- L7: $\frac{8{,}00\ m^2\ x\ 6{,}25\frac{kN}{m^2}}{5{,}72\ m} = 8{,}75\frac{kN}{m}$
- L12: $\frac{12{,}89\ m^2\ x\ 6{,}25\frac{kN}{m^2}}{8{,}22\ m} = 9{,}80\frac{kN}{m}$

Total = 27,37 $\frac{\text{kN}}{m^2}$

- V8d

- Peso próprio: $0{,}19\ m\ x\ 0{,}40\ m\ x\ 25\frac{kN}{m^3} = 1{,}9\ \frac{\text{kN}}{m}$
- Alvenaria: $0{,}19\ m\ x\ 2{,}80\ m\ x\ 13\ \frac{kN}{m^3} = 6{,}92\ \frac{kN}{m}$
- L7: $\frac{8{,}00\ m^2\ x\ 6{,}25\frac{kN}{m^2}}{5{,}72\ m} = 8{,}75\frac{kN}{m}$
- L10: $\frac{3{,}01\ m^2\ x\ 6{,}25\frac{kN}{m^2}}{3{,}5\ m} = 5{,}38\frac{kN}{m}$

Total = 22,95 $\frac{\text{kN}}{m^2}$

- Escada

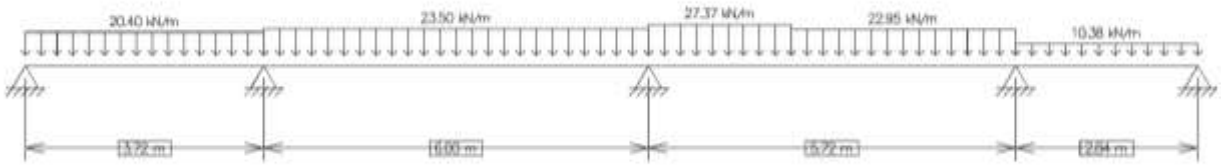
- Peso próprio: $0{,}19\ m\ x\ 0{,}40\ m\ x\ 25\frac{kN}{m^3} = 1{,}9\ \frac{\text{kN}}{m}$

- Alvenaria: $0{,}19\ m\ x\ 2{,}80\ m\ x\ 13\ \frac{kN}{m^3} = 6{,}92\ \frac{kN}{m}$
- Escada: $\frac{3{,}00\ m^2\ x\ 1{,}48\ \frac{kN}{m^2}}{2{,}84\ m} = \frac{kN}{m}$

Total = 10,38 $\frac{\text{kN}}{m^2}$

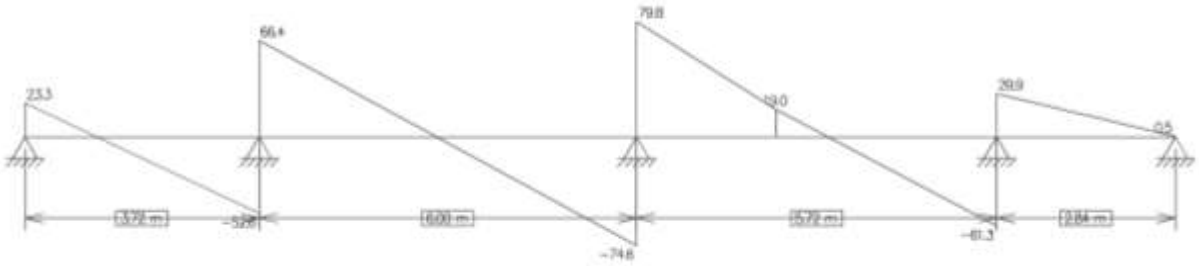
Com o auxílio do software FTOOL é possível determinar os esforços solicitantes. Segue abaixo os resultados:

Figura 74 – Esquema estrutural.



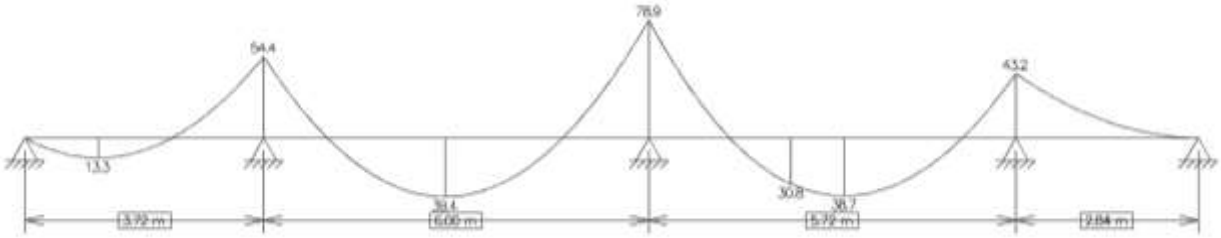
Fonte: Autor

Figura 75 – Diagrama de Cortante.



Fonte: Autor

Figura 76 – Diagrama de Momento Fletor



Fonte: Autor

Com o momento solicitante máximo é possível verificar se o pré-dimensionamento da V8 (19x40) cumpre o dmín permitido pela Norma.

$$dmín = 2\ x\ \sqrt{\frac{Md}{bw\ x\ fcd}} = 2\ x\ \sqrt{\frac{1{,}4\ x\ 78{,}9}{0{,}19\ x \frac{35000}{1{,}4}}} = \ 0{,}305\ m = 30{,}5\ cm$$

De acordo com o h adotado de 40 cm e o cálculo do dmín realizado, confirma conformidade com a Norma.

O cálculo da armadura longitudinal é realizado através da seguinte equação em cada parte da viga, sendo d'= 4 cm e d = 36 cm:

- Mk = 13,3 kN.m

$$KMD = \frac{Md}{bw\ x\ d^2 x\ fcd} \text{ onde } KMD = \frac{1{,}4\ x\ 13{,}3}{0{,}19\ x\ 0{,}36^2 x \frac{35000}{1{,}4}} = 0{,}0302$$

Segundo o Anexo I:

KMD	KX	KZ	Ec	Es
0,0350	**0,0526**	**0,9790**	**0,5549**	**10**

Com os valores obtidos, conclui-se que a viga está trabalhando no Domínio 2. Através do valor de KZ determinamos a área de aço As, necessária para combater o momento fletor solicitante.

$$As = \frac{Md}{KZ\ x\ d\ x\ fyd}$$

$$As = \frac{1{,}4\ x\ 13{,}3}{0{,}9790\ x\ 0{,}36\ x\ \left(\frac{50}{1{,}15}\right)} = \ 1{,}22\ cm^2$$

De acordo com o Anexo X: conclui-se a necessidade de 2 barras de 10 mm com área efetiva de 1,57 cm². Parte-se então para o cálculo da armadura mínima e máxima.

Armadura mínima: $As, mín = 0{,}15\%\ x\ Ac = \frac{0{,}15}{100}\ x\ 19\ x\ 40 = 1{,}14\ cm^2$

Armadura máxima: $As, máx = 4\%\ x\ Ac = \frac{4}{100}\ x\ 19\ x\ 40 = 30{,}4\ cm^2$

O As calculado obedece aos intervalos de armadura mínima e máxima.

- Mk = 54,4 kN.m

$$KMD = \frac{Md}{bw\ x\ d^2 x\ fcd} \text{ onde } KMD = \frac{1{,}4\ x\ 54{,}4}{0{,}19\ x\ 0{,}36^2 x \frac{35000}{1{,}4}} = 0{,}1237$$

Segundo o Anexo I:

KMD	KX	KZ	Ec	Es
0,1250	**0,1998**	**0,9201**	**2,4967**	**10**

Com os valores obtidos, conclui-se que a viga está trabalhando no Domínio 2. Através do valor de KZ determinamos a área de aço As, necessária para combater o momento fletor solicitante.

$$As = \frac{Md}{KZ\ x\ d\ x\ fyd}$$

$$As = \frac{1{,}4\ x\ 54{,}4}{0{,}9201\ x\ 0{,}36\ x\ \left(\frac{50}{1{,}15}\right)} = \ 5{,}29\ cm^2$$

De acordo com o Anexo X: conclui-se a necessidade de 3 barras de 16 mm com área efetiva de 6,03 cm². O As calculado obedece aos intervalos de armadura mínima e máxima.

- Mk = 39,4 kN.m

$$KMD = \frac{Md}{bw\ x\ d^2 x\ fcd} \text{ onde } KMD = \frac{1{,}4\ x\ 39{,}4}{0{,}19\ x\ 0{,}36^2 x \frac{35000}{1{,}4}} = 0{,}0896$$

Segundo o Anexo I:

KMD	KX	KZ	Ec	Es
0,0900	**0,1402**	**0,9439**	**1,6308**	**10**

Com os valores obtidos, conclui-se que a viga está trabalhando no Domínio 2. Através do valor de KZ determinamos a área de aço As, necessária para combater o momento fletor solicitante.

$$As = \frac{Md}{KZ\ x\ d\ x\ fyd}$$

$$As = \frac{1{,}4\ x\ 39{,}4}{0{,}9439\ x\ 0{,}36\ x\ \left(\frac{50}{1{,}15}\right)} = \ 3{,}73\ cm^2$$

De acordo com o Anexo X: conclui-se a necessidade de 5 barras de 10 mm com área efetiva de 3,93 cm². O As calculado obedece aos intervalos de armadura mínima e máxima.

- Mk = 78,9 kN.m

$$KMD = \frac{Md}{bw\ x\ d^2 x\ fcd} \text{ onde } KMD = \frac{1{,}4\ x\ 78{,}9}{0{,}19\ x\ 0{,}36^2 x \frac{35000}{1{,}4}} = 0{,}1794$$

Segundo o Anexo I:

KMD	KX	KZ	Ec	Es
0,1800	0,3009	0,8796	3,5000	8,1306

Com os valores obtidos, conclui-se que a viga está trabalhando no Domínio 3. Através do valor de KZ determinamos a área de aço As, necessária para combater o momento fletor solicitante.

$$As = \frac{Md}{KZ\ x\ d\ x\ fyd}$$

$$As = \frac{1{,}4\ x\ 78{,}9}{0{,}8796\ x\ 0{,}36\ x\ \left(\frac{50}{1{,}15}\right)} = 8{,}02\ cm^2$$

De acordo com o Anexo X: conclui-se a necessidade de 4 barras de 16 mm com área efetiva de 8,04 cm². O As calculado obedece aos intervalos de armadura mínima e máxima.

- Mk = 38,7 kN.m

$$KMD = \frac{Md}{bw\ x\ d^2 x\ fcd} \text{ onde } KMD = \frac{1{,}4\ x\ 38{,}7}{0{,}19\ x\ 0{,}36^2 x \frac{35000}{1{,}4}} = 0{,}0880$$

Segundo o Anexo I:

KMD	KX	KZ	Ec	Es
0,0900	0,1402	0,9439	1,6308	10

Com os valores obtidos, conclui-se que a viga está trabalhando no Domínio 2. Através do valor de KZ determinamos a área de aço As, necessária para combater o momento fletor solicitante.

$$As = \frac{Md}{KZ\ x\ d\ x\ fyd}$$

$$As = \frac{1{,}4\ x\ 38{,}7}{0{,}9439\ x\ 0{,}36\ x\ \left(\frac{50}{1{,}15}\right)} = \ 3{,}67\ cm^2$$

De acordo com o Anexo X: conclui-se a necessidade de 5 barras de 10 mm com área efetiva de 3,93 cm². O As calculado obedece aos intervalos de armadura mínima e máxima.

- Mk = 43,2 kN.m

$KMD = \frac{Md}{bw\ x\ d^2 x\ fcd}$ onde $KMD = \frac{1{,}4\ x\ 43{,}2}{0{,}19\ x\ 0{,}36^2 x \frac{35000}{1{,}4}} = 0{,}0982$

Segundo o Anexo I:

KMD	KX	KZ	Ec	Es
0,1000	0,1569	0,9372	1,8611	10

Com os valores obtidos, conclui-se que a viga está trabalhando no Domínio 2. Através do valor de KZ determinamos a área de aço As, necessária para combater o momento fletor solicitante.

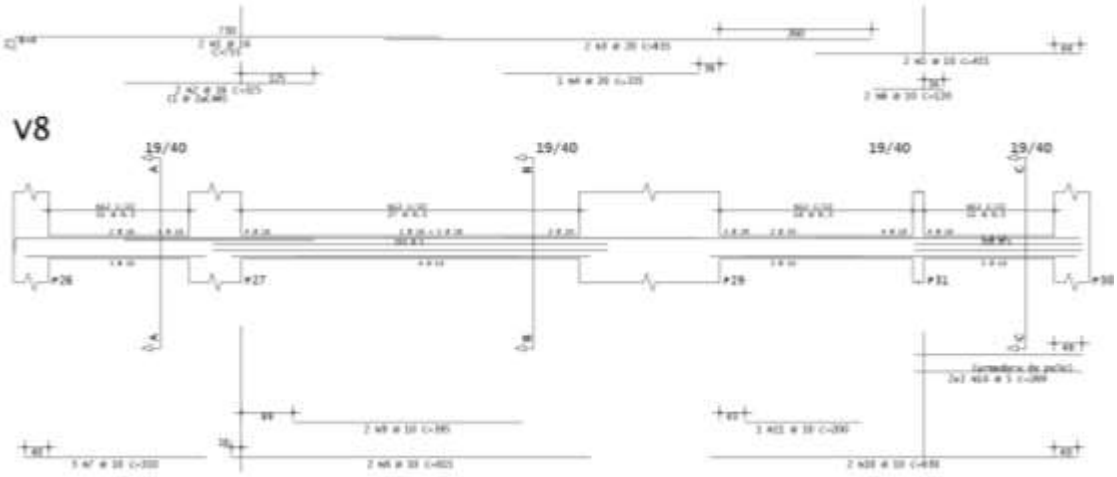
$$As = \frac{Md}{KZ\ x\ d\ x\ fyd}$$

$$As = \frac{1{,}4\ x\ 43{,}2}{0{,}9372\ x\ 0{,}36\ x\ \left(\frac{50}{1{,}15}\right)} = \ 4{,}12\ cm^2$$

De acordo com o Anexo I: conclui-se a necessidade de 3 barras de 16 mm com área efetiva de 6,03 cm². O As calculado obedece aos intervalos de armadura mínima e máxima.

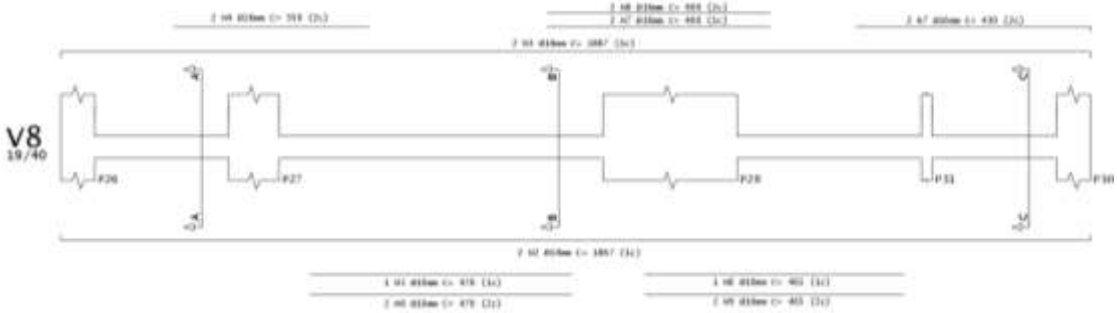
Assim como na análise feita para as lajes, constata-se que os resultados obtidos no cálculo manual são próximos aos resultados obtidos pelo software TQS, utilizados para o dimensionamento das armaduras das vigas. Segue abaixo os detalhamentos obtidos pelo software e pelo cálculo manual, respectivamente, para análise, disponível no anexo II.

Figura 77 – Detalhamento de viga V8 através do software TQS.



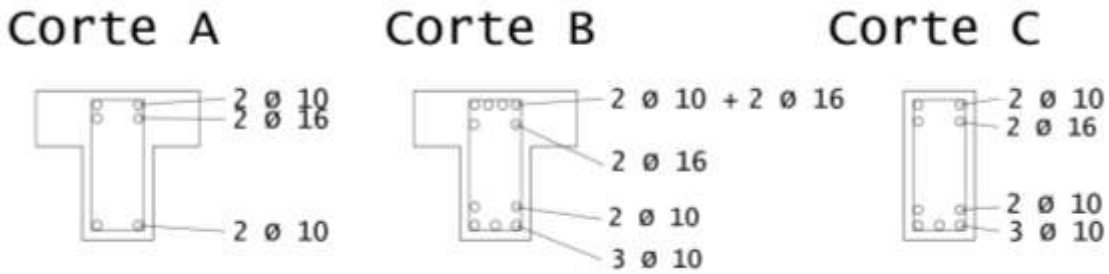
Fonte: Autor

Figura 78 – Detalhamento de viga V8 através do cálculo manual.



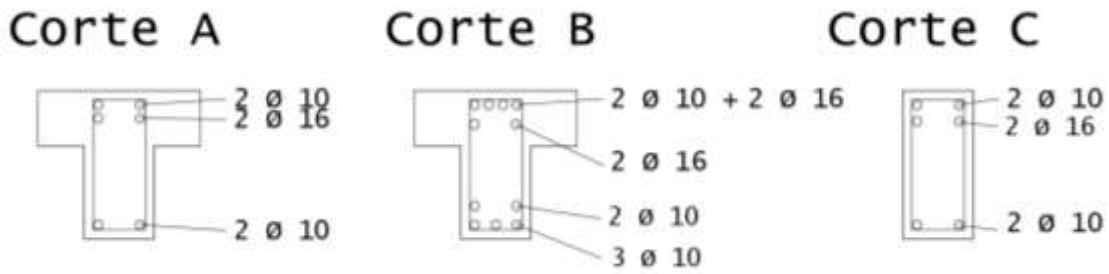
Fonte: Autor

Figura 79 – Corte da viga V8 através do software TQS.



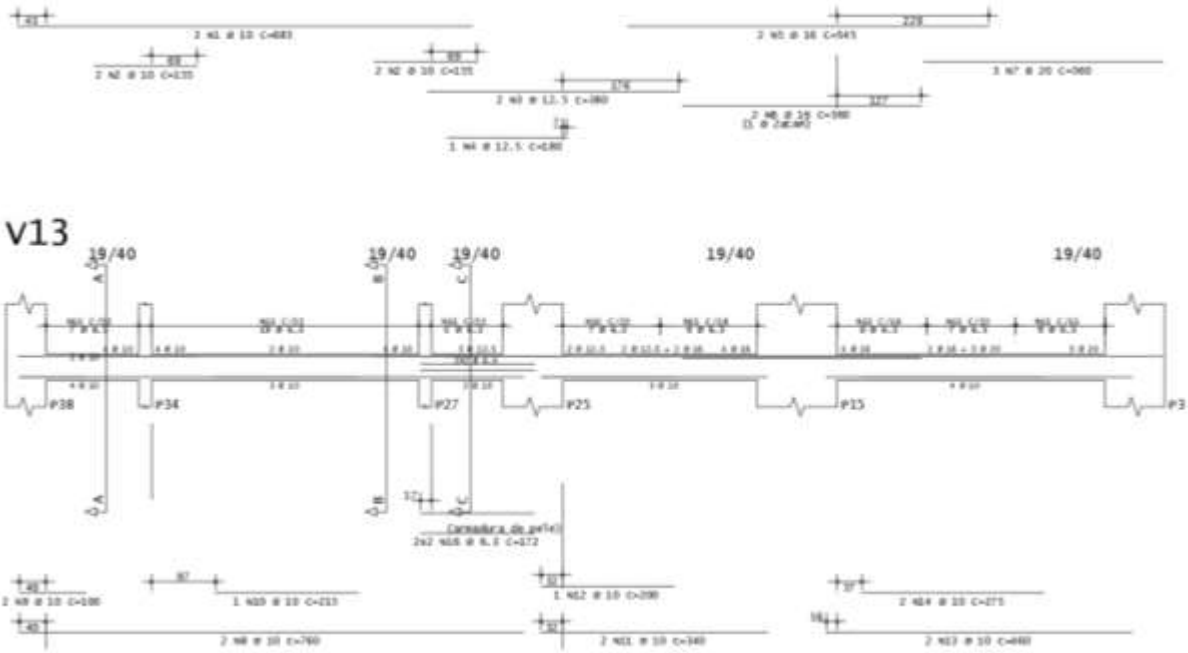
Fonte: Autor

Figura 80 – Corte da viga V8 através do cálculo manual.



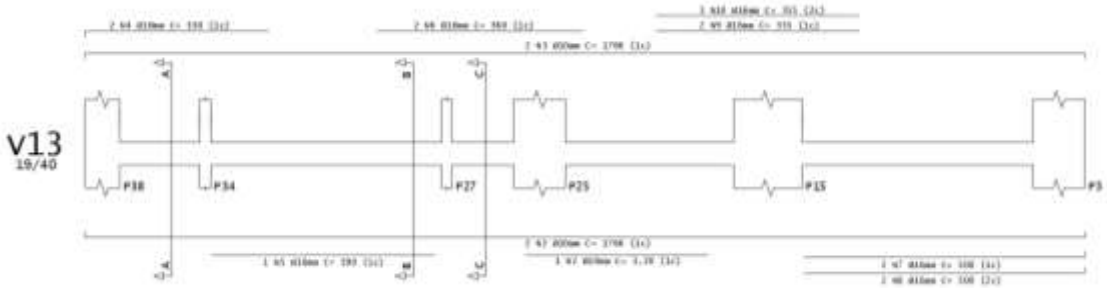
Fonte: Autor

Figura 81 – Detalhamento de viga V13 através do software TQS.



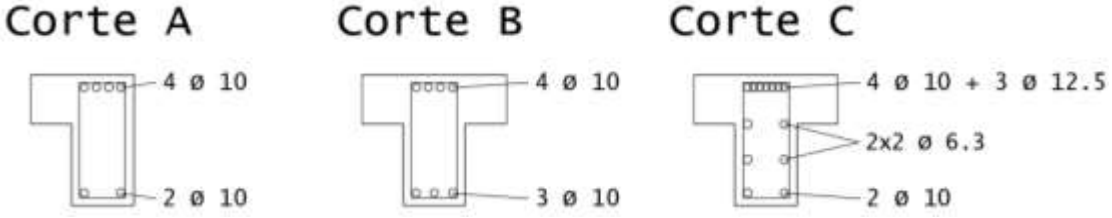
Fonte: Autor

Figura 82 – Detalhamento de viga V13 através do cálculo manual.



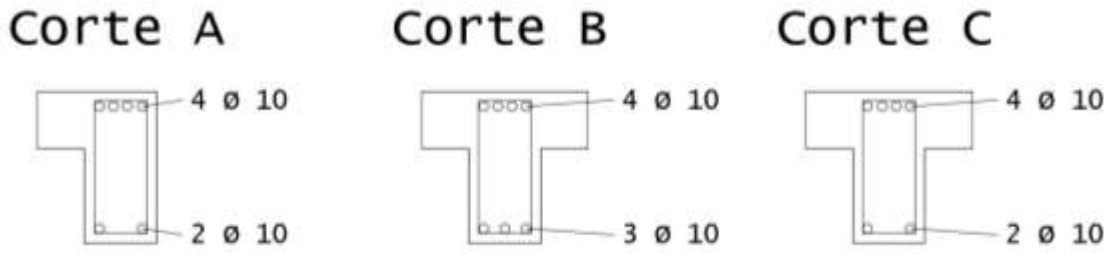
Fonte: Autor

Figura 83 – Corte da viga V13 através do software TQS.



Fonte: Autor

Figura 84 – Corte da viga V13 através do cálculo manual.



Fonte: Autor

Como visto acima, os resultados obtidos pelo cálculo manual e pelo software são semelhantes, apontando na validação do modelo estrutural adotado pelo calculista. Vale ressaltar que resultados apresentados pelo software são mais próximos da realidade, tendo em vista que ele considera o comportamento da estrutura como um todo, já no cálculo manual trabalha-se com os elementos isoladamente.

8 CONCLUSÃO

Tendo em vista o referencial teórico apresentado, a apresentação, análise e discussões dos dados obtidos, conclui-se que:

- Existem várias fases na elaboração de um projeto estrutural antes que se utilize um software dimensional, partindo-se da concepção de um projeto arquitetônico, seguido pela análise estrutural até o pré-dimensionamento dos elementos, faz-se necessário o uso de outros programas a fim de estabelecer um parâmetro inicial das dimensões dos componentes que posteriormente serão integrados a estrutura;

- O Software tridimensional SketchUp contribui e auxilia o projetista na concepção estrutural, pois permite compreender o projeto arquitetônico, proporcionando a visualização em 3D da edificação e o entendimento de todos os ambientes do projeto, com isso torna-se possível visualizar e locar os elementos estruturais, pilares, vigas, lajes e verificar se há compatibilização do projeto estrutural com os demais projetos (arquitetônico, elétrico, hidráulico);

- Na concepção estrutural, em particular, a locação de pilares, a formação de pórticos e se possível uma simetria na estrutura contribui para estabilidade global da edificação.

- Para que seja realizado um estudo inicial, recomenda-se adotar uma seção padrão pré-dimensionadas para os pilares, vigas e lajes, com o intuito de estudar o comportamento da estrutura, sua estabilidade global e analisar se a posição e seção dos elementos estruturais trazem estabilidade a estrutura.

- O método de áreas de influência para o pré-dimensionamento dos pilares mostrou-se eficaz, apresentando uma diferença percentual em média de 15% em relação a normal de cálculo obtida nos

diagramas de esforços do software TQS, mas em alguns casos essa diferença foi muito alta, em média de 70%. Com isso, o método é importante e válido para uma primeira análise, no entanto recomenda-se utilizar as normais obtidas pelo software para o dimensionamento, pois elas apresentam com mais precisão a normal atuante em cada pilar.

- Quando for necessário combater esforços horizontais provenientes do vento, uma possível opção é a adição de pilares parede e/ou núcleo de rigidez na edificação, pois estes contribuem significativamente para a estabilidade global do edifício.

- Percebeu-se no transcorrer do trabalho que os cálculos manuais necessitaram de uma demanda maior de tempo, uma vez que estes deveriam ser efetuados lance por lance considerando que é necessário ponderar os esforços atuantes em cada pavimento, o que acarreta em diferentes dimensionamentos;

- No decorrer dos processamentos encontrou-se erros que foram sanados a medida em que o programa os apontou, tornando desta forma essencial que o engenheiro saiba como operar o software a fim de corrigi-los e também encontrar soluções racionais que otimizem o projeto estrutural ao longo de suas etapas;

- Com o uso de softwares é possível tornar o processamento mais dinâmico, visto que estes trazem uma grande possibilidade na articulação da escolha do tipo de estrutura, dimensões dos elementos e também nas características dos materiais a serem empregados;

- Na concepção estrutural, a ideia é obter vigas com vãos similares e pilares não muito próximos uns dos outros, com o propósito de que se obtenha deformações de mesma ordem, evitando assim o efeito

alavanca que pode gerar cargas negativas nos pilares, resultando em um erro apresentado pelo software TQS como pilar com tração;

- É essencial que o profissional passe por todo o processo manual para que se desenvolva uma percepção afilada e uma análise crítica para avaliar a qualidade das soluções a serem adquiridas;

- A experiência do engenheiro é um fator relevante desde a concepção estrutural onde deve-se ter uma idealização de toda a estrutura até o seu funcionamento, levando em conta os carregamentos que vão atuar sobre ela e a distribuição destes em sua extensão, para que seja tomado as melhores decisões possíveis;

- É indispensável que o usuário do software possua experiência prática ligada ao conhecimento técnico e das normas reguladoras, aumentando assim, a capacidade de êxito ao dimensionar uma edificação.

- O aumento da produtividade nos projetos de estruturas por meio de analises computacionais auxiliam no diagnóstico de fatores que possam interferir na elaboração de um sistema mais econômico e eficaz;

Para continuidade deste trabalho, recomenda-se a melhoria do software nos seguintes pontos:

- Estudar as diferenças e peculiaridades dos métodos de cálculo de pilares em concreto armado.

- Estudar a contribuição para a estabilidade global dos diversos tipos de lajes, como nervuradas bi-direcionais e/ou unidirecionais ou protendidas.
- Estudar a Estabilidade global do edifício a luz do processo P-Delta.

9 REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5732:** Cimento Portland comum. Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5735:** Cimento Portland de alto-forno. Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5736:** Cimento Portland Pozolânico. Rio de Janeiro, 1991.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120:** Carga para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480:** Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado. Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681:** Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11578:** Cimento Portland composto. Rio de Janeiro, 1991.

BASTOS, Prof. Dr. Paulo Sérgio dos Santos. **Fundamentos do Concreto Armado**. Universidade Estadual Paulista – UNESP – Faculdade de Engenharia, Campus de Bauru/SP. Bauru, 2006. Disponível

em:<http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/FUNDAMENTOS.pdf>. Acesso em: 27 de agosto de 2017.

BECK, H.; KÖNIG, G. Restraining forces (Festhaltekräfte) in the analysis of tal buildings. In: SYMPOSIUM ON TALL BUILDINGS, Oxford. *Proceedings*. p.513-536,1966.

BOTELHO, MANOEL HENRIQUE CAMPOS; MARCHETTI, OSVALDEMAR. **Concreto armado eu te amo.** Volume 1. 8ª ed. São Paulo: Blucher, 2015.

BOTELHO, MANOEL HENRIQUE CAMPOS; MARCHETTI, OSVALDEMAR. **Concreto armado eu te amo.** Volume 2. 4ª ed. São Paulo: Blucher, 2015.

CARDOSO, Rafael do Valle Pereira. Projeto estrutural em concreto armado. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2013.

CARMO, R. M. S. **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado**. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1995.

CARVALHO, ROBERTO CHUST; FIGUEIREDO F., JASSON RODRIGUES. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado.** 4ª ed. São Carlos: EdUFSCar, 2016.

CHAMBERLAIN, Z; FICANHA, R; FABEANE, R. **Projeto e Cálculo de estruturas de Aço:** Edifício Industrial Detalhado. Rio de Janeiro, 2013.

CUSTÓDIO, R. ; VERGUTZ, J. A. **Análise comparativa de Resultados Obtidos em Software de Dimensionamento de Estruturas em Concreto.** Universidade Federal do Paraná, 2010.

FONSECA, Gizelle Lira. **Modelagem tridimensional do campus Pampulha da UFMG** – uma proposta exploratória utilizando a ferramenta google SketchUp. Curso de Especialização em Geoprocessamento, do Departamento de Cartografia - Instituto de Geociências da Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2007.

FONSECA, Luana Abramoski. **Estuso de caso: Dimensionamento e comparação de vigas de concreto armado utilizando classes de resistência dos grupos I e II segundo a NBR 6118:2014**. Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Campo Mourão, 2015. Disponível em: <http://repositorio.roca.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/6728/1/CM_COECI_2015_2_26.pdf >. Acesso em: 30 de setembro de 2017.

GODOY, A. S. Pesquisa Qualitativa: Tipos Fundamentais. **Revista de Administração de Empresas**. São Paulo, v. 35, n. 3, p. 20-29, maio/jun. 1995.

LIMA, J. S. **Verificações da punção e da estabilidade global de edifícios de concreto:** desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas. 225p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

MACHADO, Silvana Rocha Brandão. **A Compatibilização do Ensino Tradicional de Desenho com as Novas Tecnologias**. In: Simpósio Nacional de Geometria Descritiva e Desenho Técnico. 20, e International Conference on Graphics Engineering for Arts and Design. Rio de Janeiro, 2011.

NASCIMENTO, Phellipe Lopes. **A importância do controle tecnológico do concreto.** Universidade Federal de Juiz de Fora - UFJF. Juiz de Fora, 2012. Disponível em: < http://www.ufjf.br/engenhariacivil/files/2012/10/TCC-PHELLIPE-LOPES-OFICIAL-REV00.pdf >. Acesso em: 04 de abril de 2017.

NETO, JOÃO. **UMA REGRA SIMPLES PARA PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE PILARES DE CONCRETO (2017)**. DISPONÍVEL EM: <HTTP://JOAONETTO.COM.BR/UMA-REGRA-SIMPLES-PARA-PRE-DIMENSIONAMENTO-DE-PILARES-DE-CONCRETO/ >. ACESSO EM: 13 DE NOVEMBRO DE 2017.

NICOLAU, Igor A. Neves de; TEIXEIRA, Jefferson Guilherme**. Projeto de dimensionamento estrutural de um edifício de onze pavimentos**. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro – UENF. Campos dos Goytacazes –RJ,

2015. Disponível em: <http://uenf.br/cct/leciv/files/2016/01/IGOR-AMARAL-NEVES-DE-NICOLAU-e-JEFFERSON-GUILHERME-TEIXEIRA.pdf>. Acesso em: 11 de janeiro de 2017.

OLIVEIRA, V.F. **Uma proposta para melhoria do processo de ensino/aprendizagem nos cursos de Engenharia Civil**. Tese de D. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2000.

PAIXÃO, João Fernando Martins; ALVES, Elcio Cassimiro. **Análise de estabilidade global em edifícios altos**. REEC – Revista Eletrônica de Engenharia Civil, v.13, N° 1, p. 48 – 63, Jan, 2017.

PINHEIRO, Libânio M. **Fundamentos do Concreto e Projeto de edifícios**. Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos, 2007. Disponível em:<http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/Apost_EESC_USP_Libanio.pdf> , acesso em: 11 de julho de 2017.

PINHEIRO, Libânio M.; SCADELAI, Murilo A. Pilares. In:_____. Estruturas de Concreto. São Paulo, p. 16.1 – 16.32, 2005.

PINHEIRO, Libâneo M., et al. **Projeto de Lajes Maciças, 2010**. Disponível em: <http://www.set.eesc.usp.br/mdidatico/concreto/Textos/12%20Proj%20Lajes%20macicas.pdf>. Acesso em: 10 de janeiro de 2018.

PINHEIRO, Libânio M.; MUZARDO, Cassiane; SANTOS, Sandro P**.. Lajes Maciças**. Capítulo 11. USP – EESC – Departamento de Engenharia de Estruturas. 2010.

PINTO, R. S. (1997). **Análise não-linear das estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado**. 189p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

PIRES, Gustavo Menegusso. **Estudo do Pré-dimensionamento de Pilares**. Ijuí-RS, 2011.

REIS, Fabricio A. N. dos. **Procedimento simplificado para pré-dimensionamento de pilares de concreto pré-moldado**. Universidade Federal de São Carlos – UFSCAR. São Carlos, 2012. Disponível em: < http://www.deciv.ufscar.br/tcc/wa_files/tcc2012-Fabricio_Reis.pdf >. Acesso em: 03 de abril de 2017.

RIBEIRO, Jairo Fonseca. **Estabilidade global em edifícios**: análise dos efeitos de segunda ordem nas estruturas de concreto. Tese (Graduação) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia, Porto Alegre, 2010.

SANTOS, Paulo Reiser**. Análise e cálculo de elementos estruturais em concreto armado de um edifício residencial**. Universidade Federal De Santa Catarina. Florianópolis, 2014.

SILVEIRA, Marcos Azevedo da. **A formação do engenheiro inovador**: uma visão internacional – 147p. Rio de Janeiro, PUC-Rio, Sistema Maxwell, 2005.

SOUSA, José Luiz A. de Oliveira. **Revista CONCRETO & CONSTRUÇÃO,** Revista Oficial do IBRACON, Ano XXXVII – n° 53. São Paulo, 2009. Disponível em:<http://ibracon.org.br/publicacoes/revistas_ibracon/rev_construcao/pdf/Revista_Concreto_53.pdf>. Acesso em: 12 de janeiro de 2017.

SOUZA, Ana Júlia do Amaral. **Previsão Do Comportamento De Estruturas De Contenção Atirantadas Utilizando O Software Ftool**. Universidade Estadual Paulista "Julio De Mesquita Filho" - UNESP. Guaratinguetá, 2012. Disponível em: <https://repositorio.unesp.br/bitstream/handle/11449/121392/souza_aja_tcc_guara.pdf?sequence=1&isAllowed=y >. Acesso em: 01 de outubro de 2017.

SOUZA, Vicente Custódio de; RIPPER, Thomaz. Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto. 1.ed. São Paulo: Editora Pini, 1998.

TRIVINÕS, A. N. S. **Introdução à pesquisa em ciências sociais:** a pesquisa qualitativa em educação. São Paulo: Atlas, 1987.

VIZOTTO, Itamar; SARTORTI, Artur Lenz. **Soluções de lajes maciças, nervuradas com cuba plástica e nervuradas com vigotas treliçadas pré-moldadas: análise comparativa**. Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.15, p.19-28, Abril, 2010. São Paulo, 2010.

WORDELL, Fernando**. Avaliação da Instabilidade Global de Edifícios Altos**. Trabalho (Mestrado-Profissional em Estruturas) – UFRGS, Porto Alegre, 2003.

YIN, R. K. **Estudo de caso:** planejamento e métodos. 2 ed. Porto Alegre: Bookman, 2001.

ZUMAETA MONCAYO, W. J.. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. Tese de Mestrado. EESC-USP. 2011. São Carlos.

Anexo I

VALORES PARA CÁLCULO DE ARMADURA LONGITUDINAL DE SEÇÕES RETANGULARES											
	KMD	KX	KZ	Ec	Es		KMD	KX	KZ	Ec	Es
DOMÍNIO 2	0,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10	DOMÍNIO 3	0,2100	0,3609	0,8556	3,500	6,1971
	0,0150	0,0223	0,9911	0,2276	10		0,2150	0,3713	0,8515	3,500	5,9255
	0,0200	0,0298	0,9881	0,3068	10		0,2200	0,3819	0,8473	3,500	5,6658
	0,0250	0,0373	0,9851	0,3877	10		0,2250	0,3925	0,8430	3,500	5,4170
	0,0300	0,0449	0,9820	0,4704	10		0,2300	0,4033	0,8387	3,500	5,1785
	0,0350	0,0526	0,9790	0,5549	10		0,2350	0,4142	0,8343	3,500	4,9496
	0,0400	0,0603	0,9759	0,6414	10		0,2400	0,4253	0,8299	3,500	4,7297
	0,0450	0,0680	0,9728	0,7299	10		0,2450	0,4365	0,8254	3,500	4,5181
	0,0500	0,0758	0,9697	0,8205	10		**0,2500**	**0,45**	**0,8208**	**3,500**	**4,3144**
	0,0550	0,0837	0,9665	0,9133	10		0,2550	0,4594	0,8162	3,500	4,1181
	0,0600	0,0916	0,9634	1,0083	10		0,2600	0,4711	0,8115	3,500	3,9287
	0,0650	0,0996	0,9602	1,1056	10		0,2650	0,4830	0,8068	3,500	3,7459
	0,0700	0,1076	0,9570	1,2054	10		0,2700	0,4951	0,8020	3,500	3,5691
	0,0750	0,1156	0,9537	1,3077	10		0,2750	0,5074	0,7970	3,500	3,3981
	0,0800	0,1238	0,9505	1,4126	10		0,2800	0,5199	0,7921	3,500	3,2324
	0,0850	0,1320	0,9472	1,5203	10		0,2850	0,5326	0,7870	3,500	3,0719
	0,0900	0,1402	0,9439	1,6308	10		0,2900	0,5455	0,7818	3,500	2,9162
	0,0950	0,1485	0,9406	1,7444	10		0,2950	0,5587	0,7765	3,500	2,7649
	0,1000	0,1569	0,9372	1,8611	10		0,3000	0,5721	0,7712	3,500	2,6179
	0,1050	0,1653	0,9339	1,9810	10		0,3050	0,5858	0,7657	3,500	2,4748
	0,1100	0,1739	0,9305	2,1044	10		0,3100	0,5998	0,7601	3,500	2,3355
	0,1150	0,1824	0,9270	2,2314	10		0,3150	0,6141	0,7544	3,500	2,1997
	0,1200	0,1911	0,9236	2,3621	10		0,3199	0,628	0,749	3,500	2,070
	0,1250	0,1998	0,9201	2,4967	10		0,3249	0,6434	0,7427	3,500	1,9402
	0,1300	0,2086	0,9166	2,6355	10		0,3299	0,6587	0,7365	3,500	1,8135
	0,1350	0,2174	0,9130	2,7786	10		0,3349	0,6745	0,7302	3,500	1,6894
	0,1400	0,0000	1,0000	0,0000	10		0,3399	0,6907	0,7237	3,500	1,5677
	0,1450	0,2354	0,9058	3,0787	10		0,3449	0,7073	0,7171	3,500	1,4482
	0,1500	0,2445	0,9022	3,2363	10		0,3499	0,7245	0,7102	3,500	1,3306
	0,1550	0,2537	0,8985	3,3991	10		0,3549	0,7423	0,7031	3,500	1,2148
	0,1580	**0,259**	**0,896**	**3,500**	**10,000**		0,3599	0,7608	0,6957	3,500	1,1006
DOMÍNIO 3	0,1600	0,2630	0,8948	3,5000	9,8104		0,3649	0,7799	0,6880	3,500	0,9875
	0,1650	0,2723	0,8911	3,5000	9,3531		0,3699	0,7999	0,6800	3,500	0,8754
	0,1700	0,2818	0,8873	3,5000	8,9222		0,3749	0,8208	0,6717	3,500	0,7640
	0,1750	0,2913	0,8835	3,5000	8,5154		0,3799	0,8428	0,6629	3,500	0,6528
	0,1800	0,3009	0,8796	3,5000	8,1306		0,3849	0,8660	0,6536	3,500	0,5414
	0,1850	0,3107	0,8757	3,5000	7,7662		0,3899	0,8908	0,6437	3,500	0,4292
	0,1900	0,3205	0,8718	3,5000	7,4204		0,3949	0,9173	0,6331	3,500	0,3154
	0,1950	0,3304	0,8678	3,5000	7,0919		0,3999	0,9462	0,6215	3,500	0,1989
	0,2000	0,3405	0,8638	3,5000	6,7793		0,4049	0,9782	0,6087	3,500	0,0781
	0,2050	0,3507	0,8597	3,5000	6,4814		0,4080	1,0000	0,6000	3,500	0,0000

ÁREA DA SEÇÃO DE BARRAS DE AÇO As (cm²)											
Diâmetro		Quantidade de barras									
(mm)	polegada	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	3/16	0,20	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96
6,3	1/4	0,31	0,62	0,94	1,25	1,56	1,87	2,18	2,49	2,81	3,12
8	5/16	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	3/8	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12,5	1/2	1,23	2,45	3,68	4,91	6,14	7,36	8,59	9,82	11,04	12,27
16	5/8	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
20	3/4	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
22	7/8	3,80	7,60	11,40	15,21	19,01	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01
25	1	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
32	1 e 1/4	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
40	1 e 1/2	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	125,66