

**UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL
ÁREA DO CONHECIMENTO DE CIÊNCIAS EXATAS E ENGENHARIAS**

LEONARDO GARBINI

**PROJETO ESTRUTURAL COM AUXÍLIO DE SOFTWARE COMERCIAL:
COMPARATIVO ENTRE DETALHAMENTO PADRÃO E FINAL PARA RESIDÊNCIA
EM CONCRETO ARMADO**

CAXIAS DO SUL

2022

LEONARDO GARBINI

**PROJETO ESTRUTURAL COM AUXÍLIO DE SOFTWARE COMERCIAL:
COMPARATIVO ENTRE DETALHAMENTO PADRÃO E FINAL PARA RESIDÊNCIA
EM CONCRETO ARMADO**

Trabalho de conclusão de curso,
apresentado à Universidade de Caxias do
Sul como requisito parcial à obtenção do
grau de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Gustavo Ribeiro da
Silva

CAXIAS DO SUL

2022

LEONARDO GARBINI

**PROJETO ESTRUTURAL COM AUXÍLIO DE SOFTWARE COMERCIAL:
COMPARATIVO ENTRE DETALHAMENTO PADRÃO E FINAL PARA RESIDÊNCIA
EM CONCRETO ARMADO**

Trabalho de conclusão de curso,
apresentado à Universidade de Caxias do
Sul como requisito parcial à obtenção do
grau de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Gustavo Ribeiro da
Silva

Aprovado em

Banca examinadora

Prof. Dr. Gustavo Ribeiro da Silva
Universidade de Caxias do Sul – UCS

Prof. Me. Luciano Zatti
Universidade de Caxias do Sul – UCS

Prof. Esp. Maurício Monteiro Almeron
Universidade de Caxias do Sul – UCS

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, gostaria de agradecer meus pais por sempre me ensinarem a ser uma pessoa melhor todos os dias, a ter fé, determinação e resiliência para saber que posso alcançar todos os objetivos que eu quiser para a minha vida.

Quero agradecer também minha namorada Gabriela por sempre confiar no meu potencial e me garantir estabilidade emocional nos momentos em que tive dúvidas no meu caminho.

Para o meu orientador, doutor Gustavo Ribeiro da Silva, agradeço sua disponibilidade, ensinamentos e críticas construtivas para que este trabalho obtivesse sua melhor forma no decorrer destes dois semestres.

Por fim, gostaria de agradecer o meu exemplo profissional, engenheiro Maurício Fedrizzi Caberlon por todos os momentos de aprendizado, paciência e a todos os projetos que a mim foram confiados para que eu pudesse ser o profissional que me tornei.

"A vantagem de ter péssima memória é divertir-se muitas vezes com as mesmas coisas boas como se fosse a primeira vez."

Friedrich Nietzsche

RESUMO

GARBINI, Leonardo. **Projeto estrutural com auxílio de software comercial: Comparativo entre detalhamento padrão e final para residência em concreto armado**. 110 p. Trabalho de Conclusão de Curso de Engenharia Civil – Universidade de Caxias do Sul, Caxias do Sul, 2022

O presente trabalho consiste em avaliar a capacidade do *software* TQS em gerar detalhamentos de armaduras totalmente confiáveis e executáveis sem qualquer intervenção do engenheiro calculista em uma residência de três pavimentos projetada em concreto armado. Para isso, utilizou-se as prescrições da ABNT NBR 6118 (2014), NBR 6120 (2019), NBR 6123 (1988) e das bibliografias consultadas para o desenvolvimento deste trabalho. Inicialmente, foi utilizado um projeto de arquitetura como base para lançamento da estrutura, após esta etapa, foi gerado dois modelos com as mesmas soluções estruturais, um inicial com os detalhamentos automáticos do programa e outro final após os ajustes e considerações do projetista. Além de analisar e listar os erros identificado do *software*, foi elaborado um comparativo entre o quantitativo inicial e final a fim de justificar as vantagens de contratar um engenheiro experiente e não somente um operador de *software*. O desenvolvimento deste trabalho compreende a revisão bibliográfica, metodologia aplicada e a análise dos resultados obtidos entre os dois modelos. Como resultado, foi possível afirmar a hipótese inicial de que o programa não é totalmente capaz de apresentar resultados e detalhamentos 100% confiáveis. Por fim, o comparativo entre os dois modelos resultou que o modelo final apresentou maior segurança nos pontos críticos e menor taxa de aço nos demais elementos.

Palavras-chave: Detalhamento de armaduras. Concreto armado. Erros de *software*. Comparativo entre detalhamento.

ABSTRACT

GARBINI, Leonardo. **Structural design with the aid of commercial software: Comparison between standard and final detailing for a residence in reinforced concrete.** 110 p. Completion of course work in Civil Engineering – Universidade de Caxias do Sul, Caxias do Sul, 2022.

The present work consists of evaluating the ability of the TQS software to generate fully reliable and executable reinforcement details without any intervention by the calculating engineer in a three floor residence designed in reinforced concrete. For this, the requirements of ABNT NBR 6118 (2014), NBR 6120 (2019), NBR 6123 (1988) and the bibliographies consulted for the development of this work were used. Initially, an architectural project was used as a basis for launching the structure, after this step, two models were generated with the same structural solutions, an initial one with the automatic details of the program and another one with the final results after the draftsman's adjustments and considerations. In addition to analyzing and listing the errors identified in the software, a comparison was made between the initial and final quantitative in order to justify the advantages of hiring an experienced engineer and not just a software operator. The development of this work comprises the literature review, applied methodology and the analysis of the results obtained between the two models. As a result, it was possible to affirm the initial hypothesis that the program is not fully capable of presenting 100% reliable results and details. Finally, the comparison between the two models resulted that the final model presented greater safety in the critical points and lower steel rate in the other elements.

Keywords: Armor detailing. Reinforced concrete. Software bugs. Comparison between detail.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Fases de um projeto estrutural típico.	22
Figura 2 - Blocos de um programa.	23
Figura 3 - Exemplo de envoltória de momento fletor em viga	37
Figura 4 – Edifício 1 do artigo.....	43
Figura 5 – Edifício 2 do artigo.....	44
Figura 6 – Edifício 3 do artigo.....	44
Figura 7 – Emendas supostas como na mesma seção transversal	54
Figura 8 – Modelo 3D da residência (vista Oeste)	58
Figura 9 – Modelo 3D da residência (vista Leste)	58
Figura 10 – Parâmetros considerados do processamento global.....	63
Figura 11 – Possíveis pórticos contraventados.	65
Figura 12 – Disposição dos pilares da residência no térreo	66
Figura 13 – Escada do modelo.....	68
Figura 14 – Estabilidade global nos casos simples de vento	70
Figura 15 – Estabilidade global em combinações ELU em vigas e lajes.....	71
Figura 16 – Estabilidade global em combinações ELU em pilares e fundações	72
Figura 17 – Deslocamentos horizontais em x.....	73
Figura 18 - Deslocamentos horizontais em y	73
Figura 19 – Grelha espacial	74
Figura 20 – Gráficos de esforços em vigas	75
Figura 21 – Casos de carregamentos em um pilar.....	76
Figura 22 – Envoltória de pilar.....	77
Figura 23 – Análise de grelha da escada	78
Figura 24 – Elementos alterados: pilares	79
Figura 25 – Último lance pilar P19	80
Figura 26 – Disposição inicial de barras no pilar P101.....	81
Figura 27 – Disposição final de barras no pilar P101	81
Figura 28 – Elementos alterados: vigas (1/2).....	82
Figura 29 – Dimensionamento V2 do 02PAV	83
Figura 30 – Seção composta V16 pavimento superior.....	84
Figura 31 – Diagramas de esforços V16 do 02PAV	85
Figura 32 – Detalhamento inicial viga V12 do 02PAV	86

Figura 33 – Detalhamento final viga V12 do 02PAV	86
Figura 34 – Elementos alterados: vigas (2/2).....	87
Figura 35 – Interligação V7 e P15.....	88
Figura 36 – Detalhamento inicial V2 Cobertura.....	89
Figura 37 – Detalhamento após modificações V2 Cobertura	90
Figura 38 – Pico de esforços entre as lajes L5 e L6.....	91
Figura 39 – Análise do cortante na grelha.....	91
Figura 40 – Elementos alterados: lajes	92
Figura 41 – Positivo contínuo entre lajes	93
Figura 42 – Detalhamento inicial laje L10	93
Figura 43 – Detalhamento final laje L10.....	94
Figura 44 – Sobreposição das armaduras negativas nas lajes	95
Figura 45 – Base complementar positiva laje L6.....	96
Figura 46 – Base complementar negativa laje L6	96
Figura 47 – Detalhamento inicial da escada plissada	97
Figura 48 – Detalhamento final da escada plissada.....	97
Figura 49 – Pré-dimensionamento sapata S20	98

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Limites para deslocamentos.....	27
Tabela 2 – Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$	35
Tabela 3 – Coeficiente γ_{f2}	36
Tabela 4 – Valores de ρ_{\min}	46
Tabela 5 – Classificação usual das britas.	48
Tabela 6 – Classes de agressividade ambiental (CAA)	48
Tabela 7 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto	49
Tabela 8 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10\text{mm}$	50
Tabela 9 – Diâmetro dos pinos de dobramento.....	52
Tabela 10 – Diâmetro dos pinos de dobramento para estribos.....	53
Tabela 11 - Proporção máxima de barras tracionadas emendadas	54
Tabela 12 – Valores do coeficiente α_{ot}	55
Tabela 13 – Quantitativos	100

SIGLAS, TERMOS E ABREVIações

- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
- A_c – área da seção de concreto
- a_h – espaçamento mínimo entre face de barras na direção horizontal
- $A_{s, \text{mín}}$ – área de aço mínima
- $A_{s, \text{calc}}$ – área de aço calculada
- $A_{s, \text{ef}}$ – área de aço efetiva
- $A_{s, \text{pele}}$ – área da armadura de pele em cada face da viga
- a_v – espaçamento mínimo entre face de barras na direção vertical
- C_a – Coeficiente de arrasto
- CA – componentes e elementos estruturais de concreto armado
- CA50 – aço para concreto armado com resistência de 500 MPa
- CA60 – aço para concreto armado com resistência de 600 MPa
- CAA – Classe de agressividade ambiental
- cm – centímetros
- $C_{\text{mín}}$ – cobrimento mínimo
- C_{nom} – cobrimento nominal
- Concreto C50 – classe de concreto de 50 MPa
- CP – componentes e elementos estruturais de concreto protendido
- d – altura útil
- $d_{\text{máx, agregado}}$ – dimensão máxima característica do agregado
- E_{cs} – módulo de deformação secante do concreto
- ELS – Estado Limite de Serviço
- ELU – Estado Limite Último
- f – Frequência própria da estrutura
- f_{bd} – resistência de aderência de cálculo da armadura passiva
- $f_{ck}^{2/3}$ – resistência característica à compressão do concreto
- f_{crit} – Frequência crítica
- $f_{ct, f}$ – Resistência do concreto à tração na flexão
- $f_{ct, m}$ – resistência à tração direta
- $F_{ctk, \text{sup}}$ – resistência característica superior do concreto à tração
- F_d – valor de cálculo das ações para combinação última
- F_{gk} – representa as ações permanentes diretas

F_{qk} – representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal

f_{yd} – tensão de escoamento de cálculo

$F_{\varepsilon k}$ – representa as ações indiretas permanentes como a retração $F_{\varepsilon gk}$ e variáveis como a temperatura $F_{\varepsilon qk}$

H_{tot} – altura total da estrutura

I_c – inércia de todos os pilares na direção considerada

m – metros

$M_{1tot,d}$ – momento de tombamento

$M_{d,mín}$ – momento fleto de cálculo mínimo

mm – milímetros

n – número de andares

NBR – Norma Brasileira

N_d – força normal de compressão

N_k – somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura

\varnothing – diâmetro

\varnothing_t – bitola da barra transversal

V_o – Velocidade básica do vento

VTN – vigas de transição com inércia normal

W_0 – módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, relativo à fibra mais tracionada

α – parâmetro de instabilidade alfa

γ_s – coeficiente de ponderação da resistência do aço

γ_c – coeficiente de ponderação da resistência do concreto

γ_f – coeficiente de ponderação das ações

γ_g – coeficiente de ponderação das cargas permanentes diretas

γ_{q0} – coeficiente de ponderação das cargas variáveis diretas

γ_z – parâmetro de instabilidade gama-z

γ_ε – coeficiente de ponderação das cargas variáveis indiretas

$\gamma_{\varepsilon g}$ – coeficiente de ponderação das cargas permanentes indiretas

ΔC – cobertura de tolerância de execução

$\Delta M_{tot,d}$ – soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura

θ_a – ângulo de desaprumo global

$\rho_{mín}$ – taxa geométrica mínima de armadura longitudinal

$\psi_{0j}, \psi_{0\varepsilon}$ – fator de redução das combinações

t_f – tonelada força

t_{fm} – tonelada força metro

ℓ_{ot} – comprimento de transpasse para barras comprimida

ℓ_{ot} – comprimento de transpasse para barras tracionadas

ℓ_b – comprimento básico de ancoragem

$\ell_{b,min}$ – comprimento de ancoragem mínimo

$\ell_{b,nec}$ – comprimento necessário de ancoragem

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	17
1.1 JUSTIFICATIVA	17
1.2 OBJETIVOS	18
1.2.1 Objetivo geral	18
1.2.2 Objetivos específicos.....	18
1.3 QUESTÃO DE PESQUISA.....	18
1.4 HIPÓTESE	18
1.5 PRESSUPOSTO	19
1.6 PREMISSAS	19
1.7 DELIMITAÇÕES.....	19
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	20
2.1 PROJETO ESTRUTURAL.....	20
2.1.1 Antecedentes históricos.....	20
2.1.2 Atribuições do engenheiro calculista.....	21
2.1.3 Concepção estrutural.....	21
2.2 SISTEMA COMPUTACIONAL E SOFTWARES PARA ENGENHARIA.....	23
2.2.1 Vantagens do uso dos <i>softwares</i>	24
2.2.2 Desvantagens do uso dos <i>softwares</i>	24
2.3 ANÁLISE ESTRUTURAL	25
2.3.1 Estados limites	25
2.3.2 Ações.....	28
2.3.3 Vento	30
2.3.4 Combinações.....	34
2.3.5 Envoltória.....	37
2.3.6 Estabilidade global.....	37
2.3.7 Desaprumo da estrutura	41
2.3.8 Modelo IV e VI.....	42
2.4 DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO	44
2.4.1 Armadura longitudinal	45
2.4.2 Armadura de pele	46
2.4.3 Armadura concentrada	47

2.4.4 Espaçamento entre barras	47
2.4.5 Proteção e cobrimento.....	48
2.4.6 Ancoragem das armaduras	51
2.4.7 Emendas de armaduras	53
2.5 RELATÓRIO DO SOFTWARE	55
2.5.1 Aviso leve.....	55
2.5.2 Aviso médio	56
2.5.3 Erro grave	56
3 MODELO ESTRUTURAL	57
3.1 MODELO ARQUITÔNICO.....	57
3.2 PARÂMETROS DE PROJETO	59
3.2.1 Dados do edifício	59
3.2.2 Cargas consideradas	60
3.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO	61
3.3.1 Pilares.....	61
3.3.2 Vigas.....	61
3.3.3 Lajes	62
3.3.4 Escadas.....	62
3.4 CÁLCULO DA ESTRUTURA.....	62
3.4.1 Pórtico espacial ELU, ELS.....	63
3.4.2 Grelhas de laje.....	64
3.5 DETALHAMENTO DA ESTRUTURA	64
4 LANÇAMENTO DA ESTRUTURA.....	65
4.1 análise da planta e pórticos contraventados	65
4.2 LANÇAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....	65
4.2.1 Lançamento dos pilares	66
4.2.2 Lançamento das vigas	67
4.2.3 Lançamento das lajes	67
4.2.4 Lançamento da escada	68
4.2.5 Lançamento das cargas.....	68
4.2.6 Lançamento das fundações	68
4.3 ANÁLISE DA ESTRUTURA	69

4.3.1 Análise da estabilidade global	69
4.3.2 Análise do pórtico espacial	72
4.3.3 Análise das grelhas.....	74
4.3.4 Análise da envoltória de vigas	75
4.3.5 Análise da envoltória de pilares.....	76
4.3.6 Análise da escada	77
4.4 ELEMENTOS ALTERADOS.....	79
4.4.1 Alterações em pilares	79
4.4.2 Alterações em vigas.....	82
4.4.3 Alterações em lajes.....	90
4.4.4 Alterações na escada.....	97
4.4.5 Alterações em fundações	98
4.5 QUANTITATIVOS	99
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	101
REFERÊNCIAS.....	102
ANEXO A – ISOPLETAS DA VELOCIDADE BÁSICA (V_o).....	105
ANEXO B - COEFICIENTE DE ARRASTO PARA EDIFICAÇÕES PARALELEPIPÉDICAS EM VENTO DE ALTA TURBULÊNCIA.....	106
ANEXO C - COEFICIENTE DE ARRASTO PARA EDIFICAÇÕES PARALELEPIPÉDICAS EM VENTO DE ALTA TURBULÊNCIA.....	107
APÊNDICE D – RESUMO DE MATERIAIS INICIAL RETIRADO DOS DETALHAMENTOS AUTOMÁTICOS DO PROGRAMA.....	108
APÊNDICE E – RESUMO DE MATERIAIS FINAL APÓS INTERVENÇÃO DO ENGENHEIRO CALCULISTA	109

1 INTRODUÇÃO

Em conformidade com Adorna e Mazutti (2020), o orçamento de uma obra é de extrema importância e impacta diretamente no lucro do investimento, seja ele com função comercial (construção e venda) ou para função pessoal (construção e moradia). Quantificar e considerar todos os recursos necessários, desde a mão de obra até a matéria prima, devem ser feitas de maneira detalhada e com cuidado pelo responsável.

Entretanto, Dos Sena *et.al* (2021) cita também que as perdas dentro do setor da construção civil são comuns e além da sua importância em ser considerada, também deve-se saber a fonte da perda para que seja corrigida no decorrer da obra ou em uma nova edificação.

Segundo, Adorna e Mazutti (2020), com a criação dos *softwares*, foi possível que engenheiros e arquitetos elaborassem seus projetos com maior precisão e acurácia, possibilitando a construção com menor consumo de recursos, maior aproveitamento e melhor gestão de despesas através de decisões que se baseiam no estudo do projeto antes que o mesmo saia do papel.

Portanto, não é suficiente dizer que um *software* irá lhe entregar os melhores e mais adequados resultados para que sejam considerados e levados ao cliente. Cabe ao operador do programa definir, analisar, validar e decidir quais serão as melhores alternativas para que o projeto da obra tenha o seu melhor custo-benefício possível, mantendo a qualidade e segurança que o cliente busca ao contratar um terceirizado.

1.1 JUSTIFICATIVA

Com o passar dos anos e com o avanço da tecnologia, a importância do engenheiro civil voltado ao setor de cálculo de estruturas começou a ser questionada por leigos e até colegas de profissão de outros setores. A quantidade de aço que se coloca em um elemento construtivo ou até a substituição do engenheiro calculista por um “mais em conta” que utiliza o mesmo programa é comumente ouvido em reuniões ou no canteiro de obras. Obviamente, a indagação é válida, afinal, os criadores do *software* não irão questionar seu cliente se ele possui o conhecimento básico em engenharia para comprar seu produto.

Portanto, o presente trabalho irá avaliar os resultados obtidos pelo *software*, sem intervenções, comparando o resultado final, após a intervenção de um engenheiro calculista. Buscando contribuir para o meio acadêmico e principalmente para que seja possível mostrar, através de números, que o projeto estrutural não deve ser “barateado”.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Analisar os resultados de cálculo e detalhamento do *software*, concluindo se ele é totalmente capaz de substituir o engenheiro civil.

1.2.2 Objetivos específicos

- a) analisar os elementos que foram dimensionados e detalhados de forma equivocada;
- b) elaborar um comparativo de aço, de forma quantitativa, entre os detalhamentos do *software* e os detalhamentos finais.

1.3 QUESTÃO DE PESQUISA

O *software* é capaz de dimensionar e detalhar os elementos da melhor forma para que o cliente tenha uma boa eficácia de custos da estrutura em seu projeto?

1.4 HIPÓTESE

O *software* dimensionará e detalhará alguns elementos estruturais de forma equivocada, portanto, é válida uma revisão minuciosa por parte do engenheiro responsável para atingir melhores taxas de armadura no projeto.

1.5 PRESSUPOSTO

O *software* TQS versão 22, utiliza a NBR 6118, NBR 6123, NBR 8800 e NBR 15200 para análise, cálculo e detalhamento dos elementos do projeto.

1.6 PREMISSAS

O *software* utiliza parâmetros que garantem o projeto de uma estrutura segura, que se mantém depois da intervenção manual.

1.7 DELIMITAÇÕES

Foi utilizado uma residência de 3 pavimentos com característica arquitetônica moderna, projetada em concreto 30 MPa, fundações diretas do tipo sapata e ventos de 45 m/s (localização em Caxias do Sul - RS).

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo foi abordada a teoria do projeto estrutural, os principais fatores da temática utilizada neste trabalho e principalmente os itens da norma que devem ser obedecidos para um cálculo adequado de uma estrutura. Além disso, foram abordados parâmetros de detalhamento de armaduras longitudinais e armaduras transversais.

2.1 PROJETO ESTRUTURAL

Segundo Kassimali (2016), um projeto estrutural se inicia através da análise estrutural que prevê o desempenho de qualquer estrutura sujeita a cargas prescritas como peso próprio da estrutura e mobiliário, ou efeitos externos, como por exemplo, movimentos dos apoios e mudanças de temperatura.

Kassimali (2016) ainda cita que as características de grande interesse para análise do engenheiro calculista são: tensões ou resultantes de tensões (força normal, força cortante e momentos fletores), flechas (deformações da estrutura) e reações de apoio.

2.1.1 Antecedentes históricos

Para validar o quão longe chegou o campo de pesquisa da análise estrutural, é preciso buscar os nomes que deram início à Engenharia. Em conformidade com Kassimali (2016), pode-se citar como o principal pesquisador Galileo Galilei (1564-1642) que é considerado o criador da teoria das estruturas. Em 1638, Galilei publica seu livro intitulado *Dois Novas Ciências*, onde analisa ruptura de pequenas estruturas simples, incluindo vigas em balanço. Obviamente, pode-se afirmar que as resoluções de Galileu Galilei são apenas aproximadas dada a época em que o estudo foi lançado, mas, foram de extrema valia para a próxima era de investigadores notáveis.

Robert Hooke (1635-1703) desenvolveu a lei de relações lineares entre força e deformação de materiais, ao qual denominou-se como Lei de Hooke. Isaac Newton (1642-1727) com as três leis de Newton sobre movimento e o desenvolvimento das teorias de cálculo. John Bernoulli (1667-1748) com o princípio do trabalho virtual.

Leonhard Euler (1707-1783) que desenvolveu a teoria da flambagem de colunas e C. A. de Coulomb (1736-1806) que apresentou sua análise de flexão em vigas elásticas.

Com o passar do século XIX muito outros nomes desenvolveram teorias fantásticas que foram cruciais para o avanço teórica do que se chama hoje de Análise Estrutural. Todavia, o ponto de inflexão que levou o acesso dos engenheiros aos *softwares*, capazes de simular situações reais de aplicação dos métodos, se deu em 1950 com a disponibilidade do computador, sendo possível resolver grandes sistemas de equações simultâneas e análises que ultrapassavam a simplificação e beiravam a perfeita simulação da vida real.

2.1.2 Atribuições do engenheiro calculista

Com o avanço da tecnologia e dos *softwares* desenvolvidos com a finalidade de agilizar os atributos do usuário, iniciou-se uma roda de questionamento. Se os *softwares* estão cada vez mais inteligentes, mais ágeis e mais precisos. Qual é a função de um engenheiro calculista?

Kimura (2007, p. 46) frisa que: *“o software não faz Engenharia, não faz projeto. Somente o Engenheiro é capaz disso. Toda a responsabilidade pelo projeto estrutural é do Engenheiro Civil que assina o projeto – e não do software.”*

Portanto, o papel do engenheiro civil, além da responsabilidade legal do projeto, é desenvolver a criatividade e firmar decisões que validem a concepção estrutural mais adequada para o que o *software* desenvolva seu propósito.

Garrison (2018) diz que a função do engenheiro de estruturas é assegurar que a edificação seja capaz de suportar com segurança todas as forças às quais pode estar sujeita e que não irá se deformar, nem fissurar indevidamente com o uso. Ou seja, o principal fator que compete as atribuições do engenheiro calculista atualmente é revisar os resultados obtidos com expertise suficiente para julgar e validar os relatórios compilados pelo *software*, garantindo a segurança de seus usuários.

2.1.3 Concepção estrutural

“A engenharia estrutural é a ciência e a arte de planejamento, projeto e construção de estruturas seguras e econômicas que servirão aos seus propósitos destinados.” (KASSIMALI, 2016, p. 5). Ou seja, o projeto estrutural se inicia antes

mesmo do lançamento do *software*, pois ele passa por diversas etapas até sua finalização. Na Figura 1 é apresentado um fluxograma de um projeto estrutural típico.

Figura 1 – Fases de um projeto estrutural típico.



Fonte: Kassimali (2016).

- fase de planejamento: fase que analisa os requisitos funcionais da estrutura proposta, arranjo geral, dimensões da estrutura, o sistema e os materiais que podem ser utilizados para compor a arquitetura e principalmente atender o sistema estrutural;
- projeto estrutural preliminar: primeiro lançamento estrutural, onde vários elementos do sistema estrutural são estimados, geralmente normativos, pois ainda não se sabe se os elementos serão suficientes para validar o sistema estrutural;
- estimativa de cargas: nesta fase, deve-se analisar quais as possíveis cargas estarão atuantes na estrutura, cargas permanentes, acidentais, horizontais e verticais. Nesta etapa inclui-se a utilização da estrutura (residencial, comercial, depósito, etc);

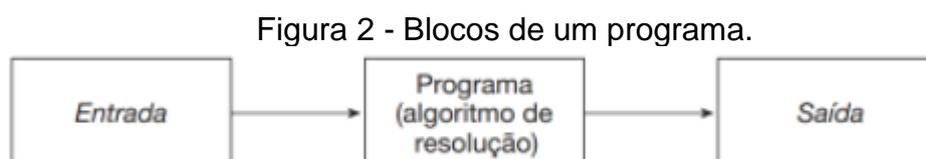
- d) análise estrutural: com as cargas definidas e os elementos preliminares, será realizada a análise da estrutura com estes parâmetros. Nesta etapa é possível determinar as tensões resultantes nos elementos e os deslocamentos destes elementos;
- e) verificação de segurança e em serviço: os resultados da análise estrutural são utilizados para definir se os elementos satisfazem a estrutura e os requisitos de segurança/serviço. Se os resultados forem positivos, pode-se encaminhar os detalhes da estrutura para execução *in loco*;
- f) projeto estrutural revisado: se os resultados não forem positivos, as dimensões dos elementos devem ser revisadas e as fases 3 e 5 serão repetidas até que os resultados sejam satisfatórios.

2.2 SISTEMA COMPUTACIONAL E SOFTWARES PARA ENGENHARIA

Atualmente, em uma época onde os avanços tecnológicos são tão rápidos que os profissionais devem manter-se atualizados quase que diariamente para não sejam profissionais ultrapassados. Obviamente, esta velocidade com que *softwares* estão avançando provém da facilidade de encontrar informações na internet para aprimorar as máquinas de trabalho.

Conforme Dos Santos (2021), o pensamento computacional é a capacidade que as máquinas possuem de abstrair os problemas e formular soluções de forma automatizada. Diversas vezes utilizando técnicas e ferramentas que resultam em benefícios para como os humanos raciocinam. E através do pensamento computacional, surge o desenvolvimento de *softwares*.

Em conformidade com Aguilar (2008), um programa de computador é um conjunto de instruções que executarão uma determinada tarefa, este deve ser composto, segundo a Figura 2:



Fonte: Aguilar (2008).

Ou seja, o usuário que estiver utilizando o programa deve inserir dados de entrada para que o algoritmo de resolução cumpra com sua função conforme programado e resulte dados de saída, que será a resposta pronta para o usuário.

2.2.1 Vantagens do uso dos *softwares*

Segundo Kimura (2007), os principais benefícios da utilização do *software* no dia a dia do engenheiro calculista é a produtividade, qualidade e segurança. Outros fatores que beneficiam a alta produtividade de um escritório com um grande volume de projetos que estão sendo feitos simultaneamente é a garantia de estar atendendo a norma vigente, pois como se trata de uma estrutura de parametrização dentro do programa, torna-se fácil atender tais parâmetros.

Não só visando as vantagens de produtividade, Machado, Silva e Carvalho (2021) concluem em seu artigo que o uso de *softwares*, principalmente para a área da Engenharia Civil, agrega diversos pontos positivos no conhecimento do engenheiro, mas atenta, não devem ser substituídos os métodos tradicionais de ensino teórico, cálculos extensos a mão e demais metodologias aplicadas, porque o uso de *softwares* funciona como um complemento para construir o conhecimento do profissional.

2.2.2 Desvantagens do uso dos *softwares*

Segundo Azevedo (2000), há desvantagens na utilização dos *softwares* para ensino e apoio em aulas ministradas dentro das universidades, por isso, há dois métodos para implantação no ensino:

- a) utilizar programas desenvolvidos localmente por docentes e investigadores que tenham base bem fundamentada, o que é bom por um lado, pois o desenvolvedor estará próximo para eventuais dúvidas, mas também apresenta o lado negativo de ser pouco comum a prática de desenvolvimento de *softwares* por docentes;
- b) utilizar programas oriundos de *software houses* (empresas de *software*) que implementam no mercado produtos extremamente completos, geralmente, alinhando qualidade e funcionalidade com o custo de adquirir acesso ao *software*.

Outros pontos que podem ser citados como desvantagem é o tempo demandado para o profissional se especializar no funcionamento de um *software* novo, as unidades de entrada de dados e principalmente, a inexperiência do usuário em interpretar erros ou dados irreais do modelo.

Kimura (2007, p.43) cita a vantagem do *software* com uma frase de atenção que diz “*a utilização de uma ferramenta computacional, quando feita de maneira responsável e criteriosa, traz enormes vantagens [...]*”. E também atenta para que sejam feitas conferências, previsões de resultados e até validação manual por parte do engenheiro.

2.3 ANÁLISE ESTRUTURAL

2.3.1 Estados limites

Segundo Kimura (2007), estados limites são situações em que a estrutura deixa de atender aos requisitos necessários para manter seu uso de forma plena e adequada conforme seu projeto.

Em conformidade com Carvalho e Figueiredo Filho (2021), os estados limites considerados no cálculo das estruturas de concreto são os Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS).

2.3.1.1 ELU – Estado Limite Último

Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2021), Estado Limite Último (ELU) é o estado da estrutura relacionado ao colapso ou a qualquer outra forma de ruína estrutural que acarrete em paralização total ou parcial do uso da estrutura.

De acordo com NBR 6118 (ABNT, 2014). Os itens que devem ser verificados dentro do campo ELU são:

- a) perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- b) esgotamento da capacidade resistente da estrutura, em seu todo ou em parte, por causa de solicitações normais e tangenciais (podem ser analisadas separadamente);

- c) esgotamento da capacidade resistente da estrutura, total ou parcialmente, considerando os efeitos de segunda ordem;
- d) provocado por solicitações dinâmicas;
- e) colapso progressivo;
- f) esgotamento da capacidade resistente da estrutura, total ou parcial, considerando exposição ao fogo, conforme ABNT NBR 15200:2012;
- g) esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas, de acordo com ABNT NBR 15421:2006;
- h) outros que, eventualmente, possam ocorrer em casos especiais.

2.3.1.2 ELS – Estado Limite de Serviço

Em conformidade com Carvalho e Figueiredo Filho (2021), os estados limites de serviço (ELS) são relacionados a durabilidade da estrutura, à aparência, ao conforto do usuário e à boa utilização funcional das mesmas, seja em relação aos usuários, às máquinas ou aos equipamentos utilizados dentro da edificação.

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

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) há derivações do ELS que devem ser considerados pelo engenheiro responsável, são elas:

- a) formação de fissuras (ELS-F): estado que se inicia a formação de fissuras. Admite-se que o estado-limite é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal foi igual a $f_{ct,f}$ (resistência do concreto à tração na flexão);
- b) abertura das fissuras (ELS-W): estado em que as fissuras apresentam como aberturas iguais aos valores máximos especificados na norma, que são de 0,2mm a 0,4mm sob ação das combinações frequentes. Estes valores variam conforme o tipo de concreto (simples, armado, protendido) e classe de agressividade ambiental (CAA);
- c) deformação excessiva (ELS-DEF): estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para utilização normal da estrutura conforme Tabela 1, adaptada da Tabela 13.3 – Limites para deslocamentos da norma ABNT NBR 6118:2014;

- d) vibrações excessivas (ELS-VE): estado em que as vibrações atingem os limites estabelecidos para utilização normal da estrutura. Conforme a ABNT NBR 6118:2014 em caso de estruturas usuais a análise das vibrações pode ser feita de forma linear dos parâmetros f (frequência própria da estrutura), f_{crit} (frequência crítica, que depende da destinação da edificação).

Tabela 1 – Limites para deslocamentos.

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	L/250
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	L/350
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	L/250 ^a
Efeitos em elementos estruturais	Afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas	Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-os ao modelo estrutural adotado.		

L = Para o caso de elementos de superfície, os limites prescritos consideram que o valor é o menor vão, exceto em casos de verificação de paredes e divisórias, onde interessa a direção na qual a parede ou divisória se desenvolve, limitando-se esse valor a duas vezes o vão menor.

^a As superfícies devem ser suficientemente inclinadas ou o deslocamento previsto compensado por contraflechas, de modo a não se ter acúmulo de água.

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118 (2014).

2.3.2 Ações

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2021, p. 53), ações denominam-se como “[...] qualquer influência, ou conjunto de influências, capaz de produzir estados de tensão ou de deformação em uma estrutura.”

2.3.2.1 Permanentes

Em conformidade com Kassimali (2016), cargas permanentes são cargas gravitacionais de magnitude constante e posições fixas que atuam permanentemente na estrutura. Alguns exemplos de cargas permanentes podem ser: peso próprio da estrutura (concreto, aço), demais materiais que ficarão permanentemente na estrutura como esquadrias, vidro, madeira, telhas e elementos como motor do elevador e reservatório.

Carvalho e Figueiredo Filho (2021), ainda separa ações permanentes como diretas e indiretas. Ações permanentes diretas são constituídas pelo peso próprio da estrutura e demais elementos construtivos, incluindo carga das instalações (elétrica, hidráulica, gás, entre outros). Além disso, atenta para que seja considerado os empuxos de terra e outros materiais granulosos que geram ações permanentes sobre a parte da estrutura que está enterrada (muito comum em solos).

Para ações permanentes indiretas, Carvalho e Figueiredo Filho (2021), consideram que ações permanentes são constituídas pelas deformações impostas por retração (ocasionada pela saída da água durante a cura) e fluência do concreto (aumento nas deformações que ocorrem ao longo da vida útil da estrutura), deslocamento de apoio, protensão e até imperfeições geométricas (globais e locais) que são provenientes da execução, seja ela por erro ou não.

A NBR 6120 (ABNT, 2019) apresenta características de diversos tipos de materiais que podem ser utilizados caso não haja determinação mais rigorosa de suas características para projeto. A Tabela 1 – Peso específico aparente dos materiais de construção apresentada na norma, cita materiais como: rochas naturais, blocos artificiais e pisos, argamassas e concretos, metais e madeiras.

Alguns valores de materiais pertinentes a serem citados são:

- a) blocos cerâmicos maciços – 18 kN/m³;
- b) blocos cerâmicos vazados com paredes maciças – 14 kN/m³;

- c) porcelanato – 23 kN/m³;
- d) argamassa de cal, cimento e areia – 19 kN/m³;
- e) concreto armado – 25 kN/m³;
- f) pinho (madeira de pinheiro) – 5 kN/m³.

Outras tabelas são apresentadas na NBR 6120 (ABNT, 2019), específicas para alvenarias, divisórias e caixilhos, revestimentos de pisos e impermeabilizações, telhas, telhados, forros, dutos e sprinklers e tubos de aço cheios d'água. Dessas tabelas alguns valores pertinentes são:

- a) drywall (montante, quatro chapas 12,5 e isolamento) – 0,5 kN/m²;
- b) impermeabilização com manta asfáltica simples espessura 0,4mm – 0,10 kN/m²;
- c) impermeabilização em coberturas com manta asfáltica e proteção mecânica sem revestimento – 18kN/m³;
- d) telha fibrocimento ondulada 6mm – 0,18 kN/m²;
- e) telha fibrocimento ondulada 8mm – 0,24 kN/m²;
- f) telhado de telha fibrocimento ondulada 8mm e estrutura de madeira – 0,35 kN/m²;
- g) solo – 17 a 19 kN/m³;
- h) forro de gesso acartonado, com estrutura de suporte – 0,25 kN/m²;
- i) forro de gesso convencional, com estrutura de suporte – 0,15 kN/m².

2.3.2.2 Variáveis

De acordo com McCormac (2009), ações variáveis são cargas que podem variar em módulo e posição ao longo do tempo, diferente das permanentes. Alguns exemplos de ações variáveis que podem ser citadas são pela ocupação dos moradores e visitantes, uso (residencial, comercial ou uso específico), manutenção da edificação (pessoas, máquinas e equipamentos) e cargas ambientais (vento, tremores de terra, entre outras).

Novamente, Carvalho e Figueiredo Filho (2021) separam ações variáveis como diretas e indiretas. Ações variáveis diretas, também chamadas de cargas acidentais, são compostas por cargas verticais de uso da construção, como: pessoas, mobiliário, veículos, entre outros, cargas móveis, impacto lateral, força longitudinal de frenação

ou aceleração e força centrífuga. Como ações variáveis indiretas, estão listadas variações uniformes e/ou não uniformes de temperatura e ações dinâmicas.

A NBR 6120 (ABNT, 2019), apresenta na Tabela 10 - Valores característicos nominais das cargas variáveis. Alguns valores pertinentes para serem mostrados são:

- a) balcões, sacadas, varandas e terraços – residencial 2,5 kN/m² e comercial 3,0 kN/m²;
- b) coberturas – com acesso apenas para manutenção 1,0 kN/m² e com placas de aquecimento solar/fotovoltaicas 1,5 kN/m²;
- c) edifícios residenciais – dormitórios, sala, cozinha, banheiro e corredores 1,5 kN/m² e áreas de uso comum, corredores, salão de festas, sala de jogos, academia 3,0 kN/m²;
- d) edifícios comerciais – salas de uso geral, banheiros e corredores das unidades autônomas 2,5 kN/m² ;
- e) escadas residenciais – unidades autônomas 2,5 kN/m² e uso comum 3,0 kN/m²;
- f) escadas comerciais, clubes, escritórios – 3,0 kN/m².

2.3.2.3 Excepcionais

Além das ações permanentes e variáveis, NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 63) cita quanto ações excepcionais que:

No projeto de estruturas sujeitas a situações excepcionais de carregamento, cujos efeitos não possam ser controlados por outros meios, devem ser consideradas ações excepcionais com valores definidos, em cada caso particular, por Normas Brasileiras específicas.

2.3.3 Vento

Em conformidade com Carvalho e Pinheiro (2009, p.182), “vento é o deslocamento de massas de ar decorrentes das diferenças de temperatura e, principalmente, pressão na atmosfera”. O que acontece na estrutura é que quando a massa de ar adquire uma certa velocidade, ao encontrar a superfície inerte da estrutura, resulta em pressão (força por área) segundo o teorema de Bernoulli.

Carvalho e Pinheiro (2009) afirmam também que estruturas de concreto armado geralmente são formados por elementos prismáticos, ou seja, elementos que têm dimensão bem maior que as outras duas e seção transversal constante. Portanto, um arranjo eficiente e comumente utilizado para absorver estas ações causadas pelo vento são os pórticos constituídos por pilares e vigas.

A NBR 6123 (ABNT, 1988) é a norma vigente utilizada para definir os parâmetros para cálculo da força resultante dos ventos nas edificações.

2.3.3.1 Velocidade básica do vento

A velocidade básica do vento, V_0 , é a velocidade de uma rajada de 3 segundos, que ocorre no mínimo uma vez a cada 50 anos, a 10 metros acima do terreno em campo aberto e plano. Como regra geral é admitido que o V_0 pode soprar de qualquer direção horizontal. Estes valores, dentro do território brasileiro, são obedecidos pelo Anexo A demonstrado na norma.

2.3.3.2 Rugosidade do terreno

Segundo NBR 6123 (ABNT, 1988), há cinco categorias de classificações de rugosidade do terreno:

- a) categoria 1: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente. Por exemplo: mar calmo, lagos e rios, pântanos sem vegetação;
- b) categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados (cota média do topo dos obstáculos considerada a cota inferior ou igual a 1 metro), tais como árvores e edificações baixas. Por exemplo: zonas costeiras planas, pântanos com vegetação rala, campos de aviação, pradarias e charnecas e fazendas sem sebes ou muros;
- c) categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos (considerado cota média do topo igual a 3 metros), tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. Por exemplo: granjas e casas de campo (com exceção das partes com matos), fazendas

com sebes e/ou muros, subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas;

- d) categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados (considerado cota média do topo igual a 10 metros), em zona florestal, industrial ou urbanizada. Por exemplo: zonas de parques e bosques com muitas árvores, cidades pequenas e seus arredores, subúrbios densamente construídos de grandes cidades e áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas;
- e) categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados (considerado cota média do topo igual ou superior a 25 metros). Por exemplo: florestas com árvores altas, de copas isoladas, centros de grandes cidades e complexos industriais bem desenvolvidos.

2.3.3.3 Dimensões da edificação

De acordo com NBR 6123 (ABNT, 1988), para definição das partes a considerar na determinação da ação do vento devemos considerar características construtivas ou estruturais que originam uma descontinuidade na estrutura, por exemplo:

- a) edificações com juntas que separem a estrutura em duas ou mais partes estruturalmente independentes;
- b) edificações com pouca rigidez na direção perpendicular ao vento por ter baixa capacidade de redistribuição das cargas.

Dentro deste critério, é possível definir 3 classes de edificação ou partes de edificação, que recebem carga de vento com intervalo de tempo de 3, 5 e 10 segundos para cálculo da velocidade média. Segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988), são:

- a) classe A: Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 metros;
- b) classe B: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 metros e 50 metros;
- c) classe C: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 metros.

2.3.3.4 Altura sobre o terreno

Segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988), a velocidade do vento aumenta com a altura da edificação (considerada a altura medida até o topo da platibanda ou nível do beiral).

2.3.3.5 Fator estatístico S_3

Em conformidade com NBR 6123 (ABNT, 1998), o fator estatístico S_3 é baseado em conceitos estatísticos, grau de segurança e vida útil da edificação. Segundo a definição da velocidade básica (V_0), é a velocidade do vento recorrente médio em 50 anos, porém, a probabilidade deste valor ser igualado ou excedido dentro deste período de tempo é de 63%. A NBR 6123 (ABNT, 1988), define 5 grupos de estruturas para adoção do fator estatístico S_3 :

- a) grupo 1: edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva como: hospitais, quartéis de bombeiros, forças de segurança, centrais de comunicação, etc.
Fator estatístico $S_3 = 1,10$;
- b) grupo 2: edificações para hotéis, residências, comércio e indústrias com alto fator de ocupação.
Fator estatístico $S_3 = 1,00$;
- c) grupo 3: edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação, como: depósitos, silos, construções rurais, etc.
Fator estatístico $S_3 = 0,95$;
- d) grupo 4: vedações, como: telhas, vidros, painéis de vedação, etc.
Fator estatístico $S_3 = 0,88$;
- e) grupo 5: edificações temporárias e edificações em construção do grupo 1 a 3.
Fator estatístico $S_3 = 0,83$.

2.3.3.6 Coeficiente de arrasto

Segundo Carvalho e Pinheiro (2009), o coeficiente de arrasto C_a é utilizado na avaliação da força global na estrutura e pode variar de 0,7 a 2,2, dependendo da forma da edificação.

Conforme a NBR 6123 (ABNT, 1988), o coeficiente de arrasto pode ser obtido em função das relações h/l_1 e l_1/l_2 para edificações e divide este parâmetro entre dois tipos de edificação. O Anexo B determina o C_a para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência e o Anexo C determina o C_a para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência.

Onde h é a altura da edificação acima do terreno medida até o topo da platibanda ou nível do beiral conforme item 2.3.3.4. l_1 é a largura da edificação (dimensão horizontal perpendicular à direção do vento) e l_2 é a profundidade da edificação (dimensão na direção do vento).

Segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988), o vento de alta turbulência aparece em grandes cidades e ocorre um fenômeno físico que resulta na diminuição da sucção na parede de sotavento (região oposta aquela de onde sopra o vento), salvo exceções para edificações com uma relação profundidade/largura de 1/3 ou menos.

A NBR 6123 (ABNT, 1988) ainda cita que uma edificação pode ser considerada em vento de alta turbulência quando sua altura não excede duas vezes a altura média das edificações vizinhas, na direção e sentido do vento incidente, a uma distância que obedece à seguinte regra:

- a) 500 metros, para uma edificação de até 40 metros de altura;
- b) 1000 metros, para uma edificação de até 55 metros de altura;
- c) 2000 metros, para uma edificação de até 70 metros de altura;
- d) 3000 metros, para uma edificação de até 80 metros de altura.

2.3.4 Combinações

Segundo Kassimali (2016), após a definição das cargas permanentes e variáveis de uma edificação, deve-se considerar situações em que todas as cargas atuam simultaneamente sobre a estrutura em um período preestabelecido.

Em conformidade com Carvalho e Figueiredo Filho (2021), as combinações das ações devem ser feitas de forma que possam ser determinados os efeitos mais

desfavoráveis para a estrutura, verificando a segurança em relação aos estados limites (ELU e ELS) com suas combinações últimas e de serviço, respectivamente. Em todas as combinações, as ações permanentes devem ser consideradas em sua totalidade, já as ações variáveis apenas as parcelas que produzem efeitos desfavoráveis para a estrutura.

A NBR 8681 (ABNT, 2004) apresenta a Equação 1, que deve ser utilizada para obter o valor de cálculo das ações para combinação última:

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} \cdot F_{\varepsilon gk} + \gamma_q \cdot (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} \cdot F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \cdot \psi_{0\varepsilon} \cdot F_{\varepsilon qk} \quad (1)$$

Onde:

F_d – valor de cálculo das ações para combinação última;

F_{gk} – representa as ações permanentes diretas;

$F_{\varepsilon k}$ – representa as ações indiretas permanentes como a retração $F_{\varepsilon gk}$ e variáveis como a temperatura $F_{\varepsilon qk}$;

F_{qk} – representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal;

γ_g – coeficiente de ponderação das cargas permanentes diretas;

$\gamma_{\varepsilon g}$ – coeficiente de ponderação das cargas permanentes indiretas;

γ_q – coeficiente de ponderação das cargas variáveis diretas;

γ_{ε} – coeficientes de ponderação das cargas variáveis indiretas;

ψ_{0j} , $\psi_{0\varepsilon}$ – fator de redução das combinações.

Os fatores de ponderação são apresentados na Tabela 2 e os fatores de redução são apresentados na Tabela 3.

Tabela 2 – Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ^a	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0

Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

Onde D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.

^a Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como peso próprio das estruturas, especialmente pré-moldadas, este coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118 (2014).

Tabela 3 – Coeficiente γ_{f2}

Ações		γ_{f2}		
		Ψ_0	Ψ_1^a	Ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

^a Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga.

^b Edifícios residenciais.

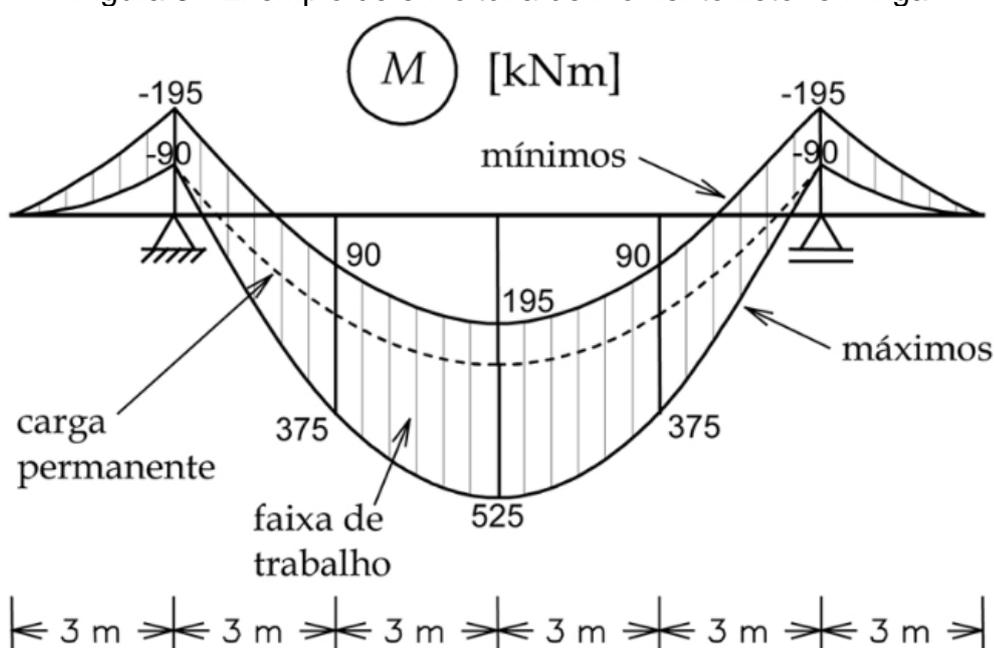
^c Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118 (2014).

2.3.5 Envoltória

Segundo Martha (2017), envoltórias são gráficos que representam como os valores mínimos e máximos de um determinado esforço interno em seções transversais da estrutura escolhidas pelo engenheiro para análise do elemento. Os valores máximos e mínimos são obtidos definindo as posições críticas para cada carga, desta forma as envoltórias são traçadas considerando os valores calculados em cada caso.

Figura 3 - Exemplo de envoltória de momento fletor em viga



Fonte: Martha (2017).

Neste exemplo é possível analisar que no primeiro apoio há casos onde o momento fletor negativo é -90 kNm e em outros -195 kNm. O mesmo se aplica para os demais valores sobrepostos no meio do vão (momento positivo) e segundo apoio (momento negativo). Portanto, o engenheiro civil deve considerar os piores valores para o correto dimensionamento.

2.3.6 Estabilidade global

Ao iniciarmos o tópico de estabilidade global da estrutura, devemos falar de estruturas de nós fixos, estruturas de nós móveis, efeitos de primeira e segunda ordem, análise não linear e coeficientes α e γ_z .

2.3.6.1 Estruturas de nós fixos e nós móveis

Em conformidade com NBR 6118 (ABNT, 2014), para efeitos de cálculo, são consideradas estruturas de nós fixos quando os deslocamentos horizontais nos nós são pequenos, ou seja, quando os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados por não representarem mais que 10% dos respectivos efeitos de primeira ordem. Já as estruturas de nós móveis, são aquelas onde os deslocamentos horizontais não são pequenos e conseqüentemente os efeitos de segunda ordem são consideráveis (maior que 10% dos respectivos efeitos de primeira ordem).

2.3.6.2 Efeitos de primeira e segunda ordem

Kimura (2007) define análise em primeira ordem quando é realizado o cálculo da estrutura na sua configuração inicial não deformada. Já a análise em segunda ordem é quando o cálculo da estrutura é realizado na sua posição deformada, gerando estes efeitos adicionais, a partir das deformações, que não podem ser desprezados seguindo a regra dos 10%.

2.3.6.3 Análise não linear com segunda ordem

Segundo NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 86): “*Na análise não linear, considera-se o comportamento não linear geométrico e dos materiais.*”. Frisa também que a não linearidade depende de como a estrutura foi armada.

Em conformidade com Kimura (2007), podemos citar como item importante a não linearidade física pois o concreto e o aço se alteram conforme for aplicado carregamento à estrutura. O principal fator que causa esta não linearidade física é o surgimento de fissuras devido à baixa resistência do concreto a tração.

Outro fator citado por Kimura (2007), é a não linearidade geométrica causada devido as mudanças na geometria dos elementos da estrutura à medida que o carregamento é aplicado, ou seja, em efeitos de segunda ordem.

Como o cálculo dos efeitos de segunda ordem são difíceis ou até impossíveis de fazer a mão e muitas vezes só podem ser feitos por *softwares*. No item 15.7.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 106) permite que seja utilizada uma solução aproximada

para a determinação desses esforços a partir da majoração adicionais dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95 \gamma_z$ (válido somente para $\gamma_z \leq 1,3$).

2.3.6.4 Coeficiente γ_z

Segundo Kimura (2007), o parâmetro γ_z (gama-z) é um parâmetro que “mede” a estabilidade global de uma estrutura. Este parâmetro foi desenvolvido por engenheiros brasileiros (Eng^o. Augusto Carlos de Vasconcelos e Eng^o. Mário Franco) que tem como objetivo avaliar de forma simples, rápida e eficiente a estabilidade global.

Kimura (2007) define três faixas de valores comuns para o parâmetro γ_z :

- a) resultados um pouco maiores que 1,0: valores coerentes e comuns;
- b) resultados superiores a 1,5: revelam que a estrutura é instável e impraticável;
- c) resultados inferiores a 1,0 ou negativos: indicam que a estrutura é totalmente instável ou que houve erros durante o cálculo/análise estrutural.

Em conformidade com a ABNT NBR 6118 (2014), a Equação 2 define o cálculo do parâmetro.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (2)$$

Onde:

γ_z – parâmetro gama-z para estabilidade global;

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

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

2.3.6.5 Coeficiente α

Conforme Kimura (2007), o parâmetro de instabilidade α , assim como γ_z pode avaliar a magnitude dos esforços globais de segunda ordem em uma estrutura.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), em uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada com a característica de nós fixos se o valor de α for menor que o valor de α_1 , conforme a Equação 3:

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{N_k / (E_{cs} \cdot I_c)} \quad (3)$$

Onde:

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

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

Onde:

n – número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

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

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

E_{cs} – módulo de deformação secante do concreto;

I_c – inércia de todos os pilares na direção considerada.

Para o valor de I_c a NBR 6118 (ABNT, 2014) diz que a rigidez do pilar equivalente deve ser determinada da seguinte forma:

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

2.3.7 Desaprumo da estrutura

De acordo com Carvalho e Pinheiro (2009), em estruturas reticulares, mesmo descarregadas, deve ser considerado imperfeições geométricas do eixo dos elementos para a verificação do ELU. Estas imperfeições podem ser globais e/ou locais.

2.3.7.1 Imperfeições globais

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), imperfeições globais devem ser consideradas em elementos verticais, sejam contraventados ou não. Para definição do ângulo de desaprumo global, utilizar a Equação 4 e 5.

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{H}} \quad (4)$$

$$\theta_a = \theta_1 \cdot \sqrt{\frac{1+1/n}{2}} \quad (5)$$

Onde:

$\theta_{1\min} = 1/300$ para estruturas reticuladas e imperfeições locais;

$\theta_{1\max} = 1/200$;

H – altura total da edificação, em metros (m);

n – o número de prumadas de pilares no pórtico plano.

Para a consideração das ações de vento e desaprumo devem seguir os seguintes critérios:

- quando 30 % da ação do vento for maior que a ação do desaprumo, considera-se somente a ação do vento;
- quando a ação do vento for inferior a 30 % da ação do desaprumo, considera-se somente o desaprumo respeitando a consideração de $\theta_{1\min}$, conforme definido acima;
- nos demais casos, combina-se a ação do vento e desaprumo, sem necessidade da consideração do $\theta_{1\min}$. Nessa combinação, admite-se considerar ambas as ações atuando na mesma direção e sentido como equivalentes a uma ação do vento, portanto como carga variável, artificialmente amplificada para cobrir a superposição.

2.3.7.2 Imperfeições locais

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), para imperfeições locais, os elementos que ligam pilares contraventados a pilares de contraventamento (usualmente lajes e vigas), deve ser considerada a tração proveniente do desaprumo deste pilar. Para verificação, deve ser considerado o efeito do desaprumo ou falta de linearidade no eixo do pilar.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), o efeito das imperfeições locais nos pilares e pilares-parede pode ser substituído, em estruturas reticuladas, pela consideração do momento mínimo de primeira ordem segundo a Equação 6:

$$M_{1d,min} = N_d \cdot (0,015 + 0,03h) \quad (6)$$

Onde:

N_d – força normal de compressão;

h – altura total da seção transversal na direção considerada, em metros.

Portanto, admite-se que o efeito das imperfeições esteja atendido se for respeitado este valor de momento total mínimo. Mas, devemos lembrar de acrescentar os momentos de segunda ordem, caso eles devam ser considerados.

2.3.8 Modelo IV e VI

Segundo Covas (c2020), o modelo IV é uma evolução dos modelos estruturais criados pelo *software* TQS. Este modelo contempla grelha para cargas verticais no pavimento e pórtico espacial para cargas verticais e cargas horizontais. O modelo IV foi implementado na versão 16 com diversos avanços no *software* como: considerado deslocamento vertical dos pilares devido a sua deformação por compressão, vigas de transição trabalhando elasticamente no pórtico espacial, pilares que funcionam como tirantes também trabalhando elasticamente, conceito de nós semirrígidos e flexibilizados. Com todas essas alterações começou a ser possível resolver um pórtico espacial único para cargas verticais e horizontais.

Em conformidade com TQS (c2020), diferente do modelo IV, o modelo VI utiliza as lajes nas análises globais do edifício, entretanto, o efeito da utilização das lajes só

poderá ser percebido em edifícios onde as lajes tenham rigidez alta em relação às vigas. Outro conceito importante a ser citado são pavimentos com poucas vigas ou sem continuidade em uma ou mais direções. Neste artigo são apresentados três edifícios.

A Figura 4 mostra o primeiro modelo, em que as vigas formam pórticos nos dois sentidos (X e Y), a diferença do γ_z entre o modelo IV e VI no pior caso é de -1,3%.

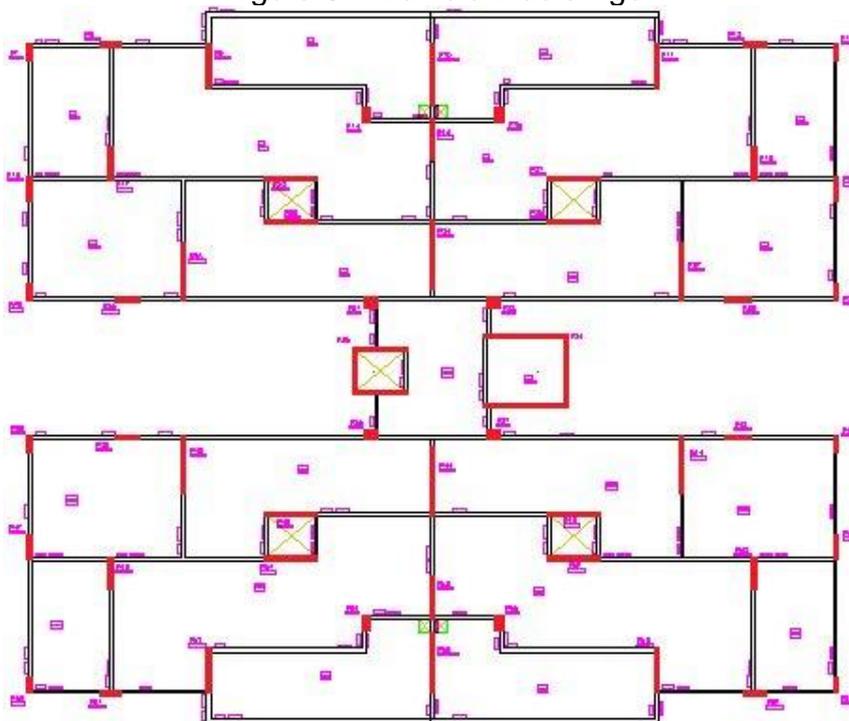
Figura 4 – Edifício 1 do artigo



Fonte: TQS Docs (c2020)

A Figura 5 mostra o segundo edifício, que apresenta descontinuidade nas vigas da direção X e a menor inércia dos pilares também na direção X, gerando uma diferença do γ_z de -4,7%.

Figura 5 – Edifício 2 do artigo



Fonte: TQS Docs (c2020)

Para finalizar a análise, a Figura 6 mostra o terceiro edifício que é feito em pré-moldado, ou seja, travamento de vigas em uma só direção e lajes alveolares na outra, o γ_z teve -19,2% de diferença.

Figura 6 – Edifício 3 do artigo



Fonte: TQS Docs (c2020)

2.4 DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO

2.4.1 Armadura longitudinal

Em conformidade com Carvalho e Figueiredo Filho (2021), não precisa ser detalhado cada trecho do elemento separadamente, considerando, por exemplo, os momentos em uma viga bi-engastada, devemos cálculos a área de aço necessária para os momentos máximos negativos nos apoios e momento máximo positivo do meio do vão. Portanto, a partir da área de aço calculada devemos estipular quantas barras e bitola devem ser inseridas naquela seção para atender a demanda.

A quantidade de barras e seu arranjo dentro da seção de concreto devem atender às prescrições conforme a ABNT NBR 6118:2014, em itens como armadura longitudinal mínima e máxima, espaçamento mínimo e máximo entre barras e, proteção e cobrimento.

Além do cálculo, deve ser levado em consideração a responsabilidade do engenheiro da obra, que não necessariamente deve ser o calculista, para que os itens da ABNT NBR 14931:2003 – Execução de estruturas de concreto – procedimento sejam atendidos, garantindo que o aço fará sua função projetada corretamente.

2.4.1.1 Armadura mínima

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2021), a armadura mínima tem função de evitar rupturas bruscas nas seções, já que o concreto é um material frágil. Com a adição de ferro, é possível controlar as deformações antes de entrar em ruína e é útil também para absorver pequenos esforços não considerados no cálculo.

A NBR 6118 (ABNT, 2014), estipula, para armadura mínima longitudinal, que uma armadura mínima de tração deve ser calculada pela Equação 7 considerando o momento mínimo na seção, respeitando a taxa mínima absoluta de 0,15% da área de concreto.

$$M_{d,min} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,sup} \quad (7)$$

Onde:

$M_{d,min}$ – momento fleto de cálculo mínimo;

W_0 – módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, relativo à fibra mais tracionada;

$F_{ctk,sup}$ – resistência característica superior do concreto à tração. $F_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ct,m}$ e $f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ (para concretos até C50).

A NBR 6118 (ABNT, 2014), mostra que há variação da taxa mínima absoluta conforme a classe do concreto. A Tabela 4 replica os valores apresentados em norma até a concreto classe C50.

Tabela 4 – Valores de $\rho_{mín}$

Forma da seção	Valores de $\rho_{mín}^a$ ($A_{s, mín} / A_c$) em %						
	20	25	30	35	40	45	50
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208

^a valores de $\rho_{mín}$ estabelecidos nesta tabela pressupõem o uso de CA50, $d/h = 0,8$, $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$.

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2014).

2.4.1.2 Armadura máxima

Conforme NBR 6118 (ABNT, 2014), a armadura de tração (A_s) mais a armadura de compressão (A_s') não devem exceder 4% da área de concreto fora da zona de emendas. Este parâmetro deve ser considerado para que na região de transpasse não exceda 8% da área de concreto, o que irá ocorrer zonas de transpasse em lances de pilares para dar continuidade na armadura do próximo pavimento.

2.4.2 Armadura de pele

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2021), a armadura de pele tem função de minimizar os problemas decorrentes da fissuração, retração e variação de temperatura do concreto. Além disso, tem função de diminuir a abertura de fissuras de flexão na alma da viga.

A NBR 6118 (ABNT, 2014), diz que a armadura lateral (chamada de pele ou costela) deve ser colocada em cada face da alma da viga com área, em cada face, não menor que a Equação 8.

$$A_{s,pele} = 0,10\% \cdot A_c \quad (8)$$

Onde:

$A_{s,pele}$ – área da armadura de pele em cada face da viga;

A_c – área da seção de concreto.

Em conformidade com NBR 6118 (ABNT, 2014), as barras devem ser de CA50 ou CA60, com espaçamento não maior que 20cm, $d/3$ ou $15\varnothing$ e devidamente ancorada nos apoios.

Além disso, a NBR 6118 (ABNT, 2014) diz que não demandam de armadura de pele, as vigas que possuem altura menor ou igual a 60cm e que as armaduras de tração e flexão não podem ser computadas no cálculo da área de aço para armadura de pele.

2.4.3 Armadura concentrada

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), os esforços nas armaduras podem ser considerados “concentrados” no centro de gravidade, se a distância do centro da armadura mais afastada, medida em relação a linha neutra, for menor que 10% da altura do elemento.

Atentando ao que Carvalho e Figueiredo Filho (2021) demonstram, caso a armadura não esteja concentrada em um único nível, deve ser considerada a deformação específica de cada camada.

2.4.4 Espaçamento entre barras

Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2021), o arranjo correto de armaduras dentro de um elemento deve cumprir a sua função estrutural (altura útil, cobrimento, aderência, etc) e principalmente possibilitar uma fácil execução da concretagem, ou seja, facilitando o adensamento do concreto dentro da forma e a introdução da lança do vibrador para que não ocorram bicheiras.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), deve ser considerado um espaçamento livre mínimo tanto na direção vertical (a_v) e na direção horizontal (a_h).

Para a_h :

- a) 20mm;
- b) diâmetro da barra, do feixe ou da luva;
- c) $1,2 \cdot$ dimensão máxima característica do agregado ($d_{máx,agregado}$).

Para a_v :

- a) 20mm;
- b) diâmetro da barra, do feixe ou da luva;
- c) $0,5 \cdot d_{\text{máx, agregado}}$.

A Tabela 5 mostra os valores usuais dos agregados para concreto.

Tabela 5 – Classificação usual das britas.

Tipo de brita	Diâmetro (mm)
Brita 0	4,8 a 9,5
Brita 1	9,5 a 19
Brita 2	19 a 25
Brita 3	25 a 38

Fonte: Adaptado de Carvalho e Figueiredo Filho (2021).

2.4.5 Proteção e cobrimento

Segundo NBR 6118 (ABNT, 2014), devem ser atendidos pelo engenheiro responsável as condições de espessura, qualidade do concreto e cobrimento da armadura para que sejam garantidos a qualidade e durabilidade da estrutura ao longo da sua vida útil.

Primeiramente, a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) define quatro classes de agressividade ambiental (CAA) para definição do projeto. A Tabela 6 replica as classes apresentadas:

Tabela 6 – Classes de agressividade ambiental (CAA)

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

IV	Muito forte	Industrial ^{a,c}	Elevado
		Respingos de maré	

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

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

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

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

A primeira definição apresentada na norma é a Tabela 7, que apresenta a classe de resistência mínima e a relação água/cimento do concreto para atender a qualidade do concreto.

Tabela 7 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto ^a	Tipo ^{b,c}	Classe de agressividade			
		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: ABNT NBR 6118 (2014).

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2021), “o *cobrimento mínimo* é a menor distância livre entre uma face da peça e a camada de barras mais próxima dessa face (*inclusive estribos*)”. Este cobrimento tem como objetivo proteger as barras da corrosão e da ação do fogo em caso de incêndio, garantindo que a edificação resista até a chegada de ajuda.

O cobrimento nominal (C_{nom}) adota o valor de cobrimento mínimo ($C_{mín}$), adicionado um valor de tolerância de execução (ΔC), portanto, $C_{nom} = C_{mín} + \Delta C$.

A NBR 6118 (ABNT, 2014), apresenta uma tabela que demonstra os componentes e seus respectivos cobrimentos conforme tipo e classe de agressividade. A Tabela 8 replica a tabela da norma.

Tabela 8 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10\text{mm}$

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

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

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

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

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

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

2.4.6 Ancoragem das armaduras

Em conformidade com NBR 6118 (ABNT, 2014), as barras das armaduras devem ser ancoradas de forma que as forças submetidas na barra sejam integralmente transferidas para o concreto, seja por aderência entre o concreto e as mossas do aço ou de dispositivos mecânicos ou ambos. As barras podem ser ancoradas ao longo de um comprimento retilíneo ou gancho em sua extremidade, de acordo com as condições:

- a) obrigatoriamente com gancho para barras lisas (sem mossas);
- b) sem gancho nas que tem alternância de solicitação de tração ou compressão;
- c) com ou sem gancho nos demais casos, não recomendado gancho para barras com $\emptyset \geq 32$ mm ou para feixes de barras;
- d) as barras comprimidas devem ser ancoradas sem gancho.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), deve-se obedecer a um comprimento necessário de ancoragem como o comprimento reto de uma barra da armadura passiva para ancorar a força-limite dessa barra ao longo do seu comprimento, garantindo a resistência de aderência uniforme.

O comprimento necessário de ancoragem é dado pela Equação 9:

$$\ell_{b,nec} = \alpha \cdot \ell_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq \ell_{b,min} \quad (9)$$

Onde:

$\ell_{b,nec}$ – comprimento necessário de ancoragem;

α – 1,0 para barras sem gancho e 0,7 para barras com gancho;

ℓ_b – comprimento básico de ancoragem, dado pela Equação 10;

$A_{s,calc}$ – área de aço calculada;

$A_{s,ef}$ – área de aço efetiva;

$\ell_{b,min}$ – comprimento de ancoragem mínimo (maior valor entre $0,3\ell_b$, $10\varnothing$ e 100mm).

$$\ell_b = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \geq 25\varnothing \quad (10)$$

Onde:

f_{yd} – tensão de escoamento de cálculo;

f_{bd} – resistência de aderência de cálculo da armadura passiva.

2.4.6.1 Gancho de ancoragem da armadura de tração

Segundo NBR 6118 (ABNT, 2014), os ganchos nas extremidades das barras da armadura longitudinal de tração devem ser:

- semicirculares, com ponta reta de comprimento não inferior a $2\varnothing$;
- em ângulo de 45° (interno), com ponta reta de comprimento não inferior a $4\varnothing$;
- em ângulo reto, com ponta reta de comprimento não inferior a $8\varnothing$.

A Tabela 9 representa os diâmetros dos pinos de dobramento.

Tabela 9 – Diâmetro dos pinos de dobramento

Bitola (mm)	Tipo de aço		
	CA25	CA50	CA60
< 20	$4\varnothing_t$	$5\varnothing_t$	$6\varnothing_t$
≥ 20	$5\varnothing_t$	$8\varnothing_t$	-

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

2.4.6.2 Gancho de ancoragem dos estribos

A NBR 6118 (ABNT, 2014), mostra que a ancoragem dos estribos deve ser garantida através de ganchos ou barras longitudinais soldadas. Para os ganchos dos estribos, eles podem ser:

- semicirculares ou em ângulo de 45° (interno), com ponta reta de comprimento igual a $5\varnothing_t$, porém não inferior a 5 cm;

- b) em ângulo reto, com ponta reta de comprimento maior ou igual a $10 \varnothing_t$, porém não inferior a 7 cm (este tipo de gancho não pode ser utilizado para barras e fios lisos).

A Tabela 10 representa o valor mínimo do diâmetro interno da curvatura de estribos.

Tabela 10 – Diâmetro dos pinos de dobramento para estribos

Bitola (mm)	Tipo de aço		
	CA25	CA50	CA60
≤ 10	$3 \varnothing_t$	$3 \varnothing_t$	$3 \varnothing_t$
$10 \leq \varnothing < 20$	$4 \varnothing_t$	$5 \varnothing_t$	-
≥ 20	$5 \varnothing_t$	$8 \varnothing_t$	-

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

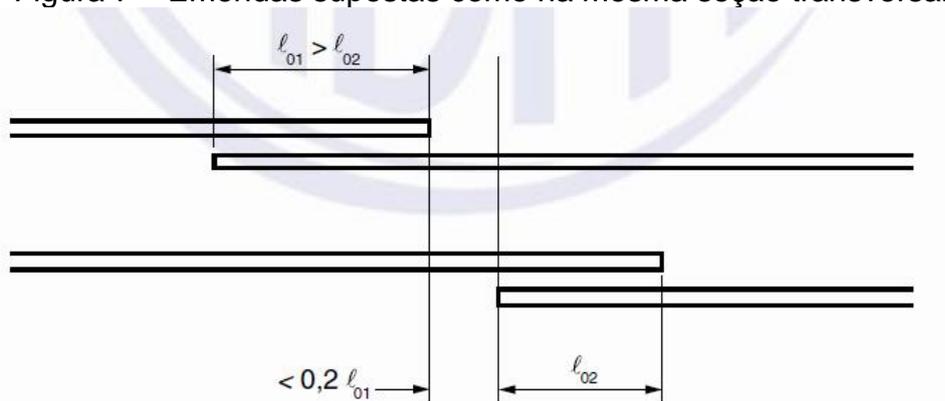
2.4.7 Emendas de armaduras

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2021), eventualmente, é preciso emendar uma barra de aço, seja por ultrapassar o comprimento usual de 12 metros, ou por qualquer outro motivo.

2.4.7.1 Emendas por transpasse

Segundo NBR 6118 (ABNT, 2014), emendas por transpasse não são permitidas em bitolas superiores a 32 mm. A norma considera como “mesma seção transversal”, emendas que se superpõe ou cuja as extremidades mais próximas estejam afastadas pelo menos 20% do comprimento do trecho de transpasse. Caso haja diferença de bitolas, considerar a barra com maior bitola. A Figura 7 representa emendas na mesma seção transversal.

Figura 7 – Emendas supostas como na mesma seção transversal



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

Já para a proporção máxima de barras tracionadas da armadura principal emendadas por transpasse na mesma seção transversal deve obedecer a Tabela 11.

Tabela 11 - Proporção máxima de barras tracionadas emendadas

Tipo de barra	Situação	Tipo de carregamento	
		Estático	Dinâmico
Alta aderência	Em uma camada	100%	100%
	Em mais de uma camada	50%	50%
Lisa	$\varnothing < 16\text{mm}$	50 %	25%
	$\varnothing \geq 16\text{mm}$	25%	25%

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

Para o comprimento de transpasse de barras tracionadas, isoladas, a NBR 6118 (ABNT, 2014) cita duas situações, quando a distância livre entre barras emendadas estiver entre 0 e $4\varnothing$ e quando for $> 4\varnothing$.

Para 0 e $4\varnothing$, utilizar a Equação 11.

$$\ell_{0t} = \alpha_{0t} \cdot \ell_{b,nec} \geq \ell_{0t,min} \quad (11)$$

Onde:

ℓ_{0t} – comprimento de transpasse para barras tracionadas;

$\ell_{b,nec}$ – comprimento de ancoragem necessário;

$\ell_{0t,min}$ – maior valor entre $0,3 \cdot \alpha_{0t} \cdot \ell_b$, $15 \varnothing$ e 200mm;

α_{0t} – coeficiente função da porcentagem de barras emendadas na mesma seção, conforme Tabela 12.

Para $> 4\varnothing$, deve ser acrescida a distância livre entre as barras emendadas.

Tabela 12 – Valores do coeficiente α_{ot}

Barras emendadas na mesma seção %	≤ 20	25	33	50	> 50
Valores de α_{ot}	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

Para o comprimento de transpasse de barras comprimidas, isoladas, a NBR 6118 (ABNT, 2014), adota a Equação 12 para cálculo do transpasse:

$$\ell_{0c} = \ell_{b,nec} \geq \ell_{0c,min} \quad (12)$$

Onde:

ℓ_{0t} – comprimento de transpasse para barras comprimidas;

$\ell_{b,nec}$ – comprimento de ancoragem necessário;

$\ell_{0t,min}$ – maior valor entre 0,6. ℓ_b , 15 \emptyset e 200mm;

2.5 RELATÓRIO DO SOFTWARE

Segundo TQS (c2020), após a finalização do processamento da estrutura, seja global ou individual, o *software* TQS apresenta um relatório que é possível verificar não só os erros, mas também os avisos, que ocorrem durante o processamento. O *software* divide estes erros em três categorias: aviso leve, aviso médio e erro grave.

2.5.1 Aviso leve

Alguns exemplos de aviso leve são:

- quando uma das vigas de um projeto não recebe carga de alvenaria enquanto outras sim, o *software* emite um aviso para verificar se esta viga não possui mesma carga;
- quando uma viga muda de largura ao passar em um apoio, emite um aviso que as condições de apoio são imprecisas e pode resultar em um detalhamento inválido de armaduras;
- quando o *software* calcula o aço necessário em uma viga e não dispõe de 2 bitolas por camada, é emitido um aviso que não será recalculado o baricentro dessa armadura.

2.5.2 Aviso médio

Alguns exemplos de aviso médio são:

- a) quando uma viga é lançada com largura menor que 16cm, pois segundo a NBR 6118, é uma medida mínima que visa garantir a segurança contra lateral de vigas;
- b) quando há picos de momentos positivos ou negativos em relação a outros pontos na viga, é emitido um aviso de que este valor é considerado “anormal” em relação ao restante da viga;
- c) quando o *software* não identifica o travamento imposto pelo engenheiro, ele declara como “travado” e deve ser verificado pelo engenheiro se este é o comportamento desejado.

2.5.3 Erro grave

Em conformidade com TQS (c2020), os erros classificados como grave se enquadram em situações que geram problemas na estabilidade da estrutura ou até colapso. Esta categoria deve ser verificada com muito cuidado e de maneira rigorosa.

Alguns exemplos de erro grave são:

- a) quando algum pilar apresenta normal de tração em algum caso ou carregamento;
- b) quando os esforços estimados devido à imperfeição geométrica global são maiores que 30% dos esforços gerados pelo vento;
- c) quando há seções discretizadas em lajes que o *software* não encontra um arranjo adequado de armadura.

3 MODELO ESTRUTURAL

O modelo foi lançado a partir de um modelo arquitetônico no *software* TQS versão V22. Portanto, todo o lançamento, definições estruturais, análise e detalhamento dos elementos foram feitos pelo *software*, e após essa etapa, feito uma revisão geral nos relatórios e esforços considerados, para que seja possível identificar situações equivocadas que devem ser corrigidas pelo engenheiro calculista.

Primeiramente, foi feito uma limpeza nos arquivos de arquitetura, deixando somente o necessário para conhecimento do calculista, como: geometria da residência, terreno, posição das arquiteturas, cotas de nível e elementos/mobiliário especiais (reservatório, banheira de hidromassagem, entre outros). Após isso, foi inserido como referência no *software* TQS para início do lançamento.

Como segunda etapa, iniciou-se com o pré-dimensionamento dos elementos como pilares, vigas e lajes, seja por metodologia de seção mínima ou por questões arquitetônicas.

Com todo o lançamento feito, foi executado no programa o cálculo dos esforços e detalhamento dos elementos. Como houve erros graves e elementos não detalhados, foi necessário ajustar o modelo de modo que os erros fossem corrigidos.

Para finalizar, foi revisado os detalhamentos, análise e esforços para que a estrutura pudesse ser otimizada mantendo a segurança e normas vigentes, com isso, entrega-se ao cliente um orçamento reduzido.

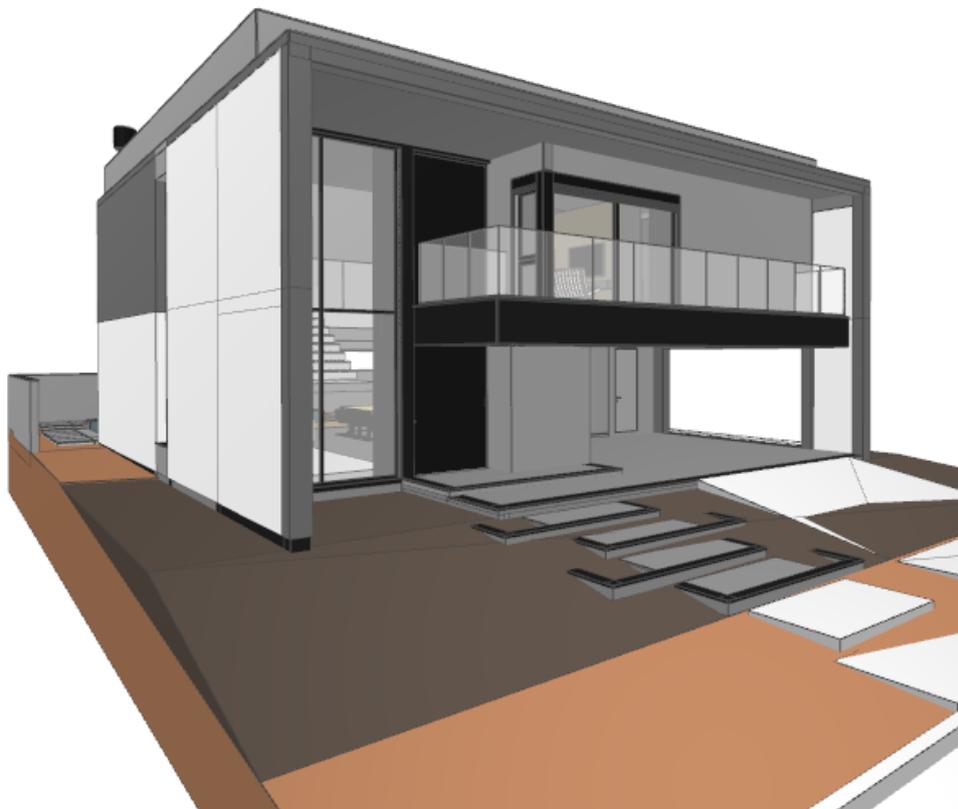
3.1 MODELO ARQUITÔNICO

O modelo arquitetônico escolhido, conforme plano de trabalho, foi uma residência de três pavimentos, sendo eles:

- a) 01PAV – Térreo;
- b) 02PAV – Superior;
- c) 03PAV – Cobertura.

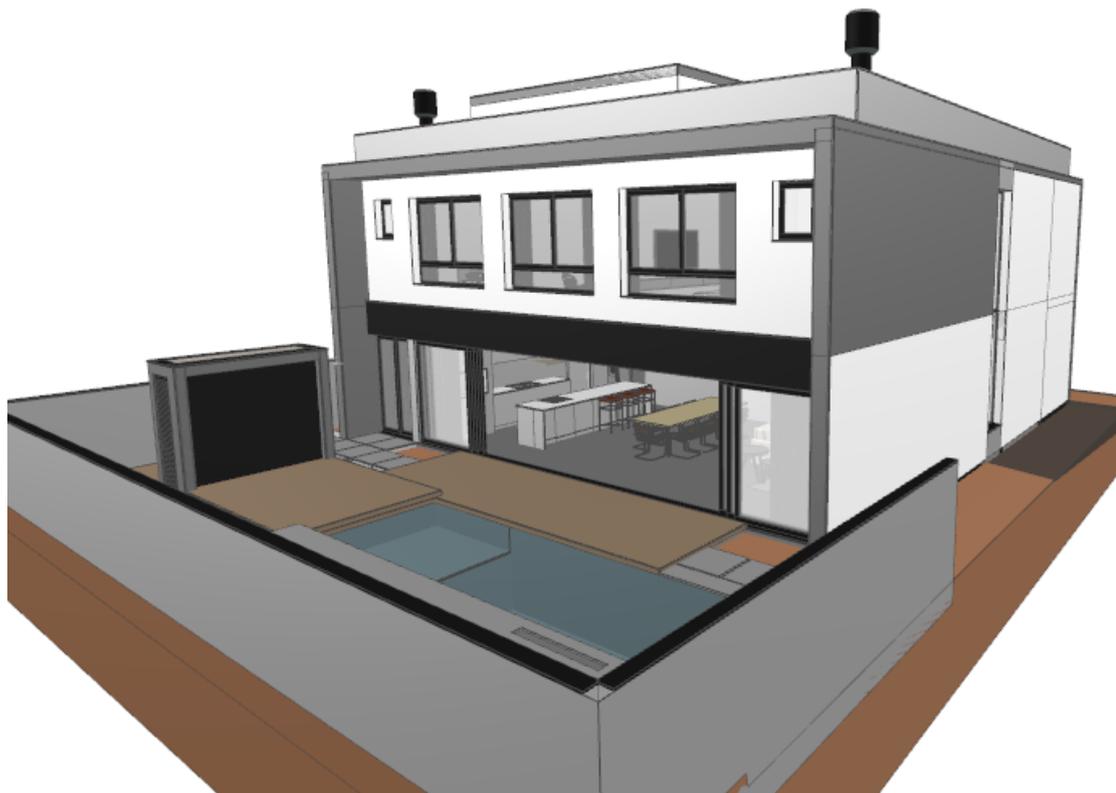
A Figura 8 e Figura 9 mostram o modelo 3D arquitetônico da residência de duas perspectivas diferentes.

Figura 8 – Modelo 3D da residência (vista Oeste)



Fonte: Autor (2022).

Figura 9 – Modelo 3D da residência (vista Leste)



Fonte: Autor (2022).

Os arquivos de base para lançamento, concepção e detalhamento foram adaptados de um projeto arquitetônico existente para se adequar a proposta do trabalho.

O nível de fundação foi considerado com 1 metro de profundidade, para fins acadêmicos. Para as lajes que estiverem totalmente apoiadas em solo, foi considerado contrapiso armado, salvo lajes que podem sofrer alterações de execução devido à falta de compactação próximo a cortinas ou até execução de taludes in loco.

Para a cobertura, a residência contou com dois reservatórios de 1000L, 2 reservatórios de coleta pluvial de 1000L e um boiler solar de 800L.

3.2 PARÂMETROS DE PROJETO

Dentro do *software* deve ser configurado os parâmetros utilizados em cada edificação, para isso, deve ser de conhecimento do projetista responsável as características arquitetônicas e geolocalização da edificação para estipular estes parâmetros corretamente.

3.2.1 Dados do edifício

Como os parâmetros são individuais para cada edificação, para este estudo foi utilizado as configurações abaixo:

- a) tipo de estrutura: concreto armado C30;
- b) norma em uso: NBR 6118:2014;
- c) cota inicial: - 1 m;
- d) modelos utilizados: modelo IV (modelo de vigas e pilares) para análise de todo o projeto e modelo VI (modelo vigas, pilares e lajes) para análise do elemento especial denominado como escada;
- e) gama f (γ_f) = 1,4;
- f) modelos independentes: corpo único, sem juntas ou torres separadas;
- g) CAA: II – Moderada – Urbana
- h) cobrimentos: lajes 2 cm, vigas 2,5 cm, pilares 2,5 cm, fundações 2,5 cm;
- i) bitolas de aço: Ø5 CA60, Ø6,3 a Ø20 CA50.

3.2.2 Cargas consideradas

Assim como os parâmetros de projeto, cada estrutura possui suas características de cargas próprias, sendo de extrema importância que sejam estudadas cuidadosamente para evitar comportamentos não esperados.

3.2.2.1 Vento

Para as definições da carga de vento, foi considerado uma residência localizada zona urbanizada com obstáculos numerosos e pouco espaçados em Caxias do Sul-RS, com medidas de aproximadamente 15 x 13 metros e altura 6,60 metros.

- a) V_0 : 45 m/s;
- b) S_1 : 1,00;
- c) S_2 : rugosidade categoria IV e classe da edificação A;
- d) S_3 : 1,00;
- e) ventos 0° , 90° , 180° e 270° ;
- f) coeficiente de arrasto: 1,5 com vento de alta turbulência.

3.2.2.2 Carga vertical

Além do peso próprio da estrutura, foram utilizadas outras cargas verticais específicas de cada material ou elemento definido, com auxílio da NBR 6120 (ABNT, 2019).

- a) alvenaria externa 14 cm: 2,5 cm de reboco externo + 14 cm de bloco cerâmico + 1,5 cm de reboco interno – 0,179 tf/m²;
- b) alvenaria externa 19 cm: 2,5 cm de reboco externo + 19 cm de bloco cerâmico + 1,5 cm de reboco interno – 0,225 tf/m²;
- c) alvenaria externa 30,5 cm: 2,5 cm de reboco externo + 9 cm de bloco cerâmico + 3,5 cm de EPS + 14 cm de bloco cerâmico + 1,5 cm de reboco interno – 0,280 tf/m;
- d) alvenaria interna 14 cm: 1,5 cm de reboco externo + 14 cm de bloco cerâmico + 1,5 cm de reboco interno – 0,160 tf/m²;

- e) alvenaria interna 19 cm: 1,5 cm de reboco externo + 19 cm de bloco cerâmico + 1,5 cm de reboco interno – 0,206 tf/m²;
- f) cortina de concreto 19 cm: 19 cm de concreto armado – 0,401 tf/m²;
- g) contrapiso 7 cm: carga permanente + acidental – 0,150 tf/m² + 0,150 tf/m²;
- h) cobertura (descoberto e impermeabilizado): carga permanente + acidental – 0,150 tf/m² + 0,100 tf/m²;
- i) escadas: carga permanente + acidental – 0,200 tf/m² + 0,300 tf/m²;
- j) garagem: carga acidental – 0,300 tf/m²;
- k) lajes técnicas: carga permanente + acidental – 0,200 tf/m² + 0,150 tf/m²;
- l) terraços: carga permanente + acidental – 0,250 tf/m² + 0,300 tf/m²;
- m) reservatório 1000L: carga permanente – 1,0 tf/m²;
- n) boiler 800L: carga permanente – 0,8 tf/m²;
- o) guarda corpo vidro: carga permanente – 0,05 tf/m² .

3.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Para o pré-dimensionamento dos elementos, serão apresentados os parâmetros e definições para cada tipo de elemento de uma edificação.

3.3.1 Pilares

Obedecendo a NBR 6118:2014, foi utilizado como seção mínima de pilares 360 cm², largura mínima 14 cm (utilizando o parâmetro de majoração de esforços). O lançamento dos pilares foi feito para se adequar ao modelo arquitetônico, dimensões adequadas para que a estabilidade global do modelo e que irão atender a aceitabilidade sensorial visual do usuário.

3.3.2 Vigas

Obedecendo a NBR 6118:2014, a largura mínima de vigas foi de 12 cm e largura mínima de viga parede 15 cm. O pré-dimensionamento de vigas foi feito a partir do modelo arquitetônico, aproveitando as vigas como vergas de porta ou janela (quando necessário), rebaixos ou platibandas em concreto armado.

3.3.3 Lajes

Excedendo o valor estipulado na NBR 6118:2014, a altura mínima das lajes foi de 10 cm visando garantir a redução de ruídos gerados ao transitar pela mesma e deformação excessiva. Há exceções como: lajes para veículos com mais de 3 toneladas serão de 12 cm, espessura mínima de lajes planas 16 cm e para lajes em balanço 10 cm. Além dos fatores citados acima, foi atendido a necessidade arquitetônica do projeto.

3.3.4 Escadas

Obedecendo a NBR 6118:2014, a espessura mínima para escadas (considerado laje inclinada) foi de 15 cm, e serão lançadas atendendo a regra de Blondel utilizada para conforto do usuário pela área da Arquitetura e Urbanismo.

3.4 CÁLCULO DA ESTRUTURA

A estrutura foi executada pelo “Processamento Global” do *software*. Dentro deste comando, foram calculados diversos parâmetros e sub parâmetros dos elementos do projeto. A Figura 10 mostra esse menu de processamento global dentro do TQS.

Figura 10 – Parâmetros considerados do processamento global

Processamento Global

Planta de formas

Não processar

Processar plantas extraídas (LDFs)

Extração gráfica e processamento

Desenhar planta de formas

Gerar cortes do edifício

Lajes

Não processar

Esforços, processo simplificado

Esforços e desenho

Escadas

Dimensionamento, detalhamento, desenho

Grelhas

Gerar o modelo Limpar

Desenho de dados

Extração do desenho de grelha

Processamento do modelo

Transferência de esforços para vigas

Transferência de esforços para lajes

Grelha não linear (flechas) Parâmetros

Vigas

Não processar

Somente esforços

Dimensionamento, detalhamento

Dimensionamento, detalhamento, desenho

Incêndio

Verificar elementos estruturais a incêndio

Pórtico espacial

Gerar o modelo Limpar

Processamento do modelo

Transferência de esforços para vigas

Transferência de esforços para pilares

Pilares

Processamento paralelo

Gravação de geometria e cargas verticais

Não processar

Dimensionamento, detalhamento

Dimensionamento, detalhamento, desenho

Estruturas metálicas mistas

Elementos metálicos

Outros

Forçar reprocessamento

Mostrar avisos/erros

Fundações

Não processar

Dimensionamento, detalhamento

Dimensionamento, detalhamento, desenho

Gerar desenho da planta de formas

Desenho de formas

OK Cancelar

Fonte: Autor (2022).

3.4.1 Pórtico espacial ELU, ELS

Foi utilizado o pórtico espacial ELU para análise das cargas atuantes da edificação, sendo possível analisar forças normais (compressão e tração), cortante, momentos nas direções X, Y e Z, carregamentos e reações nas ligações. Todos analisados no caso “01 – todas as permanentes e acidentais no pavimento”, salvo casos específicos como vento e combinações especiais. O programa considera 60% da força de vento para dimensionamento.

Diferente do pórtico ELU, que considera a não linearidade física e geométrica da estrutura, com os parâmetros de redução, o pórtico ELS foi utilizado para verificação das deformações dos elementos. Neste caso foi utilizado o caso “09 – todas as permanentes e acidentais no pavimento – VTN”, ou seja, considerando a rigidez real do elemento. O programa considera neste caso, 100% das ações permanentes (multiplicado pelo coeficiente 1,4), 60% das combinações frequentes e 40% das combinações quase permanentes.

3.4.2 Grelhas de laje

As grelhas de laje de cada pavimento, foram utilizadas para identificar falhas de consideração das barras no *software* ou melhor discretização de determinados elementos e/ou trechos, assim podendo aproximar o comportamento real da estrutura.

3.5 DETALHAMENTO DA ESTRUTURA

O detalhamento inicial foi feito 100% pelo *software* TQS, os avisos e erros ajustados, até que seja possível efetuar o detalhamento dos elementos. Com esses elementos prontos, foi possível extrair um quantitativo de materiais inicial.

Após executado a função do programa, os elementos foram reanalisados e adaptados manualmente, mantendo os parâmetros normativos e de segurança, mas buscando uma redução do quantitativo inicial.

Ao final destes dois quantitativos, foi feito um comparativo de duas maneiras, qualitativo e quantitativo. O quantitativo foi simplesmente um orçamento de aço atualizado, com o valor de mercado vigente, entre o resumo de materiais anterior e posterior à intervenção manual. Já o qualitativo, foi mostrado os pontos onde é possível facilitar a execução *in loco*, agilizando o processo construtivo, e consequentemente gerando economia para o cliente.

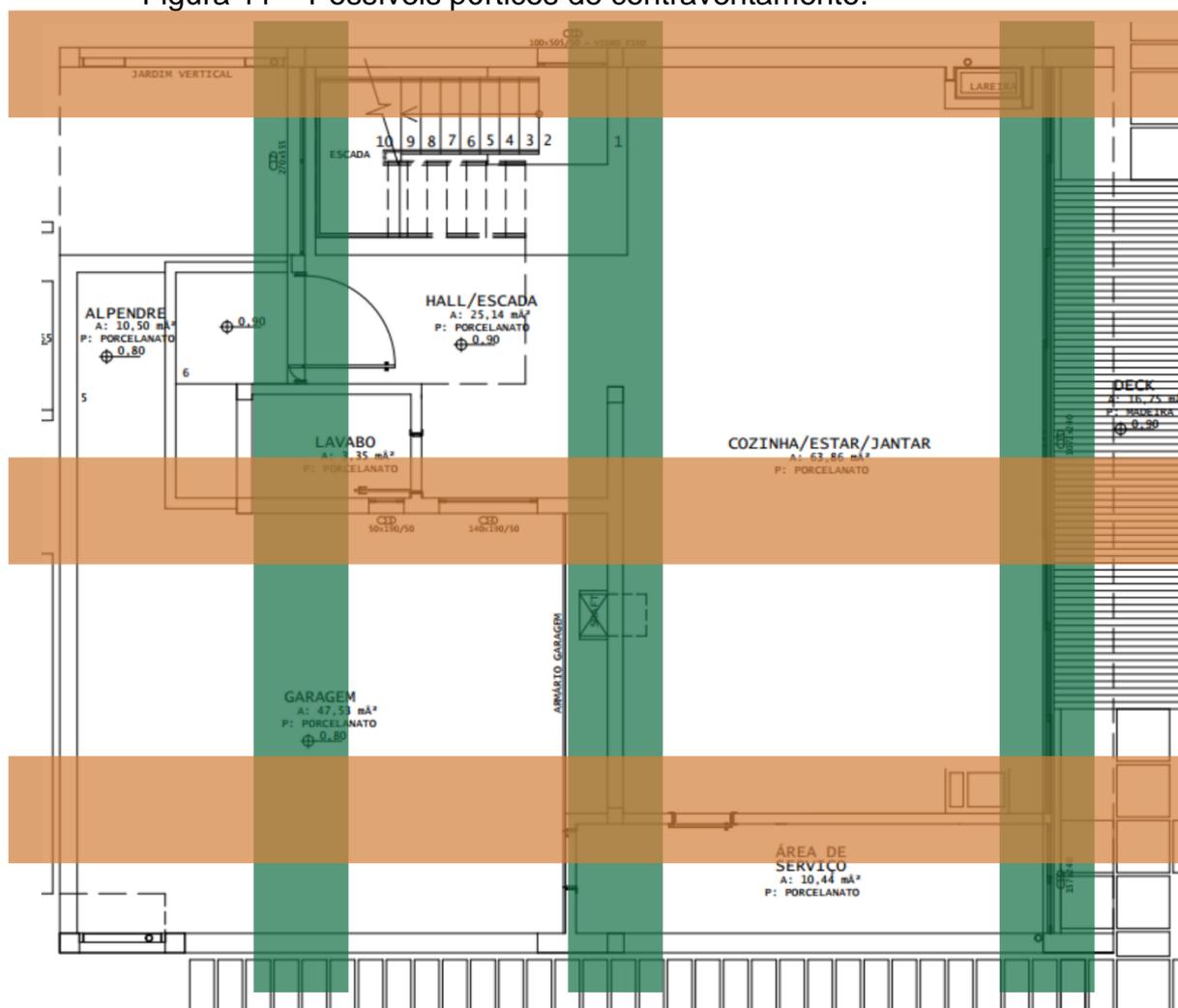
4 LANÇAMENTO DA ESTRUTURA

Com a utilização do *software Autodesk AutoCAD versão estudante*, foram feitas as limpezas da arquitetura e demais elementos que não são de importância para o lançamento estrutural. Com o modelo posicionado no 0,0 do terreno conforme levantamento topográfico, iniciou-se o lançamento dos elementos.

4.1 ANÁLISE DA PLANTA E PÓRTICOS CONTRAVENTADOS

A Figura 11 mostra a planta baixa do 02PAV-Superior do modelo estudado, sendo possível analisar quais as melhores posições para formar os pórticos que resistirão as forças horizontais de vento.

Figura 11 – Possíveis pórticos de contraventamento.



Fonte: Autor (2022).

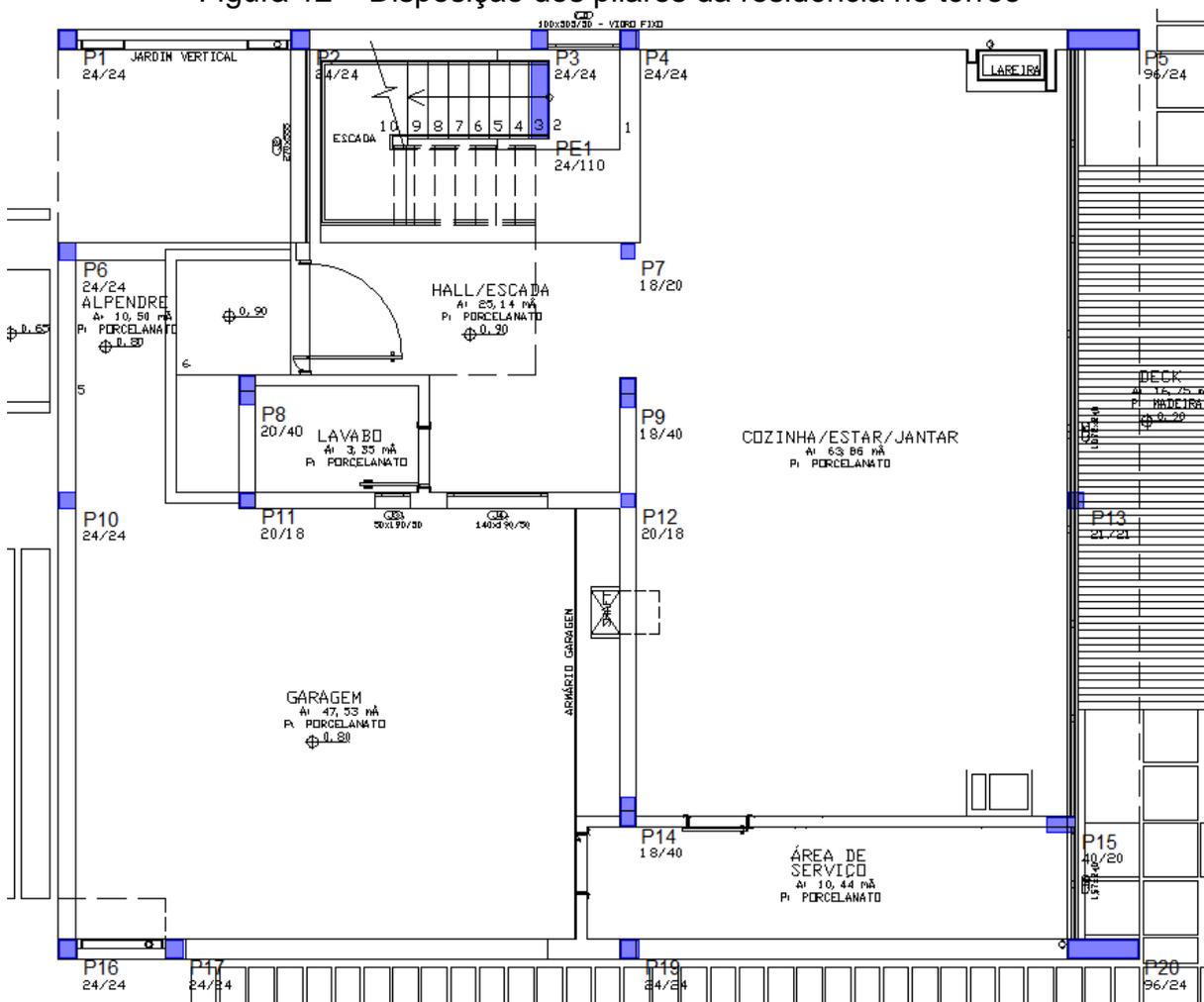
4.2 LANÇAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Para realizar o primeiro lançamento dos elementos, foi priorizado a utilização das regras normativas para pilares, vigas e lajes conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) e posteriormente compatibilizado ao máximo com a arquitetura existente.

4.2.1 Lançamento dos pilares

Após a definição dos pórticos de contraventamento, foram lançadas as linhas de pilares conforme arquitetura definida e as seções retangulares posicionadas a favor da maior inércia para estabilidade da estrutura contra forças horizontais. A Figura 12 mostra a disposição de pilares.

Figura 12 – Disposição dos pilares da residência no térreo



Fonte: Autor (2022).

Com a seção dos pilares definida conforme norma, obedecendo a área e dimensão mínima, demais posições foram limitadas conforme arquitetura.

4.2.2 Lançamento das vigas

Para as vigas do térreo, por se tratar de elementos apoiados em solo e sem grande interferência do vento, utilizou-se seções com altura de 40 cm. Já para o pavimento superior, utilizou-se o pré-dimensionamento de vigas bi-apoiadas com a regra $L/10$, onde L representa a largura do vão em centímetros dividido por dez, resultando em uma média de altura de 50 cm. Entretanto, para as vigas de periferia aumentou-se sua altura para 65 cm, viabilizando as vergas das esquadrias e arremate do forro de gesso. Para o último pavimento (cobertura), a seção das vigas foi definida conforme arquitetura, ou seja, platibandas em concreto com altura definida, vigas totalmente invertidas e elementos com altura mais baixa nos detalhes de fachada da frente e fundos. As larguras das vigas nos três pavimentos seguiram a mesma largura do tijolo utilizado pela empreiteira responsável, sendo eles: 12 cm para paredes simples, 18 cm para paredes internas e 24 cm para paredes externas (duplas).

Um ponto importante para ser citado sobre a arquitetura do modelo escolhido é que há seções compostas de viga, o que o *software* TQS não permite seu lançamento, portanto, os complementos de vigas foram lançados como elemento “somente volume”. Deste modo, os quantitativos de área de forma e concreto saem corretamente para o cliente, mas a armadura deve ser ajustada manualmente e não contribui no cálculo e dimensionamento da viga principal. Para estes casos, priorizou-se a seção mais alta da viga, garantindo uma altura útil favorável ao dimensionamento, e o enchimento lançado na seção horizontal da mesma.

4.2.3 Lançamento das lajes

Para o lançamento das lajes, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), alturas para lajes maciças de piso não em balanço podem ter 7 cm, entretanto, devido as vibrações e melhor comportamento destes elementos ao pórtico ELS, optou-se por lajes maciças com 10 cm. Somente a laje de forro do estar integrado com jantar e cozinha foi lançada com 16 cm para que seja possível retirar as vigas neste trecho, possibilitando a

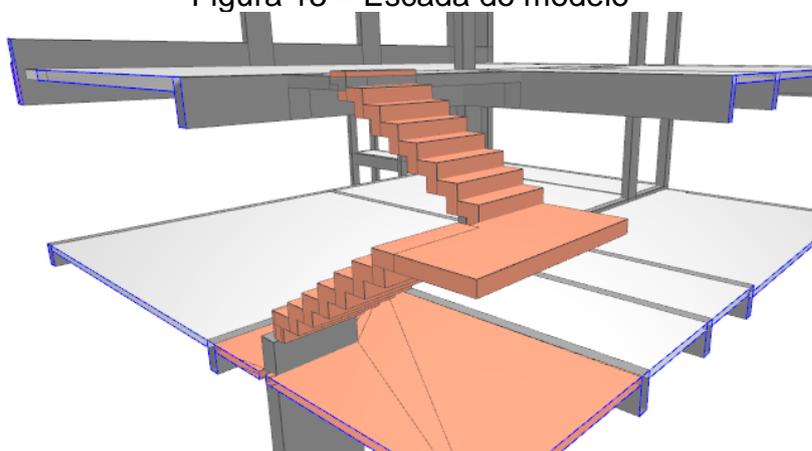
passagem livre das tubulações de abastecimento quente e frio, pluvial, cloacal, automação e ar-condicionado.

4.2.4 Lançamento da escada

A escada é caracterizada como laje inclinada, portanto, pode seguir as mesmas regras de altura das lajes maciças da NBR 6118. Neste modelo, a escada plissada foi lançada com 15 cm de altura devido suas dimensões, permitindo um controle melhor das suas deformadas e possibilidade de alojamento de armaduras mais robustas.

A Figura 13 mostra o modelo 3D da escada lançada.

Figura 13 – Escada do modelo



Fonte: Autor (2022).

4.2.5 Lançamento das cargas

As cargas utilizadas seguiram o tópico 3.2.2.2 deste trabalho.

4.2.6 Lançamento das fundações

Para o lançamento das fundações, foi utilizado a ferramenta de pré-dimensionamento de fundações. Por se tratar de uma ferramenta, obviamente, se utilizada com os parâmetros errados, gerará resultados errados. Portanto, para que fosse possível obter resultados confiáveis, primeiramente foi processado os esforços da estrutura, feito as análises da estrutura que foram citadas abaixo para identificar quaisquer divergências com a realidade. Após a análise, através do relatório de

sondagem, pode-se chegar a uma tensão de solo admissível, tornando possível a utilização da ferramenta.

4.3 ANÁLISE DA ESTRUTURA

Com o lançamento inicial de toda a estrutura, realizou-se o processamento de esforços do modelo, gerando os resultados necessários para analisar se os elementos lançados estão adequados para as cargas consideradas. Esta é a etapa mais importante do processo de dimensionamento de uma estrutura, pois com a análise é possível identificar o comportamento da estrutura e principalmente se há erros de lançamento, como por exemplo, cargas lançadas de forma equivocada por algum erro de digitação ou de unidade de medida, elementos com comportamento não esperado por ter sido lançado de forma errada ou que não conectou corretamente em outro elemento, entre outros.

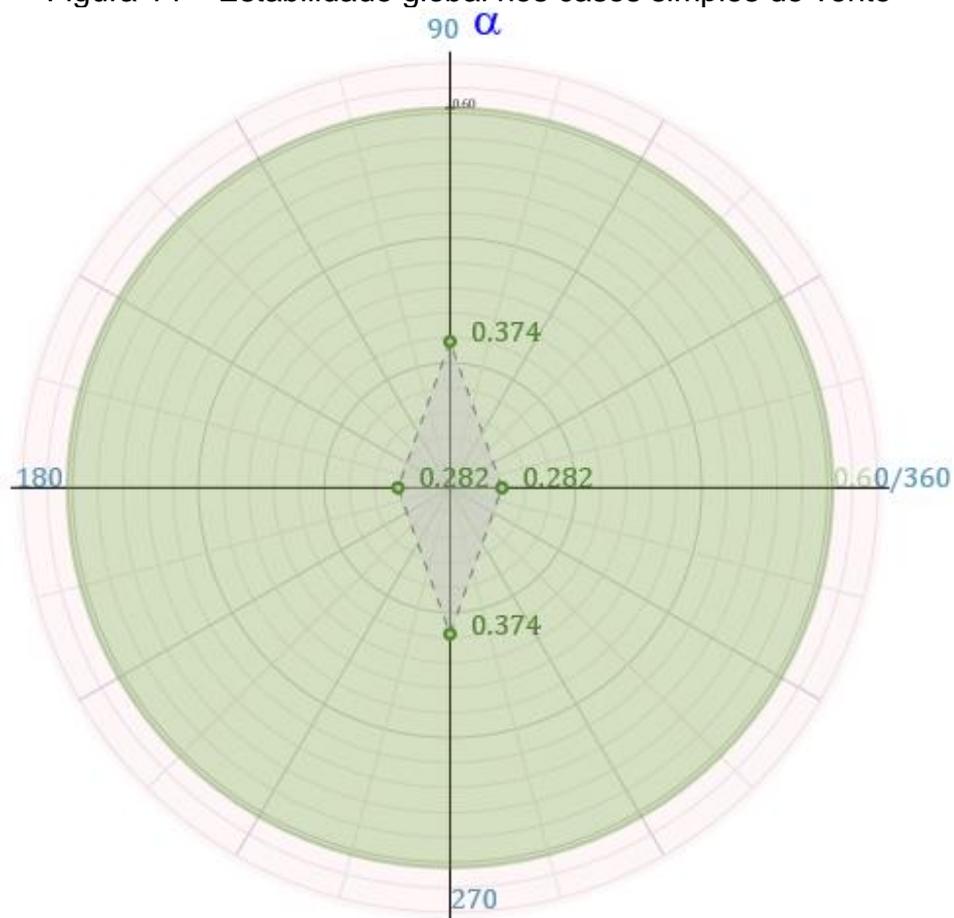
4.3.1 Análise da estabilidade global

Uma das formas de iniciar as análises dos elementos e esforços é verificando a estabilidade global da estrutura. Como o modelo utilizado possui menos de 4 pavimentos e enquadra-se como estrutura reticulada simétrica, deve-se analisar a estabilidade global pelo método P-delta ou α . Foi optado pela análise pelo parâmetro alfa.

O *software* TQS apresenta os resultados em duas formas, a primeira, em um gráfico que mostra de forma prática a estabilidade global de um modelo e a segunda listando os casos e seus respectivos resultados de alfa. A Figura 14 mostra a estabilidade global ELU no “Casos simples de vento”, onde a combinação mais crítica é o vento 90° e 270° sendo considerado 60% do vento e 30% do vento para ELS.

Seguindo a formulação apresentada neste trabalho, no tópico 2.3.6.5, o valor limite de α_1 com um “n” de três pavimentos é 0,5. Ou seja, todos os casos atendem a norma e a estrutura é considerada sendo de nós fixos.

Figura 14 – Estabilidade global nos casos simples de vento



Fonte: Autor (2022).

A Figura 15 mostra a tabela da estabilidade global no “Combinações ELU – vigas e lajes”.

Figura 15 – Estabilidade global em combinações ELU em vigas e lajes

Parâmetro de estabilidade (FAVt) para combinações de ELU - vigas e lajes									
Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	MultH	FAVt	α	Obs
14	90.00	419.76	1.23	6.49	36.57	1	1.04	0.42	
15	270.00	419.76	0.81	6.49	36.57	1	1.04	0.32	D
16	0.00	419.76	-0.07	5.02	29.25	1	1.02	0.16	D
17	180.00	419.76	0.93	5.02	29.25	1	1.04	0.43	
18	90.00	419.76	1.88	10.81	60.95	1	1.04	0.4	
19	270.00	419.76	1.51	10.81	60.95	1	1.04	0.35	D
20	0.00	419.76	0.25	8.37	48.75	1	1.02	0.15	D
21	180.00	419.76	1.18	8.37	48.75	1	1.03	0.37	
25	90.00	419.76	1.23	6.49	36.57	1	1.04	0.42	
26	270.00	419.76	0.81	6.49	36.57	1	1.04	0.32	D
27	0.00	419.76	-0.07	5.02	29.25	1	1.02	0.16	D
28	180.00	419.76	0.93	5.02	29.25	1	1.04	0.43	
29	90.00	419.76	1.88	10.81	60.95	1	1.04	0.4	
30	270.00	419.76	1.51	10.81	60.95	1	1.04	0.35	D
31	0.00	419.76	0.25	8.37	48.75	1	1.02	0.15	D
32	180.00	419.76	1.18	8.37	48.75	1	1.03	0.37	

Fonte: Autor (2022).

A Figura 16 mostra a estabilidade global no “Combinações ELU – pilares e fundações”.

Figura 16 – Estabilidade global em combinações ELU em pilares e fundações

Parâmetro de estabilidade (FAVt) para combinações de ELU - pilares e fundações									
Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	MultH	FAVt	α	Obs
14	90.00	419.76	1.23	6.49	36.57	1	1.04	0.42	
15	270.00	419.76	0.81	6.49	36.57	1	1.04	0.32	D
16	0.00	419.76	-0.07	5.02	29.25	1	1.02	0.16	D
17	180.00	419.76	0.93	5.02	29.25	1	1.04	0.43	
18	90.00	419.76	1.88	10.81	60.95	1	1.04	0.4	
19	270.00	419.76	1.51	10.81	60.95	1	1.04	0.35	D
20	0.00	419.76	0.25	8.37	48.75	1	1.02	0.15	D
21	180.00	419.76	1.18	8.37	48.75	1	1.03	0.37	
25	90.00	419.76	1.23	6.49	36.57	1	1.04	0.42	
26	270.00	419.76	0.81	6.49	36.57	1	1.04	0.32	D
27	0.00	419.76	-0.07	5.02	29.25	1	1.02	0.16	D
28	180.00	419.76	0.93	5.02	29.25	1	1.04	0.43	
29	90.00	419.76	1.88	10.81	60.95	1	1.04	0.4	
30	270.00	419.76	1.51	10.81	60.95	1	1.04	0.35	D
31	0.00	419.76	0.25	8.37	48.75	1	1.02	0.15	D
32	180.00	419.76	1.18	8.37	48.75	1	1.03	0.37	

Fonte: Autor (2022).

4.3.2 Análise do pórtico espacial

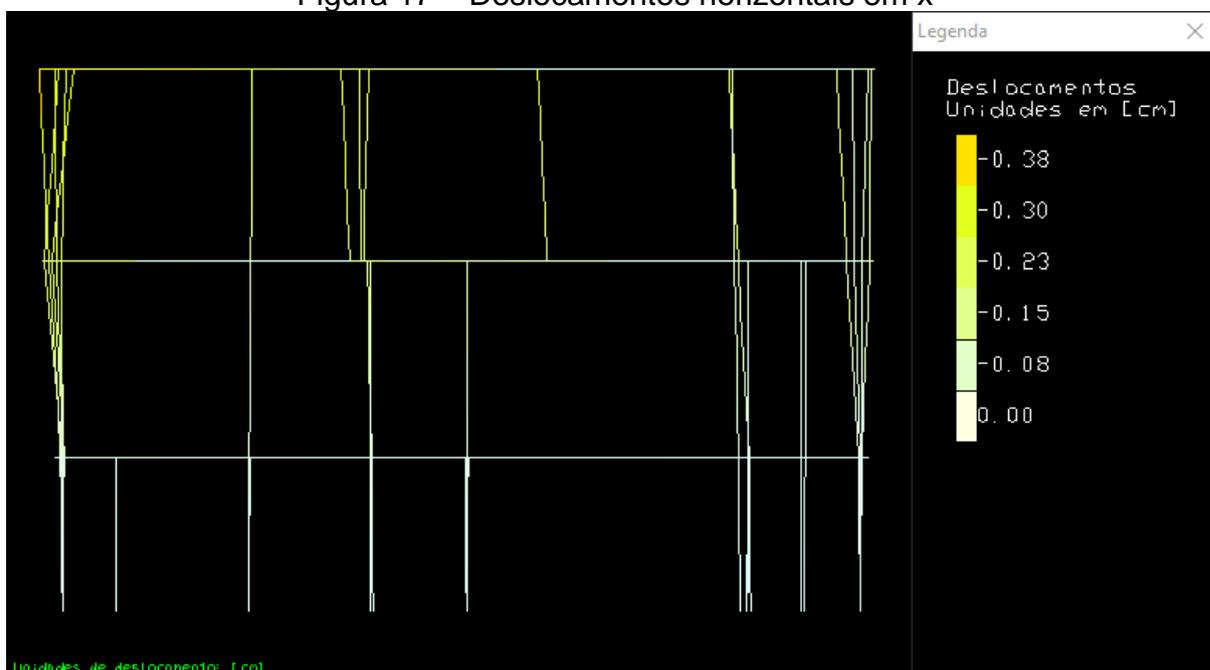
Dentro deste programa há dois tipos de pórtico gerados durante o processamento da estrutura, um deles é o ELU e o outro o ELS. Como o pórtico espacial é uma forma simplificada da estrutura como um todo, os elementos possuem seis graus de liberdade, sendo possível analisar todas as forças atuantes na estrutura em qualquer direção.

4.3.2.1 Análise do pórtico espacial ELS

Este modelo de pórtico foi utilizado para analisar somente os deslocamentos horizontais causados por forças laterais como vento e imperfeições globais/locais. A

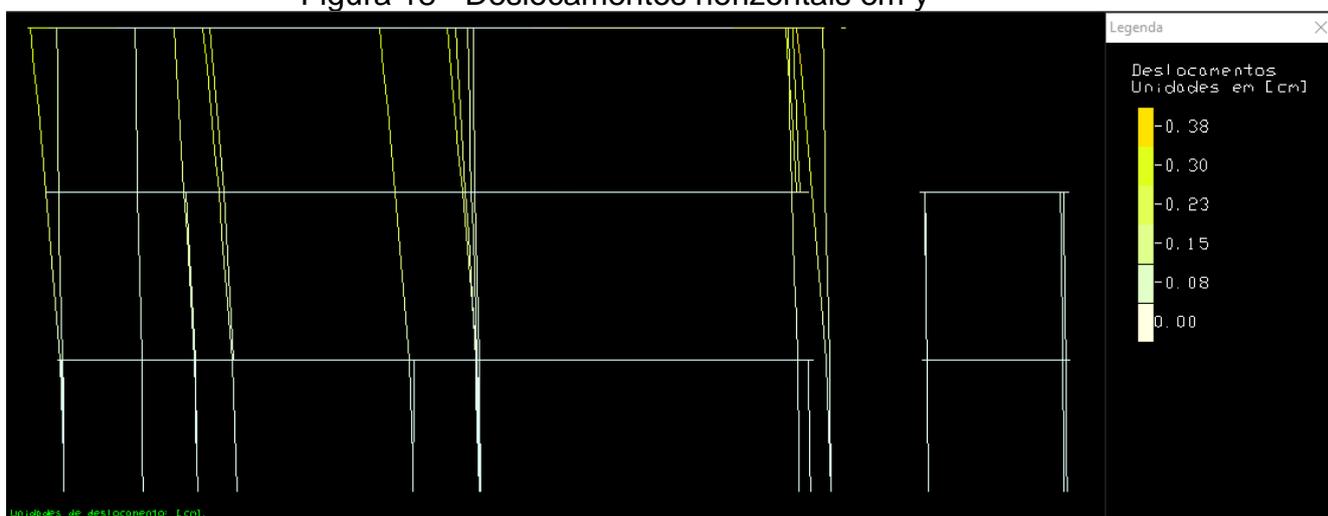
Figura 17 mostra os deslocamentos horizontais em x na estrutura e a Figura 18 mostra os deslocamentos horizontais em y na estrutura.

Figura 17 – Deslocamentos horizontais em x



Fonte: Autor (2022).

Figura 18 - Deslocamentos horizontais em y



Fonte: Autor (2022).

O maior deslocamento horizontal em x identificado foi de 0,38 cm, já em y foi de 0,34 cm, portanto, está dentro do permitido pela NBR 6118 que para esta edificação é 0,51 cm.

4.3.2.2 Análise do pórtico espacial ELU

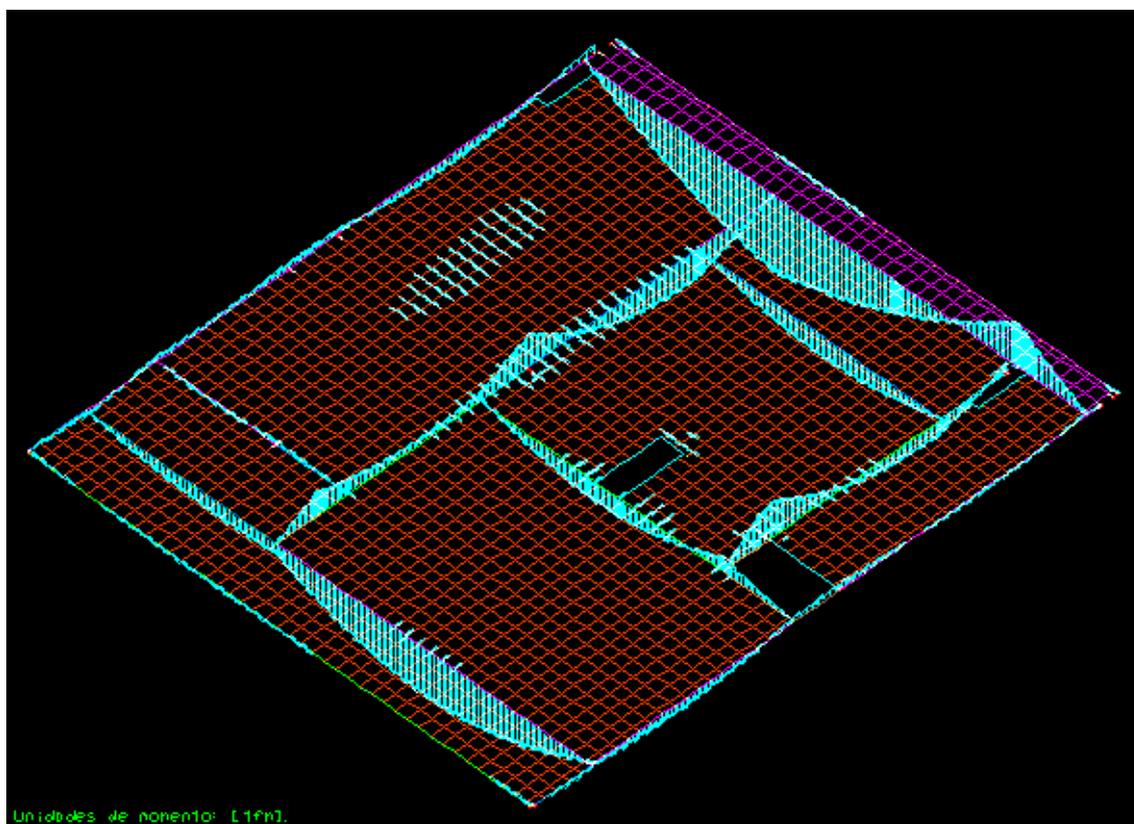
Já o pórtico ELU é o outro tipo de pórtico gerado durante o processamento. Entretanto, diferente do pórtico ELS, o pórtico ELU é utilizado para analisar os esforços que irão dimensionar os elementos estudados.

4.3.3 Análise das grelhas

Diferente do pórtico espacial, o *software* TQS gera uma grelha tridimensional para cada pavimento do modelo que possui três graus de liberdade, por ser uma simulação plana. Esta grelha é uma forma simplificada dos elementos de laje e viga através de barras com inércias que simulam o elemento real. Para as vigas, a barra tem inércia igual a seção da viga, para lajes o modelo discretizado de forma que cada barra de laje simula uma faixa de laje, neste caso, foi configurado 30 centímetros para as lajes e 15 centímetros para a escada. A

Figura 19 mostra a grelha espacial do segundo pavimento com os momentos fletores ligados.

Figura 19 – Grelha espacial

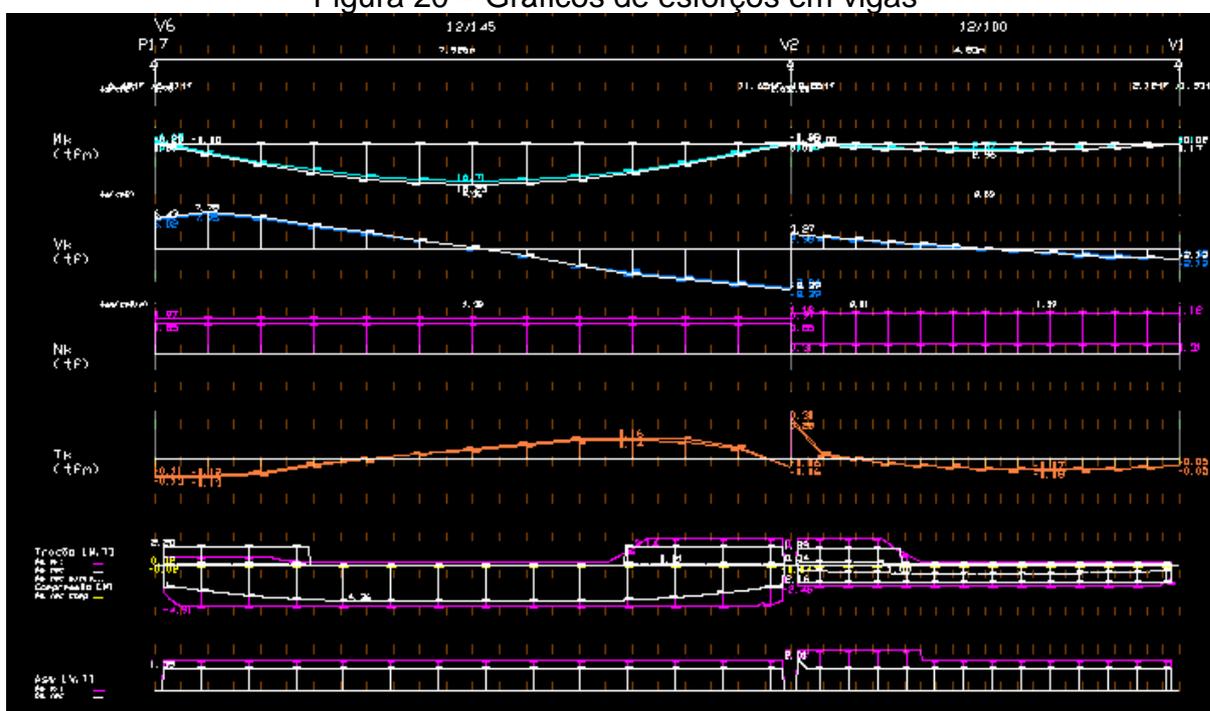


Fonte: Autor (2022).

4.3.4 Análise da envoltória de vigas

Para os elementos de vigas, o *software* utiliza o “TQS Vigas” que é o editor responsável pelo dimensionamento das armaduras das vigas, sendo elas armadura de tração, flexão, estribos, pele e grampos. A Figura 20 mostra os gráficos que servem de auxílio para o projetista, vale frisar também que além do editor foi utilizado o relatório de dimensionamento de vigas gerado pelo processamento global da estrutura.

Figura 20 – Gráficos de esforços em vigas



Fonte: Autor (2022).

Os gráficos apresentados acima são:

- Mk é referente ao gráfico de momento fletor da viga, expressado em tf.m;
- Vk, é referente ao esforço cortante na viga, expressado em tf;
- Nk, referente a força normal na barra, como tração e compressão, expressados em tf;
- Tk, referente ao momento torçor da viga, expressado em tf.m;
- Tração [M, T] e Compressão [M], estes gráficos mostram a área de aço existente (roxo), área de aço necessária (branco), área de aço mínima (tracejado branco) e área de aço necessária para compressão (amarelo);

- f) $A_{sw} [V,T]$, este gráfico mostra a área de aço dos estribos onde mostra a área de aço existente (roxo) e área de aço necessária (branco).

Estes gráficos são os que permitem que o engenheiro calculista consiga identificar as inconformidades com o detalhamento apresentado pelo *software*.

4.3.5 Análise da envoltória de pilares

Para a análise dos elementos pilares, foi utilizado o “TQS Pilares”, responsável por exibir a relação dos esforços em diversos casos de carregamento em relação a armadura existente, sendo o mais importante nesta análise o entendimento da envoltória gerada e como a disposição das armaduras tem grande impacto neste gráfico. Além do editor, foi utilizado o relatório de dimensionamento de pilares.

A Figura 21 mostra a lista de esforços em um dos pilares do modelo, neste relatório é possível analisar os casos individualmente, identificar as combinações que mais exigem do pilar e principalmente a relação entre os momentos existentes e os solicitantes no topo, meio e base do pilar.

Figura 21 – Casos de carregamentos em um pilar

Selecione o caso atual

Faixa do pilar-parede:

Caso	Título	Status	NSd (tf)	MSdz (tfm)	MSdy (tfm)	Sd/Rd
18	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.7ACID+VENT1	Passou	10.29	-0.28	0.93	0,26
19	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.7ACID+VENT2	Passou	9.64	-0.39	-1.44	0,49
20	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.7ACID+VENT3	Passou	9.47	0.00	0.34	0,12
21	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.7ACID+VENT4	Passou	10.46	-0.65	-0.28	0,19
24	ELU1/PERMACID/PP_V+PERM_V+ACID_V	Passou	10.23	-0.35	-0.27	0,14
25	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT1	Passou	10.42	-0.31	0.44	0,16
26	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT2	Passou	10.03	-0.38	-0.98	0,30
27	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT3	Passou	9.93	0.11	0.37	0,13
28	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT4	Passou	10.52	-0.53	-0.28	0,17
29	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.7ACID_V+VENT1	Passou	10.29	-0.28	0.93	0,26
30	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.7ACID_V+VENT2	Passou	9.64	-0.39	-1.44	0,49
31	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.7ACID_V+VENT3	Passou	9.47	0.00	0.34	0,12
32	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.7ACID_V+VENT4	Passou	10.46	-0.65	-0.28	0,19

Envoltória de esforços de 1a. ordem:

Esforço	Mínimo		Máximo	
	Valor	Caso	Valor	Caso
Nd (tf)	9.22	20	10.27	17
Mzd (tfm)	-0.65	21	0.18	21
Myd (tfm)	-1.44	19	1.03	19

Máximo no topo:

Máximo no meio:

Máximo na base:

[Exportar tabela](#)

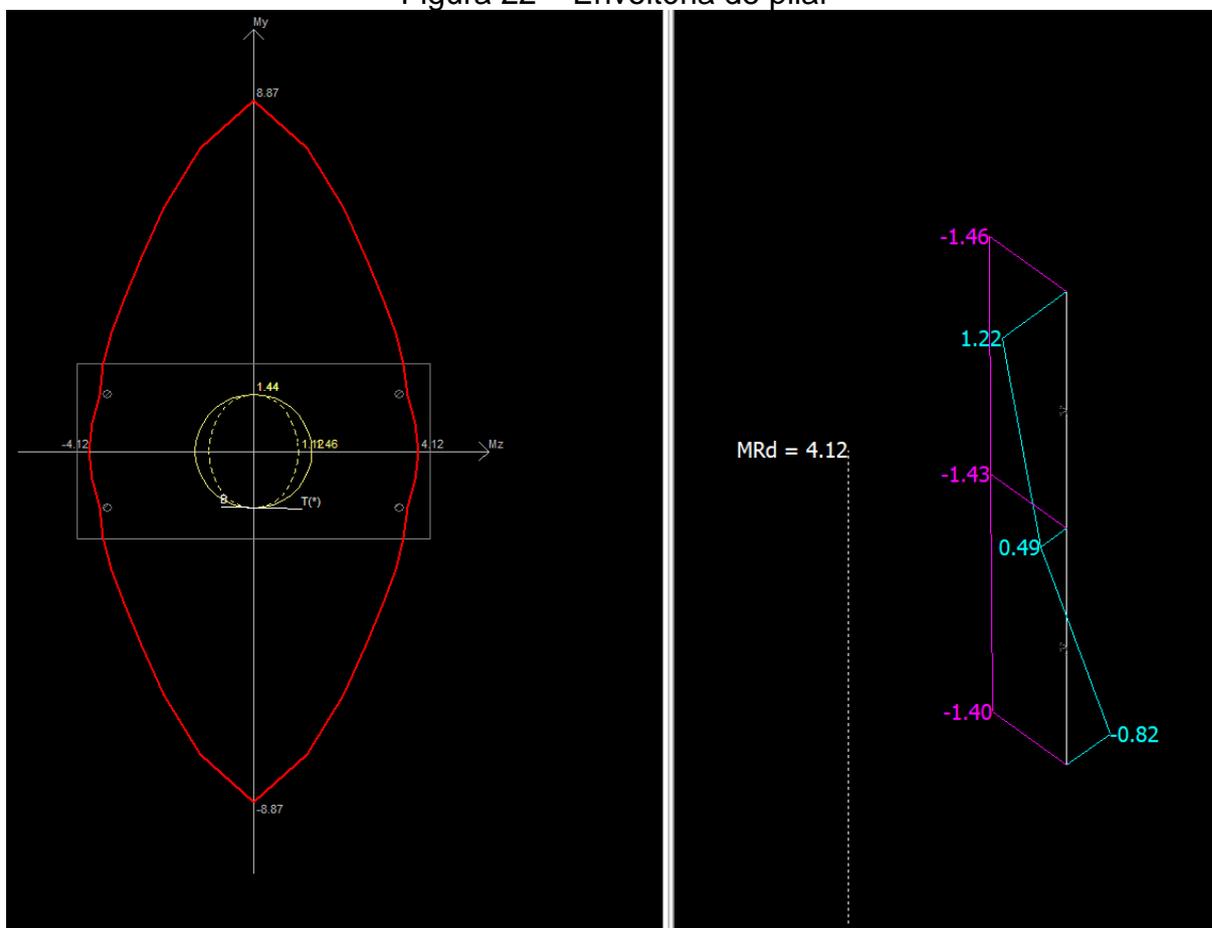
OK Cancelar

Fonte: Autor (2022).

A Figura 22 mostra a envoltória de um dos casos escolhidos para análise, pode ser ele uma combinação, esforços máximos e mínimo ou até a relação dos momentos

no topo, meio e base. Neste gráfico é mostrado os momentos resistentes em M_y e M_z , além da normal e momento fletor no topo, meio e base.

Figura 22 – Envoltória de pilar



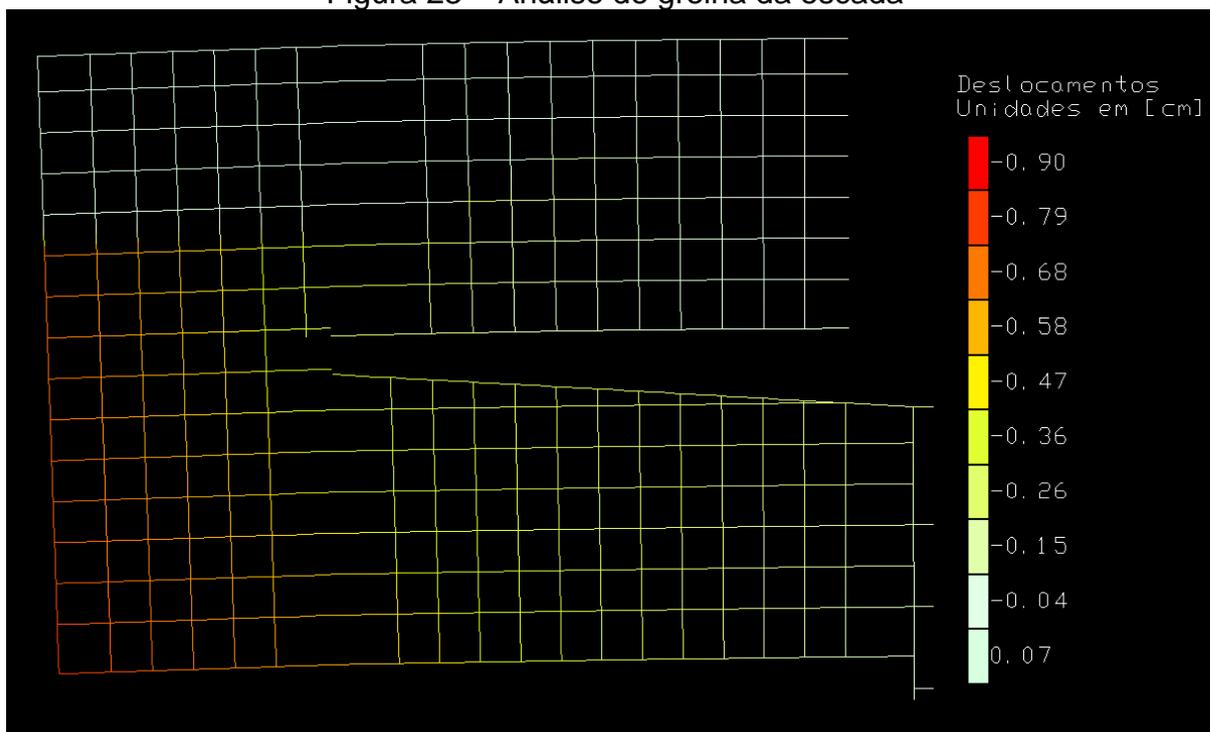
Fonte: Autor (2022).

4.3.6 Análise da escada

A escada plissada deste projeto demandou uma análise em Modelo VI com discretização duas vezes maior que as demais lajes por se tratar de uma escada autoportante engastada na parte de cima em uma laje com balanço de 1,7 metros.

Após o primeiro lançamento, houve uma deformação no ponto mais crítico da escada de 2,13 cm, não atendendo a flecha da norma que para este caso é de 1,2 cm. Durante a primeira análise, além da deformada excessiva, foi identificado um deslocamento em Y de 0,47 cm no elemento e tensões de torção que não condiziam com a real situação, a Figura 23 mostra a grelha do pavimento superior, com ênfase na escada.

Figura 23 – Análise de grelha da escada



Fonte: Autor (2022).

Na Figura 23 é possível perceber que uma das barras do primeiro lance da escada estava na diagonal, isso aconteceu pois como o TQS trabalha com barras que simulam elementos, o eixo da barra da viga lançada na borda da laje em balanço, para reforço, se conectou com o eixo da barra da laje no patamar da escada, causando o deslocamento do elemento. Já a torção, ocorreu porque quando os critérios de discretização da escada foram alterados, as novas barras não condiziam com as barras da laje em balanço. Para que fosse possível analisar corretamente o comportamento da estrutura, a origem das barras da grelha foi deslocada 7 cm, alinhando com as barras da laje existente e a viga de reforço foi deslocada 15 cm para cima para alinhar seu eixo com o fechamento de bordo da escada.

Após as alterações, a nova deformada resultou em 1,16 cm, se enquadrando aos parâmetros da norma, ainda assim, por se tratar de um elemento revestido em porcelanato no projeto original, julgou-se necessário controlar mais ainda a deformação deste elemento para evitar fissuras e deslocamento, então foi adicionado na base um pilar com 24x110, dando maior rigidez ao engaste inferior da escada e controlando o binário de força da escada autoportante, o resultado da deformação foi de 0,77 cm.

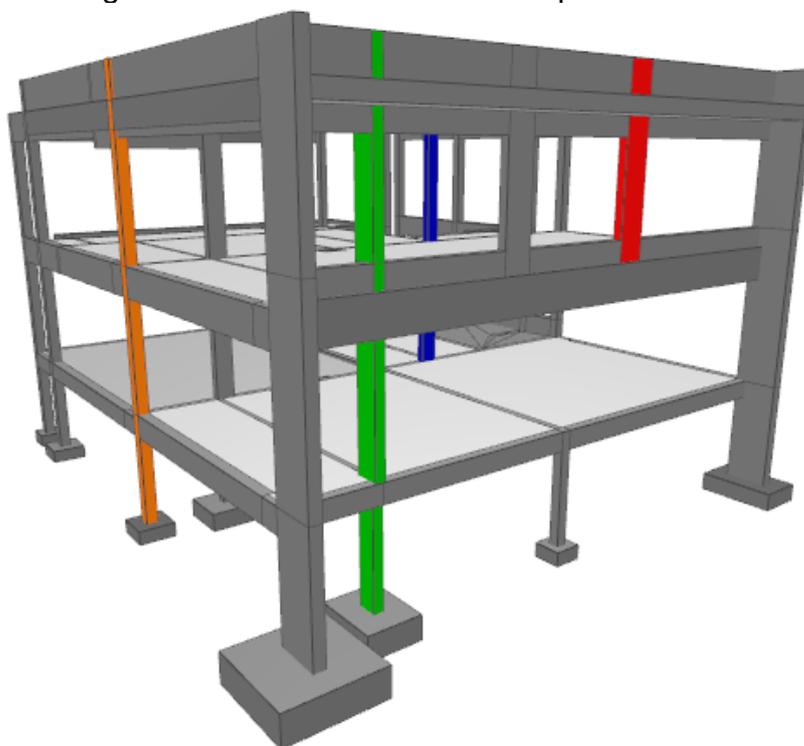
4.4 ELEMENTOS ALTERADOS

Depois de feito todas as análises citadas acima, foi executado o processamento global da estrutura com detalhamento dos elementos para que seja possível identificar erros de dimensionamento, taxas de armadura e demais validações necessárias.

4.4.1 Alterações em pilares

A Figura 24 mostra os elementos citados abaixo conforme especificação de cor ao lado de sua identificação.

Figura 24 – Elementos alterados: pilares



Fonte: Autor (2022).

Iniciando a análise pelo dimensionamento e erros de pilares, utilizou-se o relatório de dimensionamento de pilares, juntamente com o “TQS Pilares” para verificar taxas de armadura e disposição das mesmas dentro da seção de concreto.

O pilar P9 (azul) no lance do segundo pavimento apresentou uma taxa de 3,27% e mesmo não sendo o máximo permitido por norma, a arquitetura permitia que fosse aumentado sua seção para 18/40, alterando esta taxa para 0,44%. Ou seja,

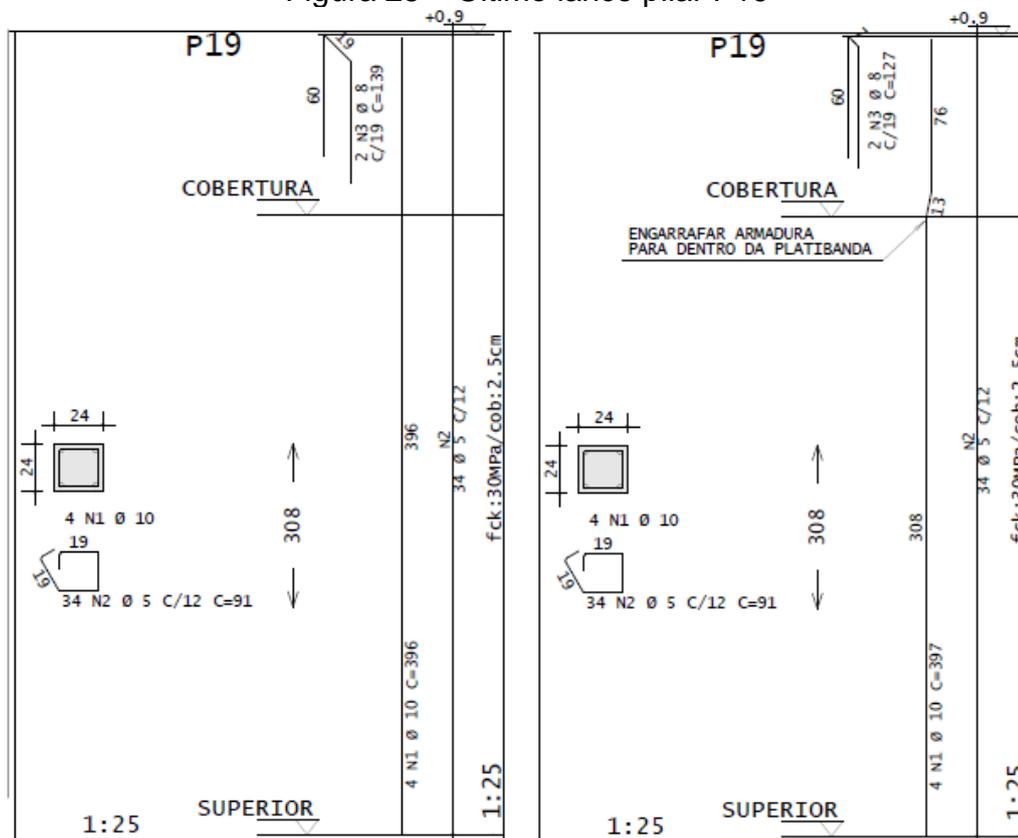
antes com uma seção de 18/30 apresentava uma taxa sete vezes maior, com a alteração de 10 cm foi possível praticamente utilizar a armadura mínima no elemento.

O pilar P15 (verde) não apresentava dimensionamento no segundo lance por ter um λ de 171.0, a seção foi alterada para 40/20, apresentando uma taxa 0,61%.

O pilar P19 (laranja) serviu de exemplo para mostrar uma alteração que foi replicada para todos os pilares da platibanda, a alteração consiste em reduzir 12 centímetros da largura do grampo superior no último lance e demonstrar que as barras dos pilares devem ser engarrafadas para dentro da platibanda. O que acontece nessa situação é que os pilares com 24 cm de largura se encontram com a platibanda de concreto com 12 cm de largura, para que a platibanda não fique “solta” e os esforços sejam transferidos corretamente para os outros elementos, as barras dos pilares devem subir até o topo da viga, portanto, se fosse deixado o detalhamento resultante do programa, as barras ficariam fora da platibanda e os grampos não seriam fisicamente possíveis de colocar na forma.

A Figura 25 mostra o antes e o depois do detalhamento.

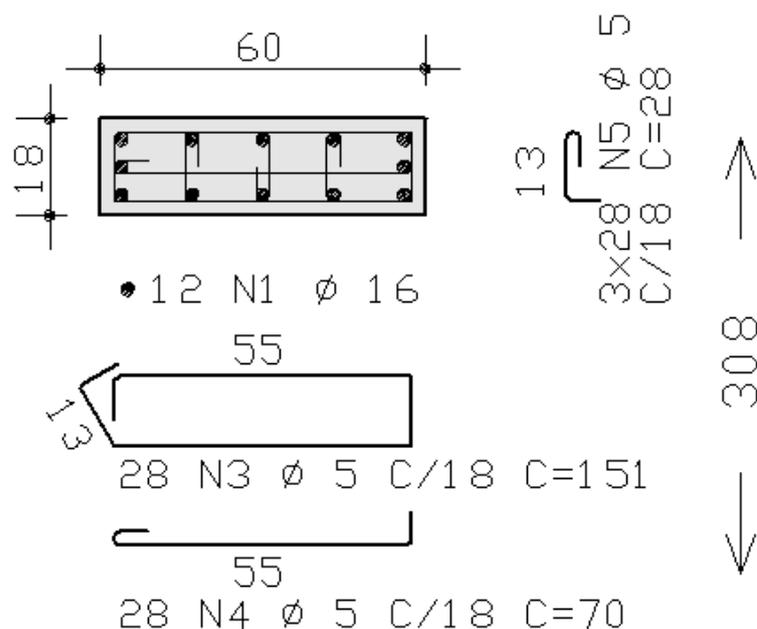
Figura 25 – Último lance pilar P19



Fonte: Autor (2022).

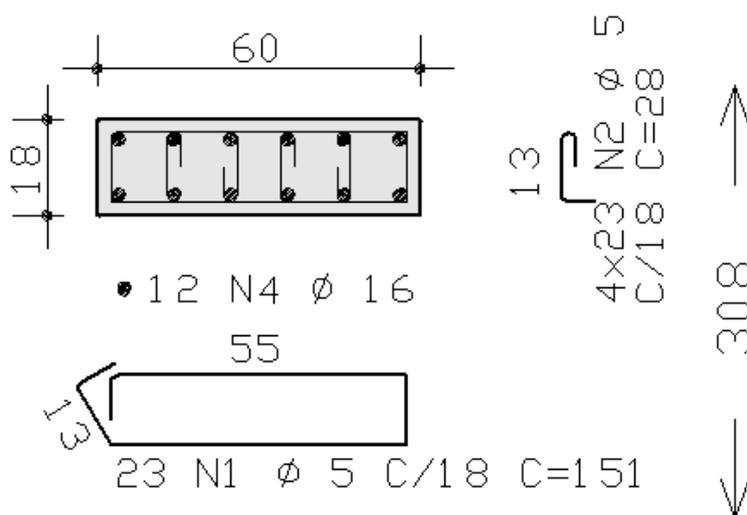
O pilar P101 (vermelho) apresentava uma taxa de 2,23%, totalmente aceitável e muitos projetistas não se preocupariam em otimizar o elemento, entretanto, como o elemento nasce em uma viga, priorizou-se uma melhor disposição de elementos retirando as barras da cabeceira, reduzindo o acúmulo de armadura na região que por consequência evita “bicheiras” e má de homogeneização do concreto causada por excesso de vibração durante a concretagem. A Figura 26 mostra a disposição inicial e a Figura 27 mostra a disposição final.

Figura 26 – Disposição inicial de barras no pilar P101



Fonte: Autor (2022).

Figura 27 – Disposição final de barras no pilar P101

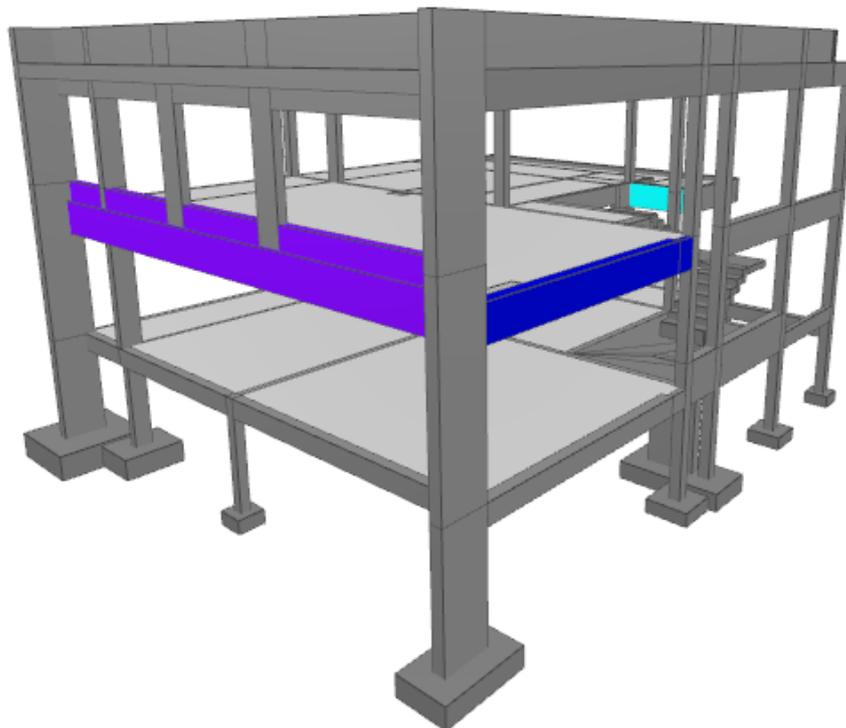


Fonte: Autor (2022).

4.4.2 Alterações em vigas

A Figura 28 mostra os elementos citados abaixo conforme especificação de cor ao lado de sua identificação.

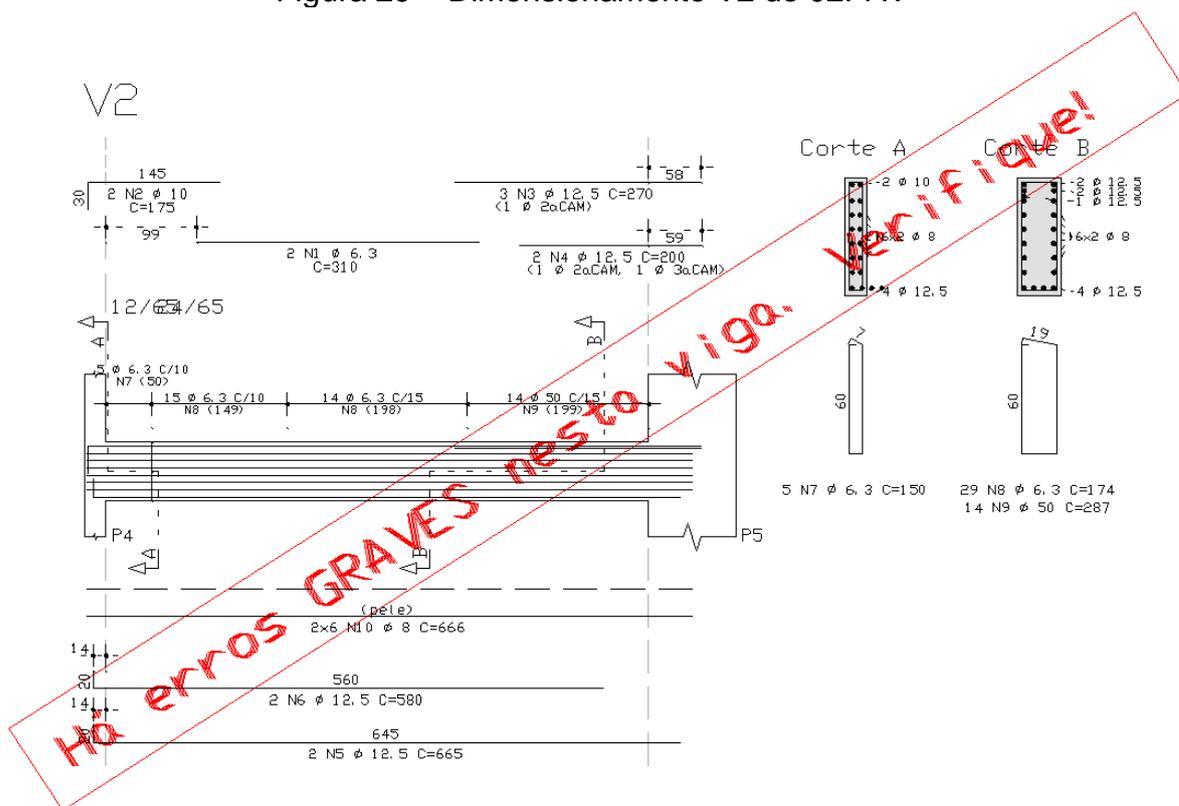
Figura 28 – Elementos alterados: vigas (1/2)



Fonte: Autor (2022).

As vigas do segundo pavimento, diferente do primeiro, apresentaram erros de dimensionamento. Iniciando pela viga V2 (azul), o elemento apresentou erros graves, mostrando a tarja “Impossível dimensionar”, este erro foi causado pois o *software* sempre utiliza a menor seção do elemento entre dois apoios. A Figura 29 mostra a viga com o erro e momento fletor da viga.

Figura 29 – Dimensionamento V2 do 02PAV

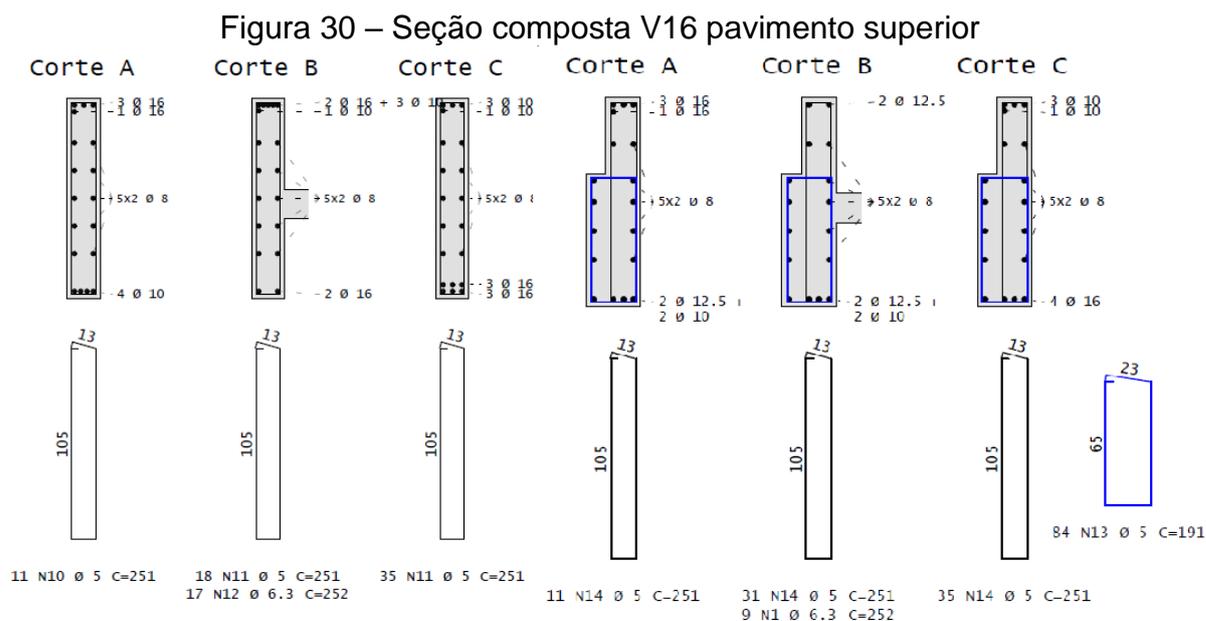


Fonte: Autor (2022).

Na imagem é possível notar que a viga possui duas seções, uma delas com 12/65 e outra com 24/65. Como esta seção está entre dois apoios (P4 e P5), o TQS utiliza a seção menor, ou seja, 12/65 para dimensionamento deste elemento. Neste caso em específico, o cortante próximo ao apoio P5 é mais do que a seção comporta, ocasionando o rompimento, entretanto, isso não é verídico, já que a seção que recebe este cortante é a de 24/65. Para corrigir o erro, foi utilizado a calculadora de cisalhamento e torção para dimensionar a seção de aço necessária.

Outro ponto que deve ser de atenção do projetista são os elementos especiais, que em muitos casos os *softwares* não dimensionam corretamente estes elementos por se tratarem de situações atípicas do dia a dia. Neste projeto, os elementos especiais foram as vigas com seção composta. Que é o caso da viga V16 (roxa) no segundo pavimento. O TQS permite que sejam lançadas mísulas ou variações de seção retangular dentro da seção da viga, porém, não permite que sejam lançados elementos totalmente distintos da seção original. Para tornar possível esta solução, foi priorizada uma das seções como sendo a principal da viga, responsável pelo dimensionamento, e um enchimento com peso próprio complementando a seção da viga, mas sem função estrutural, ou seja, sua inércia, altura útil, área de concreto

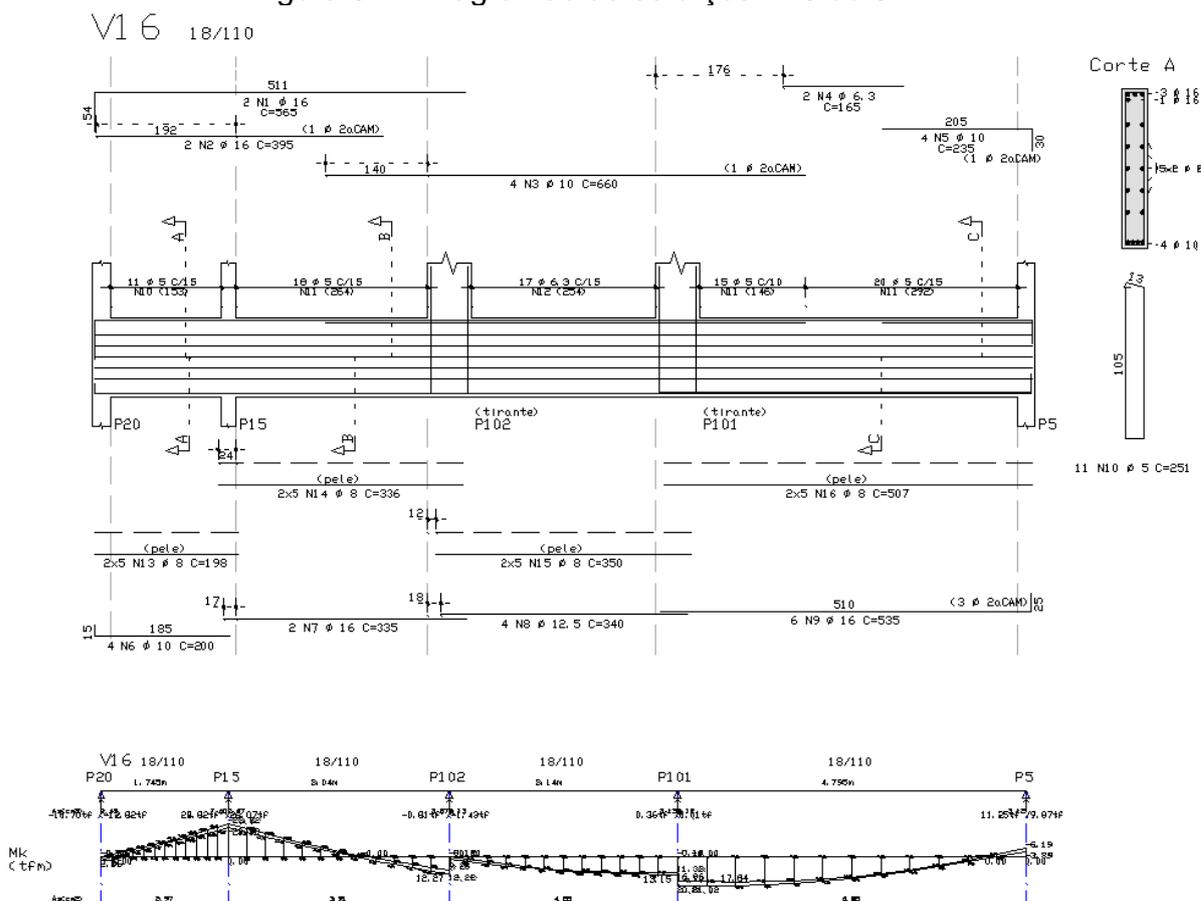
foram desprezadas para o cálculo. Obviamente, não é correto dizermos que se um elemento “não tem função estrutural” significa que ele não receberá nenhum esforço na situação real, portanto, para o dimensionamento destes enchimentos foram levados em consideração os esforços atuantes na seção principal e o espraçamento das tensões. A Figura 30 mostra a seção que o TQS permite que seja lançada e a seção composta feita manualmente.



Fonte: Autor (2022).

Ainda na viga V16 (roxa), há um erro gravíssimo no detalhamento que só pode ser identificado se o projetista revisar os detalhamentos do programa. Na Figura 31 é possível notar pelo gráfico que no momento máximo positivo da viga a armadura é interrompida, suas consequências são imensuráveis, pode ser somente uma fissura, como pode ser o colapso total da estrutura.

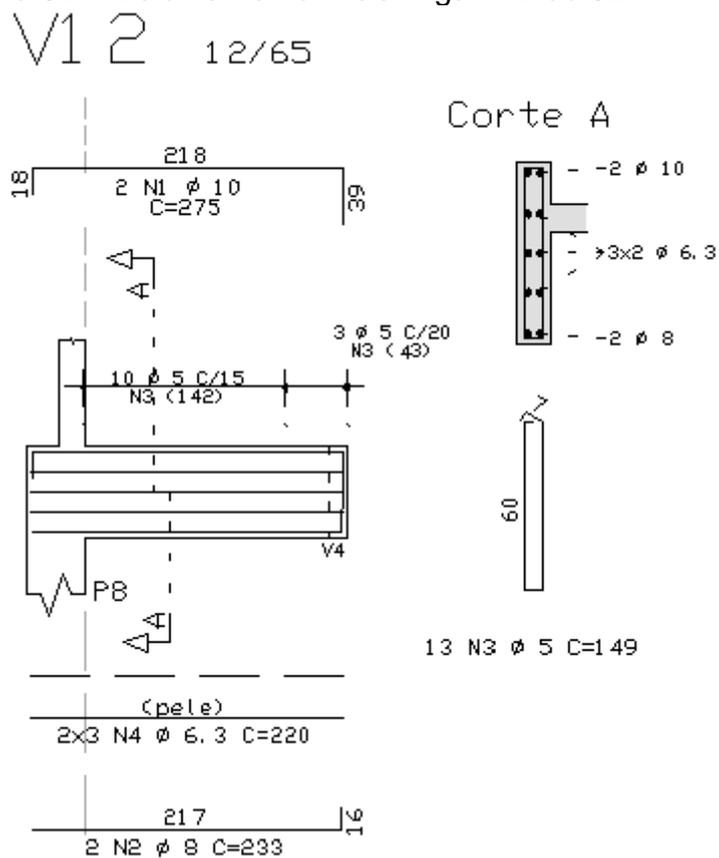
Figura 31 – Diagramas de esforços V16 do 02PAV



Fonte: Autor (2022).

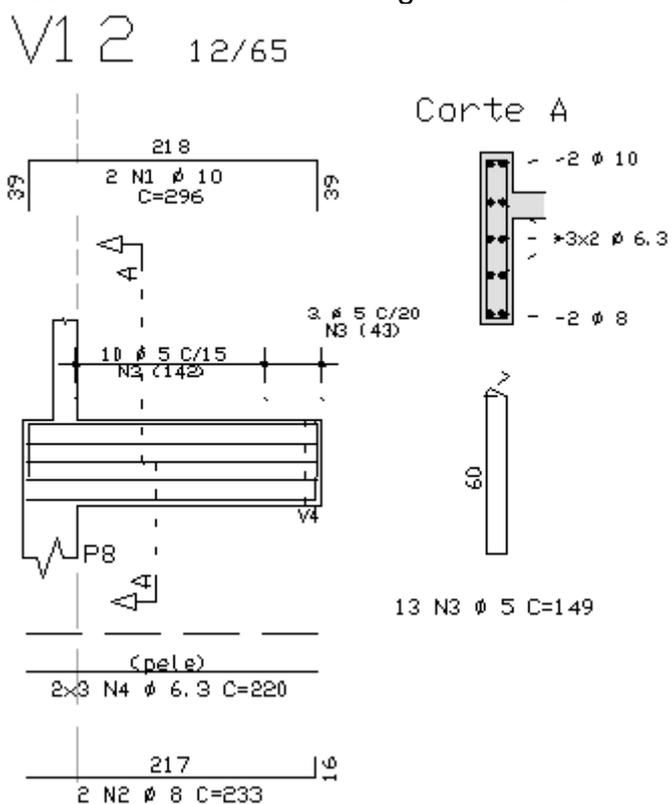
Não só visando o erro do *software* o engenheiro responsável deve pensar também no erro humano que acontece durante a execução da obra. Pensando nisso, houveram vigas que foram alteradas para que caso ela seja largada na fôrma com os apoios invertidos não haja problema. A Figura 32 mostra o detalhamento da viga V12 (ciano) inicial e a Figura 33 mostra o detalhamento final, neste caso em específico o gancho do negativo foi alterado, garantindo que a ancoragem da barra no balanço não fique menor por erros de execução.

Figura 32 – Detalhamento inicial viga V12 do 02PAV



Fonte: Autor (2022).

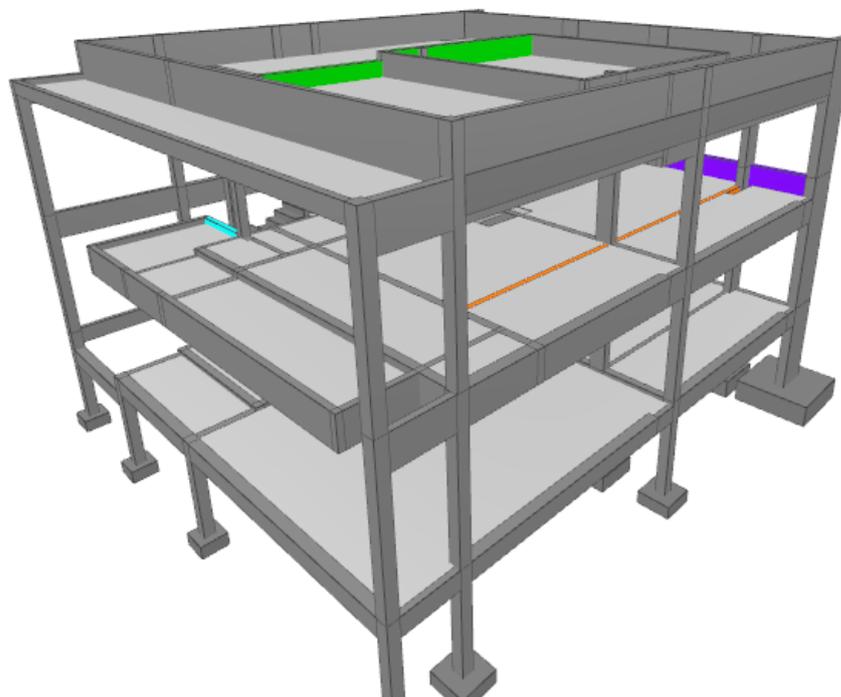
Figura 33 – Detalhamento final viga V12 do 02PAV



Fonte: Autor (2022).

A Figura 34 mostra os elementos citados abaixo em outra perspectiva da edificação, conforme especificação de cor ao lado de sua identificação.

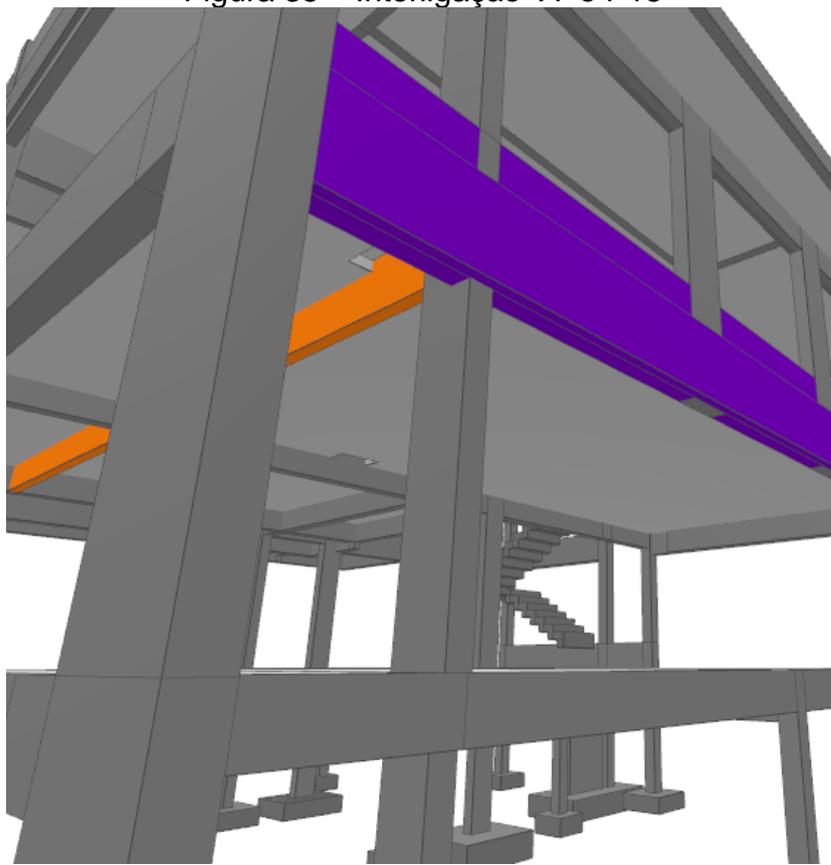
Figura 34 – Elementos alterados: vigas (2/2)



Fonte: Autor (2022).

Pontos críticos da estrutura também devem ser analisados, é o caso da viga V7 (laranja) no pavimento superior. Como a arquitetura demanda que haja um “dente” na volumetria externa, foi necessário recuar o pilar P15, com isso, a viga V16 (roxo) não tem sua seção totalmente apoiada, fazendo com que o cortante seção transferido para o pilar na diagonal através da V7. Este comportamento se assemelha ao de um console de concreto e deve ser tomado esse cuidado para que o cortante não sobrecarregue a seção. Para suportar este esforço, foi adicionado de forma manual grampos laterais na viga V7, garantindo sua integridade. A Figura 35 mostra a situação na perspectiva 3D.

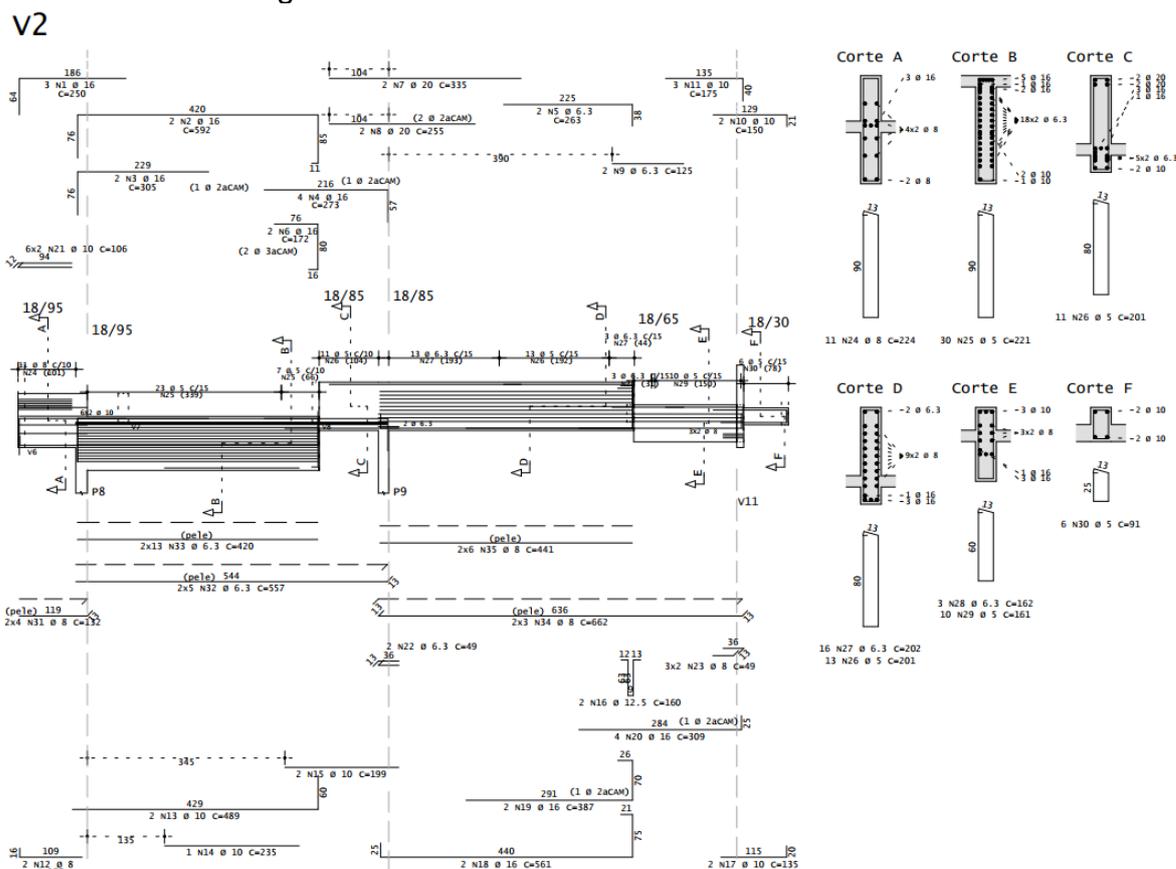
Figura 35 – Interligação V7 e P15



Fonte: Autor (2022).

Para o último pavimento, determinado como cobertura, a V2 (verde) apresentou diversos erros de seção que foram corrigidos com auxílio das calculadoras do programa, porém, este foi um dos casos onde o problema não foi o dimensionamento, mas sim o lançamento da solução. A Figura 36 mostra o detalhamento inicial.

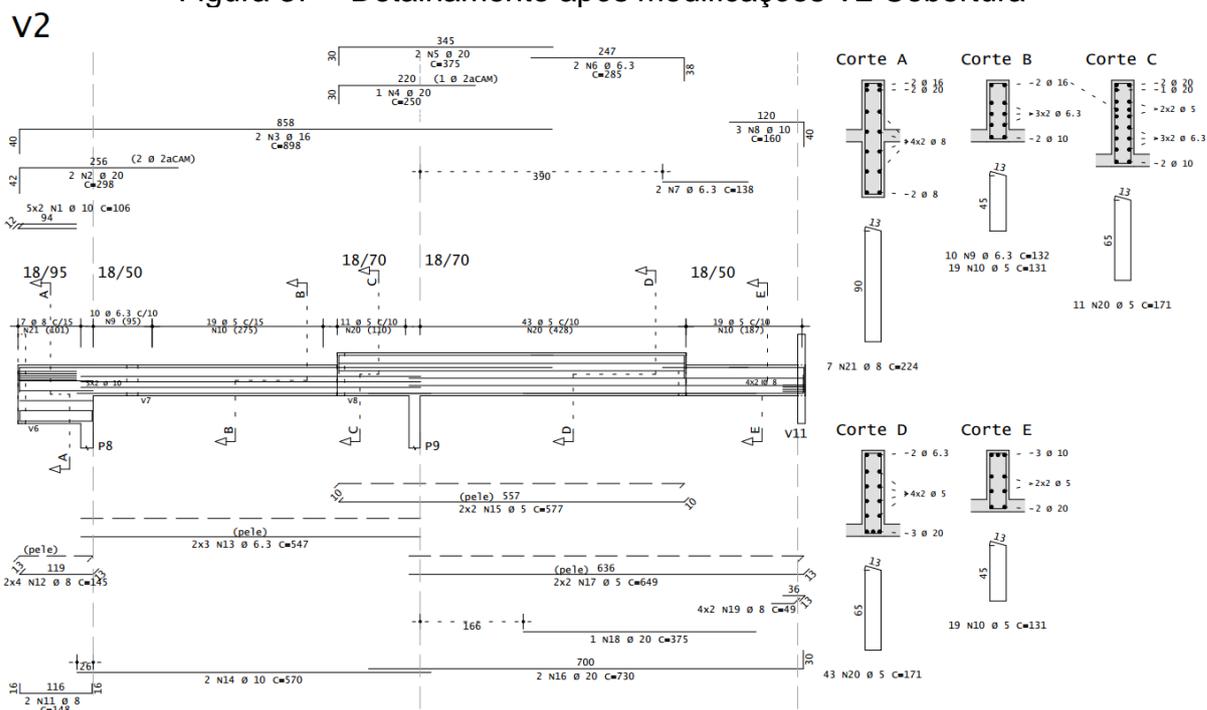
Figura 36 – Detalhamento inicial V2 Cobertura



Fonte: Autor (2022).

Já a Figura 37 mostra o detalhamento resultante do programa, mas com uma perspectiva diferente da solução, comprovando que não basta saber resolver os problemas do *software* para que um elemento seja bem dimensionado, mas sim entender como a distribuição de forças irá acontecer no elemento e como solucioná-las da melhor forma. Para que seja possível ressaltar a importância desta modificação, o elemento anterior, após a resolução de todos os erros resultou um quantitativo de 512 kg de aço, enquanto o detalhamento final resultou em 186 kg de aço, uma redução de 326 kg, o que equivale a 63,6% em somente um elemento.

Figura 37 – Detalhamento após modificações V2 Cobertura



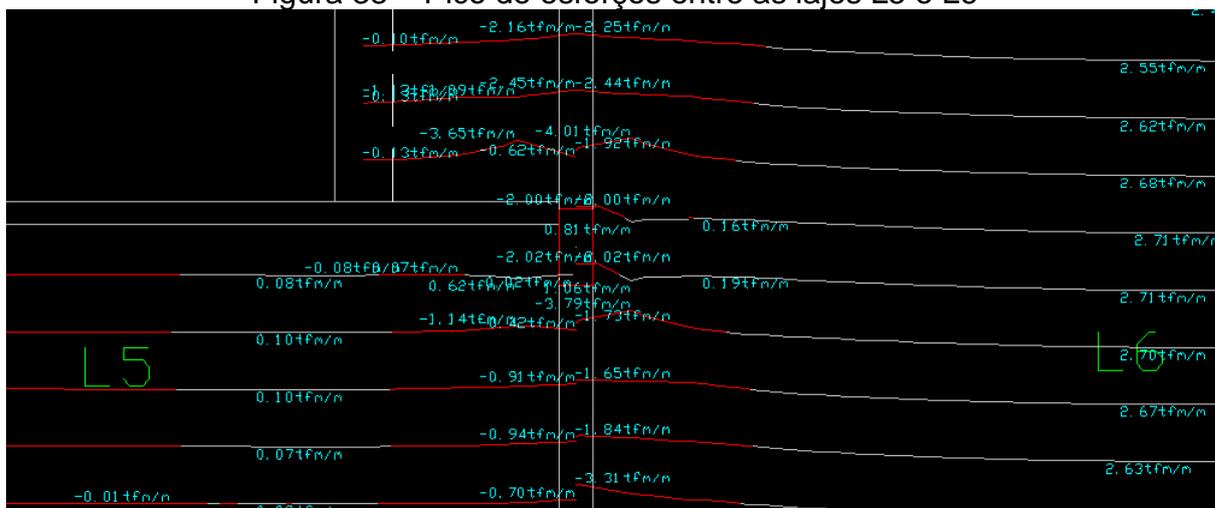
Fonte: Autor (2022).

4.4.3 Alterações em lajes

Como as lajes são discretizadas em forma de barras que simulam a seção homogênea real do concreto, o seu dimensionamento é feito através de faixas que contém os esforços e dados da barra (momento, normal, área de aço, largura da faixa, altura útil, e armadura). Além da atenção do projetista em unir corretamente as faixas de esforços para que a média não seja equivocada, há picos de esforços que devem ser analisados separadamente e de forma individual, ou seja, nenhuma consideração deve ser padronizada já que cada situação da estrutura é única.

A Figura 38 mostra uma situação onde há um comportamento de pico de esforços, que deve ser averiguada para que a solução aplicada esteja correta.

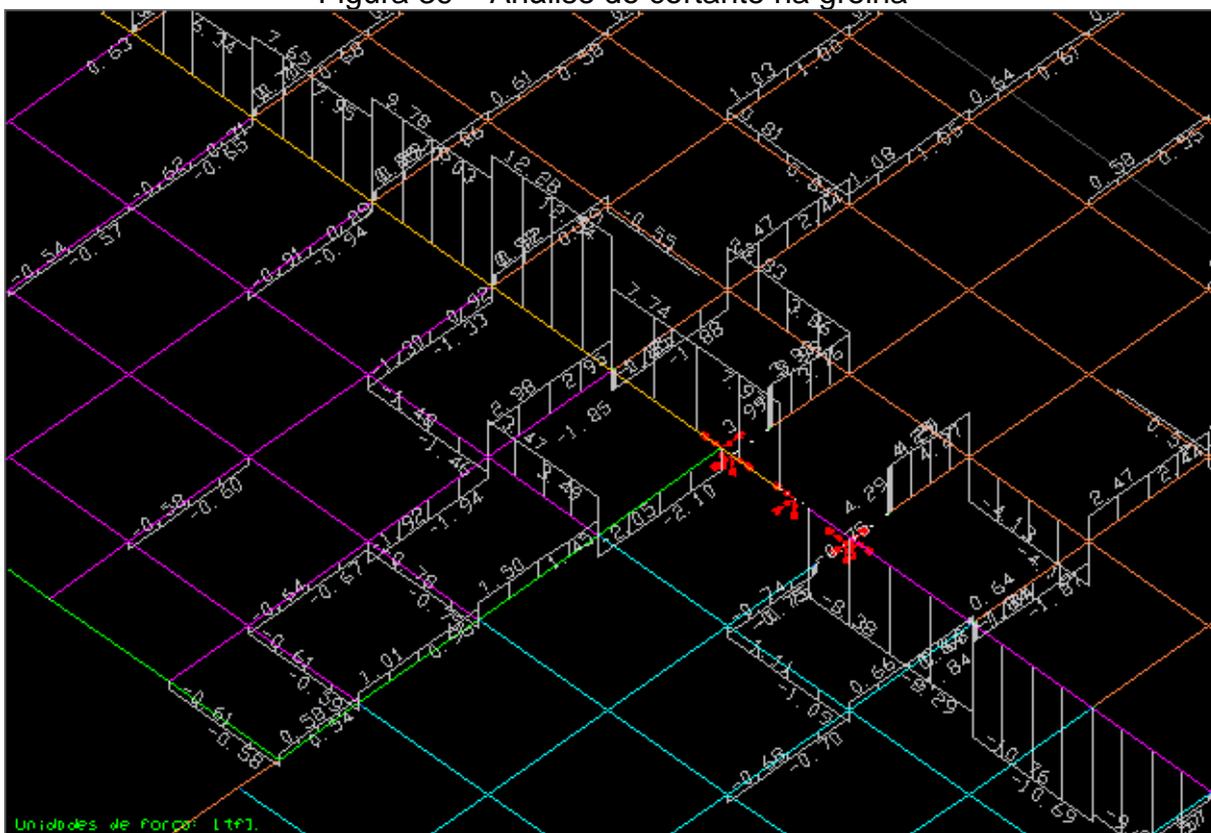
Figura 38 – Pico de esforços entre as lajes L5 e L6



Fonte: Autor (2022).

Para determinar se esta situação é real ou não, utilizou-se a grelha do pavimento, para identificar como a estrutura está se comportando nestas barras. A Figura 39 mostra o cortante neste ponto.

Figura 39 – Análise do cortante na grelha



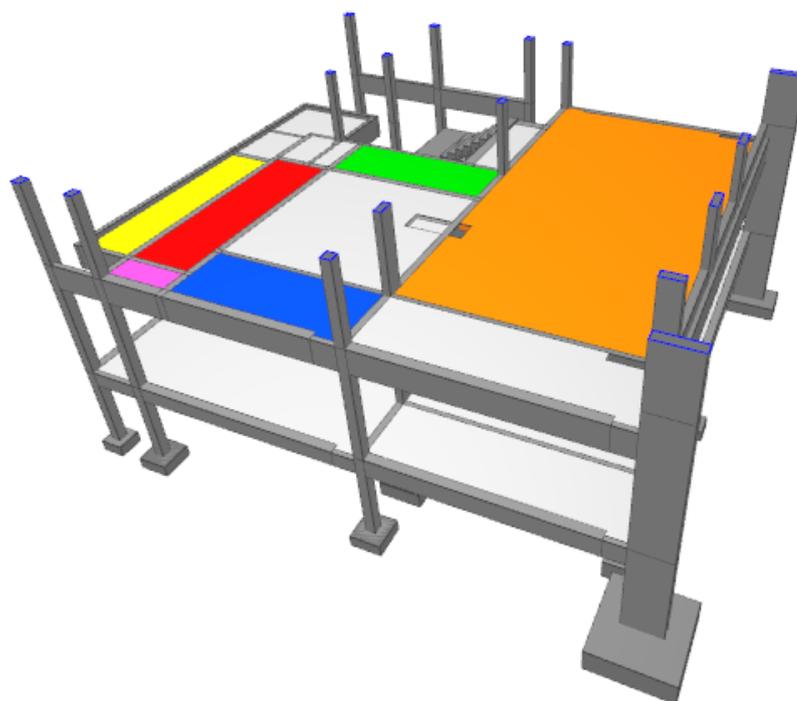
Fonte: Autor (2022).

Na Figura 39 podemos notar que o cortante na barra amarela (V15) vem aumentando corretamente até a última barra antes do pilar, depois esse cortante vai para a laje e volta para o pilar, fazendo uma espécie de “curva”, o que não é a situação real, o mesmo acontece na barra magenta (V15). Uma comprovação deste comportamento é que na última barra antes do pilar, o cortante da viga diminui, essa “fuga” causa o pico mostrado na Figura 38. A situação é diferente nas barras laranja, que vem do centro da laje para os apoios, este cortante é real devido a área de influência da carga que se desloca para a viga.

Portanto, a real situação que ocorre é que há esforço da laje, mas não todo esse considerado pelo TQS Lajes, agora cabe ao projetista responsável definir qual é o esforço equivalente levando em consideração um equilíbrio entre o real e a redução do pico.

Para os demais elementos a Figura 40 mostra os elementos citados abaixo conforme especificação de cor ao lado de sua identificação.

Figura 40 – Elementos alterados: lajes

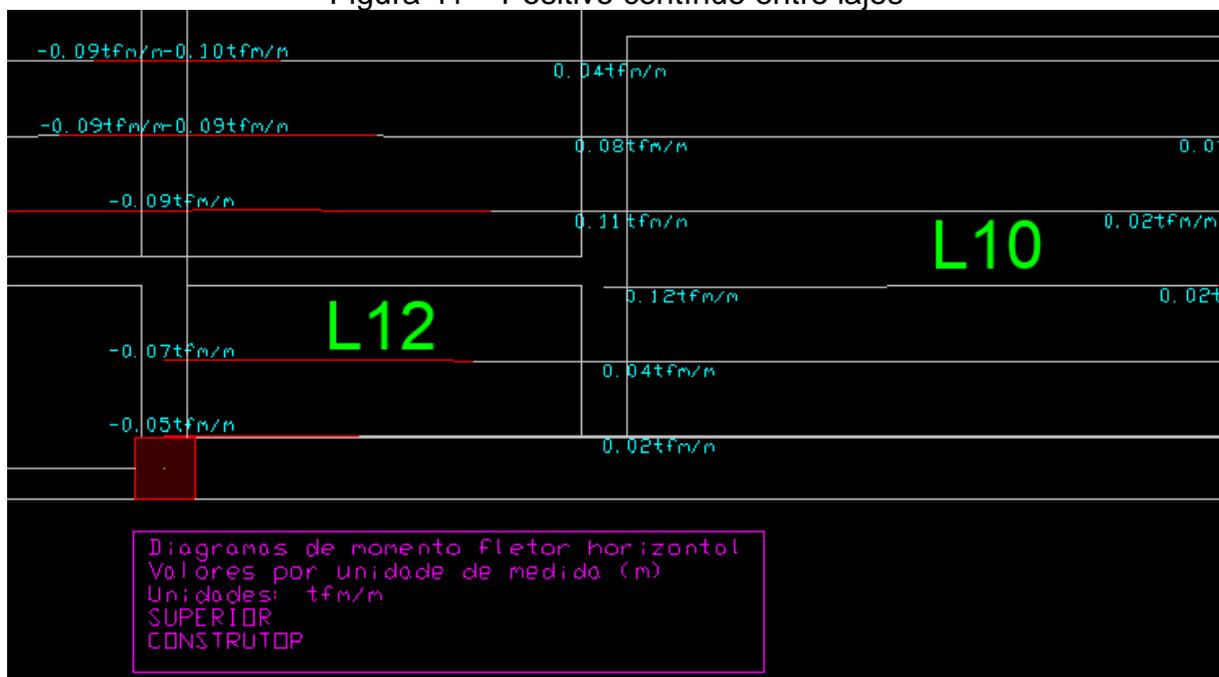


Fonte: Autor (2022).

Portanto, além dos picos na grelha, o projetista deve atentar aos diagramas já que o programa interrompe as armaduras entre vigas, mas nem sempre é a forma correta de detalhamento. Na Figura 41 podemos notar que entre as lajes L8

(vermelha) e L10 (azul) do pavimento superior ocorre uma situação atípica: não há momento negativo em cima da viga, ou seja, quem está apoiando a laje L10 é a viga da borda. O mesmo ocorre na laje L12 (rosa).

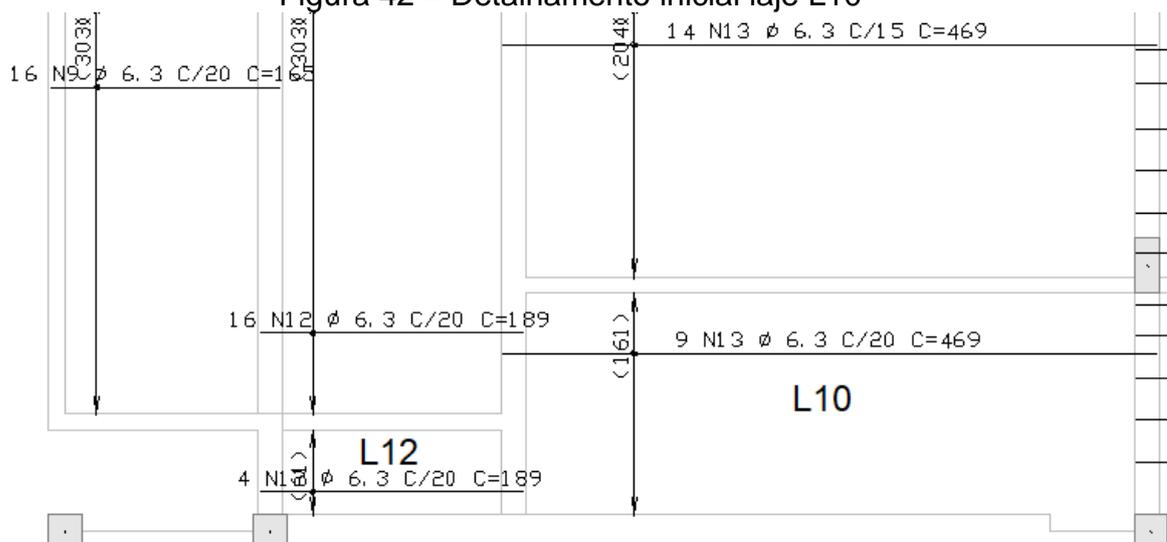
Figura 41 – Positivo contínuo entre lajes



Fonte: Autor (2022).

Ou seja, conforme mostra a Figura 42, caso seja seguido o detalhamento extraído direto do programa, a armadura positiva é interrompida em um ponto onde é solicitada.

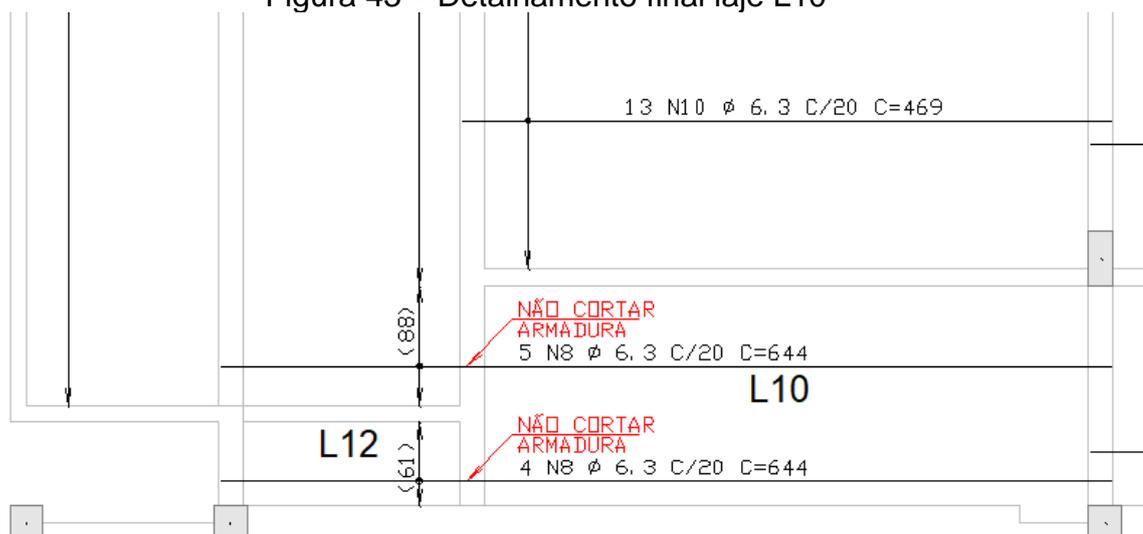
Figura 42 – Detalhamento inicial laje L10



Fonte: Autor (2022).

Portanto, o detalhamento correto a ser executado é o mostrado na Figura 43.

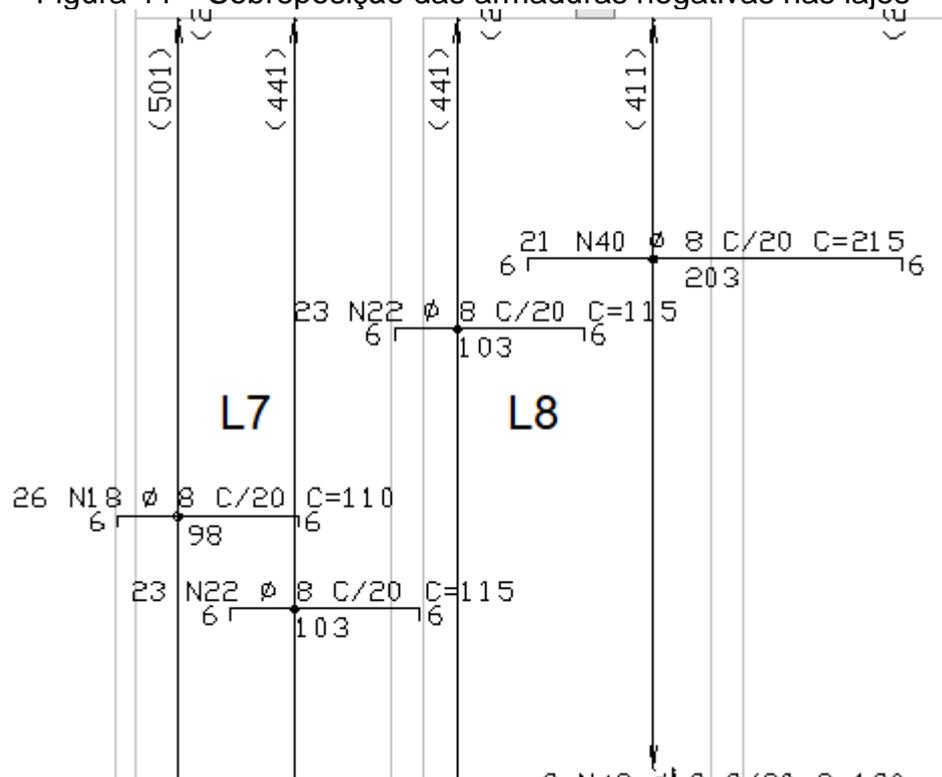
Figura 43 – Detalhamento final laje L10



Fonte: Autor (2022).

Ainda referente aos detalhamentos automáticos do programa, quando há mudança de esforço negativo para positivo e vice-versa, a faixa de esforço da barra é interrompida e seu detalhamento é feito do ponto onde há a mudança somado com o comprimento de ancoragem necessário. Com isso, há casos onde as armaduras se sobrepõem. A Figura 44 mostra este tipo de detalhamento na laje L7 (amarela) e L8 (vermelha) do pavimento superior, obviamente, não está errado, mas está superdimensionado e cabe ao projetista utilizar deste artifício para economizar aço ao seu cliente.

Figura 44 – Sobreposição das armaduras negativas nas lajes

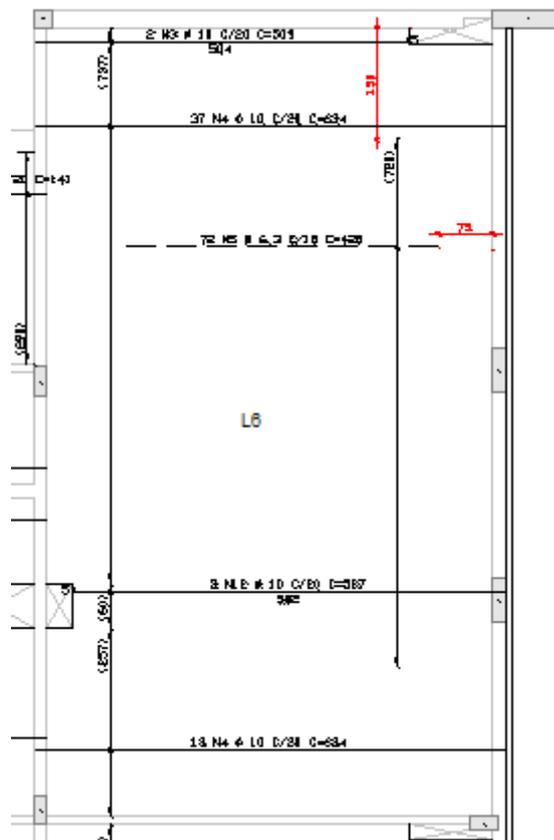


Fonte: Autor (2022).

Outros artifícios que devem ser de conhecimento do projetista, mas sem obrigação de usá-los, são os que podem ser aplicados para redução de aço respeitando a segurança da edificação. Os mais comuns são base complementar e alternância de negativo.

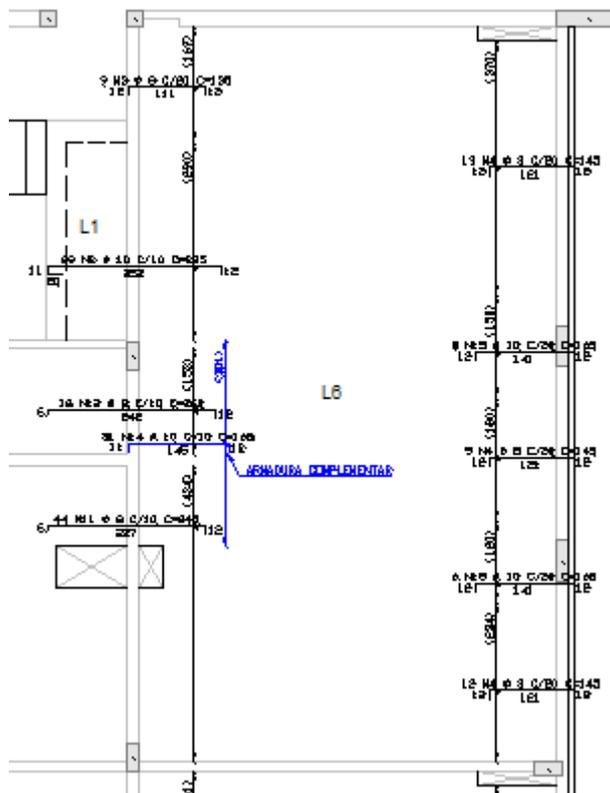
Neste projeto foi utilizado somente o de base complementar, tanto para o positivo quanto para o negativo na laje L6 (laranja) do pavimento superior, o método consiste em aplicar uma base que atenda a maior parte da laje e um complemento nos pontos de maior momento fletor, resultando na área de aço necessária. A Figura 45 mostra o detalhamento final da laje L6 onde é possível ver o reforço positivo e a Figura 46 o reforço negativo.

Figura 45 – Base complementar positiva laje L6



Fonte: Autor (2022).

Figura 46 – Base complementar negativa laje L6

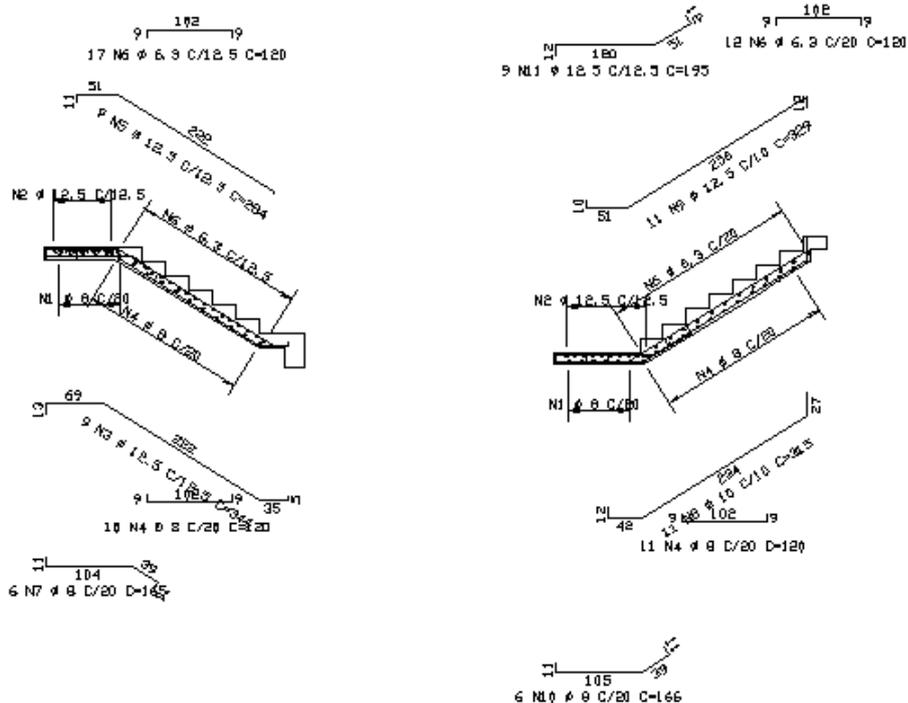


Fonte: Autor (2022).

4.4.4 Alterações na escada

Um dos elementos que teve que ser totalmente detalhado manualmente foi a escada, isso acontece, pois o TQS não faz detalhamento de escada plissada. A Figura 47 mostra o detalhamento inicial, e é possível notar que a geometria não respeita o tipo plissado.

Figura 47 – Detalhamento inicial da escada plissada



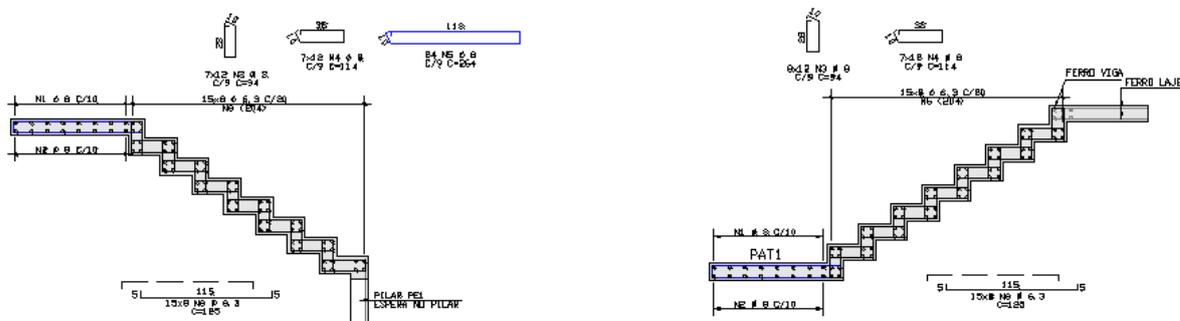
Fonte: Autor (2022).

Já a Figura 48 mostra o detalhamento final feito manualmente.

Figura 48 – Detalhamento final da escada plissada

Corte A-A

Corte B-B



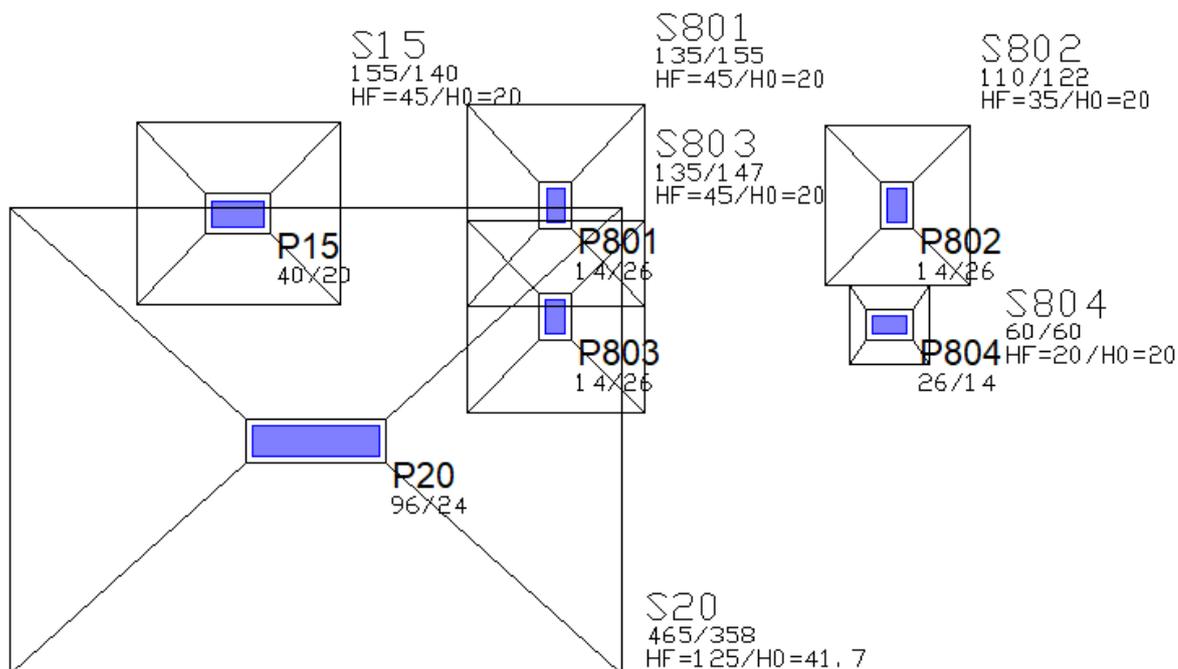
Fonte: Autor (2022).

Além dos detalhamentos serem completamente diferentes, caso o quantitativo inicial do programa tivesse sido enviado para o cliente a fim de agilizar a compra de aço, ao final do detalhamento correto do elemento, geraria um questionamento da diferença já que o elemento inicialmente tinha 182 kg de aço e o final teve 266 kg, um aumento de 46,1%.

4.4.5 Alterações em fundações

Como mencionado anteriormente, foi utilizado a ferramenta de pré-dimensionamento de fundações implementada pelo *software*, entretanto, é comum nestes casos que surjam sapatas super dimensionadas devido a carga normal de compressão baixa e momento alto. O *software* para compensar essa carga baixa aumenta o peso próprio da sapata até que ela não tenha mais tombamento e/ou deslizamento. A Figura 49 mostra a sapata S20 após a utilização da ferramenta, e na figura podemos notar sua dimensão de 465/358 com altura de 125cm, além de colapsar fisicamente com outras sapatas da residência.

Figura 49 – Pré-dimensionamento sapata S20



Fonte: Autor (2022).

Nestes casos, é desconsiderado o pré-dimensionamento e utilizado as regras teóricas para dimensionamento de fundações, priorizando sapatas homotéticas e do

tipo rígidas. Após essa definição, utiliza-se o programa para analisar e dimensionar a fundação definida.

Há diversos erros que podem não dimensionar fundações, são eles:

- a) tombamento;
- b) deslizamento;
- c) carregamento vertical;
- d) carregamento horizontal;
- e) porcentagem de área comprimida;
- f) flexão;
- g) compressão diagonal;
- h) cortante;
- i) fendilhamento;
- j) aderência da armadura.

Cada verificação feita pelo *software* tem seu modo de resolução e suas considerações que devem ser de conhecimento do engenheiro calculista em como resolver. Muitas vezes, as armaduras pré-dimensionadas pela ferramenta não acusam nenhum erro, porém, não se pode aceitar todos os resultados do programa sem entender se são coerentes e principalmente aceitáveis pelo cliente. Em poucas palavras, é praticamente impossível enviar a obra uma sapata com as dimensões da S20 citadas acima sem que seja questionado o conhecimento do projetista.

Outra pequena alteração que pode ser feita, visando evitar o erro humano durante a execução das sapatas, é igualar o espaçamento do aço nas sapatas quadradas e com pouca diferença entre as dimensões horizontais e verticais.

4.5 QUANTITATIVOS

Para extrair os quantitativos, sendo possível a comparação entre eles, foi criado dois projetos com o mesmo modelo, porém um foi processado completo com esforços e detalhamento padrão do programa e o outro processado completo com esforços e detalhamento, mas com a edições mencionadas acima.

A única edição feita no detalhamento padrão foi a viga V2 do pavimento superior por apresentar ferro com diâmetro 50mm, improcedente com a realidade.

O Apêndice D mostra o quantitativo inicial do modelo denominado “INICIAL” e o Apêndice E mostra o quantitativo final do modelo denominado “EXECUTIVO”.

A Tabela 13 mostra a comparação entre os dois modelos e a razão em porcentagem entre os resultados obtidos.

Tabela 13 – Quantitativos

Comparativo			
Elementos	INICIAL	EXECUTIVO	Porcentagem
Pilar	1309	1100	-19,0%
Viga	3215	3035	-5,9%
Laje	4447	2847	-56,2%
Escada	182	266	+31,6%
Fundação	570	685	+16,8%
Total	9723	7933	-22,6%

Fonte: Autor 2022.

Primeiramente, para os elementos que houve redução, nos pilares, a diferença é estimada principalmente nos grampos colocados em regiões onde o ferro longitudinal ainda está protegido contra a flambagem. Para as vigas, os erros de detalhamento da seção e o aproveitamento sobreposição da área de aço são os que mais contribuem com a redução. Para as lajes, a redução foi feita principalmente na sobreposição de armaduras, nas “fugas” mencionadas nos capítulos anteriores e a metodologia de base complementar.

Referente aos elementos que houve acréscimo de armadura, como a escada, o aumento considerável se deu pois o programa não detalha de forma correta escada do tipo plissada, portanto, seu quantitativo inicial deve ser desprezado. Por fim, para as fundações, o aumento ocorreu porque foi igualado as duas direções do aço visando evitar erros de execução. Essa alteração não é necessária caso seja desconsiderada o erro humano.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A presente pesquisa apresentou um estudo comparativo entre os detalhamentos iniciais e finais de todos os elementos que fazem parte da estrutura de uma residência de três pavimentos em concreto armado realizadas com o *software* brasileiro TQS. Para isso, foi utilizada um modelo de arquitetura como base e após lançada, separada em dois modelos: o primeiro denominado como “inicial” e o segundo como “executivo”. Após a revisão de todos os detalhamentos obtidos, foi possível analisar alguns aspectos que serão levantados no decorrer deste capítulo.

Inicialmente, é possível perceber que todo o uso e interpretação de qualquer *software* deve ser de vasto conhecimento do engenheiro calculista para que se torne possível lançar, analisar e detalhar os elementos de forma condizente com a realidade. Portanto, não é correto afirmar que somente tendo comprado a licença do programa o projeto foi corretamente executável. Outro ponto que deve ser levado em consideração, é que há diversos modos e parâmetros de se lançar a mesma estrutura, ou seja, mesmo que o TQS apresentasse todos os detalhamentos prontos, um engenheiro mais experiente pode desenvolver uma solução financeiramente mais viável.

Mencionando o detalhamento em questão, pode-se notar que o *software* é favorável a segurança, em outras palavras, coloca mais aço do que realmente é necessário nos elementos. Isso pode ser nitidamente visível pois houve reduções consideráveis em pilares, vigas e lajes. Entretanto, há medidas que podem ser tomadas pelo projetista que também visam a segurança da estrutura tentando minimizar os erros de execução humana, que é o caso das fundações que aumentaram em relação ao quantitativo inicial.

Por fim, é possível dizer que além do conhecimento do projetista em oferecer ao cliente soluções eficazes e mais econômicas, pode-se reduzir de forma significativa o quantitativo final da estrutura e manter ou até aumentar a segurança nos pontos certos. Pensando em custo deste projeto específico, com o preço de base atual do aço, foi possível reduzir 1790 kg, estimado em R\$ 18.795,00 reais, confirmando a hipótese inicial de que é extremamente importante a experiência do calculista, e que ser somente um usuário do *software* não é suficiente.

REFERÊNCIAS

ADORNA, Diego da L.; MAZUTTI, Júlia H. **Gestão de obra**. Porto Alegre: Grupo A, 2020. 9786581492007. Disponível em:

<https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9786581492007/>. Acesso em: 16 jun. 2022.

AGUILAR, Luis J. **Fundamentos de Programação**. São Paulo: Grupo A, 2008. 9788580550146. Disponível em:

<https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788580550146/>. Acesso em: 24 abr. 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro: Abnt, 2014. Disponível em: https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/5591979/mod_resource/content/1/10%20NBR%206118.pdf. Acesso em: 07 maio 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: Abnt, 2019. Disponível em: <https://www.studocu.com/pt-br/document/universidade-federal-de-pernambuco/concreto/nbr-6120-2019-norma-tecnica/11725436>. Acesso em: 17 maio 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: Abnt, 1988. Disponível em: https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/5591985/mod_resource/content/1/10%20NBR%206123.pdf. Acesso em: 15 maio 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro: Abnt, 2004. Disponível em: https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/4955169/mod_resource/content/1/10%20NBR%208681.pdf. Acesso em: 15 maio 2022.

AZEVEDO, Álvaro F. M.. **A utilização de software comercial no ensino universitário**. 2000. 6 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2000. Disponível em: https://civil.fe.up.pt/pub/people/alvaro/pdf/2000_Mec_Comp_Utiliz_Soft.pdf. Acesso em: 26 abr 2022.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**: segundo a NBR 6118:2014. 4. ed. São Carlos: Edufscar, 2021.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. São Paulo: Pini, 2009.

COVAS, Nelson. **Modelo Estrutural IV**. Disponível em:

<https://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=3328&search=modelo%20estrutural%20iv&language=pt-BR>. Acesso em: 18 maio 2022.

DA DOS SANTOS, Marcelo da Silva; MASCHIETTO, Luis G.; SILVA, Fernanda Rosa; et al. **Pensamento Computacional**. Porto Alegre: Grupo A, 2021.

9786556901121. Disponível em:

<https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9786556901121/>. Acesso em: 24 abr. 2022.

DOS SENA, Caroline S.; SANTOS, Dione D; ALMEIDA, Patricia; et al. **Gestão de Obras e Patologia das Estruturas**. Porto Alegre: Grupo A, 2021. E-book. ISBN

9786556902609. Disponível em:

<https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9786556902609/>. Acesso em: 12 dez. 2022.

GARRISON, Philip. **Fundamentos de Estruturas**. Porto Alegre: Grupo A, 2018.

9788582604816. Disponível em:

<https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788582604816/>. Acesso em: 23 abr. 2022.

KASSIMALI, Aslam. **Análise Estrutural - Tradução da 5ª edição norte-americana**. São Paulo: Cengage Learning Brasil, 2016. 9788522124985. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788522124985/>. Acesso em: 23 abr. 2022.

KIMURA, Alio. **Informática Aplica em Estruturas de Concreto Armado**. São Paulo: Pini, 2007.

MACHADO, Carlos Alberto Gonçalves da Silva Maistro; SILVA, Angelica da Fontoura Garcia; CARVALHO, Diego Fogaça. **A Utilização de Softwares no Ensino e Aprendizagem dos Cursos de Engenharia**. Revista de Ensino, Educação e Ciências Humanas, [S.L.], v. 22, n. 2, p. 146-151, 23 jun. 2021. Editora e Distribuidora Educacional. <http://dx.doi.org/10.17921/2447-8733.2021v22n2p146-151>. Disponível em: <https://revistaensinoeducacao.pgsskroton.com.br/article/view/8468>. Acesso em: 24 abr. 2022.

MARTHA, Luiz. **Análise de Estruturas - Conceitos e Métodos Básicos**. Rio de Janeiro: Grupo GEN, 2017. 9788595153219. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788595153219/>. Acesso em: 17 mai. 2022.

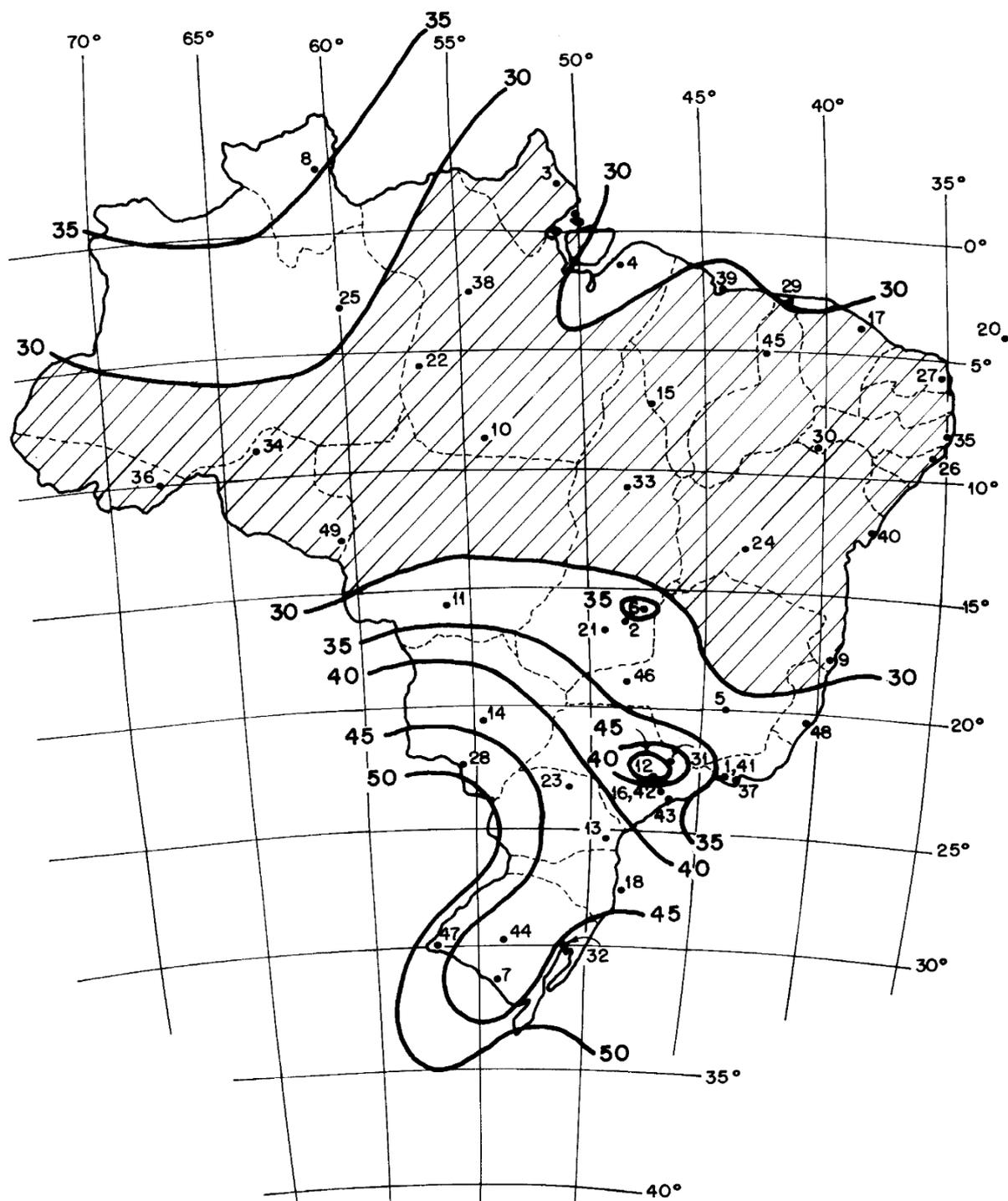
MCCORMAC, Jack C. **Análise Estrutural Usando Métodos Clássicos e Métodos Matriciais, 4ª edição**. Rio de Janeiro: Grupo GEN, 2009. 978-85-216-2496-7. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/978-85-216-2496-7/>. Acesso em: 07 mai. 2022.

TQS. **Onde utilizar o Modelo 6**. Disponível em: <https://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=3339&search=modelo%206&language=pt-BR>. Acesso em: 20 maio 2022.

TQS. **Visualização de Avisos e Erros**. Disponível em: <https://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=3136&language=pt-BR#:~:text=Os%20avisos%20e%20erros%20s%C3%A3o%20divididos,configurar%20os%20>

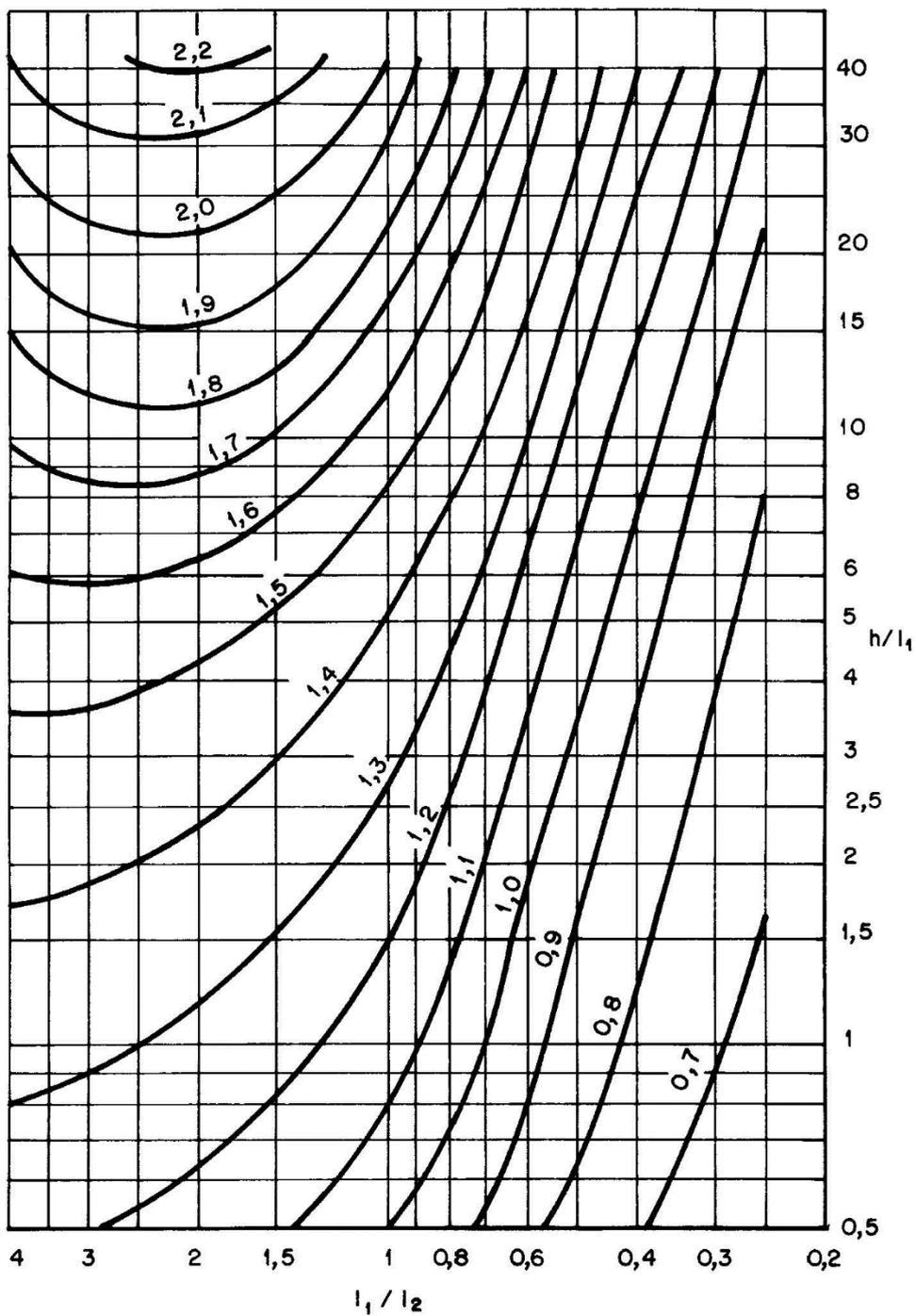
20par%C3%A2metros%20de%20visualiza%C3%A7%C3%A3o.. Acesso em: 29 maio 2022.

ANEXO A – ISOPLETAS DA VELOCIDADE BÁSICA (V_0)



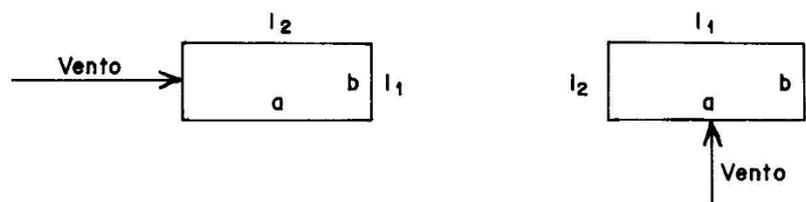
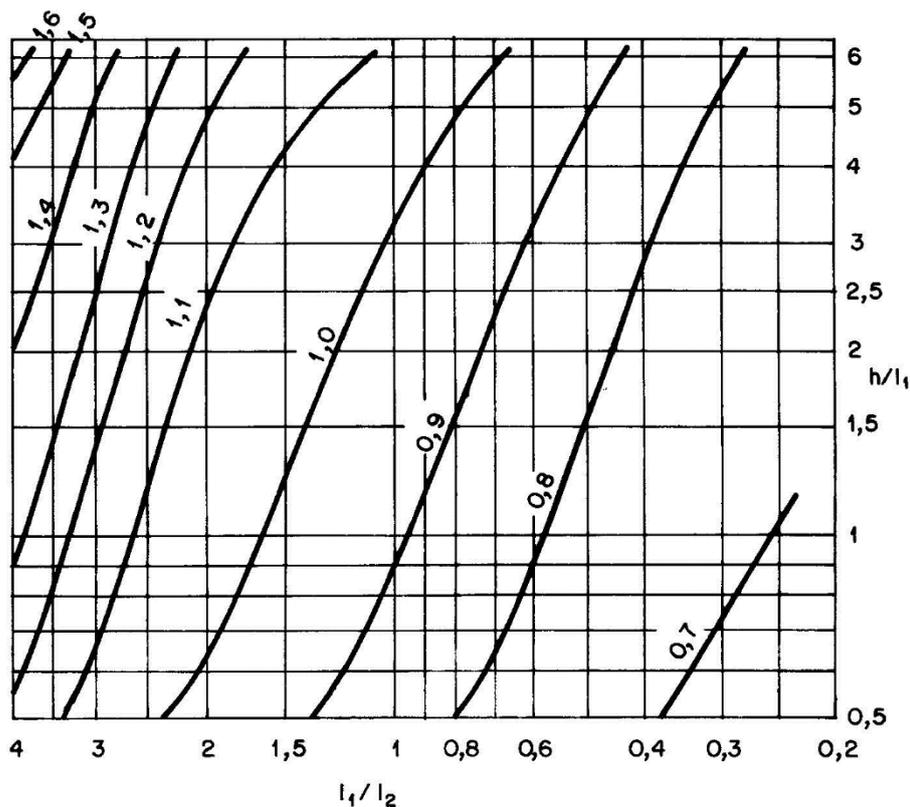
Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

ANEXO B - COEFICIENTE DE ARRASTO PARA EDIFICAÇÕES PARALELEPIPÉDICAS EM VENTO DE ALTA TURBULÊNCIA



Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

**ANEXO C - COEFICIENTE DE ARRASTO PARA EDIFICAÇÕES
PARALELEPÍDICAS EM VENTO DE ALTA TURBULÊNCIA**



Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

**APÊNDICE D – RESUMO DE MATERIAIS INICIAL RETIRADO DOS
DETALHAMENTOS AUTOMÁTICOS DO PROGRAMA**

Resumo de Materiais - INICIAL															
Bitola	5	6	6,3	8	10	12,5	16	20	25	32	50	Aço	Concreto	Forma	Área
	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	m³	m²	m²
Piso 3: COBERTURA	430	-	561	849	784	262	443	216	-	-	-	3545	35,79	438,83	193,9
Piso 2: SUPERIOR	281	-	394	817	554	701	222	473	-	-	-	3442	36,14	347,15	164,9
Piso 1: TÉRREO	284	-	522	668	493	154	45	-	-	-	-	2166	29,74	328,25	178,3
Piso 0: FUNDAÇÃO	-	-	-	224	62	-	-	284	-	-	-	570	10,16	34,45	-
Totais	995	-	1477	2558	1893	1117	710	973	-	-	-	9723	111,83	1148,7	537,1

**APÊNDICE E – RESUMO DE MATERIAIS FINAL APÓS INTERVENÇÃO DO
ENGENHEIRO CALCULISTA**

