



UNIVERSIDADE FEDERAL DO SUL E SUDESTE DO PARÁ  
INSTITUTO DE ENGENHARIA DO ARAGUAIA  
CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

WILLIAN DOS SANTOS FERREIRA

**ANÁLISE CRÍTICA DO PROJETO ESTRUTURAL, POR MEIO DA MODELAGEM  
COMPUTACIONAL: Estudo de caso**

SANTANA DO ARAGUAIA - PA

2023

WILLIAN DOS SANTOS FERREIRA

**ANÁLISE CRÍTICA DO PROJETO ESTRUTURAL, POR MEIO DA MODELAGEM  
COMPUTACIONAL: Estudo de caso**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido a Faculdade de Engenharia Civil do Instituto de Engenharia do Araguaia da Universidade Federal do Sul e Sudeste do Pará, como requisito para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

**Orientador(a):** Me. Marcus Vinícius Pereira Freitas

SANTANA DO ARAGUAIA - PA

2023

**Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)**  
**Universidade Federal do Sul e Sudeste do Pará**  
**Biblioteca Setorial Campus do Instituto de Engenharia do Araguaia**

---

- F383a      Ferreira, Willian dos Santos  
              Análise crítica do projeto estrutural, por meio da modelagem computacional: estudo de caso / Willian dos Santos Ferreira. — 2023.  
              68 f.: il. color.
- Orientador(a): Marcus Vinícius Pereira de Freitas.  
              Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Universidade Federal do Sul e Sudeste do Pará, Instituto de Engenharia do Araguaia, Faculdade de Engenharia Civil, Curso Bacharelado em Engenharia Civil, Santana do Araguaia, 2023.
1. Projeto estrutural – Estudo de Caso – Santana do Araguaia (PA). 2. Engenharia das estruturas. 3. Análise estrutural (Engenharia) - Programa de computador. 4. Construção de concreto armado. I. Freitas, Marcus Vinícius Pereira de, orient.  
              II. Título.

CDD: 22. ed.: 624.17

WILLIAN DOS SANTOS FERREIRA

**ANÁLISE CRÍTICA DO PROJETO ESTRUTURAL, POR MEIO DA MODELAGEM  
COMPUTACIONAL: Estudo de caso**

Trabalho de Conclusão de Curso  
submetido a Faculdade de Engenharia  
Civil do Instituto de Engenharia do  
Araguaia da Universidade Federal do Sul e  
Sudeste do Pará, como requisito para a  
obtenção do grau de Bacharel em  
Engenharia Civil.

Data de aprovação: Santana do Araguaia (PA), \_\_\_\_ de \_\_\_\_\_ de 2023

**Banca examinadora**

---

Prof. Me. Marcus Vinícius Pereira Freitas  
Orientador(a)

---

Prof. Me. Hamilton Damasceno Costa  
Examinador Externo

---

Prof. Me. Andre Margalho Daltro  
Examinador Interno

Dedico este trabalho à minha família, em especial aos meus pais Regiane e José.

## **AGRADECIMENTOS**

Gostaria de expressar meus sinceros agradecimentos aos meus queridos familiares e amigos que estiveram ao meu lado durante toda essa jornada. O apoio e incentivo que recebi de vocês foram fundamentais para que eu pudesse alcançar esse importante objetivo em minha vida. Sem o carinho e a compreensão de cada um de vocês, eu não teria chegado tão longe. Sou imensamente grato por todo o apoio e por fazerem parte da minha trajetória. Obrigado por acreditarem em mim e por serem minha base sólida em todos os momentos. Compartilho essa conquista com cada um de vocês. Meu coração se enche de gratidão por ter uma família e amigos tão especiais.

“A mente que se abre a uma nova ideia jamais voltará ao seu tamanho original.”

Albert Einstein

## RESUMO

Nos últimos anos, o Brasil tem sido marcado por acidentes estruturais em edificações, sendo as principais causas apontadas na literatura relacionadas a erros no projeto e/ou método construtivo, o que pode levar a manifestações patológicas precoces. Nesse contexto, o presente estudo teve como objetivo avaliar o projeto estrutural de um bloco de laboratório em concreto armado, localizado no município de Santana do Araguaia - PA, que foi inaugurado em 2020 e possui uma área construída de 1037 m<sup>2</sup>. Para alcançar esse objetivo, realizou-se uma modelagem computacional utilizando o software Eberick 2023, com o intuito de verificar se a estrutura da edificação está em conformidade com os limites normativos do Estado-Limite Último e Estado-Limite de Serviço (ELS) estabelecidos pela ABNT NBR 6118/2014, e avaliar possíveis manifestações patológicas causadas por falhas no projeto ou processo construtivo. A análise estrutural e a modelagem computacional foram fundamentais para analisar o projeto e identificar a causa da patologia na edificação.

**Palavras-chave:** Avaliação estrutural; concreto armado; manifestações patológicas; projeto estrutural; modelagem computacional.



## ABSTRACT

In recent years, Brazil has been marked by structural accidents in buildings, with the main causes identified in the literature related to errors in the design and/or construction method, which can lead to early pathological manifestations. In this context, the present study aimed to evaluate the structural design of a laboratory block in reinforced concrete, located in the municipality of Santana do Araguaia - PA, which was inaugurated in 2020 and has a built area of 1037 m<sup>2</sup>. To achieve this objective, a computational modeling was carried out using the Eberick 2023 software, in order to verify if the structure of the building complies with the normative limits of the Ultimate Limit State and Service Limit State (ELS) established by ABNT NBR 6118/2014, and evaluate possible pathological manifestations caused by flaws in the design or construction process. Structural analysis and computational modeling were fundamental to analyze the project and identify the cause of the pathology in the building.

**Keywords:** Structural evaluation; reinforced concrete; pathological manifestations; structural design; computational modeling.

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> – Método de Análise de pórtico espacial .....	17
<b>Figura 2</b> – Método de análise de grelhas .....	18
<b>Figura 3</b> – Situação de boa e má aderência .....	23
<b>Figura 4</b> – Laje nervurada com superfície plana.....	25
<b>Figura 5</b> – Laje nervurada em uma direção com nervuras aparentes .....	25
<b>Figura 6</b> – Valores do coeficiente adicional $\gamma_n$ para pilares .....	26
<b>Figura 7</b> – Diagrama de interação para pilares de concreto armado.....	29
<b>Figura 8</b> – Tensões na seção de concreto no ELU por flexão pura.....	31
<b>Figura 9</b> – Domínios de estado-limite último de uma seção transversal.....	31
<b>Figura 10</b> – Seção retangular com armadura simples no estado-limite último .....	32
<b>Figura 11</b> – Transição do comportamento de viga para treliça.....	34
<b>Figura 12</b> – Planta de forma da fundação, nível +00.....	36
<b>Figura 13</b> – Planta de forma da cobertura, nível +345.....	37
<b>Figura 14</b> – Planta de forma do Barrilete, nível +550. ....	38
<b>Figura 15</b> - Planta de forma Tampa reservatório, nível +820. ....	39
<b>Figura 16</b> - Corte BB.....	39
<b>Figura 17</b> – Corte CC .....	40
<b>Figura 18</b> – Modelagem computacional.....	42
<b>Figura 19</b> – Isopleta de velocidade Básica $V_0$ .....	43
<b>Figura 20</b> - Exemplo de congestionamento de armadura. ....	45
<b>Figura 21</b> – Deslocamento das lajes do pavimento de cobertura .....	47
<b>Figura 22</b> – Deslocamentos das vigas.....	48
<b>Figura 23</b> – Áreas críticas E.L.U .....	49
<b>Figura 24</b> – Fissuras no jardim de inverno .....	50
<b>Figura 25</b> – Colapso do acabamento de gesso. ....	50
<b>Figura 26</b> – Esforços solicitantes no pilar P36.....	59
<b>Figura 27</b> – Projeto: Diagrama de interação do pilar P36.....	60
<b>Figura 28</b> – Modelagem: Diagrama de interação do pilar P36.....	60

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela 1</b> – Classe de agressividade ambiental (CAA).....	21
<b>Tabela 2</b> – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental .....	21
<b>Tabela 3</b> – Resistência característica a compressão do concreto .....	45
<b>Tabela 4</b> – Valores do cobrimento nominal da armadura. ....	46
<b>Tabela 5</b> – Deslocamentos globais .....	47

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Norma Técnicas
CAA	Classe de Agressividade do concreto
ELS	Estado-Limite Serviço
ELU	Estado-Limite Último
<i>et al.</i>	e outros
UNIFESSPA	Universidade do Sul e Sudeste do Pará
IEA	instituto de Engenharia do Araguaia
UFPA	Universidade Federal do Pará

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>14</b>
<b>1.1</b>	<b>Considerações iniciais</b> .....	<b>14</b>
<b>1.2</b>	<b>Objetivos</b> .....	<b>16</b>
1.2.1	Objetivo geral.....	16
1.2.2	Objetivo específico .....	16
<b>2</b>	<b>REFERENCIAL TEÓRICO</b> .....	<b>17</b>
<b>2.1</b>	<b>Métodos de análise computacional</b> .....	<b>17</b>
<b>2.2</b>	<b>Estados-limites últimos e de serviço</b> .....	<b>19</b>
<b>2.3</b>	<b>Durabilidade</b> .....	<b>20</b>
<b>2.4</b>	<b>Ancoragem e aderência de barras de aço no concreto</b> .....	<b>22</b>
<b>2.5</b>	<b>Lajes</b> .....	<b>24</b>
<b>2.6</b>	<b>Pilares</b> .....	<b>26</b>
<b>2.7</b>	<b>Vigas</b> .....	<b>30</b>
2.7.1	Resistência à flexão .....	30
2.7.2	Resistência ao cisalhamento .....	33
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA</b> .....	<b>35</b>
<b>3.1</b>	<b>Modelagem computacional</b> .....	<b>41</b>
<b>3.2</b>	<b>Verificações manuais</b> .....	<b>43</b>
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÃO</b> .....	<b>44</b>
<b>4.1</b>	<b>Análise crítica do projeto</b> .....	<b>44</b>
<b>4.2</b>	<b>Estado-limite de serviço (e.l.s)</b> .....	<b>46</b>
<b>4.3</b>	<b>Estado-limite último (e.l.u)</b> .....	<b>50</b>
4.3.1	Vigas .....	50
4.3.2	Lajes .....	56
4.3.3	Pilar .....	56
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS</b> .....	<b>63</b>
<b>5.1</b>	<b>conclusão</b> .....	<b>63</b>
<b>5.2</b>	<b>Sugestões para trabalhos futuros</b> .....	<b>65</b>
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	<b>66</b>

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Considerações iniciais

Nos últimos anos o Brasil vem se deparando com diversos acidentes estruturais, segundo Marcelli (2007), os acidentes estruturais podem ser causados por diversos fatores, desde erro de projeto e/ou falha nos métodos construtivos, falta de conhecimento técnico ou negligência. Para Souza (2009), os erros mais comuns em sinistros são a má avaliação dos carregamentos, modelagem inadequada da estrutura, detalhamento inadequado ou insuficiente, falta de controle de qualidade na fase de execução ou em manutenção das obras já concluídas. Vale ressaltar o caso de mudança de uso da edificação, ação do vento e influência de construções vizinhas. Esses fatores podem ocasionar manifestações patológicas na edificação.

Um exemplo notório é o caso do colapso estrutural do Real Class em 2014, localizado em Belém do Pará. Um estudo conduzido por Ribeiro e Oliveira (2018), com base em laudos do Centro de Perícia Renato Chaves e do Grupo de Análise Experimental de Estruturas e Materiais da UFPA, revelou que o edifício foi construído em desacordo com as normas vigentes. Tal construção apresentava grande flexibilidade, seções inadequadas para suportar os esforços e não considerava a provável incidência de ventos fortes.

De acordo com Manzione (2006), no contexto brasileiro, a preocupação com o projeto estrutural ainda não é suficiente, e isso acaba afetando negativamente muitas construções durante a fase de execução. Isso ocorre devido ao desenvolvimento de projetos em curto prazo, sem o detalhamento adequado e sem o acompanhamento técnico necessário. Além disso, muitas vezes, são utilizadas metodologias falhas e inadequadas às características e finalidade da obra. A durabilidade e confiabilidade de uma estrutura, por sua vez, dependem de uma série de fatores, começando pela concepção estrutural, que envolve a definição de formas, dimensões e arranjos de armaduras. Também são essenciais as especificações técnicas adequadas dos materiais e as recomendações precisas de execução, bem como a elaboração de planos de inspeção e manutenção preventiva, conforme apontam Roque e Junior (2005).

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) desempenha um papel fundamental ao disponibilizar normas e critérios que devem ser rigorosamente seguidos nos cálculos das estruturas e execução dos projetos na construção civil,

visando garantir a segurança e conforto dos usuários das edificações. Essas normas estabelecem os estados-limites de estruturas que devem ser respeitados, fornecendo orientações de cálculo que servem como parâmetros para os critérios analisados neste estudo.

É de extrema importância avaliar e respeitar os limites normativos, garantindo que a edificação seja segura e apresente qualidade em seu uso. De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), os estados limites de uma estrutura são divididos em Estado-Limite Último (ELU), relacionado ao colapso ou qualquer forma de ruína que possa ocorrer na edificação, e Estado-Limite de Serviço, relacionado às exigências funcionais, como aparência, conforto dos usuários e durabilidade da estrutura.

Os problemas mencionados anteriormente têm se tornado cada vez mais recorrentes na construção civil, e representam um risco significativo para a segurança estrutural das edificações. Essas questões afetam negativamente fatores essenciais relacionados à capacidade resistente das peças estruturais de concreto armado, tais como ancoragem e aderência de barras, resistência à compressão, flexão, tração e cisalhamento.

De acordo com Kimura (2007), todas as etapas de um projeto, desde sua concepção estrutural até o dimensionamento e detalhamento, são grandemente influenciadas pelo uso de software especializado. A utilização dessas ferramentas tem se mostrado precisa e eficiente para a obtenção dos esforços atuantes na estrutura, como evidenciado no estudo de Souza e Boaventura (2017), que compararam o uso de programas estruturais com cálculos manuais para estruturas de concreto armado e obtiveram resultados satisfatórios.

Com o aumento dos casos de sinistros e colapsos estruturais recentes, a modelagem computacional torna-se uma ferramenta valiosa para analisar as possíveis causas desses eventos. Ao criar modelos virtuais similares às estruturas reais e considerar ambientes críticos, é possível verificar se há discrepâncias com o projeto executivo, identificar falhas de construção e avaliar possíveis negligências em estudos de solo e/ou vento. A modelagem computacional oferece uma abordagem mais precisa e abrangente para investigar a integridade estrutural e garantir a segurança das edificações.

Diversos estudos na literatura têm empregado modelagens computacionais para realizar análises de estruturas, proporcionando conclusões favoráveis e detalhadas. Por exemplo, Silva e Camargo (2018) conduziram uma análise em um

ginásio poliesportivo em Goianésia – PA, concluindo que as patologias não eram resultado de falhas no projeto. Já Freitas, Costa, et al. (2018) investigaram um edifício em concreto armado com ocorrências de patologias estruturais em Belém-PA. Por sua vez, Brito, Duarte et al. (2018) utilizaram modelagem computacional para definir o melhor arranjo estrutural de um canal de água circulante. Tais estudos evidenciam a relevância e eficácia do uso da modelagem computacional para a análise e verificação da integridade estrutural das edificações.

Este estudo tem como objeto de análise um edifício de concreto armado localizado no campus da UNIFESSPA - IEA em Santana do Araguaia, Pará. A edificação em questão possui uma área construída de 1037 m<sup>2</sup> e foi inaugurada em 2020. Sua estrutura é composta por concreto armado, com alvenaria de vedação em tijolo cerâmico, e a cobertura é formada por lajes pré-moldadas treliçadas e lajes maciças. O foco da pesquisa é a identificação e avaliação de manifestações patológicas presentes na edificação, com o intuito de investigar se tais manifestações são decorrentes de falhas no projeto estrutural ou do processo construtivo. A análise minuciosa dos resultados permitirá compreender a origem dessas patologias.

## 1.2 Objetivos

### 1.2.1 Objetivo geral

Realizar uma análise técnica do projeto estrutural executivo, de acordo com critérios normativos da ABNT NBR 6118/2014, por meio de modelagem computacional utilizando o *software* comercial Eberick 2023.

### 1.2.2 Objetivo específico

Para melhor desenvolvimento da pesquisa foi definido os seguintes objetivos específicos:

- Analisar os projetos executivos;
- Realizar modelagem computacional da edificação em questão;
- Comparar os resultados obtidos na modelagem com o projeto executado;
- Verificar manualmente a capacidade resistente de elementos estruturais e comparar o projeto com a modelagem;



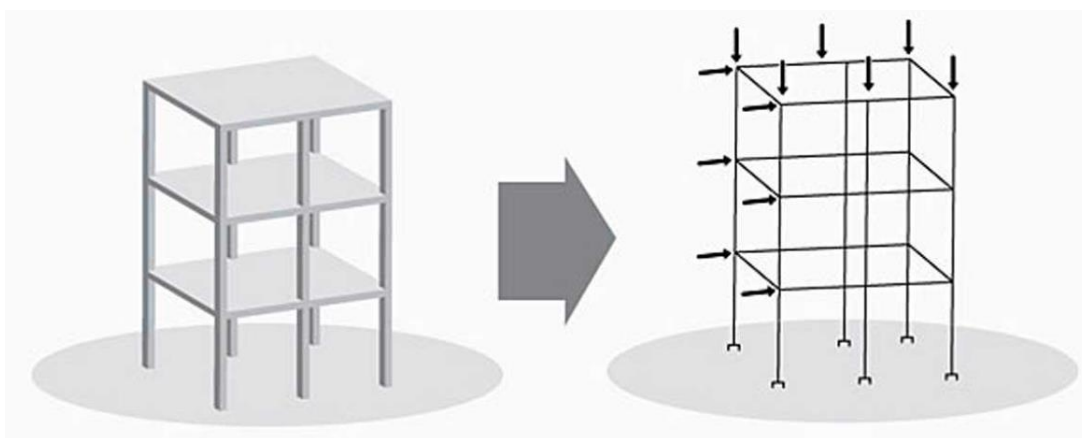
## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1 Métodos de análise computacional

A utilização de ferramentas computacionais tem se tornado imprescindível na elaboração de projetos estruturais, já que proporciona aumento de produtividade, qualidade e segurança, tornando o processo mais rápido e eficiente em comparação com o cálculo manual. Contudo, para obter os mesmos resultados, o trabalho manual seria exaustivo e demorado. A empresa Alto Qi é responsável pela comercialização do *software* de análise e dimensionamento estrutural Eberick 2023, que adota dois modelos de cálculo: analogia de grelha e pórtico espacial. O software ainda possui recursos como visualização em 3D da estrutura modelada e detalhamento dos elementos estruturais, seguindo as recomendações da ABNT NBR 6118:2014 (ALTOQI, 2021).

De acordo com Kimura (2007), a modelagem computacional deve representar com precisão o comportamento de uma estrutura real. Nesse sentido, o modelo de pórtico espacial é amplamente utilizado em softwares comerciais para análise de edificações. Esse modelo é composto por um modelo tridimensional de vigas e pilares representados por barras, apresentando seis graus de liberdade, conforme ilustrado na Figura 1.

**Figura 1** – Método de Análise de pórtico espacial



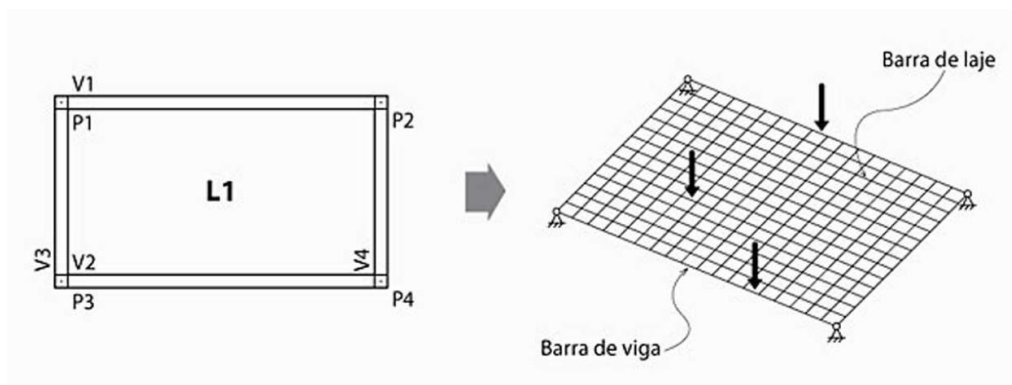
**Fonte:** KIMURA, (2007).

A análise da laje é realizada em um modelo bidimensional de grelha separado do modelo de pórtico espacial, permitindo a consideração dos esforços das lajes de forma isolada. Além disso, é possível analisar todos os elementos estruturais e a estabilidade global da estrutura, incluindo a possibilidade do acréscimo das ações horizontais na análise, conforme destacado por Dias (2019). Para Lins (2010), o

modelo de pórtico espacial é mais preciso, uma vez que possibilita a consideração de todos os esforços nos cálculos estruturais, incluindo os esforços cortantes, normais, momentos fletor e de torção nos elementos estruturais.

De acordo com Kimura (2007), o modelo de cálculo de analogia de grelha utiliza o método de elementos finitos para dimensionar lajes. Essa técnica envolve a subdivisão da laje em diversas faixas de barras, tanto na direção principal quanto na secundária, através de um processo chamado de discretização. Cada barra representa um trecho do pavimento e é conectada aos seus nós para concentrar os esforços, conforme mostrado na Figura 2.

**Figura 2** – Método de análise de grelhas



Fonte: KIMURA, (2007).

Segundo Barboza (2008), a divisão da laje em faixas ortogonais pré-determinadas com rigidez à flexão e à torção resulta em um dimensionamento mais refinado e uma distribuição de esforços mais eficiente, como apontado por Chagas (2012).

De acordo com a classificação baseada em sua rigidez, as conexões entre o pórtico espacial e o sistema de grelha podem ser classificadas em três tipos: conexões rígidas, que não permitem rotações e levam à transmissão completa do momento fletor entre as peças, conexões flexíveis, que resultam apenas em pontos de apoio sem continuidade entre os elementos, e conexões semirrígidas, que apresentam um comportamento intermediário entre as conexões rígidas e flexíveis, permitindo rotações parciais e transmitindo parcialmente os momentos fletores entre as peças estruturais.

A análise estrutural deve seguir as diretrizes estabelecidas pela ABNT NBR 6118 (2014), que indica a necessidade de um modelo estrutural apropriado ao objetivo da análise. Esse modelo deve levar em conta as características geométricas dos

elementos estruturais, as condições de contorno, os materiais a serem empregados e os carregamentos, de forma a determinar a distribuição dos esforços internos, tensões solicitantes, deformações e deslocamentos, podendo ser uma análise parcial ou total da estrutura.

## 2.2 Estados-limites últimos e de serviço

A estrutura pode entrar em estados em que não atende mais sua finalidade original, apresentando um risco de colapso. Para garantir sua segurança, funcionalidade e durabilidade, é necessário que a estrutura atenda aos requisitos estabelecidos. Durante sua vida útil, pode ocorrer uma redução em sua capacidade resistente ou desempenho em serviço, levando a condições insatisfatórias que não atendem aos estados limites.

Os estados limites, segundo a ABNT NBR 6118 (2014) e a ABNT NBR 8681 (2003), devem atender aos requisitos e critérios de capacidade resistente, desempenho em serviço e durabilidade, para garantir a segurança da estrutura de concreto armado. Trata-se de um método semi-probabilístico que se baseia na ponderação das ações solicitantes e na resistência dos materiais empregados. Segundo Süsskind (1985), o estado limite pode ser atingido pela combinação de diferentes fatores, como a incerteza da capacidade resistente da estrutura em relação ao material utilizado, imperfeições geométricas das seções e previsão de carregamento diferente do solicitado.

Devido à incerteza dos materiais, a ABNT NBR 6118 (2014) determinou coeficientes de ponderação para minorar a resistência e majorar as ações de solicitação, dessa forma, os estados limites são divididos em Estado Limite Último (ELU), que está relacionado à ruína e ao colapso da estrutura, e Estado Limite de Serviço (ELS), que está relacionado ao conforto dos usuários, à sensibilidade sensorial e à durabilidade, e é empregado para todos os elementos estruturais.

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), o ELU é caracterizado como a perda de equilíbrio da estrutura, o esgotamento da capacidade resistente total ou parcial considerando a redistribuição de esforços, os efeitos de segunda ordem, as solicitações dinâmicas e o colapso progressivo da estrutura. O dimensionamento dos elementos estruturais é realizado com base no ELU, levando em consideração as situações mais desfavoráveis, como se a estrutura estivesse próxima à ruína. O objetivo é evitar que a estrutura atinja esse estado, e para isso é considerada uma

margem de segurança estabelecida pelo coeficiente de ponderação. Esse coeficiente majora os esforços solicitantes e minora a resistência do concreto e do aço. Além disso, a ductilidade do elemento estrutural também é um fator significativo, pois permite uma deformação gradual antes de atingir a ruptura, o que alerta os usuários sobre a necessidade de intervenções para garantir a segurança da edificação (DIAS, 2019).

O Estado-Limite de Serviço (ELS) refere-se à condição em que a edificação não pode ser utilizada de maneira adequada devido a questões relacionadas ao conforto do usuário, durabilidade, aparência e funcionalidade da estrutura. Mesmo que a capacidade resistente não tenha sido atingida, o ELS pode ser alcançado. Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), o ELS pode ser dividido em quatro tipos: Estado-Limite de formação de fissura (ELS-F), que ocorre quando a probabilidade de formação de fissuras de flexão é alta, causada pela tensão de tração máxima na seção transversal que é igual à resistência à tração do concreto à flexão; Estado-Limite de abertura de fissura (ELS-W), que é alcançado quando as fissuras atingem uma abertura máxima especificada pela NBR 6118:2014; Estado-Limite de deformações excessivas (ELS-DEF), que é alcançado quando o deslocamento ultrapassa os valores estipulados pela NBR 6118:2014; e Estado-Limite de vibrações excessivas (ELS-VE), que ocorre quando as vibrações excedem os limites estabelecidos pela norma.

### 2.3 Durabilidade

A durabilidade de uma estrutura de concreto armado é influenciada pelas propriedades dos materiais utilizados em sua composição, bem como pelas condições ambientais às quais está exposta. De acordo com Helene (2001), quatro fatores têm impacto direto na durabilidade de uma edificação de concreto armado: a composição do traço do concreto, o adensamento do concreto na estrutura, o processo de cura do concreto e o cobrimento da armadura, além disso, a resistência do concreto também é uma característica importante a ser considerada.

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), a durabilidade de uma estrutura de concreto armado é a sua capacidade de resistir às influências ambientais previstas. Para garantir essa durabilidade, é utilizado o cobrimento nominal das peças estruturais de concreto armado, baseado na classe de agressividade ambiental. Essa relação é aplicada às ações físicas e químicas que atuam sobre a estrutura, independentemente das ações mecânicas. A Tabela 1 apresenta a classes de

agressividade ambiental (CAA), enquanto a Tabela 2 apresenta a relação do cobrimento nominal com a CAA.

**Tabela 1 – Classe 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 <sup>a, b</sup>	Pequeno
III	Forte	Marinha <sup>a</sup>	Grande
		Industrial <sup>a, b</sup>	
IV	Muito forte	Industrial <sup>a, c</sup>	Elevado
		Respingos de maré	

<sup>a</sup> 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).

<sup>b</sup> 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.

<sup>c</sup> Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

**Fonte:** ABNT NBR 6118 (2014).

**Tabela 2 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental**

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 01)			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje <sup>b</sup>	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo <sup>d</sup>	30		40	50
Concreto Protendido <sup>a</sup>	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

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

<sup>b</sup> 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  $\geq 15$  mm.

<sup>c</sup> 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.

<sup>d</sup> No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45$  mm

**Fonte:** ABNT NBR 6118 (2014).

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), é recomendado que, para as edificações localizadas em zona urbana, o concreto utilizado tenha resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ ) mínima de 25 MPa, com o objetivo de garantir melhor desempenho e durabilidade da construção, além de atender a vida útil de projeto estabelecida, que deve ser de no mínimo 50 anos, conforme especificado na ABNT NBR 15575-1, (2013).

## 2.4 Ancoragem e aderência de barras de aço no concreto

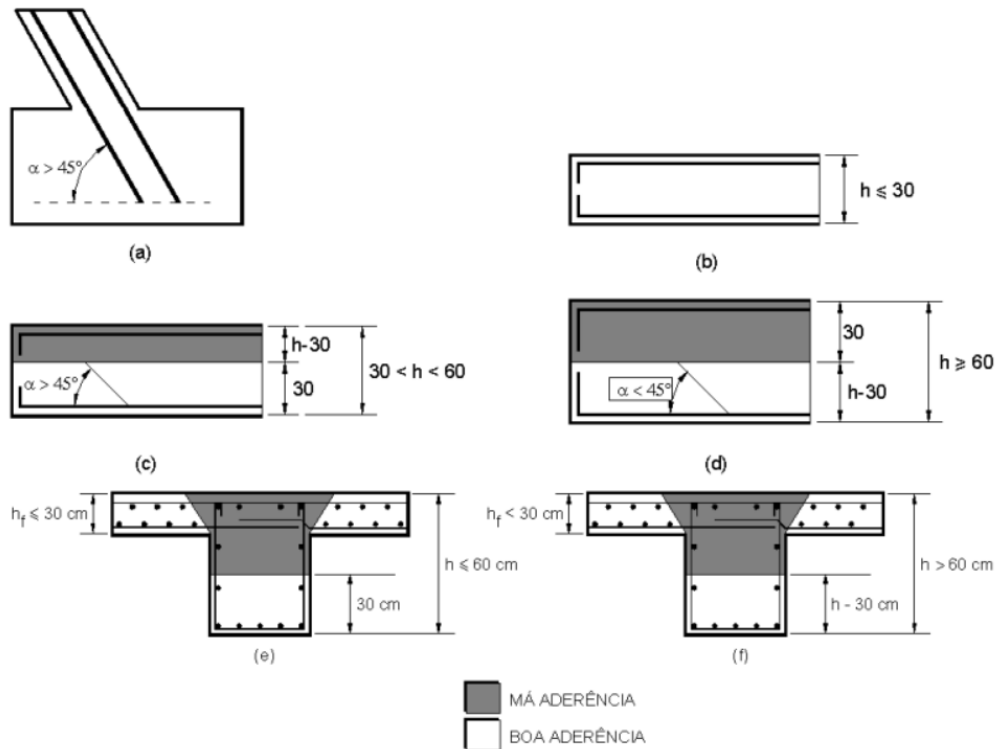
A boa aderência entre a armadura de aço e o concreto armado é crucial para o desempenho adequado da estrutura, uma vez que a relação entre os dois materiais de composição diferente funciona como um mecanismo de transferência de força da barra de aço para o concreto, por meio de tração e/ou compressão. É fundamental que o aço e o concreto trabalhem em conjunto, com suas deformações equivalentes, para garantir o funcionamento adequado do concreto armado (BASTO, 2018; ASSIS JUNIOR, 2005).

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), a ancoragem dos esforços pode ser obtida por meio de comprimentos retos ou com grande raio de curvatura, podendo ser seguida ou não de ganchos. No caso das barras de aço da armadura longitudinal sujeitas a esforços de tração, as extremidades podem ser ancoradas com ganchos semicirculares, com ponta reta de comprimento superior a  $2\phi$ ; com ângulo interno de  $45^\circ$  e ponta reta de comprimento não inferior a  $4\phi$ ; ou com ângulo reto, desde que o comprimento não seja inferior a  $8\phi$ . Já no caso das barras lisas, os ganchos devem ser semicirculares.

Os critérios para determinar as condições de boa ou má aderência das barras de aço são estabelecidos pela ABNT NBR 6118 (2014). Para que a aderência seja considerada boa, devem ser cumpridas as seguintes condições: inclinação da barra maior que  $45^\circ$  em relação à horizontal, ou então, para elementos estruturais com  $h < 60$  cm, a barra pode ser horizontal ou inclinada em até  $45^\circ$  em relação à horizontal, desde que esteja localizada no máximo a 30 cm acima da face inferior do elemento; para elementos estruturais com  $h > 60$  cm, a barra pode ser horizontal ou inclinada em até  $45^\circ$  em relação à horizontal, desde que esteja localizada no mínimo a 30 cm abaixo da face superior do elemento. A má aderência é definida como a não conformidade com estes critérios (DIAS, 2019).

Segundo Oliveira (2005), a classificação de elementos em zona de aderência e baseada no fenômeno de exsudação, desta forma há um acréscimo de 43% no comprimento de ancoragem de barras locadas em zonas consideradas de má aderência, representada na Figura 3.

**Figura 3 – Situação de boa e má aderência**



Fonte: PROMON, (1979).

A norma ABNT NBR 6118 (2014) apresenta um procedimento de cálculo para determinar o comprimento de ancoragem exigido para ancorar e suportar a  $A_s f_{yd}$  nas barras de aço. Inicialmente, deve-se determinar o comprimento de aderência ( $f_{bd}$ ) por meio da seguinte equação:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (6.1)$$

Onde:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctd,inf}}{\gamma_c}$$

$\eta_1 = 1,0$  para barras lisas;

$\eta_1 = 1,4$  para barras entalhadas;

$\eta_1 = 2,25$  para barras nervuradas;

$\eta_2 = 1,0$  para situação de boa aderência;

$\eta_2 = 1,0$  para situação de má aderência;

$\eta_3 = 1$  para  $\phi < 32$  mm;

$\eta_3 = \frac{132-\phi}{100}$ ,  $\phi < 32$  mm;

O comprimento da ancoragem é dado pela equação 6.2:

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} \geq 25\phi \quad (6.2)$$

E o comprimento necessário de ancoragem ( $l_{b, nec}$ ) é dado pela equação 6.3:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \quad (6.3)$$

Onde:

$\alpha = 1,0$  para barras sem gancho;

$\alpha = 0,7$  para barras tracionadas com ganchos;

$l_b$  é o comprimento de ancoragem;

$l_{b,min}$  é o maior valor entre  $0,3l_b$ ,  $10\phi$  e  $100$  mm;]

$\phi$  é o diâmetro da barra;

$f_{bd}$  é a resistência de aderência de cálculo da armadura passiva;

$f_{yd}$  é a resistência ao escoamento de cálculo da armadura passiva;

$A_{s,calc}$  é a área da armadura calculada;

$A_{s,ef}$  é a área da armadura efetiva.

## 2.5 Lajes

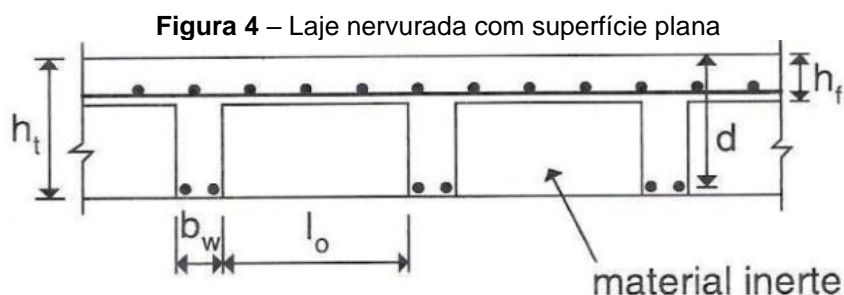
De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), as lajes são elementos de superfície plana sujeitos a esforços normais em relação ao seu plano. Para Araújo (2003), a laje é um elemento plano bidimensional que trabalha principalmente à flexão, destinado a receber carga e transmiti-la aos elementos estruturais de apoio (vigas ou pilares). Existem diversos tipos de lajes, como nervuradas e maciças, entre outras.

As lajes maciças apresentam diferentes critérios de caracterização, como a forma geométrica, os tipos de vínculos nos apoios e a direção (unidirecional e bidirecional) (BASTO, 2021). A espessura da laje pode variar de 7 a 16 cm, de acordo com o item 13.2.4.1 da ABNT NBR 6118 (2014). As lajes maciças são utilizadas em diversos tipos de edificações, como edifícios de múltiplos pavimentos, muros de arrimo, escadas, reservatórios, edificações de grande porte, como escolas, indústrias, hospitais, pontes e viadutos, entre outras. No entanto, não é comum o uso de lajes maciças em edificações de pequeno porte, pois apresentam um custo elevado e aumento significativo do peso próprio, principalmente em vãos maiores, quando comparadas às lajes nervuradas pré-fabricadas (BASTO, 2021;.OLIVEIRA, 2020).

Uma laje nervurada é um tipo de sistema estrutural que busca afastar o concreto da seção transversal da linha neutra, aumentando a altura da laje e, assim, proporcionando um maior braço de alavanca. Isso é feito através da criação de um conjunto de nervuras conforme a Figura 5, geralmente em uma ou em duas direções, com espaçamentos uniformes entre si. Essas nervuras podem ser moldadas in loco

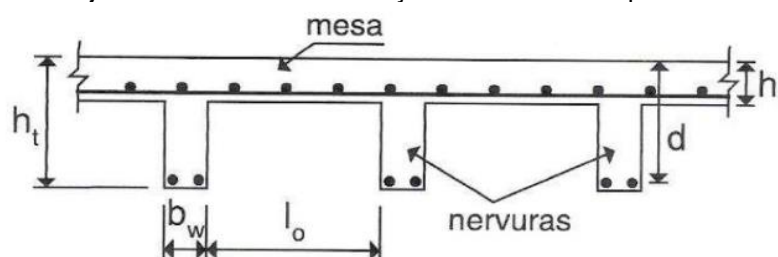


ou pré-moldadas (CARVALHO, 2014). Para efeitos de análise, o sistema pode ser comparado a uma grelha de barras uniformes, sendo que a zona de tração para momentos positivos está localizada nas nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte conforme na Figura 4. Essas características são estabelecidas pelo item 14.7.7 da ABNT NBR 6118 (2014).



Fonte: ARAUJO, (2003).

**Figura 5 – Laje nervurada em uma direção com nervuras aparentes**



Fonte: ARAUJO, (2003).

Conforme Filho (2014), as lajes podem apresentar três tipos de vinculações: apoiadas, quando as bordas estão sobre as vigas ou paredes; livres, quando não possuem nenhuma vinculação nas bordas; e engastadas, quando apresentam continuidade além do apoio. A escolha da vinculação adequada depende das características da estrutura e dos elementos de suporte, bem como das cargas que a laje irá receber. O projeto estrutural deve definir com precisão a vinculação de cada laje, a fim de garantir a segurança e a estabilidade da estrutura como um todo.

A ABNT NBR 14859-1 (2016) define a capa de concreto como a placa superior da estrutura da laje e sua espessura é mensurada a partir da face do elemento de enchimento. De acordo com a norma, a camada de concreto da capa deve atingir uma resistência mínima característica à compressão ( $f_{ck}$ ) de 20 MPa após 28 dias de cura. A norma ABNT NBR 6118 (2014) estabelece critérios e requisitos técnicos para o projeto, dimensionamento, execução e controle de qualidade dos elementos de concreto armado.

## 2.6 Pilares

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), os pilares são elementos estruturais lineares com eixo reto, geralmente posicionados verticalmente, que estão sujeitos predominantemente a forças normais de compressão. O dimensionamento dos pilares é realizado levando em consideração os esforços externos solicitantes de cálculo, como o esforço normal, momento fletor e esforços cortantes. Essa análise é necessária devido à assimetria dos vãos, dos carregamentos e desbalanceamento das vigas.

A determinação das dimensões dos pilares é uma etapa importante no seu dimensionamento. Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), a seção transversal dos pilares não pode apresentar dimensão menor que 19 cm, no entanto, em casos especiais, é permitido adotar dimensões entre 19 e 14 cm, desde que seus esforços de cálculo sejam multiplicados por um coeficiente adicional  $\gamma_n$ , conforme indicado na Figura 6, para majorar os esforços solicitantes de cálculo nos pilares. Além disso, os pilares não podem apresentar seção transversal de área inferior a 360 cm<sup>2</sup>. Essas características geométricas são fundamentais para garantir a estabilidade e resistência da estrutura.

**Figura 6** – Valores do coeficiente adicional  $\gamma_n$  para pilares

$b$ cm	$\geq 19$	18	17	16	15	14
$\gamma_n$	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

onde  
 $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b$ ;  
 $b$  é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm).  
 NOTA O coeficiente  $\gamma_n$  deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

Os pilares podem ser classificados com base no índice de esbeltez ( $\gamma$ ), sendo definido pela Equação 6.4

$$\gamma = \frac{l_e}{i} \quad (6.4)$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (6.5)$$

Onde:

$l_e$  é o comprimento equivalente do elemento;

$i$  é o raio de giração mínimo da seção;

$I$  é o momento de inércia relativo ao plano de flexão;

$A$  é a área da seção transversal.

O comprimento de flambagem de um pilar ( $l_e$ ) é definido como a distância entre os eixos das vigas nas quais o pilar está situado. De acordo com essa definição, os pilares podem ser considerados como barras com nós articulados fixos (Fusco, 2008).

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), o método de dimensionamento de pilar-padrão com curvatura aproximada pode ser utilizado em pilares com índice de esbeltez menor ou igual a 90 ( $\gamma \leq 90$ ), com seção e armaduras constantes e simétricas. Além disso, a norma estabelece que os esforços locais de segunda ordem em elementos isolados podem ser desconsiderados quando o índice de esbeltez for menor que o valor limite  $\gamma_1$ , que é definido na equação 6.6:

$$\gamma_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \left(\frac{e_1}{h}\right)}{\alpha_b}, \quad \text{com } 35 \leq \gamma_1 \leq 90 \quad (6.6)$$

De acordo com McGregor (2011), os pilares podem ser submetidos a momentos além das cargas axiais, resultantes dos esforços de vento, dos momentos fletores das ligações com as vigas e da aplicação de forças locais fora do centro de gravidade da seção transversal. Essas cargas geram as excentricidades de primeira ordem nos pilares, que são definidas pela equação 6.7:

$$e_i = \frac{M_i}{N} \quad (6.7)$$

A verificação do estado-limite último também leva em consideração as imperfeições geométricas globais e locais nas estruturas de concreto, decorrentes do desaprumo ou falta de retilineidade das peças causados por erros humanos durante a construção, que podem gerar desvios dos eixos das peças afetando a estabilidade (DIAS, 2019). Além disso, as excentricidades acidentais são definidas pela equação 6.8:

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{H}} \quad (6.8)$$

Onde:

$H$  é a altura total da edificação, em metros.

A excentricidade de primeira ordem é a soma das excentricidades iniciais e acidentais, podendo ser substituída pela consideração do momento mínimo de primeira ordem, conforme definido pela equação 6.11:

$$e_1 = e_i + e_a \geq e_{1,min} \quad (6.9)$$

$$e_{1,min} = 0,015 + 0,03 \cdot h \quad (6.10)$$

$$M_{1d,min} = N_d \cdot (0,015 + 0,03h) \quad (6.11)$$

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), quando a estrutura é submetida a esforços verticais e horizontais, os nós sofrem deslocamentos, gerando esforços de segunda ordem, conhecidos como efeitos globais de segunda ordem, que afetam os esforços solicitantes dos eixos dos pilares. Conseqüentemente, surgem os efeitos locais de segunda ordem, como definidos na equação 6.12

$$e_2 = \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \quad (6.12)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \cdot (v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (6.13)$$

$$v = \frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (6.14)$$

Onde:

$A_c$  é a área da seção bruta de concreto;

$l_e$  é o comprimento equivalente de pilar;

Os efeitos de segunda ordem podem ser determinados pelo método do pilar padrão por curvatura aproximada, onde o momento fletor do pilar (ABNT NBR 6118, 2014), deve ser definido pela Equação 6.15:

$$M_{d,tot} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_{sd} \cdot e_2 \geq M_{1d,A} \quad (6.15)$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{A_c \cdot h \cdot f_{sd}} \quad (6.16)$$

$$\mu = v \cdot \frac{e_{tot}}{h} \quad (6.17)$$

Onde:

$\alpha_b = (0,6 + 0,4 \cdot \frac{M_B}{M_A} \geq 0,4)$  para pilares biapoiados sem cargas transversais ( $M_A$  é o maior momento de 1ª ordem);

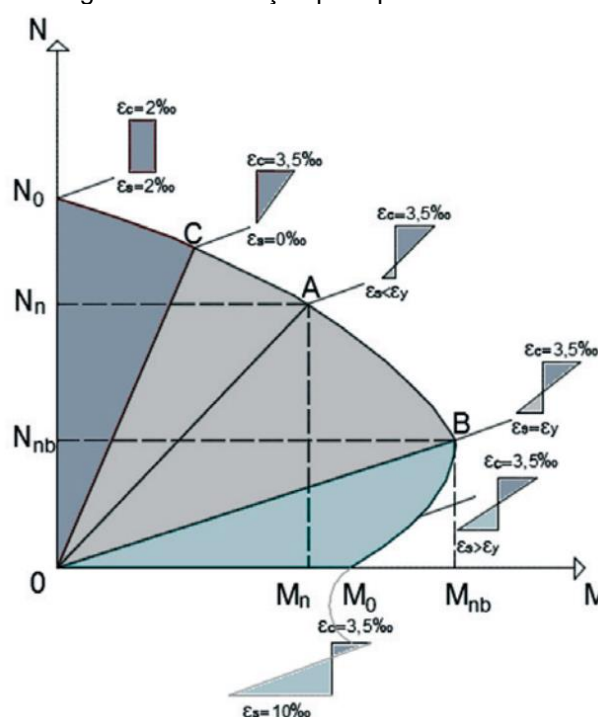
$\alpha_b = 1$  para pilares biapoiados com cargas transversais;

$\alpha_b = (0,8 + 0,2 \cdot \frac{M_c}{M_a})$  para pilares em balanço.

Venturini (1990), desenvolveu ábacos com superfícies de interação para determinar a taxa de aço em pilares. Cada ponto nessas superfícies de interação corresponde a uma combinação de carga axial e momento fletor que levaria o pilar à ruína, conforme ilustrado na Figura 07. A partir dos valores de "v" e "μ", obtidos pelas equações 6.14, 6.16 e 6.17, respectivamente, pode-se calcular o coeficiente "ω" e, em seguida, determinar a armadura do pilar usando a Equação 6.18.

$$A_s = \omega \cdot \frac{A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (6.18)$$

**Figura 7** – Diagrama de interação para pilares de concreto armado



Fonte: TAPAJÓS *et al.*, (2016).

Na Figura 7, o ponto A representa uma combinação de força normal e momento fletor que pode levar o pilar à ruína, qualquer combinação de esforços que resulte em um ponto dentro da curva é considerada um estado de carregamento seguro, enquanto qualquer ponto fora da curva indica uma combinação de esforços que excede a capacidade resistente do elemento. As linhas radiais, como a linha OA, representam a excentricidade do carregamento, e o ponto B indica a combinação de

esforços para uma ruptura balanceada, onde a ruptura é controlada pela compressão acima desse ponto e pela tração abaixo. Combinações de esforços acima da linha OC indicam situações críticas, onde a ruína pode ocorrer sem deformações de tração no elemento (ou seja, sem fissuração) (TAPAJÓS et al., 2016).

## 2.7 Vigas

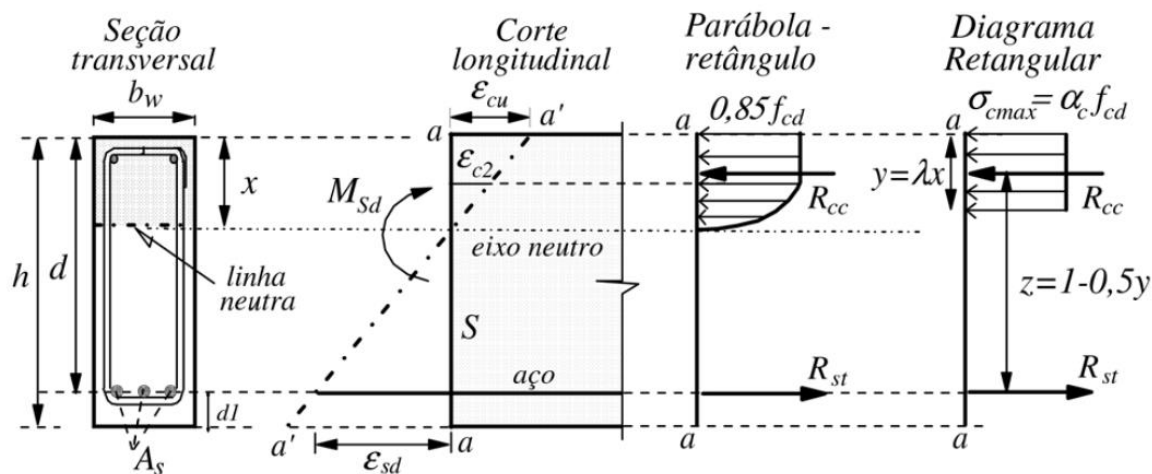
A norma ABNT NBR 6118 (2014) estabelece que vigas são elementos lineares em que a flexão é preponderante, sendo que um elemento linear é definido como aquele em que o comprimento longitudinal é pelo menos três vezes maior que a maior dimensão da seção transversal, também sendo denominado como barra.

### 2.7.1 Resistência à flexão

Segundo Clímaco (2016), o processo de dimensionamento de uma peça submetida à flexão envolve a definição das dimensões da seção transversal da peça e das áreas das armaduras, garantindo uma margem de segurança ao estado limite último, além da verificação do comportamento da peça aos estados limites de serviço e fissurações aceitáveis.

A norma ABNT NBR 6118 (2014) estabelece algumas premissas fundamentais para a análise dos esforços resistentes em elementos lineares, são elas: as seções transversais mantêm-se planas após a deformação; a deformação em cada barra de aço é a mesma do concreto em seu entorno, desde que haja aderência entre ambos; no estado-limite último, despreza-se a resistência do concreto à tração; o alongamento máximo do aço de tração é limitado a 10‰ para evitar deformações plásticas excessivas; a distribuição de tensões de compressão no concreto é feita pelo diagrama parábola-retângulo ou pelo diagrama retangular simplificado com altura  $y=0,8x$ , conforme ilustrado na Figura 8; e o encurtamento de ruptura do concreto é de 2‰ na compressão simples e de 3,5‰ na flexão simples.

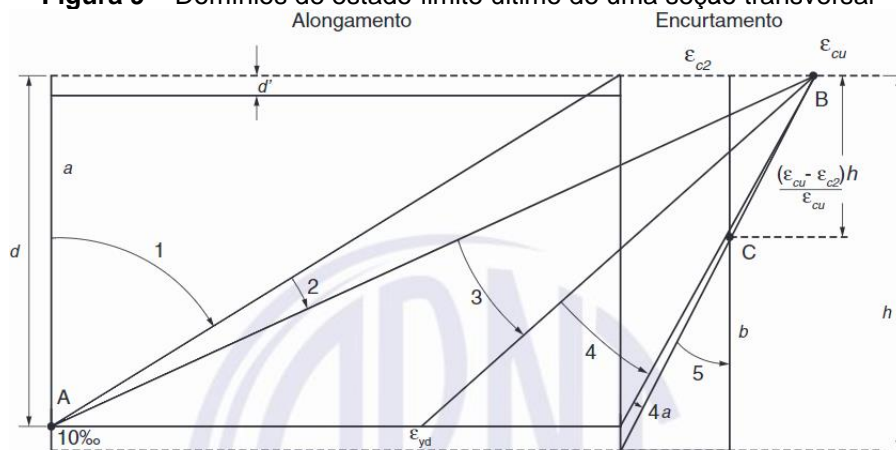
**Figura 8** – Tensões na seção de concreto no ELU por flexão pura



Fonte: CLÍMACO, (2016).

Com base na hipótese apresentada, o domínio de deformação refere-se ao intervalo de deformações que uma seção transversal de um elemento estrutural pode suportar antes de atingir o estado limite último (ELU). Segundo Clímaco (2016), o termo "domínio de deformações" representa graficamente todas as possíveis situações convencionais em projeto para a ruptura da seção transversal de um elemento linear de concreto armado no Estado Limite Último (ELU) por solicitação normal. A ABNT NBR 6118 (2014) definiu cinco domínios de deformação no ELU, com diferentes características de solicitações e dimensões de armadura apresentado na Figura 9.

**Figura 9** – Domínios de estado-limite último de uma seção transversal



Fonte: ABNT NBR 6118, (2014).

Com base nas recomendações normativas, o dimensionamento de elementos estruturais submetidos à flexão é realizado considerando o domínio 2 e o domínio 3. No domínio 2, a seção transversal é dimensionada de forma que o aço atinja seu alongamento máximo sem atingir o encurtamento máximo do concreto. Já no domínio

3, ocorre o rompimento da peça por flexão com o escoamento do aço junto com o esmagamento do concreto. Caso a seção transversal esteja no domínio 4, onde o esmagamento do concreto acontece sem o escoamento do aço, é necessário utilizar armadura dupla na seção (DIAS, 2019). Essas recomendações normativas visam garantir a segurança e a durabilidade das estruturas submetidas à flexão.

Conforme apresentado por Clímaco (2016), o dimensionamento da seção transversal de um elemento estrutural é realizado por meio de fórmulas que levam em conta a compatibilidade de deformações e o equilíbrio das seções, garantindo que o momento solicitante de cálculo não ultrapasse o binário resistente ( $M_{sd} \leq M_{Rd}$ ). A Figura 10 ilustra uma seção retangular com armadura simples no estado-limite último e, a partir do equilíbrio de esforços, são obtidas as equações 6.19, 6.20 e 6.21:

$$R_{cc} \cdot z = R_{st} \cdot z = M_{sd} \quad (6.19)$$

$$R_{cc} = 0,85f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,8x \quad (6.20)$$

$$R_{st} = \sigma_{sd} \cdot A_s \quad (6.21)$$

Onde:

$R_{cc}$  é a força resultante da compressão do concreto;

$R_{st}$  é a força resultante da tração do aço;

$b_w$  é a largura da seção.

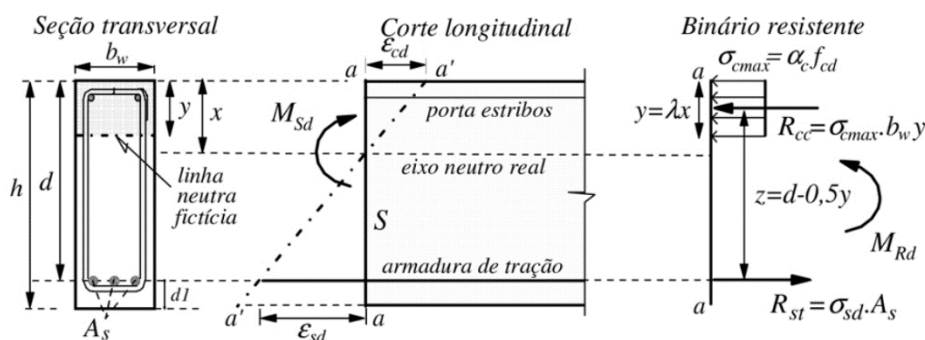
Substituindo a equação 6.20 na Equação 6.19, temos:

$$0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,8x \cdot z = M_{sd} \quad (6.22)$$

Onde,  $z = d - 0,4x$ ,  $d$  é a altura útil da seção, logo temos:

$$0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,8x \cdot (d - 0,4x) = M_{sd} \quad (6.23)$$

**Figura 10** – Seção retangular com armadura simples no estado-limite último



Fonte: CLÍMACO, (2016).



A posição  $x$  da linha neutra da seção retangular com armaduras simples, pode ser definida pelas equações 6.24 e 6.25, logo temos:

$$M_{sd} = \sigma_{sd} \cdot A_s \cdot (d - 0,4x) \quad (6.24)$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{\sigma_{sd} \cdot z} \quad (6.25)$$

Com o objetivo de simplificar o processo de dimensionamento, são empregados alguns coeficientes adicionais. Um exemplo é o coeficiente  $K_z$ , que pode ser obtido a partir da multiplicação da equação 6.26 por  $d/d$ , logo temos:

$$K_z = \frac{z}{d} \quad (6.26)$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{\sigma_{sd} \cdot d \cdot K_z} \quad (6.27)$$

O coeficiente  $K_{md}$ , que é associado à largura ( $b_w$ ) é altura útil ( $d$ ) da seção transversal e resistência de cálculo do concreto à compressão ( $f_{cd}$ ), são definidas pela a Equação 6.28:

$$K_{md} = \frac{M_{sd}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (6.28)$$

$$K_x = \frac{x}{d} = \beta_x \quad (6.29)$$

Os coeficientes adimensionais são utilizados para identificar o domínio de deformações do Estado Limite Último (ELU) no dimensionamento à flexão. Conhecendo um desses coeficientes, é possível determinar os outros por meio de uma tabela com limites estabelecidos pela ABNT NBR 6118 (2014).

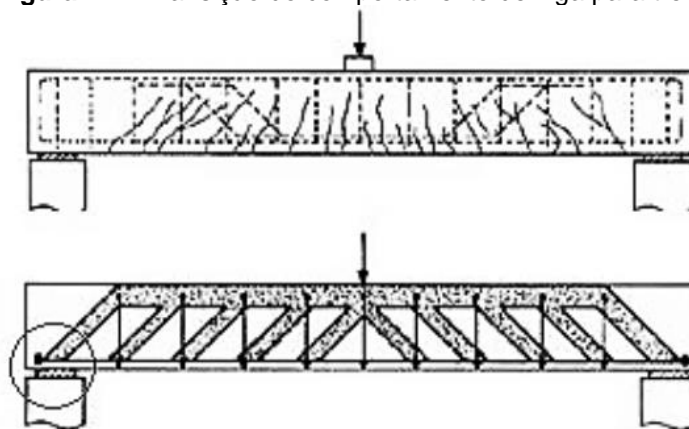
### 2.7.2 Resistência ao cisalhamento

Segundo Clímaco (2016) as forças cortantes e momentos fletores que atuam em elementos estruturais lineares geram o cisalhamento por força cortante ou cisalhamento na flexão. Esse tipo de esforço é resistido por meio de armadura transversal, que é dimensionada de forma compatível com a armadura longitudinal de flexão.

De acordo com Fusco (2008), quando uma viga é submetida a uma grande intensidade de carregamento e atinge um elevado estado de fissuração, seu comportamento passa a se assemelhar ao de uma treliça. Nesse contexto, a analogia mais usual para o dimensionamento de estruturas de concreto armado submetidas a

tensões de cisalhamento é a treliça clássica de Morsch, conforme ilustrado na Figura 11.

**Figura 11** – Transição do comportamento de viga para treliça



**Fonte:** Adaptada de Fusco, (2008).

De acordo com a norma brasileira ABNT NBR 6118 (2014), que se baseia na analogia das treliças, a resistência do elemento estrutural no estado limite último deve satisfazer as seguintes condições para tensões de cisalhamento:

$$V_{sd} \leq V_{rd2} \text{ (verificação da biela comprimida de concreto)}$$

$$V_{sd} \leq V_{rd3} = V_c + V_{sw} \text{ (Verificação da biela tracionada, aço)}$$

Onde:

$V_{sd}$  é a força cortante de cálculo na seção;

$V_{rd2}$  é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;

$V_{rd3}$  é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal

$V_c$  é a parcela de força cortante resistida por mecanismo complementares ao modelo em treliça;

$V_{sw}$  é a parcela de força cortante resistida pela armadura transversal;

A ABNT NBR 6118 (2014) apresenta dois modelos de cálculo para o dimensionamento da armadura de cisalhamento. O modelo I é baseado na treliça clássica de Morsch, permite diagonais de compressão inclinadas a  $45^\circ$  em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e assume que a parcela complementar  $V_c$  possui um valor constante, independente de  $V_{sd}$ . A verificação da compressão diagonal do concreto é apresentada na equação 6.30, e a da armadura transversal é apresentada na Equação 6.31:

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d; \quad \alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (6.30)$$

$$V_{rd3} = (0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d) + \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\text{sen } \alpha + \cos \alpha) \quad (6.31)$$

Onde:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$$

$V_c = V_{c0} = (0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d)$  na flexão simples e na flexo-tração com linha neutra cortando a seção;

$b_w$  é a menor largura da seção;

$d$  é a altura útil;

$s$  é o espaçamento entre elementos da armadura transversal;

$f_{ywd}$  é a tensão na armadura transversal passiva, limitada ao valor  $f_{yd}$ .

O modelo II é baseado na treliça generalizada de Rusch, que permite a inclusão de diagonais de compressão inclinadas em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, com o ângulo  $\theta$  variando livremente entre  $30^\circ$  e  $45^\circ$ . Além disso, esse modelo também considera que a parcela complementar  $V_c$  sofra redução à medida que  $V_{sd}$  aumenta. A verificação da compressão diagonal do concreto é apresentada na equação 6.32, e a da armadura transversal é apresentada na Equação 6.33:

$$V_{rd2} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot \text{sen}^2 \theta \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta); \alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (6.32)$$

$$V_{rd3} = V_c + V_{sw} \geq V_{sd} \quad (6.33)$$

Onde:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \text{sen } \alpha \quad (6.34)$$

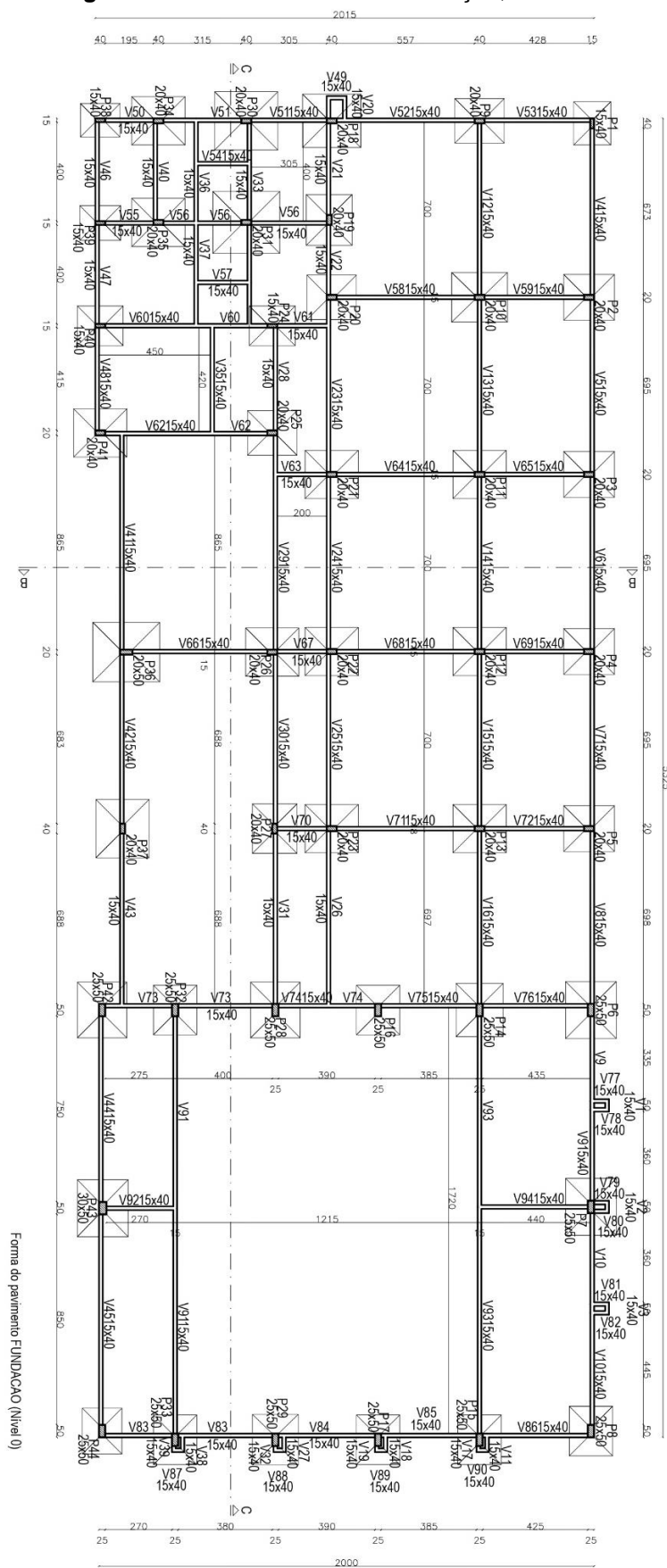
$V_c = V_{c1}$  na flexão simples e na flexo tração com a linha neutra cortando a seção:

$$V_{c1} = \frac{V_{c0} \cdot (V_{ed2} - V_{sd})}{V_{rd2} - V_{c0}} \quad (6.35)$$

### 3 METODOLOGIA

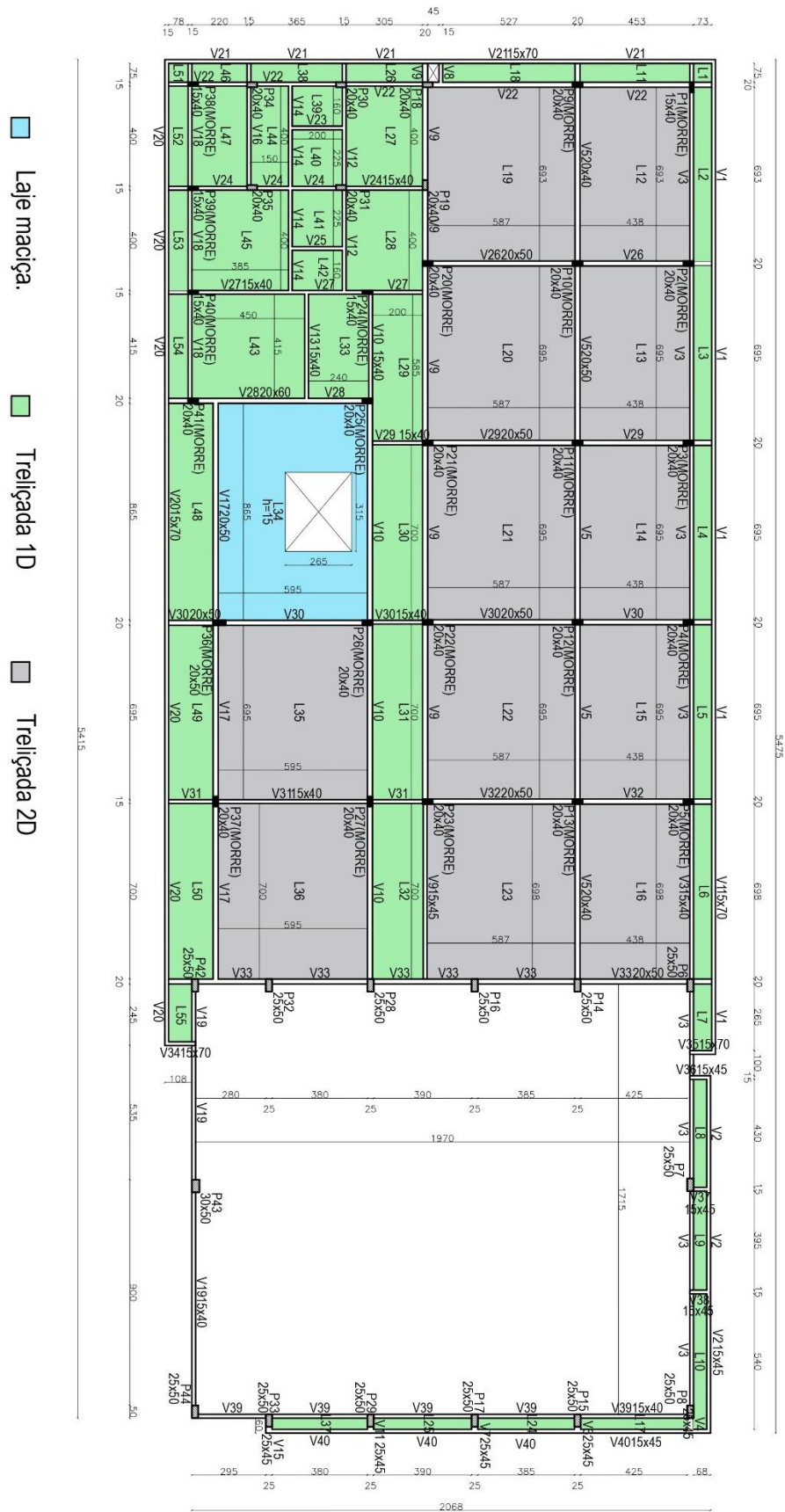
O presente estudo tem como finalidade realizar uma análise quantitativa, com o propósito de verificar a segurança estrutural do bloco de laboratório da UNIFESSPA-IEA. O objeto de estudo, é composto por concreto convencional (concreto armado), vigas, pilares, laje de cobertura unidirecional e bidirecional, que apresentam patologias visíveis na região do jardim interno da edificação. As Figuras 12 a 15 representam as plantas de forma e as figuras 16 e 17 representam os cortes do objeto de estudo.

Figura 12 – Planta de forma da fundação, nível +00.



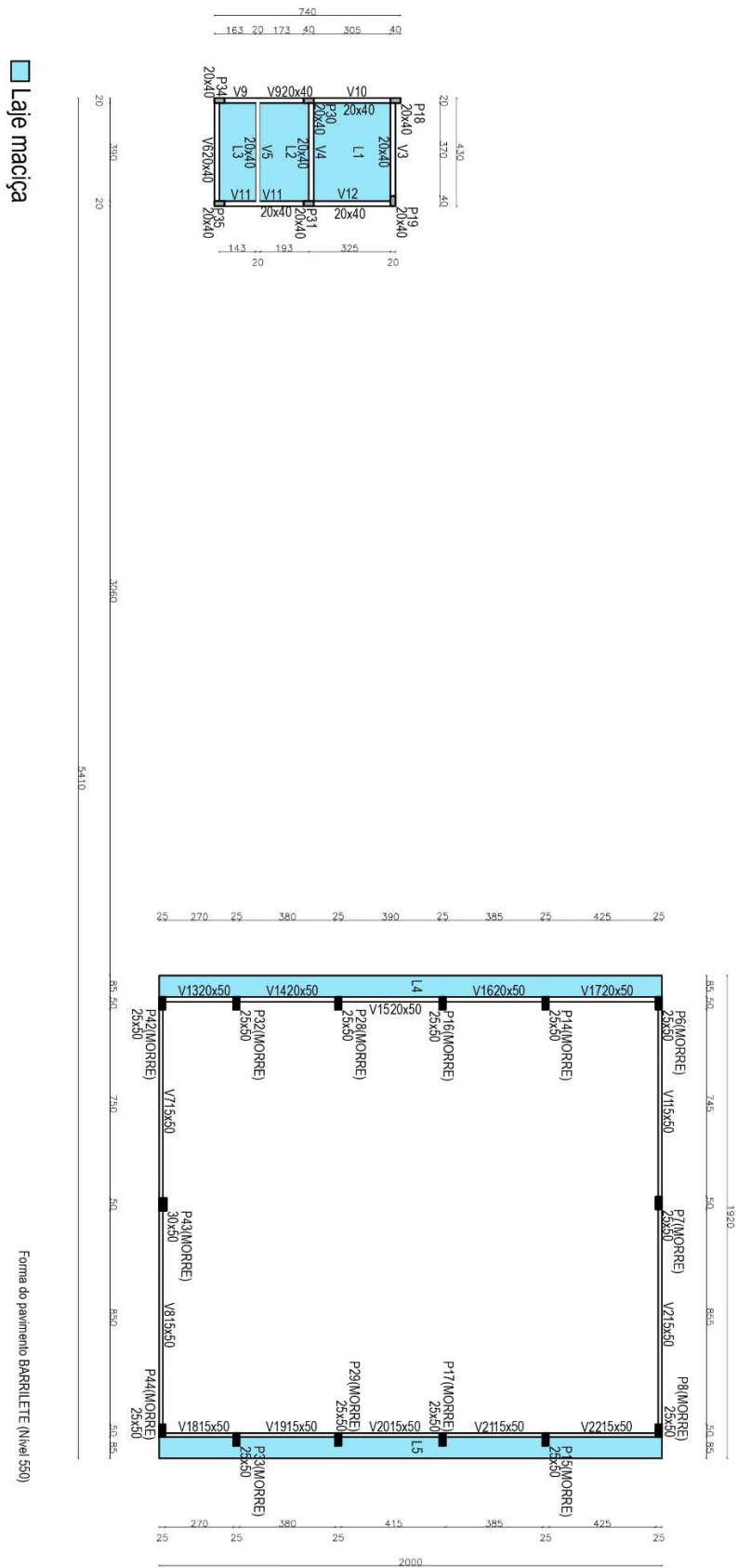
Fonte: Autor, (2023).

Figura 13 – Planta de forma da cobertura, nível +345.



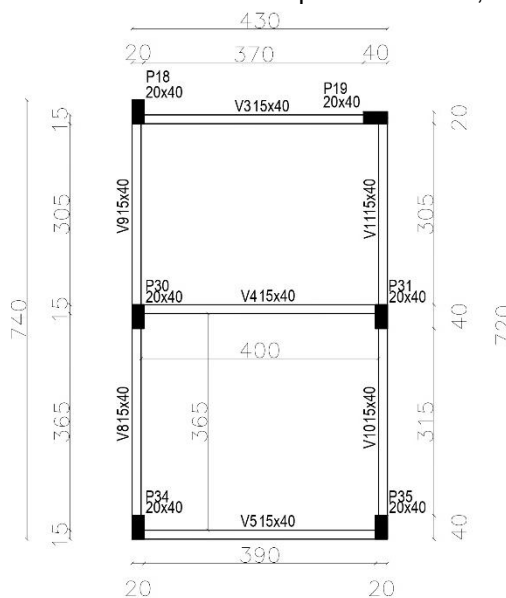
Fonte: Autor, (2023).

Figura 14 – Planta de forma do Barrilete, nível +550.



Fonte: Autor, (2023).

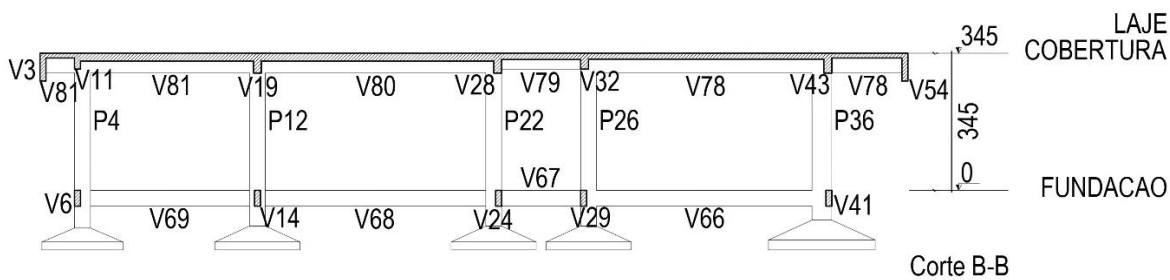
Figura 15 - Planta de forma Tamba reservatório, nível +820.



Forma do pavimento TAMPA RES (Nível 820)

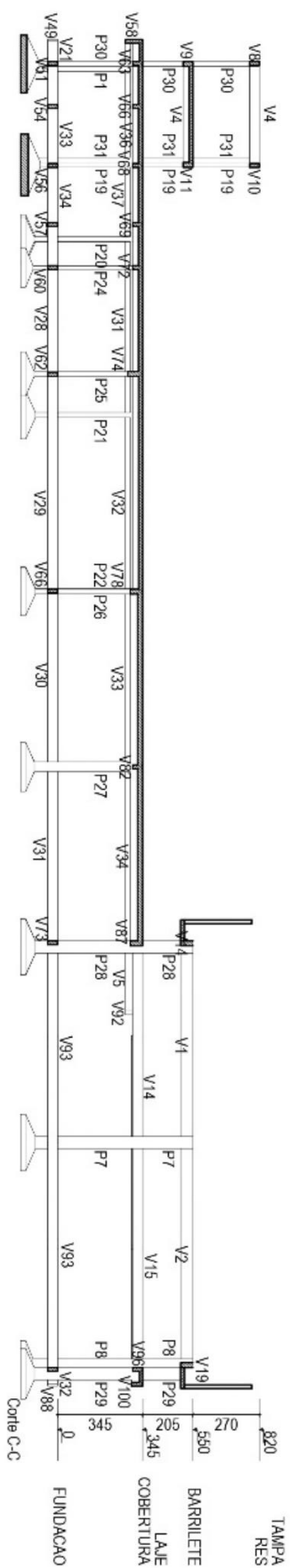
Fonte: Autor, (2023).

Figura 16 - Corte BB



Fonte: Autor, (2023).

Figura 17 – Corte CC



Fonte: Autor, (2023).

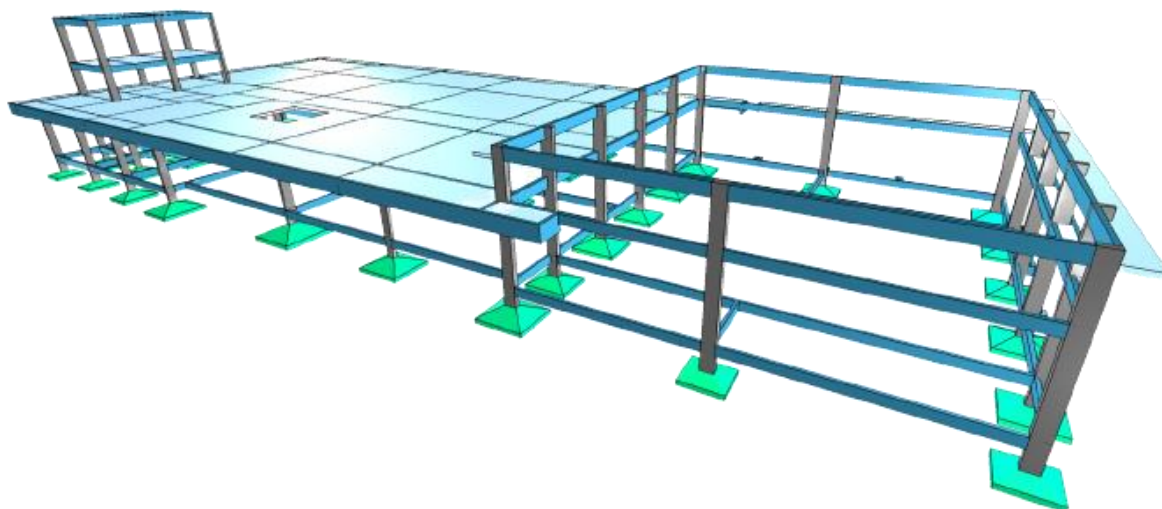


A coleta de dados será realizada por meio de uma análise dos projetos arquitetônicos e estrutural executivo, levantando os dados necessários para realização da modelagem computacional para obtenção dos esforços solicitantes da edificação, assim possibilitando a análise dos Estados-Limites último (ELU) e Estado-Limite de serviço (ELS).

Será utilizado o Software comercial Eberick 2023 para a construção do modelo computacional, adotando os critérios da NBR 6118/2014 e utilização do método de pórtico espacial com grelha, também será utilizado o *software* PCalc para a análise dos pilares em concreto armado, por fim, será realizado a validação dos dados por meios de cálculos manuais seguindo os critérios descritos na norma, com o auxílio de planilhas, gráficos e tabelas, para melhor compreensão dos resultados.

### **3.1 Modelagem computacional**

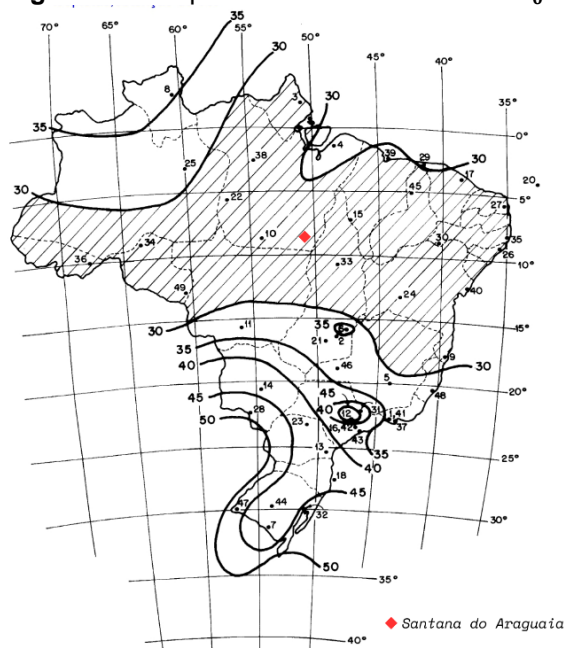
Após a análise do projeto executivo, foi realizada uma modelagem computacional da estrutura utilizando o software comercial Eberick 2023, seguindo a concepção da planta de forma e nível conforme apresentados nas Figuras 11 a 16. Com a finalidade de verificar os estados limites últimos e de serviço, seguindo todas as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014), NBR 6120 (2019) e NBR 6123 (1988). Na ausência de informações específicas sobre as características do solo, o projeto estrutural foi considerado como referência. As sapatas foram consideradas como apoios de segundo gênero e as seções de elementos estruturais. Figura 18 da modelagem computacional do bloco de laboratório.

**Figura 18** – Modelagem computacional

**Fonte:** Autor, (2023).

A sobrecarga de utilização para as lajes de cobertura foi de  $1,5 \text{ kN/m}^2$ . Para o peso da cobertura sobre as lajes, adotamos o valor de  $0,35 \text{ kN/m}^2$ , e para a carga do forro, adotou-se  $0,30 \text{ kN/m}^2$ , seguindo as recomendações estabelecidas na ABNT NBR 6120 (2019). No caso do revestimento cerâmico da parede, foi adotado um carregamento de  $0,09 \text{ kN/m}^2$ . Já para a alvenaria, considerou-se um peso específico de  $13 \text{ kN/m}^3$ , conforme recomendado pela ABNT NBR 6120 (2019) para blocos cerâmicos. O carregamento foi levantado conforme o analisado projeto executivo, seguindo as diretrizes da norma técnica, visando garantir a segurança e o desempenho adequado da estrutura, levando em consideração as características dos materiais utilizados e as recomendações específicas da ABNT NBR 6120 (2019).

De acordo com a ABNT NBR 6123 (1988), as forças estáticas provocadas pelas ações dos ventos devem ser determinadas por meio da velocidade básica do vento ( $V_0$ ), que é definida como a velocidade de rajada de 3 s, excedida na média uma vez em 50 anos, medida a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano. A Figura 19 da norma mostra o gráfico das isopleias da velocidade básica do Brasil, com intervalos de  $5 \text{ m/s}$ . Para o município de Santana do Araguaia, foi adotado a favor da segurança, o valor adotado para  $V_0$  foi de  $30 \text{ m/s}$ .

**Figura 19** – Isopleta de velocidade Básica  $V_0$ 

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6123, (1988).

A análise abrangeu tanto a não linearidade física dos materiais, que não seguem a lei de Hooke, quanto a não linearidade geométrica, que considera os efeitos de segunda ordem decorrentes das deformações. Esses aspectos foram levados em consideração no cálculo dos esforços e no dimensionamento da estrutura. A não linearidade física foi considerada de forma aproximada, utilizando os valores de rigidez dos elementos estruturais estabelecidos nas equações 3.1 a 3.4, de acordo com item 15.7.3 da ABNT NBR 6118 (2014). Essas equações fornecem uma estimativa adequada da rigidez dos elementos, levando em conta a não linearidade dos materiais.

Lajes:

$$(EI)_{sec} = 0,3 E_{ci} I_c \quad (3.1)$$

Vigas:

$$(EI)_{sec} = 0,4 E_{ci} I_c \text{ para } A'_s \neq A_s \quad (3.2)$$

$$(EI)_{sec} = 0,5 E_{ci} I_c \text{ para } A'_s = A_s \quad (3.3)$$

Pilares:

$$(EI)_{sec} = 0,8 E_{ci} I_c \quad (3.4)$$

### 3.2 Verificações manuais

Foram realizadas verificações dos estados limites últimos e de serviço dos elementos estruturais com base nos dados obtidos na modelagem computacional. Em

seguida, foram selecionadas peças críticas para avaliar a capacidade resistente utilizando os modelos de cálculo da ABNT NBR 6118 (2014), a fim de validar a modelagem e comparar os resultados com o projeto estrutural executivo. Como resultado desse processo, foram elaboradas planilhas de cálculo que consideraram os modelos I e II de cisalhamento, momento resistente e critérios dos estados limites últimos.

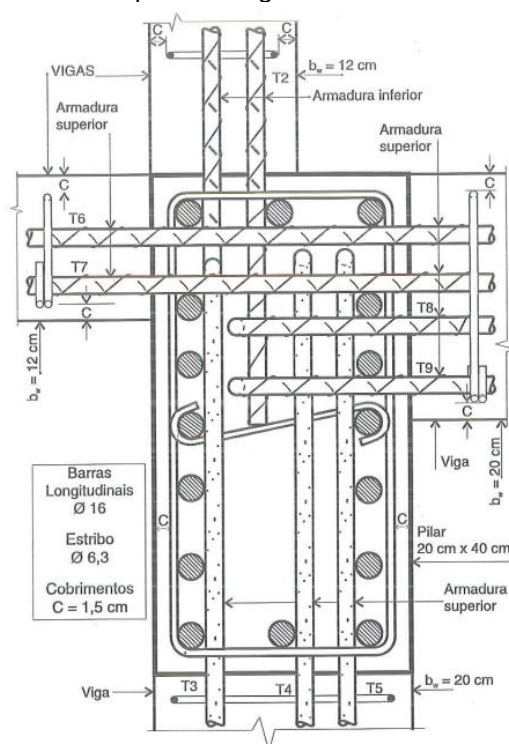
A partir dos resultados obtidos, os dados das análises foram tratados e comparados com o projeto estrutural executivo, verificando a conformidade da estrutura com os critérios estabelecidos na norma técnica. Essa análise permite chegar a conclusões sobre as manifestações patológicas apresentadas na edificação.

## **4 RESULTADOS E DISCUSSÃO**

### **4.1 Análise crítica do projeto**

Foi realizado uma análise crítica no projeto executivo, na qual foi observado a conformidade com os critérios normativos, como cobertura adequado, dimensionamento da armadura e resistência à compressão do concreto. No entanto, devido à falta de acesso ao laudo de sondagem, não foi possível realizar a análise das fundações. Durante a análise da concepção do projeto estrutural, foi identificado que as vigas apresentavam descontinuidades, essa condição pode resultar em alta concentração de armadura no pilar devido à ancoragem das vigas, conforme apresentado na Figura 20, tal situação aumenta o risco de falhas construtivas, exigindo medidas preventivas adequadas para garantir a integridade da estrutura.

**Figura 20** - Exemplo de congestionamento de armadura.



Fonte: FUSCO, (1995).

Conforme o item 7.4 da ABNT NBR 6118 (2014), são estabelecidas condições para garantir a qualidade do concreto e o cobrimento adequado da armadura em estruturas de concreto armado. É recomendado que, para edificações localizadas em zonas urbanas, a resistência característica mínima do concreto ( $f_{ck}$ ) seja de 25 MPa. Essa recomendação visa assegurar o desempenho e a durabilidade da edificação, sendo compatível com uma vida útil de projeto de, no mínimo, 50 anos conforme especificado na ABNT NBR 15575-1, (2013). Esses critérios são importantes para garantir a segurança e a confiabilidade da estrutura ao longo de sua vida útil. A Tabela 3 apresenta a comparação da resistência característica à compressão.

**Tabela 3** – Resistência característica a compressão do concreto

Pavimento	Elemento	MPa		Situação
		Projeto	NBR 6118	
Térreo	Viga, pilar e laje.	30	25	Atende
Cobertura	Viga, pilar e laje.	30	25	Atende
Barrilete	Viga, pilar e laje.	30	25	Atende
Tampa	Viga, pilar e laje.	30	25	Atende

Fonte: Autor, (2023).

De acordo com o item 7.4.7 da ABNT NBR 6118 (2014), no projeto de estruturas de concreto armado em zona urbana (CAAI), é recomendado que o

cobrimento nominal das armaduras seja de 25 mm para lajes e 30 mm para pilares e vigas. Essa medida visa garantir a proteção adequada das armaduras contra os intemperes e agentes ambientais.

Além disso, no item 7.4.7.4, a norma estabelece que, quando houver um controle adequado de qualidade, é permitida uma redução de até 5 mm na espessura do cobrimento nominal. Essa flexibilização é aplicável quando são adotadas medidas rigorosas de controle e monitoramento, assegurando que as armaduras estejam adequadamente protegidas e não sejam expostas a condições prejudiciais.

As recomendações da norma têm como objetivo garantir a durabilidade e o desempenho das estruturas de concreto armado, assegurando sua integridade ao longo do tempo, a Tabela 4 apresenta uma comparação do cobrimento nominal das armaduras, conforme especificado pela norma, e o cobrimento adotado no projeto. Essa comparação permite verificar se o projeto está em conformidade com as diretrizes estabelecidas, garantindo assim a adequada proteção das armaduras contra corrosão e outros danos.

**Tabela 4** – Valores do cobrimento nominal da armadura.

Pavimento	Elemento	Cobrimento nominal (mm)		Situação
		Projeto	NBR 6118	
Térreo	Viga	30	30	Atende
	Pilar	30	30	Atende
	Lajes	30	25	Atende
Cobertura	Viga	30	30	Atende
	Pilar	30	30	Atende
	Lajes	30	25	Atende
Barrilete	Viga	30	30	Atende
	Pilar	30	30	Atende
	Lajes	30	25	Atende
Tampa	Viga	30	30	Atende
	Pilar	30	30	Atende
	Lajes	30	25	Atende

Fonte: Autor, (2023).

#### 4.2 Estado-limite de serviço (E.L.S)

A ABNT NBR 6118 (2014) estabelece recomendações para realizar verificações em diferentes estados limites, como o Estado-Limite de formação de fissura (ELS-F), Estado-Limite de abertura de fissura (ELS-W), Estado-Limite de deformações excessivas (ELS-DEF) e Estado-Limite de vibrações excessivas (ELS-VE). No escopo da presente análise, foram consideradas apenas as verificações de deslocamentos verticais e horizontais.

Para avaliar o desempenho nessas condições, foram obtidos os deslocamentos horizontais máximos por meio da análise estrutural, os quais foram

comparados com os limites estabelecidos pela norma. A Tabela 5 apresenta os valores dos deslocamentos horizontais máximos obtidos na análise estrutural, em conformidade com as prescrições normativas.

**Tabela 5** – Deslocamentos globais

Parâmetro	Limite NBR 6118 (cm)	$\delta_{Verif.}$ (cm)	Situação
$\delta_{m\acute{a}x,ed.}$	0,69	0,22	Atende
$\delta_{m\acute{a}x,pav.}$ cobertura	0,41	0,05	Atende
$\delta_{m\acute{a}x,pav.}$ barrilete	0,24	0,07	Atende
$\delta_{m\acute{a}x,pav.}$ tampa reservatório	0,32	0,05	Atende

Onde:

$\delta_{m\acute{a}x,ed.}$  É o deslocamento máximo do edifício;

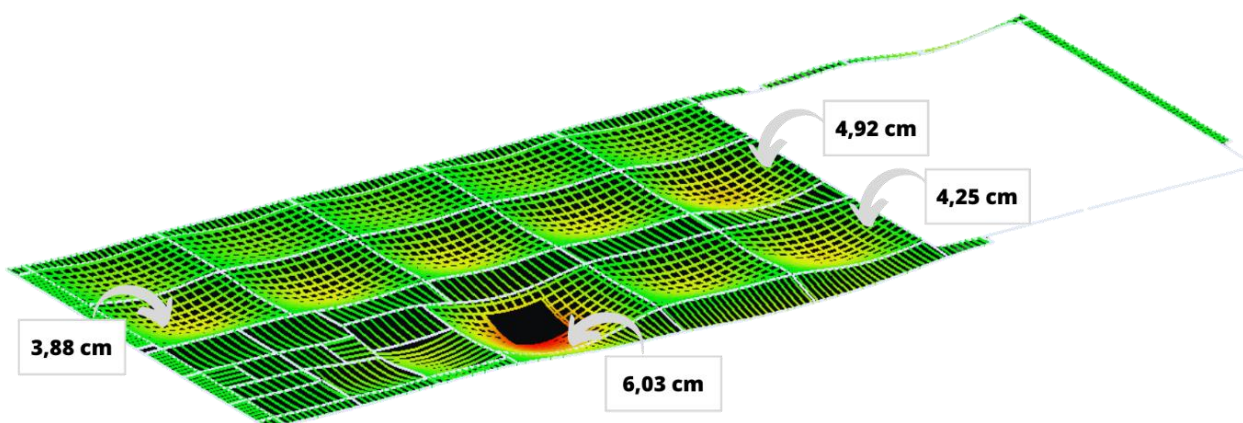
$\delta_{m\acute{a}x,pav.}$  É o deslocamento máximo entre pavimentos;

$\delta_{Verif.}$  São os valores de deslocamento encontrados na verificação do projeto.

**Fonte:** Autor, (2023).

Na análise dos deslocamentos verticais, foram considerados os critérios definidos na Tabela 13.3 da ABNT NBR 6118 (2014), que estabelece os limites de deslocamento para lajes e vigas. Foi adotado o limite de aceitabilidade sensorial, em que os deslocamentos devem ser inferiores a  $L/250$ , sendo L o comprimento do vão. A Figura 21 mostra a modelagem computacional do pavimento cobertura, revelando que os deslocamentos verticais totais das lajes excedem os limites estabelecidos.

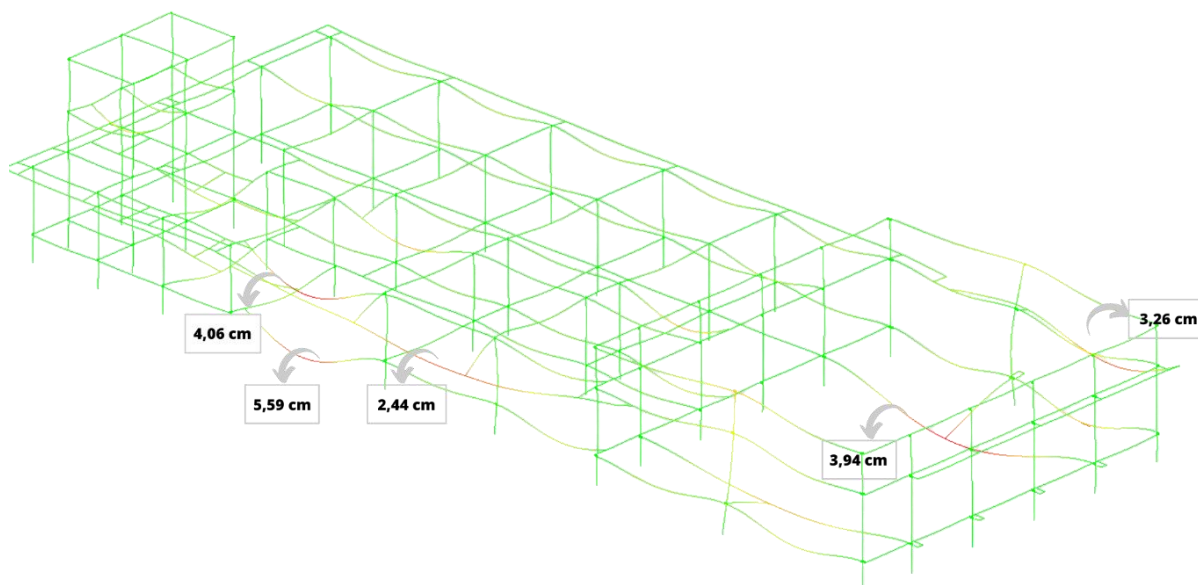
**Figura 21** – Deslocamento das lajes do pavimento de cobertura



**Fonte:** Autor, (2023).

Devido aos deslocamentos excessivos das lajes, ocorre uma sobrecarga nas vigas, resultando em deslocamentos que excedem os limites estabelecidos pelas normas, como pode ser observado na Figura 22.

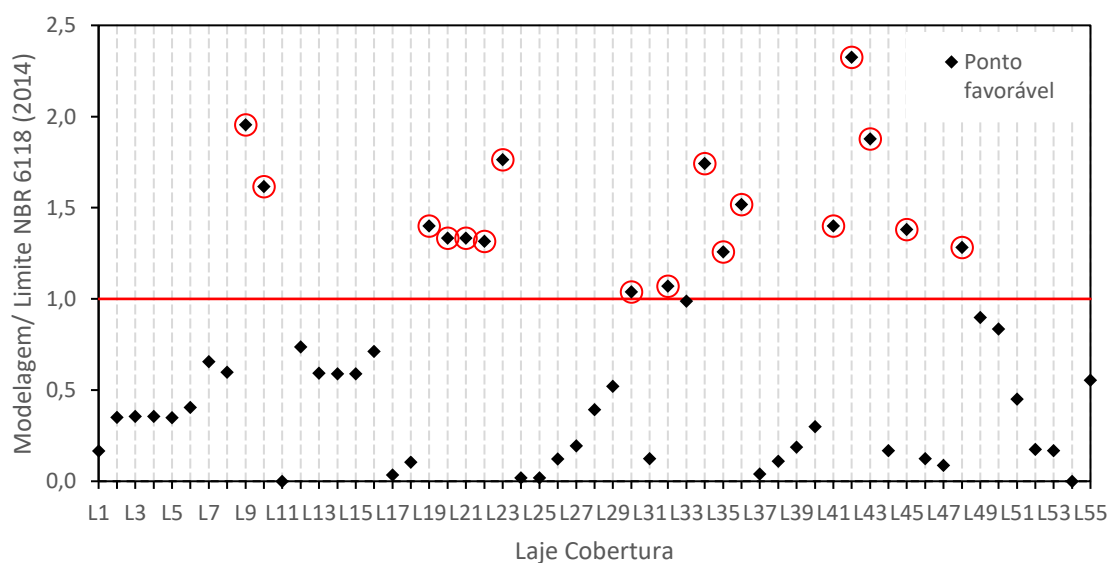
**Figura 22** – Deslocamentos das vigas



Fonte: Autor, (2023).

O Gráfico 1 apresenta a relação dos deslocamentos totais da laje de cobertura com os limites de aceitabilidade sensorial estabelecidos na tabela 13.3 da ABNT NBR 6118 (2014), onde é definido o limite de  $L/250$ , sendo  $L$  o comprimento do vão. As lajes que não atendem aos limites de aceitabilidade sensorial estão representadas com pontos circulos em vermelho e acima da linha vermelha, enquanto as que atendem estão representadas abaixo da linha vermelha.

**Gráfico 1** – Relação das flechas totais das lajes de cobertura com os limites de aceitabilidade sensorial da NBR 6118 (2014)



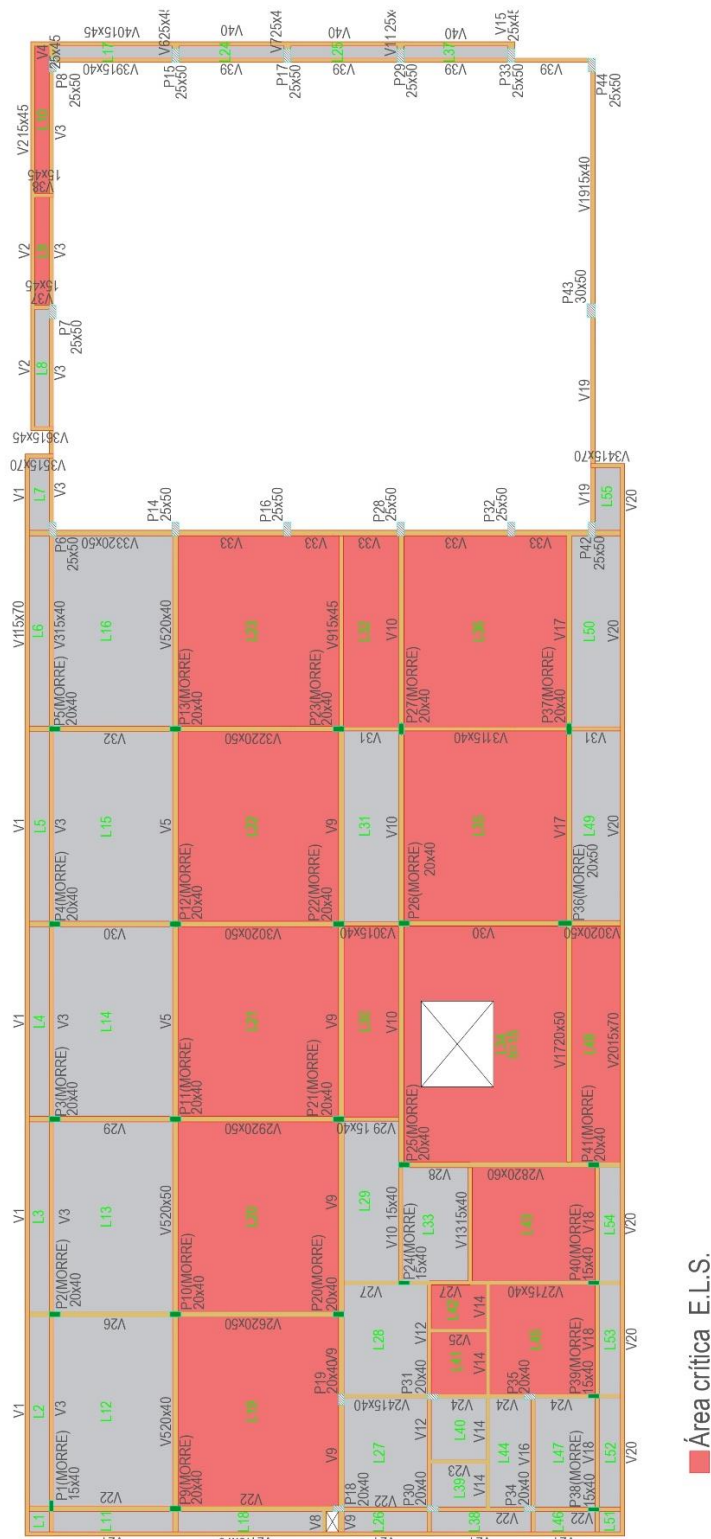
Fonte: Autor, (2023).

Com base nas análises de estado limite de serviço representado no Gráfico 1, a Figura 23 destaca as lajes que apresentam condições desfavoráveis na



edificação. Essas lajes apresentam deslocamentos excessivos, o que pode afetar a funcionalidade e durabilidade da estrutura ao longo do tempo, como podemos ver na Figura 24 e 25.

Figura 23 – Áreas críticas E.L.U



■ Área crítica E.L.S.

Fonte: Autor, (2023).

A ABNT NBR 6118 (2014) trata dos deslocamentos em elementos não estruturais, que podem ocasionar mau funcionamento, considerando que esses elementos estão interligados, mesmo não fazendo parte da estrutura principal. Na Figura 23, é possível observar fissuras decorrentes desses deslocamentos, enquanto na Figura 20, é mostrado o colapso do acabamento de gesso, destacando os efeitos desses deslocamentos na integridade dos elementos não estruturais.

**Figura 24** – Fissuras no jardim de inverno



Fonte: Autor, (2023).

**Figura 25** – Colapso do acabamento de gesso.



Fonte: Autor, (2023).

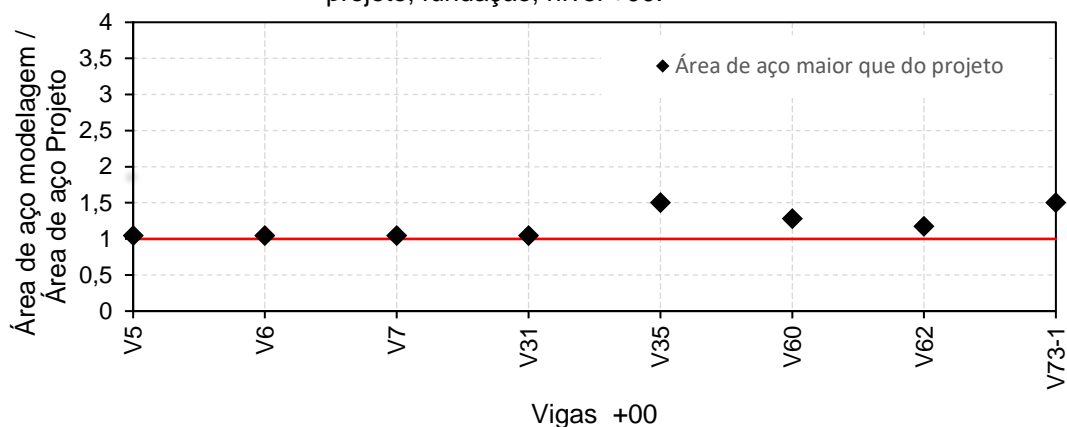
#### 4.3 Estado-limite último (E.L.U)

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), o Estado Limite Último (ELU) está relacionado ao colapso da estrutura ou a qualquer outra forma de ruína que leve à inutilização da edificação. No item 10.3, a norma prescreve a necessidade de verificar a segurança estrutural em relação ao ELU, considerando a capacidade resistente, a perda do equilíbrio da estrutura, o esgotamento da capacidade de resistência, o colapso progressivo, as solicitações dinâmicas e o esgotamento da capacidade resistente em situações de abalos sísmicos e exposição ao fogo. Dessa forma, este item apresenta os resultados referentes à verificação da capacidade resistente dos elementos estruturais por meio da análise das zonas críticas identificadas, visando verificar o nível de segurança da construção.

##### 4.3.1 Vigas

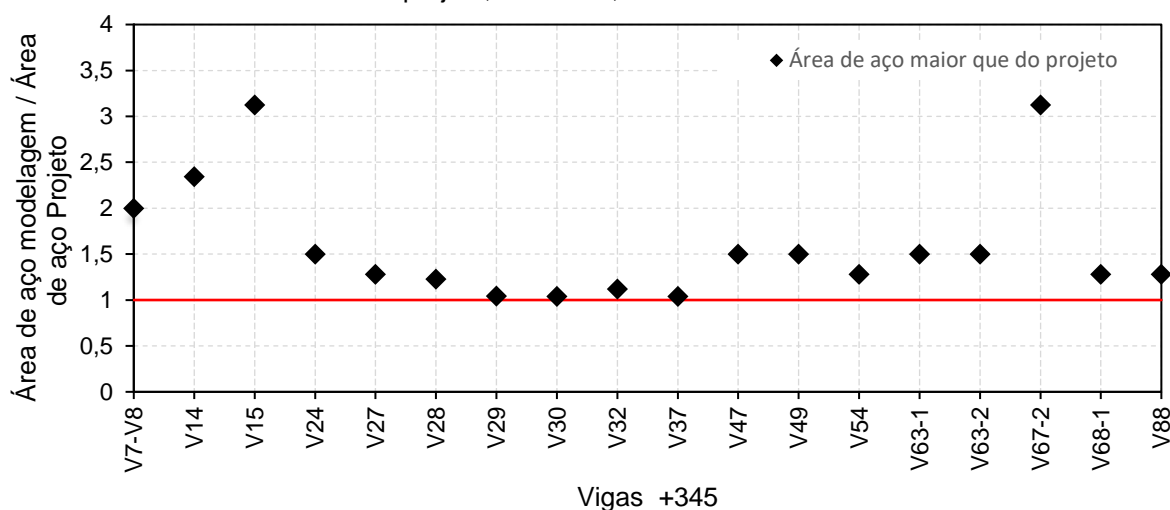
As vigas da edificação foram analisadas a resistência a flexão, os Gráficos de 2 a 5, mostra a relação de aço do projeto com a modelagem computacional, de tal modo que o projeto executivo apresenta área de aço menor que a modelagem.

**Gráfico 2** – Relação da armação positiva das vigas da modelagem /armação positiva das vigas projeto, fundação, nível +00.



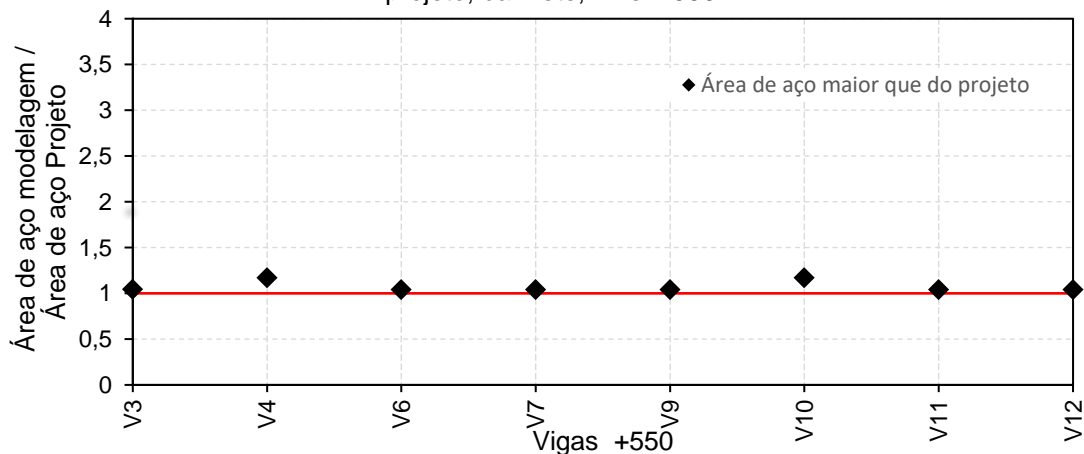
Vigas +00  
Fonte: Autor, (2023).

**Gráfico 3** – Relação da armação positiva das vigas da modelagem / armação positiva das vigas projeto, cobertura, nível +345.



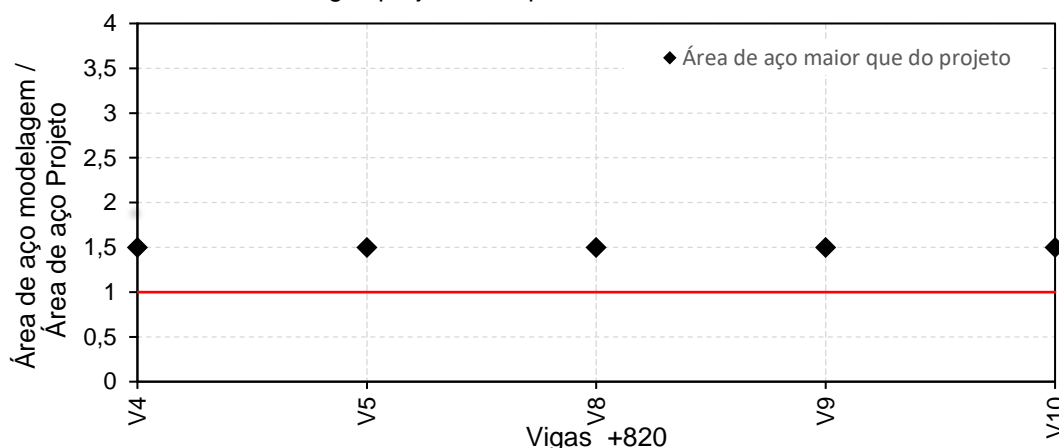
Vigas +345  
Fonte: Autor, (2023).

**Gráfico 4** – Relação da armação positiva das vigas da modelagem / armação positiva das vigas projeto, barrilete, nível +550.



Vigas +550  
Fonte: Autor, (2023).

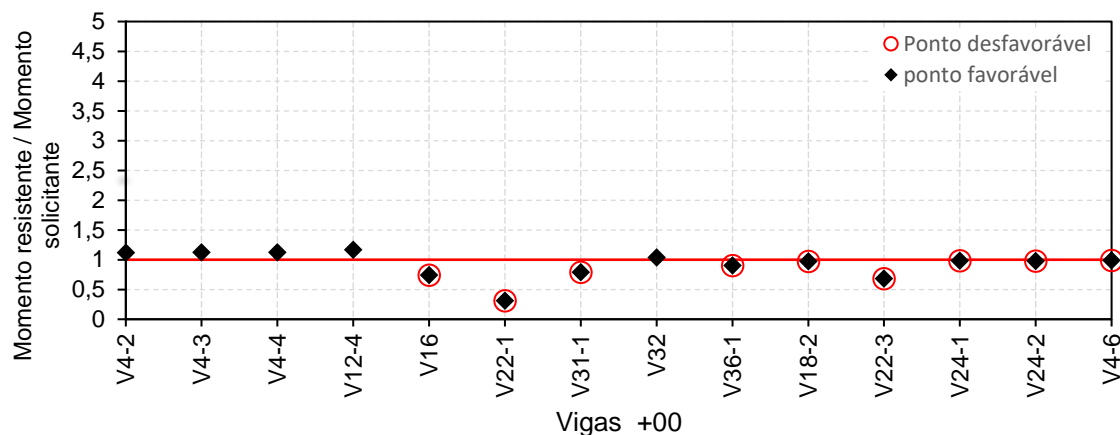
**Gráfico 5** – Relação da armação positiva das vigas da modelagem /armação positiva das vigas projeto, Tampa Res., nível +820.



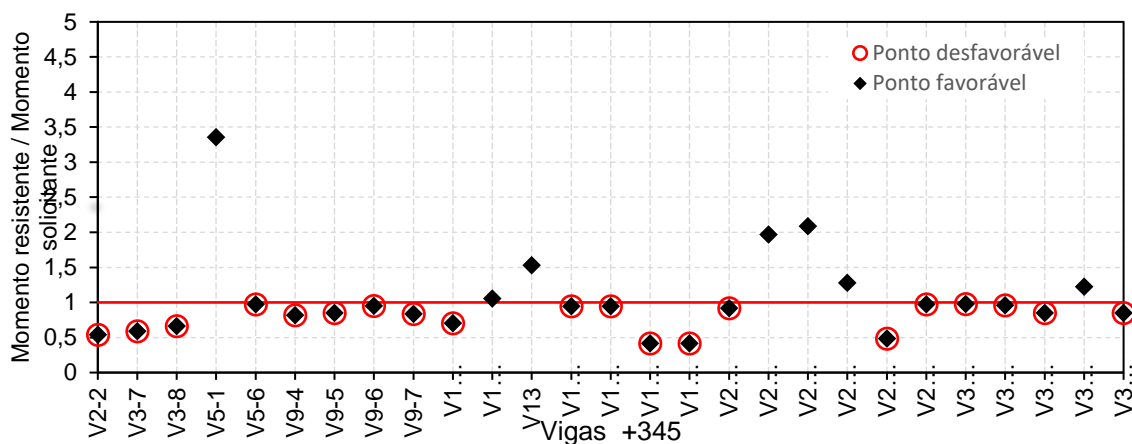
Fonte: Autor, (2023).

O dimensionamento das armaduras longitudinais tem o objetivo de determinar as áreas de aço necessárias para resistir ao esforço de flexão. Quando mal dimensionado, pode resultar em baixas taxas de armadura, o que, por sua vez, pode levar ao limite de deformação do aço antes que o concreto atinja seu limite, resultando em ruptura por tração à flexão.

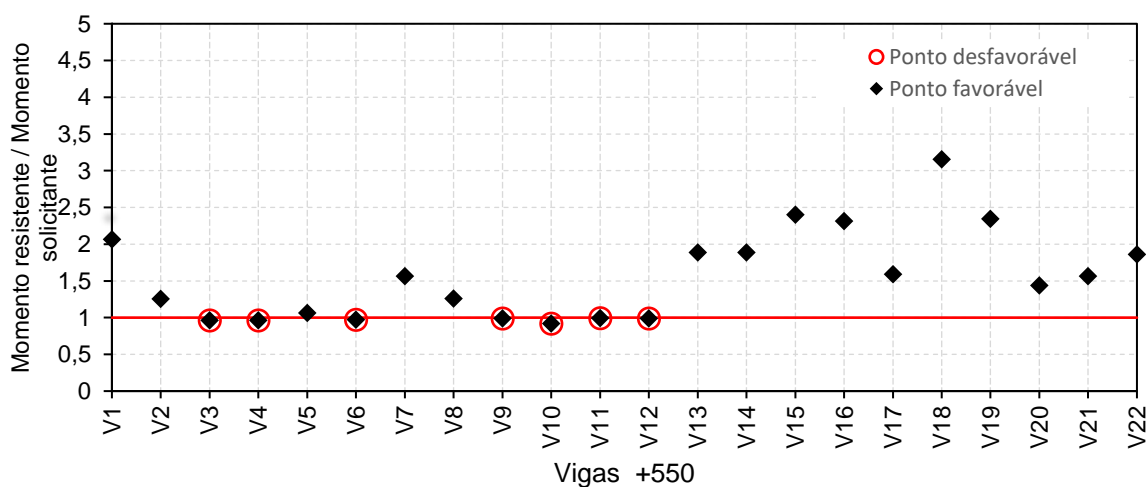
Nesse contexto, os Gráficos 6 a 9 demonstram as verificações realizadas nas vigas da edificação por meio de amostragem, avaliando a capacidade resistente dos elementos que apresentaram baixa taxa de armadura quando comparado com a modelagem. Os pontos abaixo da linha vermelha representam as vigas que apresentam momento solicitante de cálculo maior que o momento resistente, para as combinações aplicada no projeto, pois as solicitações estão majoradas e o resistente minorado, assim apresentando uma capacidade resistente menor que o da modelagem. Já as vigas que estão acima da linha vermelha são aquelas que possuem momento resistente maior que o momento solicitante, indicando que estão adequadamente dimensionadas para resistir aos esforços de flexão. Essa análise é essencial para garantir a segurança e a estabilidade da estrutura em serviço.

**Gráfico 6** - Verificação da capacidade resistente da armadura positiva: Viga +00

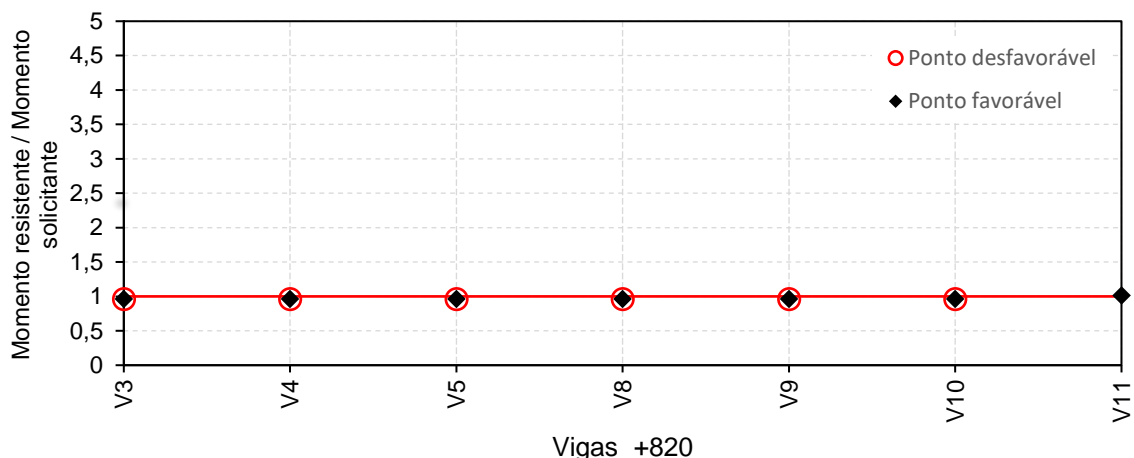
Fonte: Autor, (2023).

**Gráfico 7** – Verificação da capacidade resistente da armadura positiva: Viga +345

Fonte: Autor, (2023).

**Gráfico 8** – Verificação da capacidade resistente da armadura positiva: Viga +550

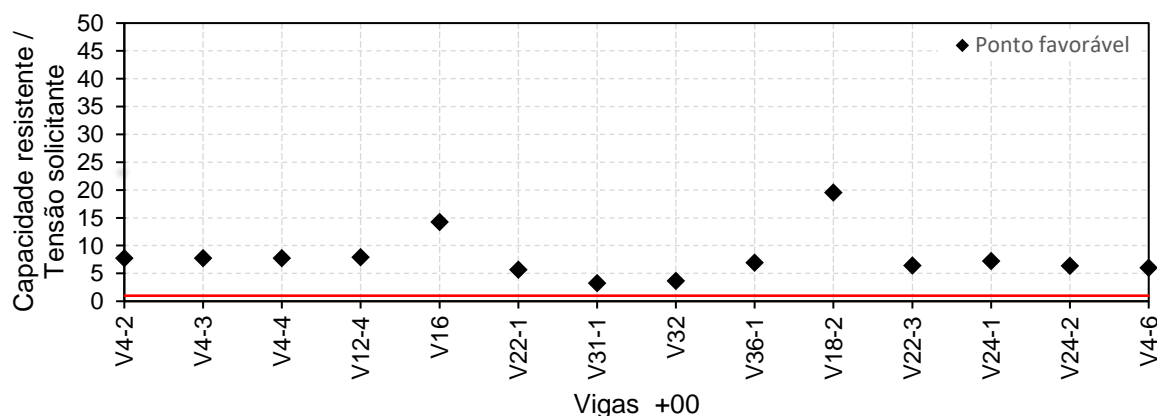
Fonte: Autor, (2023).

**Gráfico 9** – Verificação da capacidade resistente da armadura positiva: Viga +820

Fonte: Autor, (2023).

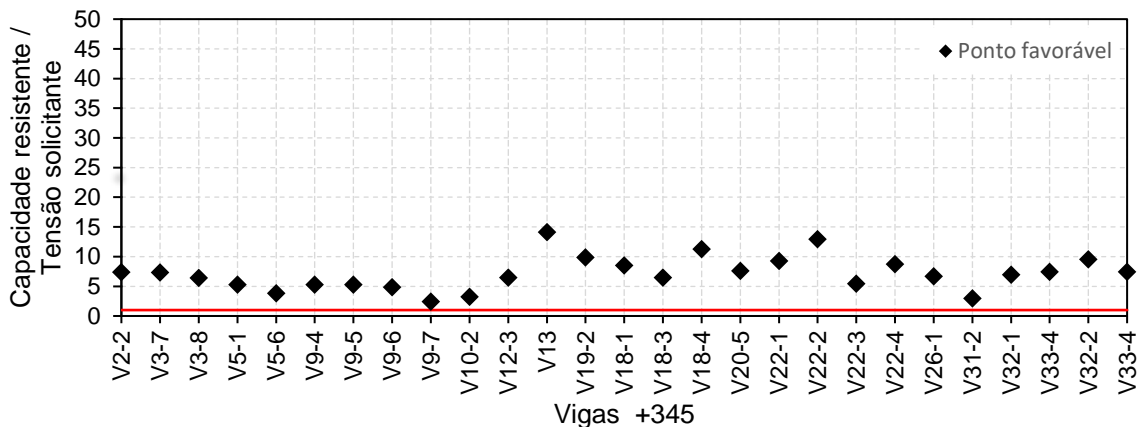
As vigas da edificação passaram por uma análise dos esforços de cisalhamento, seguindo os critérios da ABNT NBR 6118 (2014) descritos no item 17.4.2, que aborda o modelo de cálculo I. Nesse modelo, são admitidas diagonais de compressão inclinadas a  $\theta = 45^\circ$  em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural. Além disso, foi utilizado o modelo de cálculo II, que permite a variação de  $\theta$  entre  $30^\circ$  e  $45^\circ$  em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural. A análise foi realizada nos elementos que apresentaram as maiores solicitações de esforço cortante.

Os resultados da verificação podem ser observados nos Gráficos 10 a 13, e todos os elementos estruturais analisados atenderam ao estado-limite último ( $V_{rd} > V_{sd}$ ), estando acima da linha vermelha. Isso indica que a estrutura possui capacidade resistente suficiente para suportar os esforços de cisalhamento, garantindo sua segurança e estabilidade.

**Gráfico 10** – Verificação das resistências aos esforços de cisalhamento nas vigas +00 (Fundação)

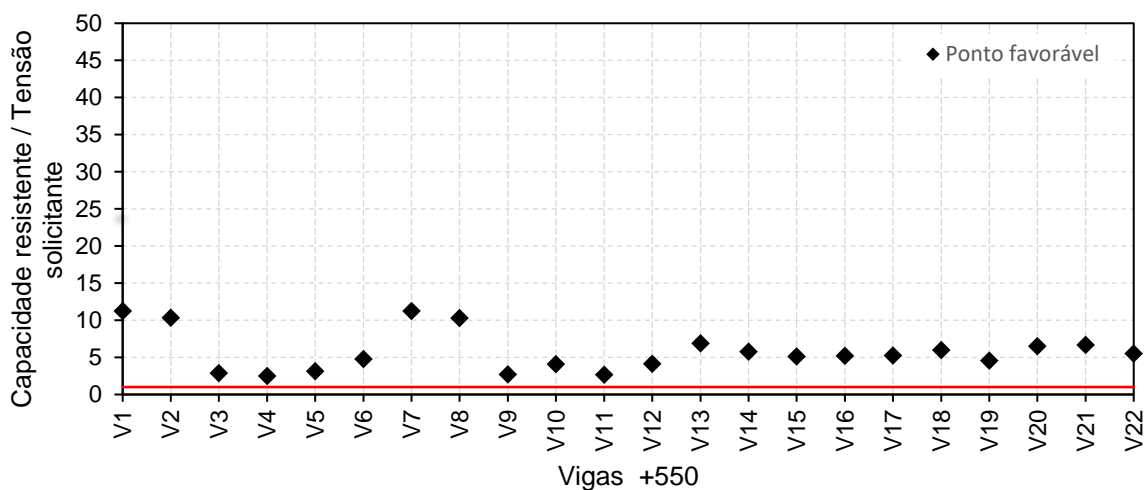
Fonte: Autor, (2023).

**Gráfico 11** – Verificação das resistências aos esforços de cisalhamento nas vigas +345 (Cobertura)



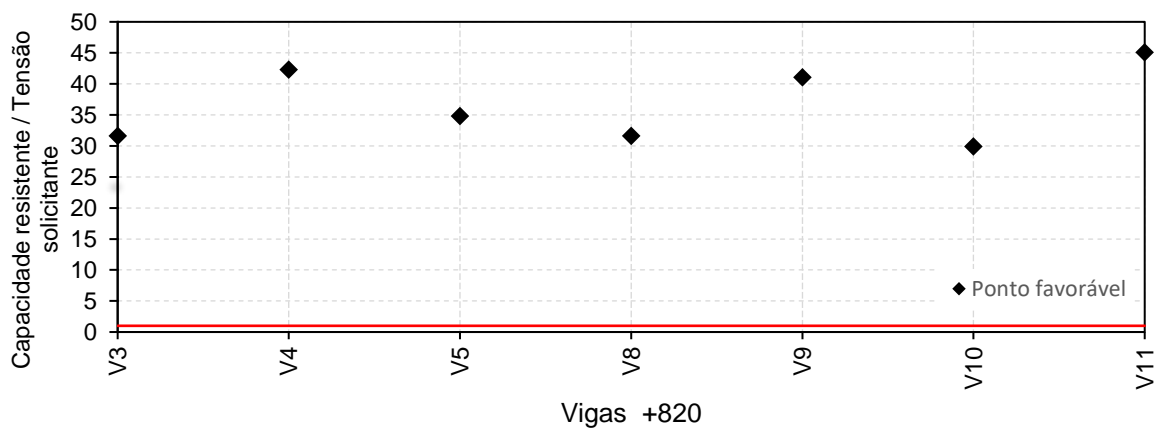
Fonte: Autor, (2023)

**Gráfico 12** – Verificação das resistências aos esforços de cisalhamento nas vigas +550 (Barrilete)



Fonte: Autor, (2023).

**Gráfico 13** – Verificação das resistências aos esforços de cisalhamento nas vigas +820 (Tampa Res)



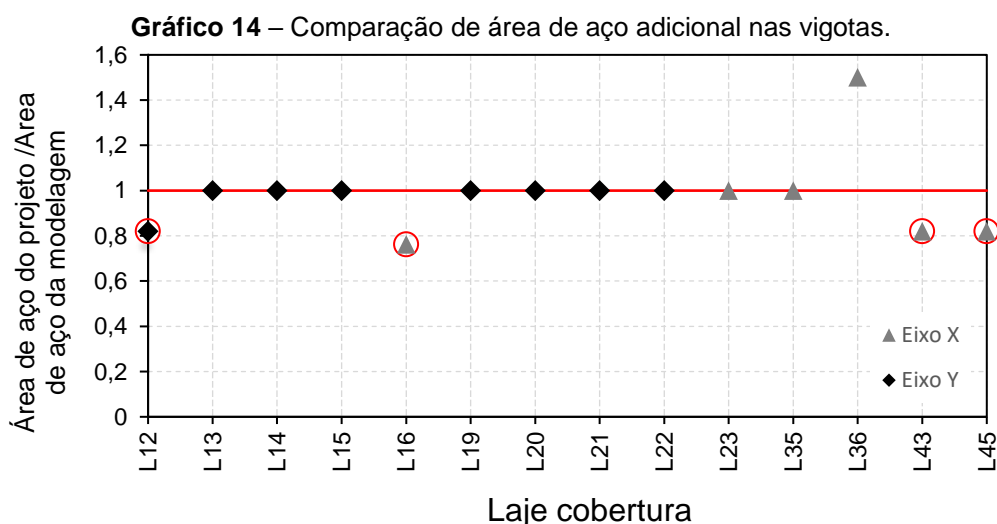
Fonte: Autor, (2023).

### 4.3.2 Lajes

A edificação é composta por três tipos de lajes: laje maciça, laje treliçada unidirecional e laje treliçada bidirecional. No pavimento da cobertura, há apenas uma laje maciça. Para determinar o momento resistente ( $M_{rd}$ ) da laje maciça, utilizou-se a teoria das linhas de ruptura, enquanto o momento solicitante ( $M_{sd}$ ) foi obtido por meio de análise computacional.

Os resultados da análise mostraram que o momento resistente no eixo  $X$  é de  $33,00 \text{ kN.m/m}$ , o qual é menor do que o momento solicitante de  $35,75 \text{ kN.m/m}$ . Isso indica que o momento resistente não atende ao nível de segurança recomendado pela ABNT NBR 6118 (2014) para esse eixo específico. Por outro lado, no eixo  $Y$ , o momento resistente é de  $58,08 \text{ kN.m/m}$ , o que é maior do que o momento solicitante de  $34,30 \text{ kN.m/m}$ , satisfazendo assim os requisitos de segurança.

As lajes treliçadas unidirecionais e bidirecionais foram analisadas comparando a armadura positiva presente no projeto executivo com a armadura positiva da modelagem computacional. Essa verificação foi realizada por meio de uma amostragem, considerando aquelas que apresentaram armadura adicional nas lajes. Os resultados dessa análise estão apresentados no Gráfico 14, onde os pontos abaixo da linha vermelha representam as áreas de aço do projeto que apresentaram valores menores quando comparados com a modelagem computacional, apresentando uma diferença inferior a 30% da armadura.



Fonte: Autor, (2023).

### 4.3.3 Pilar

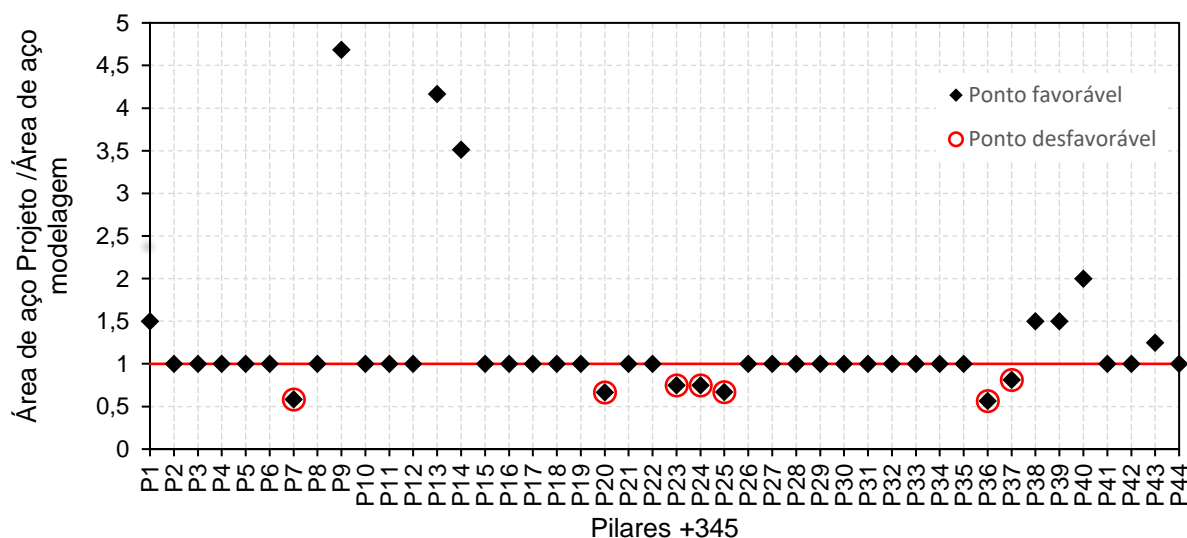
Segundo Clímaco (2016), os pilares são elementos lineares de eixo reto, geralmente sujeitos a cargas normais de compressão, e sua maior dimensão não deve



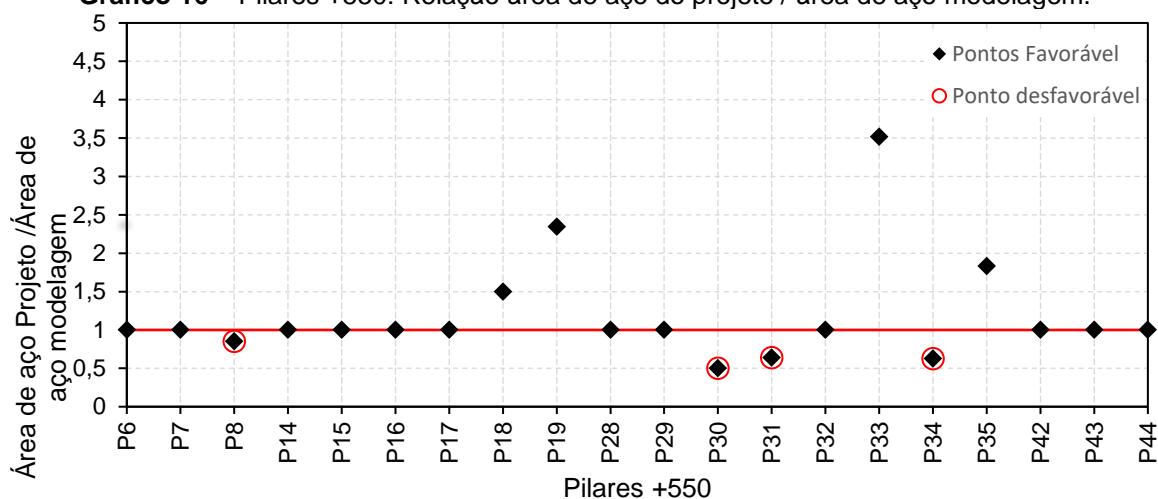
exceder cinco vezes a menor dimensão. Conforme o item 3.6 da ABNT NBR 6118 (2014), os pilares fazem parte da estrutura primária da superestrutura da edificação, sendo essenciais para a segurança global da construção. A capacidade resistente à flexão dos pilares foi avaliada de maneira abrangente, considerando todos os pilares, por meio de modelagem computacional. Utilizamos o modelo de cálculo momento-curvatura como referência para validar os dados obtidos.

Nesse contexto, foi realizado uma análise comparativa entre o projeto estrutural executivo e a modelagem computacional, considerando a área de aço dos pilares. Os Gráficos 15 a 17 ilustram a relação entre as áreas de aço, de modo que os pontos abaixo da linha vermelha indicam que o projeto possui uma menor área de aço em comparação com a modelagem, enquanto pontos acima da linha vermelha indicam que o projeto possui uma área de aço maior do que a modelagem, apresentaram uma pequena variação de uma área de aço. Já os pontos que estão na linha vermelha representam casos em que as áreas de aço são iguais em ambas as análises.

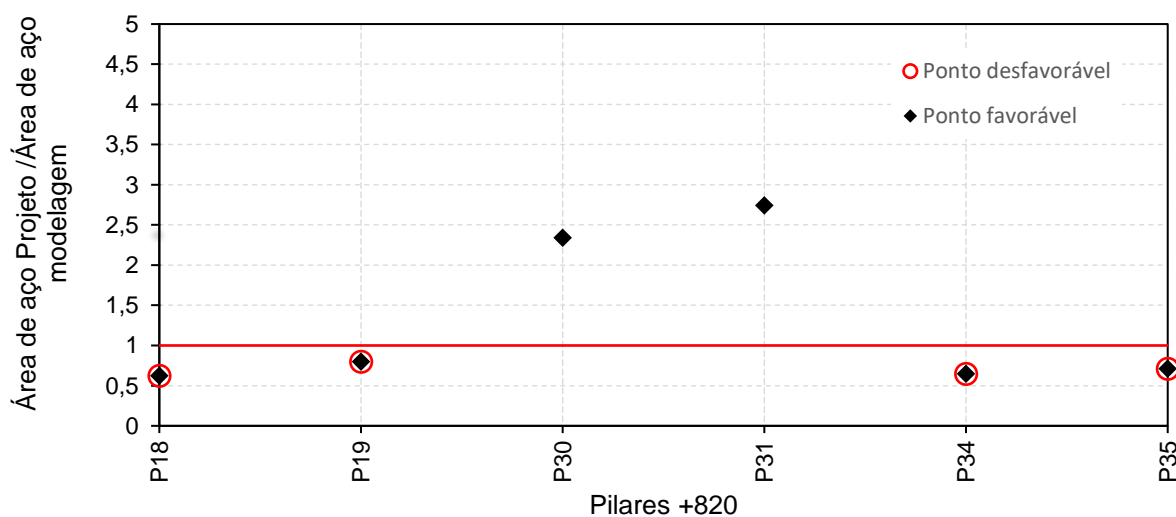
**Gráfico 15** – Pilares +350: Relação área de aço do projeto / área de aço modelagem.



Fonte: Autor, (2023).

**Gráfico 16** – Pilares +550: Relação área de aço do projeto / área de aço modelagem.

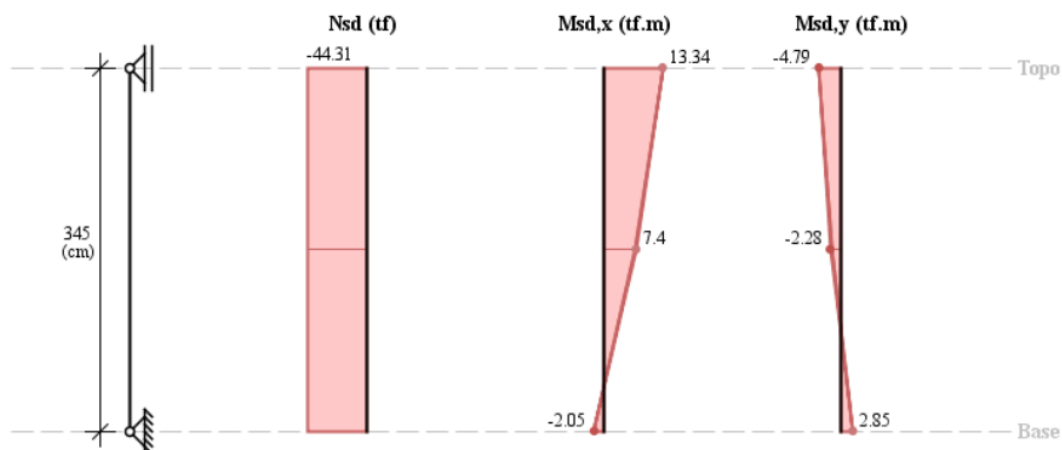
Fonte: Autor, (2023).

**Gráfico 17** – Pilares +820: Relação área de aço do projeto / área de aço modelagem.

Fonte: Autor, (2023).

A verificação da resistência à flexão dos pilares foi realizada por meio do *Software* PCalc, utilizando o método de cálculo do pilar-padrão com curvatura aproximada. Esse método leva em conta tanto a não linearidade geométrica, assumindo uma deformação senoidal da barra, quanto a não linearidade física, utilizando uma expressão de aproximação da curvatura na seção crítica, conforme estabelecido pela ABNT NBR 6118/2014. A Figura 26 ilustra os esforços atuantes no pilar P36, incluindo a força normal, os momentos na base e no topo ao longo dos eixos x e y. Nessa análise, o pilar foi considerado como biapoiado, e os valores foram obtidos por meio da modelagem computacional.

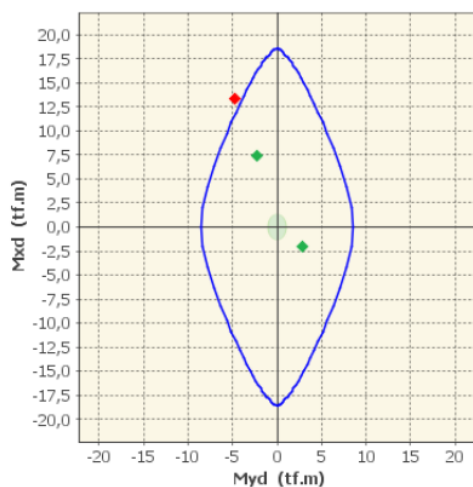
**Figura 26** – Esforços solicitantes no pilar P36.



Fonte: Autor, (2023).

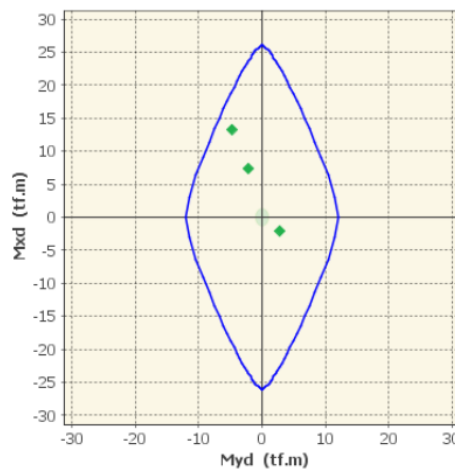
Após a análise, constatou-se que o pilar P36, representado no gráfico 15, possui uma área de aço menor em comparação com a modelagem. Dessa forma, para verificar sua resistência à flexão, foi adotado o método do pilar-padrão com curvatura aproximada. Os resultados, apresentados nas Figuras 26, indicam que o ponto de solicitação está fora da curva, de modo que as solicitações estão majoradas e a resistência minorada, considerando o pior cenário para a edificação, nessa situação o pilar apresentou um ponto desfavorável. Já na Figura 27, a análise foi conduzida considerando a área de aço da modelagem, e nesse caso, os requisitos para o momento resistente foram atendidos, sendo este maior do que o solicitado. ( $M_{rd} > M_{sd}$ ), desta forma, a diferença apresentada se apresenta como menor que 10% do resultado favorável.

**Figura 27** – Projeto: Diagrama de interação do pilar P36.



Fonte: Autor, (2023).

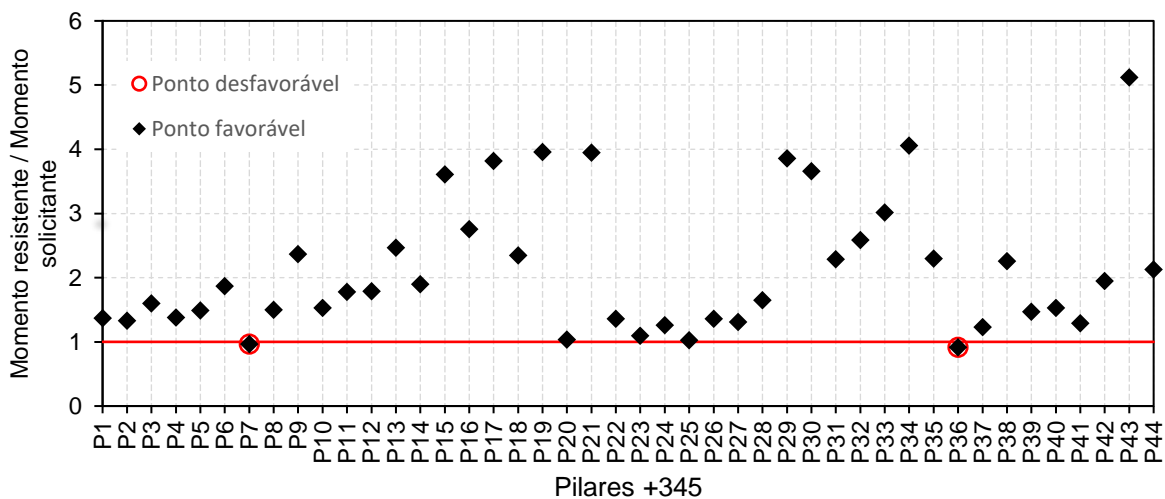
**Figura 28** – Modelagem: Diagrama de interação do pilar P36.



Fonte: Autor, (2023).

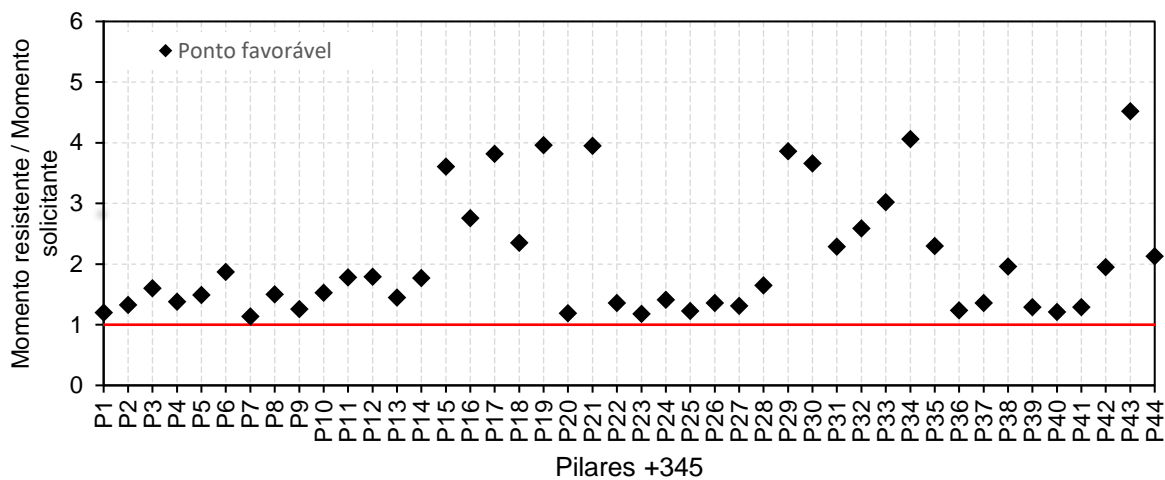
O gráfico 19 a 24 ilustra a relação entre o momento resistente à flexão oblíqua e o momento solicitante dos pilares. A amostragem dos pilares foi feita com base na diferença de área de aço. Dessa forma, os pilares posicionados abaixo da linha vermelha apresentam sua capacidade resistente inferior ao solicitante, porém se trata de um percentual pequeno, assim não comprometendo a segurança do pilar.

**Gráfico 18** – Projeto estrutural executivo, pilares +345: Relação  $M_{rd}$  há flexão sobre  $M_{sd}$  à flexão dos pilares.



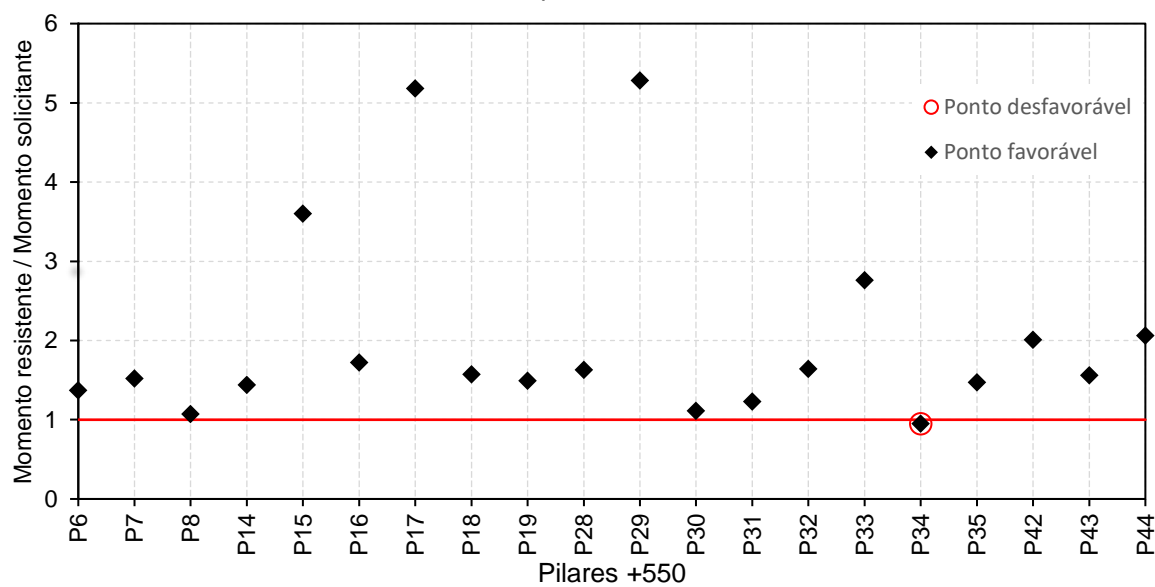
Fonte: Autor, (2023).

**Gráfico 19** – Modelagem computacional, pilares +345: Relação  $M_{rd}$  à flexão sobre  $M_{sd}$  à flexão dos pilares.



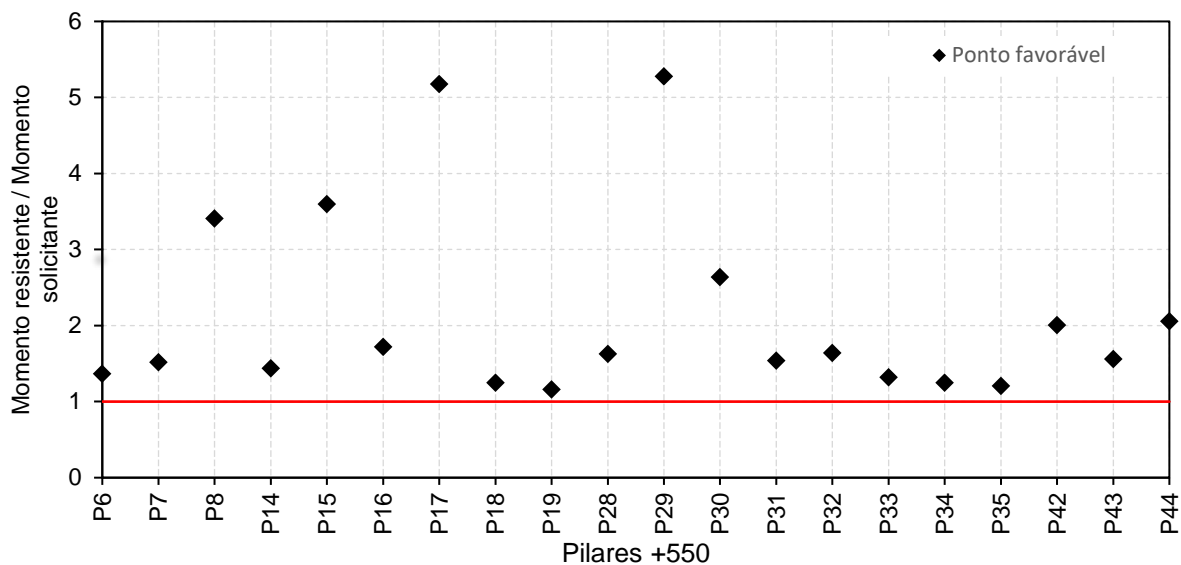
Fonte: Autor, (2023).

**Gráfico 20** – Projeto estrutural executivo, pilares +550: Relação  $M_{rd}$  à flexão sobre  $M_{sd}$  à flexão dos pilares.



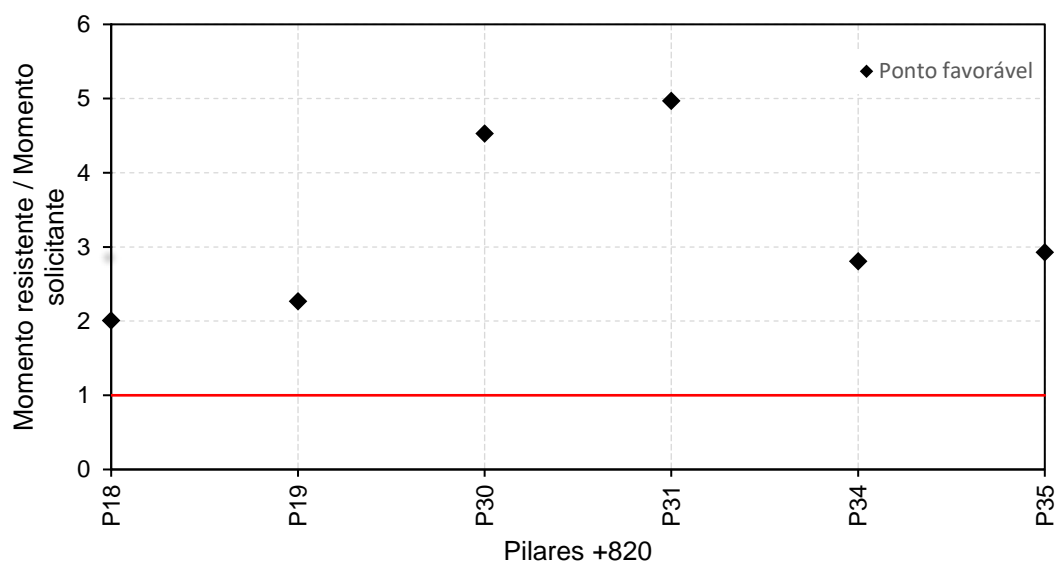
Fonte: Autor, (2023).

**Gráfico 21** – Modelagem computacional, pilares +550: Relação  $M_{rd}$  á flexão sobre  $M_{sd}$  á flexão dos pilares.



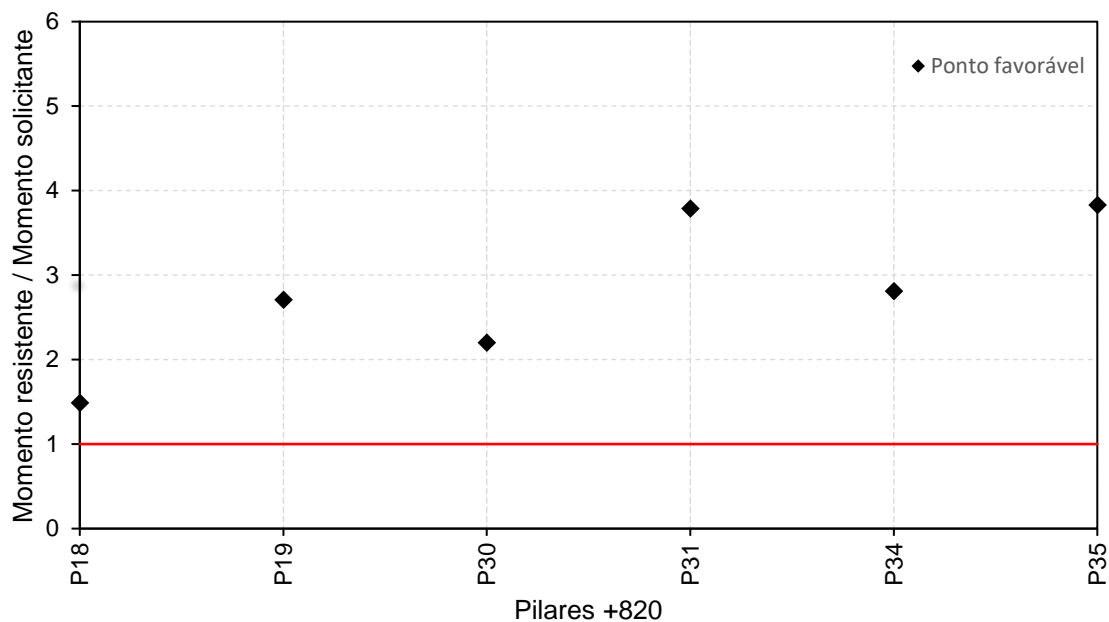
Fonte: Autor, (2023).

**Gráfico 22** – Projeto estrutural executivo, pilares +820: Relação  $M_{rd}$  á flexão sobre  $M_{sd}$  á flexão dos pilares.



Fonte: Autor, (2023).

**Gráfico 23** – Modelagem computacional, pilares +820: Relação  $M_{rd}$  à flexão sobre  $M_{sd}$  à flexão dos pilares.



Fonte: Autor, (2023).

## 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

### 5.1 Conclusão

Durante a análise crítica do projeto, constatou-se que o mesmo estava em conformidade com as recomendações normativas, especialmente em relação à resistência característica à compressão do concreto e ao cobrimento da armadura, fatores essenciais para a durabilidade e vida útil da estrutura. A avaliação dos Estados-Limites de Serviço (ELS) foi realizada com base nos critérios de deslocamentos verticais e horizontais, e os resultados demonstraram que o deslocamento global estava dentro dos limites estabelecidos pela norma, apresentando um desempenho satisfatório.

Durante a análise dos deslocamentos verticais das lajes, foi constatado que eles excedem os limites estabelecidos pela NBR 6118/2014. Como resultado desses deslocamentos, foram observadas fissuras em elementos não estruturais (alvenaria e acabamento de gesso), que podem levar a um mau funcionamento desses elementos, considerando que estão interligados, embora não façam parte da estrutura principal. Dessa forma, conclui-se que as manifestações patológicas presentes no jardim de inverno estão diretamente relacionadas ao deslocamento vertical da laje. A análise da capacidade resistente das lajes treliçadas e maciças também foi abordada. No caso das lajes treliçadas, foram identificadas quatro lajes com uma taxa de armadura

positiva menor quando comparadas com a modelagem, com uma diferença percentual inferior a 25%, porém ainda dentro de limites satisfatórios. Para a laje maciça L34, a capacidade resistente no eixo Y foi maior do que a solicitante, e no eixo X, a capacidade resistente também superou a carga solicitante, com uma diferença menor do que 1%, o que é considerado um resultado satisfatório.

As vigas da edificação foram submetidas a verificações dos Estados-Limite Últimos e de Serviço, com ênfase na resistência à flexão e ao cisalhamento. Identificou-se que algumas vigas apresentaram momentos solicitantes maiores do que os momentos resistentes calculados, essas diferenças surgiram devido a uma taxa de armadura menor em comparação com a modelagem, no entanto, essas divergências ocorreram somente em 43 vigas, tendo um percentual médio inferior a 15% o que não compromete o desempenho da edificação. Por outro lado, também foram encontradas vigas que atenderam aos critérios, apresentando momentos resistentes maiores do que os solicitantes. Quanto à verificação ao cisalhamento das vigas, foram aplicados os critérios de cálculo do modelo I e modelo II, onde todas as vigas apresentaram resistência à tensão de cisalhamento satisfatória. A maioria das vigas está localizada no domínio II, onde a seção transversal é dimensionada de forma que o aço alcance seu alongamento máximo sem atingir o encurtamento máximo do concreto.

Os pilares foram analisados quanto à sua capacidade resistente à flexão. Observou-se que o pilar P07 e P36, no nível +350, e o pilar P34, no nível +550, possuíam uma área de aço menor do que a modelagem, o que resultou em condições desfavoráveis por conta das combinações adotada para análise, no entanto os resultados apresentaram discrepâncias inferiores a 10%, não comprometendo a segurança da edificação, assim apresentando resultados satisfatório. Contudo, os restantes dos pilares, que igualmente demonstraram ter uma taxa de armadura inferior no projeto, cumpriram os critérios determinados, uma vez que apresentavam uma capacidade resistente superior à carga solicitada.

Com base nos resultados obtidos, foi possível identificar áreas críticas na edificação, onde condições desfavoráveis podem levar a manifestações patológicas. Portanto, a aplicação das normas técnicas, verificações adequadas, são fundamentais para garantir a conformidade com os padrões estabelecidos, bem como assegurar a integridade, durabilidade e segurança da estrutura ao longo do tempo. As informações adquiridas por meio desta análise oferecem uma base sólida para a tomada de



decisões e adoção de medidas corretivas que contribuam para a qualidade e desempenho da edificação.

## 5.2 Sugestões para trabalhos futuros

O presente estudo traz uma análise crítica do projeto estrutural executivo da edificação em questão, voltado para a segurança estrutural e verificação dos estados-limite. Desta forma, são sugeridas para trabalhos futuros diferentes tipos de análise:

- Analisar outros critérios estruturais para elementos como resistência à torção e capacidade de solo;
- Desenvolver análise computacional por meio de outros softwares comerciais e compara os resultados com o do Eberick.
- Realizar levantamento quantitativo das manifestações patológicas da edificação em que foram superficialmente abordadas.

## REFERÊNCIAS

- ARAÚJO, José Milton. **Curso de concreto armado**. Editora Dunas, 2003.
- ASSIS JÚNIOR, Edson Costa de; GIONGO, José Samuel. **Análise numérica da ancoragem de barras superiores das armaduras longitudinais em ligações monolíticas viga-pilar de extremidade**. Anais, 2005.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681 – **Ações e segurança nas estruturas -Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projetos de estruturas de concreto-Procedimentos**. Rio de Janeiro, Brasil, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15575-1: **edifícios habitacionais: desempenho: parte 1: requisitos gerais**. Rio de Janeiro, 2013
- BARBOZA, M. A. (2008). **Dimensionamento de lajes nervuradas por meio do método dos elementos finitos**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil. (n.d.).
- BASTOS, PSS. Lajes de concreto armado. **Apostila de sala de aula da disciplina Estruturas de Concreto I**. Departamento de Engenharia Civil. Universidade Estadual Paulista (UNESP)-Campus de Bauru/SP, 2021.
- BRITO, R. R. S. ; DUARTE, J. L. A. ; FREITAS, M. V. P. ; FONTANA, A. R. L. ; MESQUITA, A. L. A. ; LIMA NETO, A. F. . **Análise estrutural de um canal de água circulante (CWC) para a realização de ensaios experimentais hidrodinâmicos**. In: 60º Congresso Brasileiro do Concreto, 2018, Foz do iguaçu. Anais do 60º Congresso Brasileiro do Concreto CBC 2018, 2018.
- CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segunda NBR 6118:2014.4. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2004. 374 p.
- CHAGAS, D. P. **Análise Comparativa entre Modelos Estruturais para Edifícios de Concreto Armado**.TCC (Trabalho de Conclusão de Curso do Curso Superior de Engenharia de Produção Civil). Curitiba, 2012.
- CLÍMACO, J. C. T. de S. **Estruturas de Concreto Armado: Fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação**.3. ed. Rio de Janeiro: Elsevier; Brasília: Editora UnB de 58Brasília, 2016.
- DIAS, Cairo Afonso Camargo. **ANÁLISE COMPUTACIONAL DA SEGURANÇA ESTRUTURAL DE UMA UNIDADE DE ENSINO INFANTIL EM NOVO REPARTIMENTO (PA) –ESTUDO DE CASO**. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará Campus Universitário de Tucuruí, Tucuruí, p. 71 f. 2019.
- FILHO, Américo C. **Projeto de lajes maciças de concreto armado**. Porto Alegre, 2014.

FREITAS, I. S. G. ; COSTA, M. G. ; LOBO, S. F. ; LIMA, R. R. ; FREITAS, M. V. P. ; FERREIRA, M. P. . **Verificação estrutural de um edifício garagem em concreto armado na cidade de Belém-PA.** In: 6ª Conferência sobre Patologia e Reabilitação de Edifícios PATORREB 2018, 2018, Rio de Janeiro. Anais do PATORREB 2018, 2018.

FUSCO, P. B. **Técnica de arma as estruturas de concreto.**1. ed. São Paulo: Pini, 1995.

FUSCO, P. B. **Estruturas de Concreto –Solicitações Tangenciais.**2. ed. São Paulo: Pini, 2008.

HELENE, P. **Introdução da vida útil no projeto das estruturas de concreto NB/2001.Workshop sobre Durabilidade das Construções.** Novembro. 2001. São José dos Campos.

KIMURA, Alio. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculos de edifícios com uso de sistemas computacionais.** Editora PINI, 632 p. São Paulo, 2007

LINS, F. F. V. **Comparativos entre Modelos Integrados de Análise, formados por Pórtico Espacial e Grelha, Aplicados em Estruturas de Concreto Armado de Edifícios de Múltiplos Pavimentos.** Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, p. 124. 2010.

MARCELLI, Maurício. **Sinistros na construção civil.** São Paulo: Pini, 2007.

OLIVEIRA, Guilherme Riquena de. **Estudo comparativo sobre o projeto estrutural de lajes nervuradas e maciças em concreto armado na situação de incêndio.** 2020.

PROMON ENGENHARIA. **Tabelas para dimensionamento de concreto armado: segundo a NB-1/76 .**São Paulo, McGraw-Hill do Brasil, 269p., 1976

RIBEIRO, R. J. C.; OLIVEIRA, D. R. C. O colapso do edifício Real Class. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 11, p. 357-388, 2018.

ROQUE, J. A.; MORENO JUNIOR, A. L. Considerações sobre vida útil do concreto. In: Encontro Nacional de Pesquisa, Projeto e Produção em Concreto Pré-Moldado, 2005, São Carlos.

SILVA E SOUZA, ANDRESSA; BOAVENTURA, MARIA EUGENIA DE SÃO. **verificação e análise de um projeto estrutural em concreto armado por meio do cálculo manual e o software eberick: acompanhamento da obra.** 2017

SILVA, F. A. da; CAMARGO, H. F. E. de. **Análise das manifestações patológicas de um ginásio poliesportivo municipal localizado no sudeste do estado do Pará.** 2018. 117 f. TCC (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Pará, Tucuruí, 2010.

SOUZA, Rafael Alves; ENAMI, Rodrigo Mazia. Sobre os acidentes estruturais recentes ocorridos na cidade de Maringá-PR. Revista Tecnológica, v. 18, n. 1, p. 91-101, 2009.

SUSSEKIND, J. C. (1985). **Curso de Concreto (4 ed., Vol. 1)**. Porto Alegre: Ed. Globo.

TAPAJÓS, Luamim Sales et al. **Efeito do vento no dimensionamento de edifícios de concreto armado**. Revista IBRACON de estruturas e materiais, v. 9, p. 883-910, 2016.

VENTURINI, W. S.; BORTOLIN, A. A.; FERREIRA, A. **Dimensionamento de peças retangulares de concreto armado solicitadas à flexão oblíqua**. São Carlos, EESC-USP, 1990.

WIGHT, K. J.; MACGREGOR, G. J. **Reinforced Concrete: Mechanics and Design**. Prentice Hall, 6th Edition, Sep. 2011.