

UNIVERSIDADE ESTUDAL DA REGIÃO TOCANTINA DO MARANHÃO
CAMPUS AÇAILÂNDIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL BACHARELADO

JARDYLENE ALMEIDA COSTA

**INFLUÊNCIA DAS VINCULAÇÕES VIGA-PILAR SEMIRRÍGIDAS NAS ÁREAS DE
AÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO: estudo de caso em uma
residência unifamiliar utilizando softwares de dimensionamento estrutural**

Açailândia

2022

JARDYLENE ALMEIDA COSTA

**INFLUÊNCIA DAS VINCULAÇÕES VIGA-PILAR SEMIRRÍGIDAS NAS ÁREAS DE
AÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO: estudo de caso em uma
residência unifamiliar utilizando softwares de dimensionamento estrutural**

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual da Região Tocantina do Maranhão/Campus Açailândia, como requisito para obtenção do grau de Bacharelado em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Me. Fernando Henrique Fernandes Sousa

Açailândia

2022

C837i

Costa, Jardylene Almeida

Influência das vinculações viga-pilar semirrígidas nas áreas de aço de estruturas de concreto armado: estudo de caso em uma residência unifamiliar utilizando softwares de dimensionamento estrutural / Jardylene Almeida Costa – Açailândia: UEMASUL, 2022.

107 f. : il.

Monografia (Curso de Engenharia Civil) – Universidade Estadual da Região Tocantina do Maranhão – UEMASUL, Açailândia, MA, 2022.

1. Concreto armado. 2. Ligações viga-pilar. 3. Semirrígidas. Título.

CDU 624.012.45

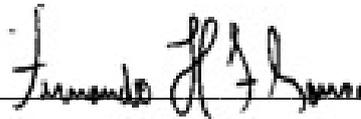
JARDYLENE ALMEIDA COSTA

**INFLUÊNCIA DAS VINCULAÇÕES VIGA-PILAR SEMIRRÍGIDAS NAS ÁREAS DE
AÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO: estudo de caso em uma
residência unifamiliar utilizando softwares de dimensionamento estrutural**

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual da Região Tocantina do Maranhão/Campus Açailândia, como requisito para obtenção do grau de Bacharelado em Engenharia Civil.
Orientador: Prof. Me. Fernando Henrique Fernandes Sousa

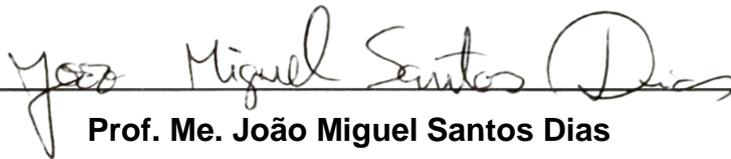
Aprovada em: 08/08/2022

BANCA EXAMINADORA



Prof. Me. Fernando Henrique Fernandes Sousa

Mestre na Área em Gerenciamento de Resíduos
Universidade Estadual da Região Tocantina do Maranhão



Prof. Me. João Miguel Santos Dias

Mestre em Engenharia Ambiental Urbana
Universidade Estadual da Região Tocantina do Maranhão



Prof. Esp. Randal Silva Gomes

Especialista em Estruturas e Fundações
Universidade Estadual da Região Tocantina do Maranhão

Dedico este trabalho a minha família, pois sem ela não teria o suporte necessário para concluir o meu curso.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por me possibilitar meios de ultrapassar as dificuldades no decorrer da realização deste trabalho.

A minha mãe, Lusivane Moreira Almeida e ao tio Cláudio José de Oliveira Filho, por todo apoio e suporte.

Ao meu tio/pai, Francisco Oliveira Silva (in memorian), por todo o incentivo e apoio enquanto estava presente, sua lembrança me inspira e me faz persistir.

As minhas irmãs e familiares, que me motivaram para a realização deste trabalho.

Ao professor Fernando Henrique Fernandes Sousa, por aceitar ser meu orientador, pelo tempo dedicado, material disponibilizado para o desenvolvimento deste trabalho.

Aos professores e funcionários da UEMASUL que trabalharam para o desenvolvimento do curso durante estes 5 anos.

Aos meus amigos e colegas de turma, que estiveram ao meu lado no decorrer desse curso.

A todas as pessoas que direta ou indiretamente fizeram parte da minha formação, muito obrigada.

RESUMO

A utilização de softwares de dimensionamento estrutural é uma alternativa para a realização de obras seguras, na modelagem dos elementos estruturais é prático assumir que as ligações viga-pilar são rígidas, mas conforme estudos realizados essas vinculações apresentam certo grau de rotação entre os elementos. Portanto, é importante entender a influência que as ligações viga-pilar semirrígidas apresentam no comportamento estrutural, em especial nas áreas de aço das estruturas de concreto armado. Esse trabalho utilizou os softwares de dimensionamentos estruturais Eberick e TQS no dimensionamento de um sobrado unifamiliar localizado no município de Açailândia – MA, para realizar as análises foram alterados os fatores de rotações dos elementos, sendo os modelos 1 referente ao software Eberick, e o 2 relacionado ao TQS, e as designação A, B, C, D e E para as reduções de 0%, 10%, 20%, 25% e 30%. As diferenças de armaduras entre os modelos dos dois softwares foram: 460,40 kg para o modelo A; 487,40 kg para o modelo B; 406,50 kg para o modelo C; 334,40 kg para o modelo D e 307,90 kg para o modelo E. A alteração no fator de rotação dos modelos provocou uma redistribuição de esforços e reações na edificação, modificando o comportamento dos elementos com valores diferentes desse fator, que influenciou na quantidade dos pesos dos aços nos elementos estruturais.

Palavras-chave: Softwares. Dimensionamento. Ligações viga-pilar. Semirrígidas. Concreto Armado.

ABSTRACT

The use of structural design software is an alternative for carrying out safe works, in the modeling of structural elements it is practical to assume that the beam-column connections are rigid, but according to studies carried out these connections present a certain degree of rotation between the elements. Therefore, it is important to understand the influence that the semi-rigid beam-column connections have on the structural behavior, especially in the steel areas of reinforced concrete structures. This work used the structural design software Eberick and TQS in the design of a single-family townhouse located in the municipality of Açailândia - MA, to carry out the analyzes the rotation factors of the elements were changed, with models 1 referring to the Eberick software, and the 2 related to TQS, and designations A, B, C, D and E for reductions of 0%, 10%, 20%, 25% and 30%. The differences in reinforcement between the models of the two software were: 460.40 kg for model A; 487.40 kg for model B; 406.50 kg for model C; 334.40 kg for model D and 307.90 kg for model E. The change in the rotation factor of the models caused a redistribution of efforts and reactions in the building, modifying the behavior of elements with different values of this factor, which influenced the amount of steel weights in structural elements.

Key Words: Software. Sizing. Semi-rigid. Beam-column connections. Reinforced Concrete.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Comportamento de uma viga de concreto simplesmente apoiada	18
Figura 2 - Perspectiva de parte de edifícios: principais elementos estruturais	20
Figura 3 - Fluxo das ações nos elementos estruturais em edifícios.	20
Figura 4 - Arranjo dos pilares na estrutura real, em planta e situação de projeto	22
Figura 5 - Dimensões consideradas no cálculo do vão efetivo de vigas	24
Figura 6 - Valores práticos para estimativa da altura das vigas	25
Figura 7 - Processo para determinação da área de influência dos pilares	26
Figura 8 - Definição de nó de pórtico	28
Figura 9 - Classificação das ligações viga-pilar quanto à sua geometria: (a) a (f) grupo externo e (g) a (j) grupo interno	29
Figura 10 - Nomenclatura utilizada para a classificação dos nós de pórtico	29
Figura 11 - Pórticos de ligações rígidas	30
Figura 12 – Pórticos de ligações semirrígidas	31
Figura 13 - Fator de restrição à rotação	32
Figura 14 - Interface do Eberick	34
Figura 15 - Visualização em 3D no TQS	35
Figura 16 - Modelagem da residência em estudo	38
Figura 17 - Pavimento inferior da residência	38
Figura 18 - Planta de cobertura da residência	39
Figura 19 - Pavimento superior da residência	39
Figura 20 - Modelagem do pavimento térreo	47
Figura 21 - Modelagem do Segundo Pavimento	48
Figura 22 - Modelagem dos elementos da Cobertura	49
Figura 23 - Lajes do Pavimento Superior	50
Figura 24 - Lajes da Cobertura	51
Figura 25 - Cargas de paredes em vigas	53
Figura 26 - Carga de parede na L6	54
Figura 27 - Redução do engaste para nós semirrígidos	54
Figura 28 - Vinculação no TQS	55
Figura 29 - Modelagem em 3D da edificação no <i>software</i> Eberick	57
Figura 30 - Peso de aço nas vigas (Modelo 1-A)	58
Figura 31 - Peso dos pilares (Modelo 1-A)	59

Figura 32 - Peso das Lajes (Modelo 1-A)	59
Figura 33 - Peso das Fundações e Escada (Modelo 1-A)	60
Figura 34 - Peso das vigas (Modelo 1-B)	61
Figura 35 - Peso dos pilares (Modelo 1-B)	62
Figura 36 - Peso das lajes (Modelo 1-B)	62
Figura 37 - Peso das Fundações e Escada (Modelo 1-B)	63
Figura 38 - Peso das vigas (Modelo 1-C)	64
Figura 39 - Peso dos pilares (Modelo 1-C)	65
Figura 40 - Peso das lajes (Modelo 1-C)	65
Figura 41 - Peso das Fundações e Escada (Modelo 1-C)	66
Figura 42 - Peso das vigas (Modelo 1-D)	67
Figura 43 - Peso dos pilares (Modelo 1-D)	68
Figura 44 - Peso das lajes (Modelo 1-D)	68
Figura 45 - Peso das Fundações e Escada (Modelo 1-D)	69
Figura 46 - Peso das vigas (Modelo 1-E)	70
Figura 47 - Peso dos pilares (Modelo 1-E)	71
Figura 48 - Peso das lajes (Modelo 1-E)	71
Figura 49 - Peso das Fundações e Escada (Modelo 1-E)	72
Figura 50 - Total de peso do aço dos modelos	73
Figura 51 - Comparação entre os pesos de aço dos modelos 1-A e 1-B	73
Figura 52 - Comparação dos pesos de aço entre os modelos 1-A e 1-C	74
Figura 53 - Comparação dos pesos de aço entre os modelos 1-A e 1-D	75
Figura 54 - Comparação dos pesos do aço entre os modelos 1-A e 1-E	76
Figura 55 - Valores do coeficiente γ_z	77
Figura 56 - Modelagem em 3D da edificação no <i>software</i> TQS	78
Figura 57 - Peso de aço nas vigas (Modelo 2-A)	79
Figura 58 - Peso dos pilares (Modelo 2-A)	80
Figura 59 - Peso das lajes (Modelo 2-A)	80
Figura 60 - Peso das Fundações e Escada (Modelo 2-A)	81
Figura 61 - Peso das vigas (Modelo 2-B)	82
Figura 62 - Peso dos pilares (Modelo 2-B)	83
Figura 63 - Peso das lajes (Modelo 2-B)	83
Figura 64 - Peso das Fundações e Escada (Modelo 2-B)	84
Figura 65 - Pesos das vigas (Modelo 2-C)	85

Figura 66 - Peso dos pilares (Modelo 2-C)	86
Figura 67 - Peso das lajes (Modelo 2-C)	86
Figura 68 - Peso das Fundações e Escada (Modelo 2-C)	87
Figura 69 - Peso das vigas (Modelo 2-D)	88
Figura 70 - Peso dos pilares (Modelo 2-D)	89
Figura 71 - Peso das lajes (Modelo 2-D)	89
Figura 72 - Peso das Fundações e Escada (Modelo 2-D)	90
Figura 73 - Peso das vigas (Modelo 2-E)	91
Figura 74 - Peso dos pilares (Modelo 2-E)	92
Figura 75 - Peso das lajes (Modelo 2-E)	92
Figura 76 - Peso das Fundações e Escada (Modelo 2-E)	93
Figura 77 - Total de peso do aço dos modelos <i>software</i> TQS	94
Figura 78 - Comparação entre os pesos de aço dos modelos 2-A e 2-B	95
Figura 79 - Comparação dos pesos de aço entre os modelos 2-A e 2-C	95
Figura 80 - Comparação dos pesos de aço entre os modelos 2-A e 2-D	96
Figura 81 - Comparação dos pesos do aço entre os modelos 2-A e 2-E	97
Figura 82 - Coeficiente γ_z dos modelos do TQS	98
Figura 83 - Comparação dos pesos de aço entre os softwares Eberick e TQS	99
Figura 84 - Valores de coeficientes γ_z encontrados	100

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Peso específico dos materiais de construção	27
Tabela 2 - Valores mínimos das cargas verticais	27
Tabela 3 - Classes de agressividade ambiental	27
Tabela 4 - Valores de cobrimento para elementos estruturais	40
Tabela 5 - Pré-dimensionamento das lajes	42
Tabela 6 - Alturas das vigas	43
Tabela 7 - Área de concreto dos pilares	44
Tabela 8 - Dimensões das seções dos pilares	52

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	17
2.1	Estruturas de Concreto Armado	17
2.1.1	Concepção Estrutural	19
2.1.2	Lajes	21
2.1.3	Vigas	21
2.1.4	Pilares	21
2.1.5	Pré-dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado	22
2.1.6	Cargas para o Cálculo de Estruturas	26
2.1.7	Classe de Agressividade Ambiental	27
2.2	Tipos de Vinculações Viga-Pilar	28
2.2.1	Vinculações Rígidas	30
2.2.2	Vinculações Semirrígidas	30
2.3	Fator de Restrição à Rotação	31
2.4	Estabilidade Global	32
2.5	Uso de Softwares no Dimensionamento Estrutural	33
2.5.1	Eberick	33
2.5.2	TQS	35
3	METODOLOGIA	37
3.1	Considerações Iniciais	37
3.2	Escolha dos softwares de dimensionamento estruturais	37
3.3	Caracterização da Edificação	38
3.4	Projeto estrutural.	40
3.4.1	Parâmetros de projeto	40
3.4.2	Cargas	41
3.4.3	Pré-dimensionamento	42
3.4.4	Critérios de Vinculação dos modelos dimensionados	45
3.5	Dimensionamento da Estrutura	46
3.5.1	Concepção Estrutural	46

3.5.1	Lançamento da Estrutura nos Softwares	46
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO	57
4.1	Pórtico Tridimensional no Eberick	57
4.1.1	Modelo 1-A	57
4.1.2	Modelo 1-B	60
4.1.3	Modelo 1-C	63
4.1.4	Modelo 1-D	66
4.1.5	Modelo 1-E	69
4.2	Discussão dos Resultados do software Eberick	72
4.3	Pórtico Tridimensional no TQS	78
4.3.1	Modelo 2-A	78
4.3.2	Modelo 2-B	81
4.3.3	Modelo 2-C	84
4.3.4	Modelo 2-D	87
4.3.5	Modelo 2-E	90
4.4	Discussão dos Resultados do software TQS	93
4.5	Comparação entre o Eberick e o TQS	98
5	CONCLUSÕES	101
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	103

1 INTRODUÇÃO

Na Construção Civil, o concreto armado trouxe avanços, devido à combinação das propriedades do concreto (durabilidade, resistência à compressão e baixo custo) com as do aço (resistência à tração e ductilidade), viabilizando a construção de elementos com variados formatos, com certa velocidade e facilidade, possibilitando a elaboração de novos modelos de construção (PEREIRA, 2021).

A aplicação do concreto armado permitiu a verticalização das edificações, sendo que, o solo urbano fica identificado pelo aparecimento de edifícios que reúnem uma maior quantidade de área construída em um determinado espaço da cidade, seja para otimizar espaço ou razões arquitetônicas (BENEVOLO, 2001). Em contrapartida, o processo de verticalização das edificações, gera dificuldades em relação à criação de projetos, um exemplo seria o aumento da exposição dos raios solares e dos ventos nesses edifícios, que geram uma maior demanda para o processo de concepção desses espaços (FARIAS; RAVIOLLO; CALVACANTE, 2017).

Com isso, as análises de edificações que eram vistas como complexas, logo, consideradas inviáveis para serem executadas por métodos analíticos, são atualmente realizadas com facilidade por *softwares* de cálculo estrutural. (SANTOS, 2016). Na realização da modelagem das estruturas no *software* é prático presumir que as ligações viga-pilar são perfeitamente rígidas, logo, nesses nós as vinculações geram rotações relativas entre os elementos (NEVES, 2016). Mas, conforme os estudos de Ferreira, El Debs e Elliott (2003) e Alva, Ferreira e El Debs (2009) sobre estruturas e concreto pré-moldado, as vinculações viga-pilar exibem atuação de um engastamento parcial, ou seja, a ligação é semirrígida, reduzindo a rigidez da ligação viga-pilar.

Logo, acontece uma redistribuição de esforços e deslocamentos ocasionados pela tendência desses esforços de se transferirem para vinculações mais rígidas, conseqüentemente, as ligações viga-pilar semirrígidas apresentam um momento de engastamento, ou seja, momento negativo reduzido, em contrapartida, ocorre aumento do momento positivo no meio do vão (MONCAYO, 2011).

Dessa forma, a rigidez no nó tem relação com o aparecimento das rotações relativas como abordam Ferreira (1999) e Alva (2004) em seus estudos, o primeiro referente a deformabilidade das ligações viga-pilar em estruturas pré-moldadas, e o segundo na tese de doutorado sobre o estudo do comportamento de nós em pórticos

de concreto armado sujeitos a ações cíclicas. Assim sendo, a redução da rigidez, tem influência no comportamento estrutural de edificações, pois o rearranjo dos esforços pode ter impacto na estabilidade global, diminuindo a precisão da modelagem estrutural, o que gera problemas de comportamento estrutural (NEVES, 2016).

Devido à negligência de alguns projetistas, a análise da influência da rigidez nas vinculações não é realizada, podendo ser motivo, a quantidade de materiais produzidos sobre o assunto, sobretudo da influência no comportamento estrutural da edificação (SANTOS, 2016). Também pode ser outro fator a cultura da aplicação das vinculações rígidas nas análises, na prática de concepção de projetos é normal utilizar apenas as ligações articuladas ou engastadas (SOUZA, 2006).

Mesmo que tenham vários trabalhos experimentais e analíticos sobre as ligações viga-pilar monolíticas em estruturas de concreto armado, designada como nós de pórtico, são poucas as pesquisas realizadas sobre a influência da rigidez dessas vinculações na área da estabilidade global, e também no arranjo dos esforços da estrutura, com impacto nas áreas de armadura dos elementos estruturais (SANTOS, 2016).

Barros et al. (2018) apresenta em um estudo que os deslocamentos horizontais e os efeitos de segunda ordem crescem devido ao aumento do número de pavimentos da edificação, como exemplo um edifício de 15 pavimentos, onde a estrutura pode ser definida como estrutura de nós móveis. Com isso, nas edificações de múltiplos pavimentos, o impacto da rigidez das ligações viga-pilar é importante, pois afetam a estabilidade global da edificação.

Com isso, Santos (2016) aborda que para se desenvolver projetos estruturais que apresentem o comportamento da estrutura de maneira mais realista, é importante estudar a influência das ligações viga-pilar. Pois, a aplicação desses métodos pode assegurar maior segurança nos projetos de estruturas em concreto armado, principalmente nas edificações de múltiplos pavimentos.

O estudo das ligações viga-pilar é benéfico, pois abrange aspectos construtivos e econômicos, além da segurança e eficiência da edificação (ARAÚJO, 2013). Visto que, o desempenho estrutural está relacionado com as ligações da estrutura, devido principalmente a representação teórica das vinculações divergirem da prática, logo os esforços diferem dos calculados, o que pode trazer como resultado seções subdimensionadas ou superdimensionadas (BALDISSERA, 2006).

A rigidez inicial é fornecida conforme as características geométricas da estrutura, além de fatores relacionados à execução (ELLIOTT et al., 1994; FERREIRA, 1999). Desse modo, essa pesquisa tem o objetivo analisar a influência das ligações viga-pilar semirrígidas nas áreas de aço de estruturas de concreto armado de uma residência unifamiliar, utilizando *softwares* de dimensionamento estruturais.

Com isso, é importante entender a influência da rigidez das vinculações viga-pilar, pois com a análise estrutural se poderá entender as consequências no dimensionamento dos elementos, na estabilidade global e como as ligações semirrígidas afetam as armaduras dos elementos estruturais.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo serão abordados os temas referentes às estruturas de concreto armado; concepção estrutural; os elementos estruturais, como: as lajes, as vigas e os pilares; o pré-dimensionamento de estruturas de concreto armado; os tipos de vinculações viga-pilar; as vinculações rígidas; vinculações semirrígidas; fator de restrição à rotação; estabilidade global e o uso de softwares no dimensionamento estrutural.

2.1 Estruturas de Concreto Armado

O Concreto é constituído por cimento, água, agregado miúdo (areia) e agregado graúdo (pedra ou brita), podendo conter adições e aditivos químicos, visando melhorar ou alterar suas propriedades básicas (BASTOS, 2019). Conforme Carvalho (2014) o concreto é formado por água, cimento e agregados, sendo que:

- Pasta: é formado com o cimento + água;
- Argamassa: é formada por pasta + agregados miúdos;
- Concreto: argamassa + agregado graúdo;
- Microconcreto: é um concreto cuja característica é possuir agregado graúdo com dimensões reduzidas;
- Concreto de alto desempenho: são concretos que possuem a resistência à compressão maior que 50 MPa.

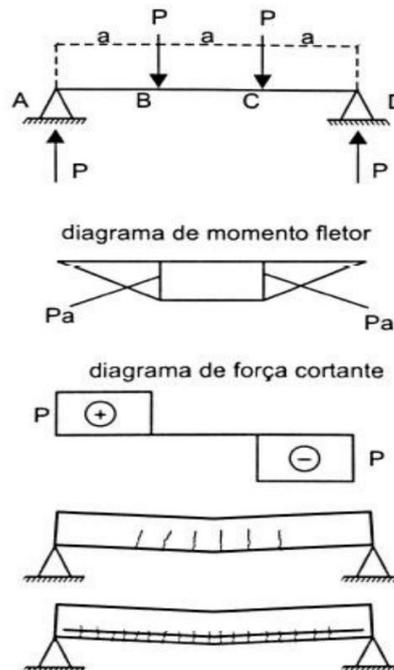
Nas estruturas das edificações, o concreto é responsável por absorver as tensões de compressão, geralmente é desconsiderada a resistência à tração, por ser um valor baixo, sendo aproximadamente 1/10 da resistência à compressão (FILHO, 2008). Com o propósito de ampliar a resistência à tração de componentes de concreto foi adicionado o aço, que possui boa resistência à tração, colocado longitudinalmente a peça que sofre tração (CARVALHO, 2014).

Assim, surgiu o concreto armado, os dois materiais trabalham em conjunto, garantido aderência entre o concreto e o aço. A aderência assegura, internamente, a propagação de esforços do aço para o concreto e reciprocamente, visto que proporciona a equivalência de deformações específicas (ε) das barras de aço e do concreto que as envolve. Dessa forma, nas regiões tracionadas, onde o concreto

possui resistência aproximadamente nula, acontece a fissuração, e com isso a deformação do mesmo, e pela aderência, as barras de aço são forçadas a trabalhar, como resultado, absorvendo os esforços de tração a qual o concreto armado está sujeito (SUSSEKIND, 1980).

A Figura 1 apresenta esquema ilustrado por Carvalho (2014) demonstrando a reação da viga nos pontos B e C que está sujeita a flexão pura, em conformidade aos esforços atuantes podem surgir fissuras na parte tracionada da estrutura, sendo que, o aparecimento dessas fissuras tende a reduzir o potencial resistente da viga na atuação do momento fletor. Então, com o intuito de amplificar a resistência a tração desse elemento utiliza-se o aço longitudinalmente na viga.

Figura 1 - Comportamento de uma viga de concreto simplesmente apoiada



Fonte: Carvalho (2014).

Existem algumas associações entre argamassa, concreto e aço, podendo ser classificadas como:

- Argamassa armada ou microconcreto armado: composto por argamassa simples e armadura com o diâmetro pequeno, e com o espaçamento pequeno, podendo ser de fios e telas de aço (CARVALHO, 2014);
- Concreto com fibras: são formados compostos, por no mínimo duas fases distintas, sendo referente ao concreto (matriz) e as fibras, que

podem ser de diferentes materiais, como exemplos: aço, vidro, polipropileno, náilon e carbono (FIGUEIREDO, 2011);

- Concreto armado: associação entre o concreto simples e a armadura passiva, normalmente formada por barras de aço, a armadura não tem tensões iniciais (PINHEIRO; MUZARDO; SANTOS, 2007);
- Concreto protendido: a armadura possui tensões previamente aplicadas, para impedir as fissuras, além de efetuar o melhor uso do aço no estado limite último (ELU) (ABNT NBR 6118: 2014 – *Projeto de estruturas de concreto*).

Atualmente, o concreto armado, é um dos materiais mais usados no mundo, sendo, o material construtivo mais consumido. Segundo Porto (2015) isso se explica pelo desempenho apresentado por esse elemento, a sua simplicidade de aplicação e economia. Conforme a ABNT NBR 6118: 2014 os componentes feitos de concreto armado consistem da relação de aderência entre a armadura (aço) e o concreto, onde não existem os alongamentos prévios nas armaduras.

Com isso, o concreto é um material bastante utilizado nas estruturas das edificações, de maneira a garantir a segurança das construções, e para isso, é necessário realizar a concepção estrutural dessas edificações, escolher os tipos de vinculações entre os elementos, compreender sobre o fator de restrição à rotação entre as ligações, avaliar a estabilidade global da estrutural. Com o dimensionamento realizado por *softwares*, esses conceitos possibilitam a produção de projetos condizentes com a realidade e mais econômicos.

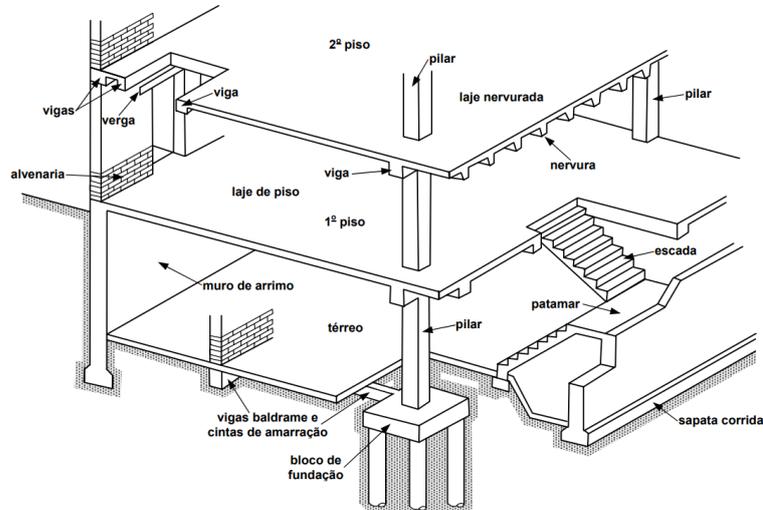
2.1.1 Concepção Estrutural

A elaboração da concepção estrutural de uma edificação compreende a implantação de um arranjo estrutural apropriado dos elementos estruturais da edificação, conforme a Figura 2 que apresenta esquema ilustrado por Alva (2007) demonstrando a perspectiva de parte de edifícios, para garantir que o mesmo atenda às finalidades do projeto. Pela complexidade das edificações, são empregados diferentes tipos de elementos estruturais, que combinados formam um conjunto resistente (ALVA, 2007).

Para Alva (2007) o arranjo estrutural deve garantir simultaneamente cinco aspectos, sendo eles: segurança, economia, durabilidade, estética e funcionalidade,

os dois últimos são relativos ao projeto arquitetônico. Uma vez que, a concepção estrutural deve considerar a finalidade da construção e atender, sempre que possível, os requisitos exigidos pela arquitetura.

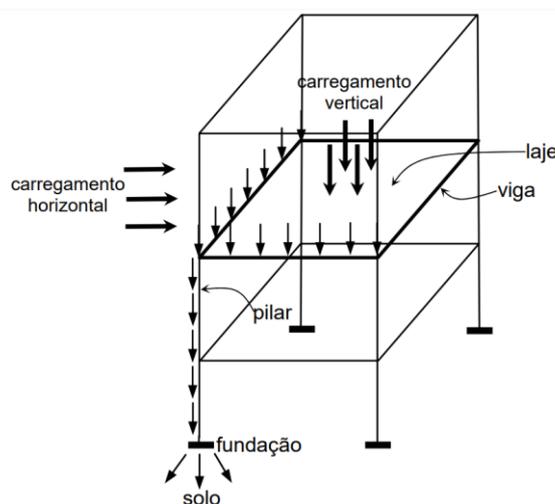
Figura 2 - Perspectiva de parte de edifícios: principais elementos estruturais



Fonte: Alva (2007).

O projeto estrutural é normalmente composto por elementos de vigas, lajes pilares e fundações. Com a configuração estrutural dessa forma: as lajes são escoradas nas vigas, e estas são apoiadas nos pilares, estes transportam as cargas e ações da construção para a fundação, que é encarregada de transferir as cargas para o solo, de modo a garantir a segurança e estabilidade da construção (PEREIRA, 2021; SILVA e VITO, 2011). A Figura 3 apresenta o esquema ilustrado por Alva (2007) demonstrando o fluxo das ações nos elementos estruturais em edifícios.

Figura 3 - Fluxo das ações nos elementos estruturais em edifícios.



Fonte: Alva (2007).

A partir do esquema da Figura 3, tem-se o caminho feito pelas ações em uma edificação, a seguir serão descritas as características desses elementos estruturais.

2.1.2 Lajes

São definidas como elementos bidimensionais, o comprimento e a largura possuem dimensões maiores que a espessura (BORGES, 2010). Também podem ser chamadas de placas, estas quando feitas de concreto são conhecidas como lajes (PORTO, 2015).

Segundo Bastos (2021b) elas são classificadas como:

- Laje maciça: a espessura é formada por concreto, tendo integrado armaduras longitudinais de flexão e armaduras transversais, apoiadas em vigas ou paredes;
- Lajes nervuradas: são moldadas *in loco* ou com nervuras pré-moldadas, onde a zona de tração dos momentos positivos está posicionada nas nervuras entre os materiais inertes (ABNT NBR 6118: 2014);
- Lajes pré-fabricadas: tem suas peças fabricadas industrialmente, podendo ser de concreto armado ou protendido;

Das lajes citadas, a laje maciça é mais aplicada no Brasil, pois possui mão de obra qualificada, facilidade construtiva e boa durabilidade (PAULINO, 2016; PEREIRA, 2021).

2.1.3 Vigas

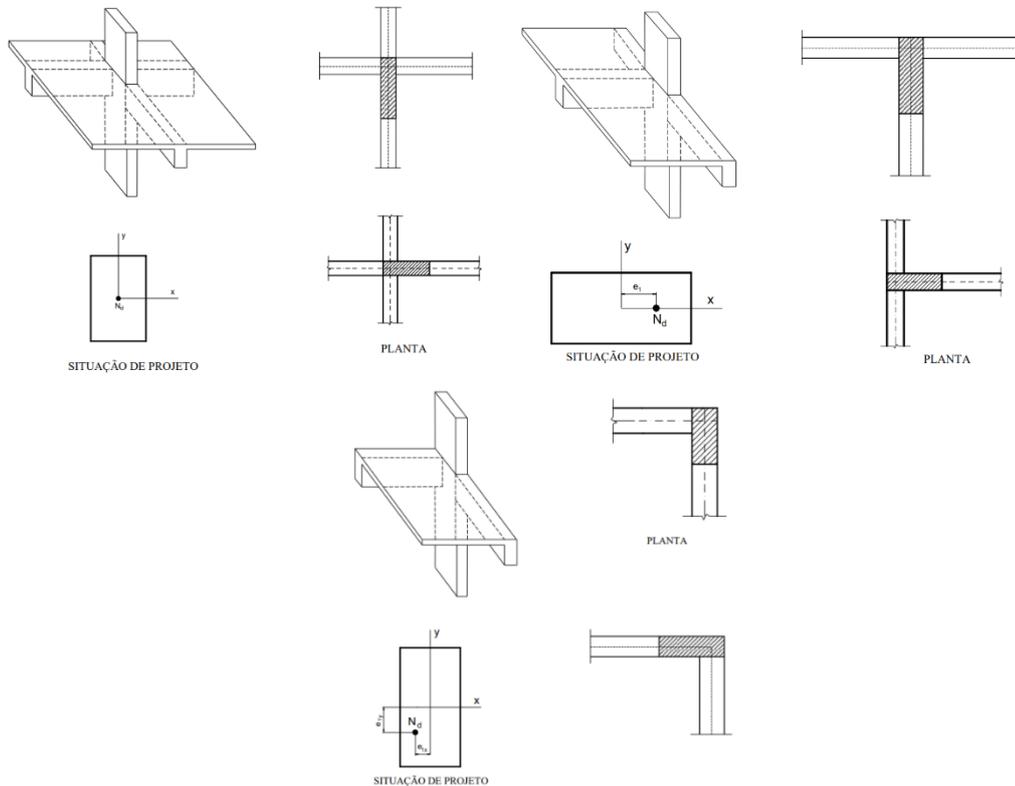
A ABNT NBR 6118: 2014 determina que as vigas são elementos lineares onde a flexão é predominante, o comprimento longitudinal excede no mínimo três vezes a maior dimensão da seção transversal, também chamada de barra. Normalmente são utilizadas como apoio para lajes, ou para outras vigas que não estejam apoiadas em pilares (ADÃO, HEMERLY, 2010).

2.1.4 Pilares

São elementos da estrutura normalmente dispostos na vertical e são preponderantes as forças de compressão, essas peças são responsáveis pelas

cargas transmitidas pelas vigas e lajes (GRAZIANO, 2005). A ABNT NBR 6118: 2014 enuncia que a seção transversal de maior dimensão não pode ultrapassar cinco vezes a menor dimensão.

Figura 4 - Arranjo dos pilares na estrutura real, em planta e situação de projeto



(a) Pilar intermediário, figura superior esquerda. (b) Pilar de extremidade, figura superior direita. (c) pilar de canto.

Fonte: Bastos (2017).

Conforme Oliveira (2004) os pilares em um projeto podem ser classificados quanto a sua disposição na estrutura: intermediários, extremidade ou de canto. Sendo que, esses tipos de pilares possuem diferentes dimensionamento e verificações, em virtude do conjunto formado por viga-pilar-laje, no que se refere aos deslocamentos e esforços (PEREIRA, 2021). A Figura 4 apresenta o esquema ilustrado por Bastos (2017) demonstrando a posição dos pilares em edificações, sendo (a) o pilar intermediário, (b) o pilar de extremidade e (c) o pilar de canto.

2.1.5 Pré-dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado

As estruturas de concreto armado devem ser dimensionadas seguindo as recomendações e requisitos presentes da ABNT NBR 6118: 2014, respeitando os requisitos de qualidade, durabilidade e segurança das estruturas.

- Pré-dimensionamento de lajes maciças:

As lajes maciças retangulares são as mais comuns, mas a diferença é referente a ser armada em uma ou duas direções, sendo λ a relação entre os vãos, temos: $\lambda > 2$ a laje é armada em uma direção; $\lambda \leq 2$ a laje é armada em duas direções (CLÍMACO, 2016). Sendo o maior vão (l_y) e menor vão (l_x), obedecendo à Equação 1 para laje unidirecional e a Equação 2 para laje bidirecional (BASTOS, 2021b):

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} > 2 \quad \text{Eq. (1)}$$

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} \leq 2 \quad \text{Eq. (2)}$$

De acordo com ABNT NBR 6118: 2014 os apoios são rígidos na direção vertical, logo, os vãos efetivos (l_{ef}) nas direções principais são calculadas conforme a Equação 3:

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2 \quad \text{Eq. (3)}$$

Sendo a_1 e a_2 , calculados pelas Equações 4 e 5.

$$a_1 \leq \begin{cases} t_1/2 \\ 0,3h \end{cases} \quad \text{Eq. (4)}$$

$$a_2 \leq \begin{cases} t_2/2 \\ 0,3h \end{cases} \quad \text{Eq. (5)}$$

Onde:

t_1 é a espessura da viga à esquerda (cm);

t_2 é a espessura da viga à direita (cm);

h é a altura adota inicialmente para a laje (cm);

Conforme Pinheiro, Muzardo e Santos (2010) existem três tipos de vinculações de borda, sendo, a de borda livre, a borda simplesmente apoiada e a borda engastada.

As cargas são determinadas seguida as normas ABNT NBR 8681: 2004 - *Ações e segurança nas estruturas - Procedimento*, a ANBT NBR 6118: 2014 e ABNT NBR 6120: 2019 - *Cargas para cálculo de estruturas de edificações*.

A ABNT NBR 6118: 2014 determina espessuras mínimas para lajes maciças, e conforme isso, também é determinado os cobrimentos mínimos para as

armaduras das lajes. A altura útil da laje é realizada conforme proposto por Pinheiro, Muzardo e Santos (2010), calculada usando a Equação 6:

$$d = (2,5 - 0,1n)l^*/100 \quad \text{Eq. (6)}$$

Onde:

d é a altura útil da laje (cm);

n é o número de bordas engastadas;

l^* é o menor valor entre l_x (menor vão) e $0,7 l_y$ (maior vão).

Com a altura útil da laje determina-se a altura total (h), utilizando a Equação 7:

$$h = d + c + \phi/2 \quad \text{Eq. (7)}$$

Onde:

h é a altura final da laje (cm);

d é a altura útil da laje (cm);

c é o cobrimento nominal (mm);

ϕ é diâmetro das barras longitudinal (mm), variando entre 5 e 10 mm.

Sendo que, a ABNT NBR 6118: 2014, no item 7.4, fornece os valores utilizados para o cobrimento nominal de armaduras, conforme a Equação 8:

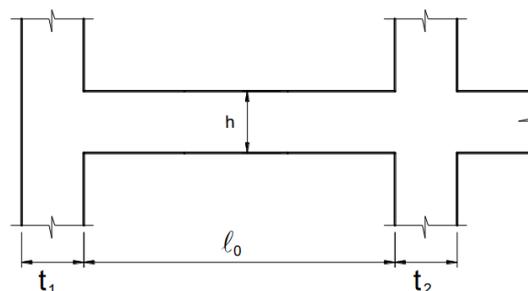
$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c \quad \text{Eq. (8)}$$

Visto que, geralmente, nas obras o valor de Δc tem que ser maior ou igual a 10 mm.

- Pré-dimensionamento de viga:

Segundo a ABNT NBR 6118: 2014, os vãos efetivos são calculados conforme as equações 3, 4 e 5, considerando a Figura 5 que apresenta esquema ilustrado por Bastos (2017) demonstrando as dimensões consideradas no cálculo do vão efetivo de vigas.

Figura 5 - Dimensões consideradas no cálculo do vão efetivo de vigas



Fonte: Bastos (2017).

A próxima etapa é a definição das dimensões das seções, seguindo a recomendação de Bastos (2017) de que os engenheiros e arquitetos preferem que as vigas fiquem embutidas nas paredes, as dimensões seguem o projeto arquitetônico da edificação. Sendo definida pela Equação 9, para obras que utilizem os concretos do tipo C20 e C25.

$$h = \frac{l_{ef}}{12} \quad \text{Eq. (9)}$$

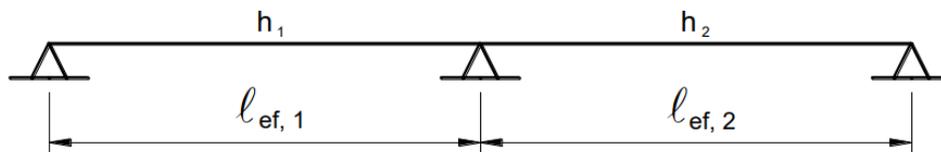
Onde:

h é a altura final da viga (cm);

l_{ef} é o vão efetivo da viga (cm).

A Figura 6 apresenta esquema ilustrado por Bastos (2017) demonstrando os valores adotados para a determinação da altura da viga.

Figura 6 - Valores práticos para estimativa da altura das vigas



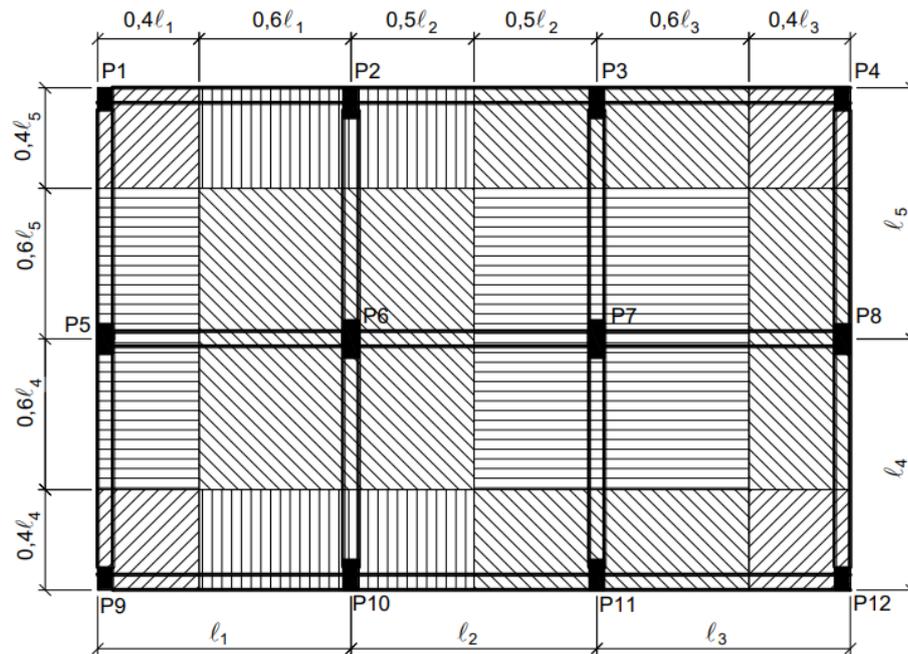
Fonte: Bastos (2017).

O último elemento a ser pré-dimensionado é o pilar, conforme descrito no item abaixo.

- Pré-dimensionamento de Pilares:

Um método simplificado para o dimensionamento de pilares é realizado por Bastos (2021a), onde se estima a carga vertical e a área de influência do pilar, conforme a Figura 7 que apresenta esquema ilustrado por Bastos (2021a) demonstrando o processo simplificado para a determinação da área de influência dos pilares. A carga vertical no pilar é encontrada pela multiplicação da carga total por metro quadrado da laje pela área de influência do mesmo.

Figura 7 - Processo para determinação da área de influência dos pilares



Fonte: Bastos (2021a).

Conforme Pinheiro (2007) a carga vertical no pilar, pode ser pré-dimensionamento da seção do pilar, conforme a equação 10:

$$A_c = \frac{30 \cdot \alpha \cdot A \cdot (n + 0,7)}{f_{ck} + 0,01 \cdot (69,2 - f_{ck})} \quad \text{Eq. (10)}$$

Onde:

A_c é área da seção transversal do pilar (cm^2);

α é o coeficiente que considera as excentricidades da carga, sendo 1,3 para pilares internos, 1,5 para pilares de extremidade e 1,8 para pilares de canto.

A é a área de fluência do pilar (m^2);

n é o número de pavimentos-tipo;

$(n + 0,7)$ considera a cobertura, sendo essa estimada com 70% da carga relativa ao pavimento-tipo;

f_{ck} é a resistência característica do concreto (kN/cm^2).

2.1.6 Cargas para o Cálculo de Estruturas

A Tabela 1 ilustra os valores de peso específico de alguns materiais de construção dispostos na ABNT NBR 6120: 2019.

Tabela 1 - Peso específico dos materiais de construção

Materiais	Peso específico aparente (kN/m³)
Tijolos furados	13,0
Argamassa de cal, cimento e areia	19,0
Argamassa de cimento e areia	21,0
Concreto Armado	25,0

Fonte: Adaptada da ABNT NBR 6120: 2019.

Na mesma norma, têm-se os valores referentes as cargas verticais em relação à localidade, a Tabela 2 ilustra esses locais e suas respectivas cargas verticais mínimas.

Tabela 2 - Valores mínimos das cargas verticais

Local	Carga (kN/m²)
Corredores – sem acesso ao público	2,0
Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro	1,5
Dispensa, área de serviço e lavanderia	2,0
Forro – sem acesso a pessoas	0,5

Fonte: Adaptada da ABNT NBR 6120: 2019.

2.1.7 Classe de Agressividade Ambiental

Em concordância com a ABNT NBR 6118: 2014, a agressividade do ambiente está interligada às ações físicas e químicas que agem nas estruturas de concreto. Logo, nos projetos estruturais a Tabela 3 ilustra a classificação de agressividade ambiental apresentada nessa norma.

Tabela 3 - Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação do tipo de ambiente	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
II	Moderada	Submersa	Pequeno
III	Forte	Urbana	Grande
IV	Muito forte	Marinha Industrial	
		Industrial	
		Respingos de maré	Elevado

Fonte: Adaptada da ABNT NBR 6118: 2014.

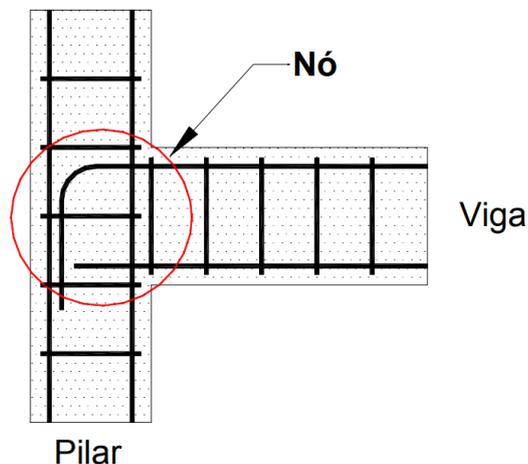
2.2 Tipos de Vinculações Viga-Pilar

As vinculações entre elementos são categorizadas com relação à classe de rigidez, sendo elas classificadas conforme Alva, Dos Santos e Da Silva (2018):

- Ligações rígidas: ocorre a transferência total dos momentos fletores;
- Ligações semirrígidas: ocorre a transferência parcial dos momentos fletores;
- Ligações articuladas: os momentos fletores não são transferidos.

Os nós dos pórticos são determinados fundamentado no tipo de vinculações que acontecem entre as vigas e os pilares, são zonas concebidas pela junção da viga com o pilar, conforme a Figura 8 que apresenta esquema ilustrado por Alva (2004), onde é demonstrado a definição de nó de pórtico, sendo a parcela do pilar com altura equivalente à seção transversal da viga que forma o pórtico (ALVA, 2004).

Figura 8 - Definição de nó de pórtico

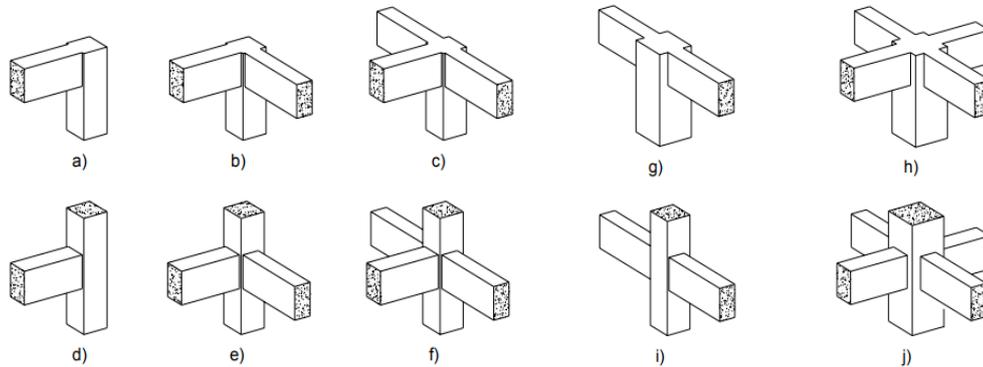


Fonte: Alva (2004).

A classificação dos nós pode ser realizada considerando-se as diferenças relacionadas aos métodos de ancoragem utilizados nas armaduras das vigas, sendo os nós separados em duas categorias (PAULAY & PRIESTLEY, 1992). A Figura 9 apresenta esquema ilustrado por Paulay e Priestley (1992) demonstrando a classificação das ligações viga-pilar à sua geometria, onde os externos são referentes de (a) à (f) e os internos (g) à (j). O nó externo está relacionado às vinculações entre as vigas e pilares de extremidade, ao passo que o nó interno corresponde às ligações

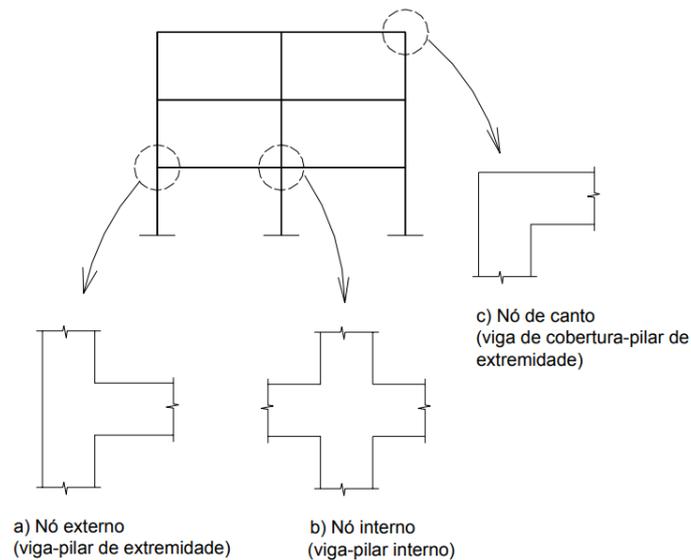
entre vigas e pilares internos, a Figura 10 apresenta esquema ilustrado por Alva (2004) demonstrando a nomenclatura utilizada para a classificação dos nós de pórtico.

Figura 9 - Classificação das ligações viga-pilar quanto à sua geometria: (a) a (f) grupo externo e (g) a (j) grupo interno



Fonte: Paulay e Priestley (1992).

Figura 10 - Nomenclatura utilizada para a classificação dos nós de pórtico



Fonte: Alva (2004).

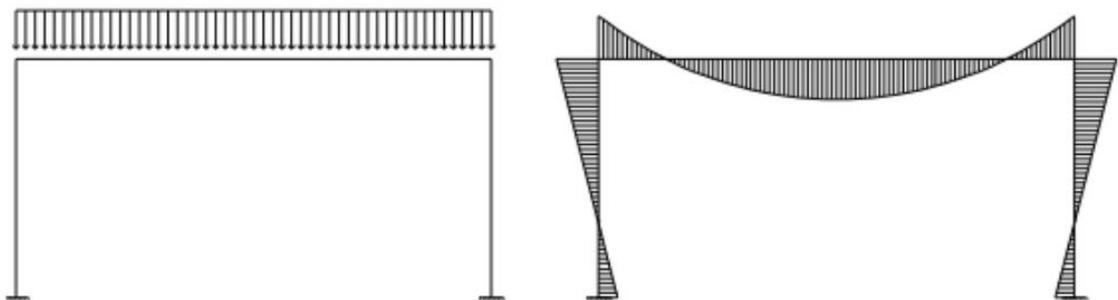
Fundamentado nos trabalhos realizados por Alva, Ferreira e El Debs (2009) é possível estipular que a atuação real das ligações viga-pilar, considerados elementos monolíticos de concreto armado, não são totalmente rígidas, pois acontecem parcialmente a transferência dos momentos fletores, com isso, é importante estudar o comportamento das vinculações semirrígidas.

2.2.1 Vinculações Rígidas

A ABNT NBR 6118: 2014 define que uma estrutura possui nós fixos quando os deslocamentos horizontais são pequenos, com isso, os efeitos de 2ª ordem são desprezados.

Nas vinculações rígidas, os momentos fletores são dispostos totalmente entre a viga e os pilares, essa distribuição pode ter impacto na redução da solicitação na viga, logo, no acréscimo da solicitação dos pilares (GUIMARÃES, 2010). A Figura 11 apresenta esquema ilustrado por Guimarães (2010) demonstrando as reações das ligações rígidas em um pórtico.

Figura 11 - Pórticos de ligações rígidas



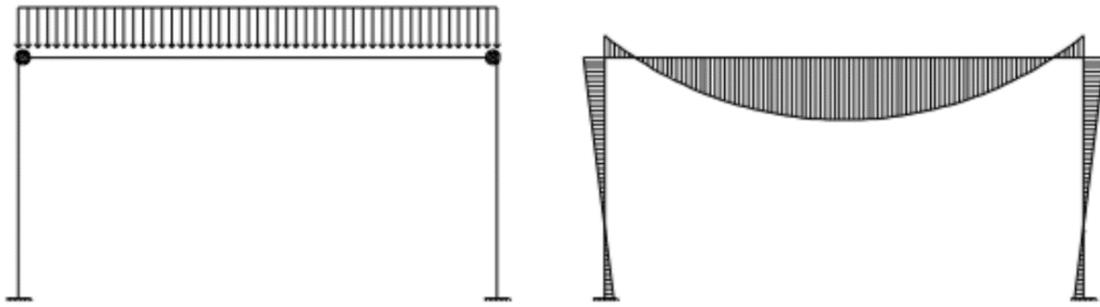
Fonte: Guimarães (2010).

O pórtico de nós rígidos possui um momento fletor máximo positivo menor do que os momentos presentes em pórticos com nós articulados, pois existe a presença dos momentos negativos, como pode-se observar na Figura 11. Os momentos negativos são produzidos nas extremidades do pórtico, com isso, ocorre uma diminuição do momento positivo (PEREIRA, 2021).

2.2.2 Vinculações Semirrígidas

Esses tipos de nó estão entre os nós articulados e os rígidos, a Figura 12 apresenta esquema ilustrado por Guimarães (2010) demonstrando o diagrama formado por pórticos de ligações semirrígidas, onde o diagrama não é linear, com isso, à transferência de momentos não pode ser resultante da multiplicação do seu fator de rigidez para obter o momento transferido entre a vinculação da viga e do pilar (GUIMARÃES, 2010).

Figura 12 – Pórticos de ligações semirrígidas



Fonte: Guimarães (2010).

Ligações totalmente articuladas podem apresentar resistência à flexão, por analogia às vinculações totalmente rígidas podem apresentar deformações se forem submetidas a esforços de flexão. Logo, as ligações semirrígidas apresentam redução das dimensões dos seus elementos, quando comparados à de ligações articuladas (MIOTTO, 2002).

2.3 Fator de Restrição à Rotação

Os nós dos pórticos eram vistos como áreas não críticas, pois segundo normas existentes, a sua resistência era a mesma que o elemento menos resistente da vinculação, contudo, estudos comprovaram que os nós de pórticos são as regiões mais críticas da estrutura, por existir mudança na direção de esforços e tensões atuantes (ALVA, 2004).

Com as pesquisas de Alva (2004) e Alva, Dos Santos e Da Silva (2018) foi indicado por experimentos, a existência de rotações relativas nas vinculações viga-pilar. Sendo que, a alteração na rigidez significou mudanças no comportamento estrutural do elemento estudado, diante das ações horizontais e aos efeitos de segunda ordem (ALVA; EL DEBS, 2013).

Segundo Alva, Dos Santos e Da Silva (2018) o fator de restrição à rotação representa a relação entre a rotação da extremidade do elemento (θ_1) e a somatória das rotações da ligação (θ_2) e da extremidade do elemento (θ_1) em conformidade com a Figura 13 que apresenta esquema ilustrado por ANBT NBR 9062: 2017 demonstrando o fator de restrição das ligações.

A ABNT NBR 9062: 2017 - *Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado* apresenta a equação 9 para representar o fator de restrição a rotação (α_R).

$$\alpha_R = \frac{1}{1 + \frac{3(EI)_{sec}}{R_{sec}L_{ef}}} \quad (11)$$

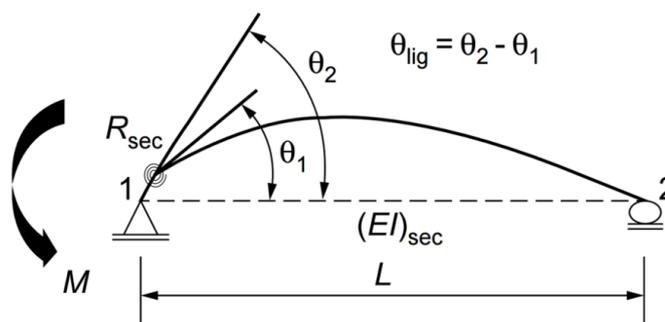
Onde:

$(EI)_{sec}$ é a rigidez secante da vinga, conforme a ABNT NBR 6118: 2014;

L_{ef} é o vão efetivo entre os apoios, ou seja, a distância entre os centros de giro nos apoios;

R_{sec} é a rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar.

Figura 13 - Fator de restrição à rotação



Fonte: ABNT NBR 9062 (2017).

Conforme a ABNT NBR 9062: 2017 o fator de restrição à rotação (α_R), varia de 1 a 0, se o fator de restrição for 1 ($\alpha_R = 1$) a ligação é perfeitamente rígida, já se o fator de restrição for 0 ($\alpha_R = 0$) indica uma vinculação perfeitamente articulada, logo, os valores intermediários são referentes as ligações semirrígidas.

2.4 Estabilidade Global

Segundo a ABNT NBR 6118: 2014 a estabilidade global deve ser verificada obrigatoriamente e obter os efeitos de segunda ordem da estrutura, pois ambos são importantes para verificar se a edificação está estável, garantido que não aconteça perda de estabilidade ou falta de capacidade resistente de cálculo.

Conforme a ABNT NBR 6118: 2014 acontecem três formas de instabilidades, sendo elas:

- nas estruturas sem imperfeições geométricas iniciais, pode haver (para casos especiais de carregamento) perda de estabilidade por bifurcação do equilíbrio (flambagem);

- b) em situações particulares (estruturas abatidas), pode haver perda de estabilidade sem bifurcação do equilíbrio por passagem brusca de uma configuração para outra reversa da anterior (ponto-limite com reversão);
- c) em estruturas de material de comportamento não linear, com imperfeições geométricas iniciais, não há perda de estabilidade por bifurcação do equilíbrio, podendo, no entanto, haver perda de estabilidade quando, ao crescer a intensidade do carregamento, o aumento da capacidade resistente da estrutura passa a ser menor que o aumento da sollicitação (ponto-limite sem reversão).

Segundo a ABNT NBR 6118: 2014 os efeitos de segunda ordem devem ser somados aos efeitos de 1ª ordem. Na análise de 1ª ordem a estrutura está em equilíbrio (na configuração geométrica inicial), diferentemente da análise de 2ª ordem, que considera a configuração deformada da edificação. Os efeitos de 2ª ordem podem ser desconsiderados se não representarem acréscimos superiores a 10% nas reações e nas sollicitações da edificação, caso contrário, esses efeitos devem ser considerados.

2.5 Uso de Softwares no Dimensionamento Estrutural

As construções de edificações de concreto armado aumentaram com o passar do tempo, com isso, é necessário assegurar a segurança e qualidade das mesmas, de maneira a diminuir o aparecimento das patologias estruturais. Esses problemas são gerados por falta ou excesso de aço nos componentes estruturais, objetivando mitigar as patologias e a aumentar a vida útil das obras, o emprego de *softwares* se torna necessário, pois a realização de simulações de diversas composições estruturais usando as normas da ABNT auxiliam nesse processo (BIASI, 2018).

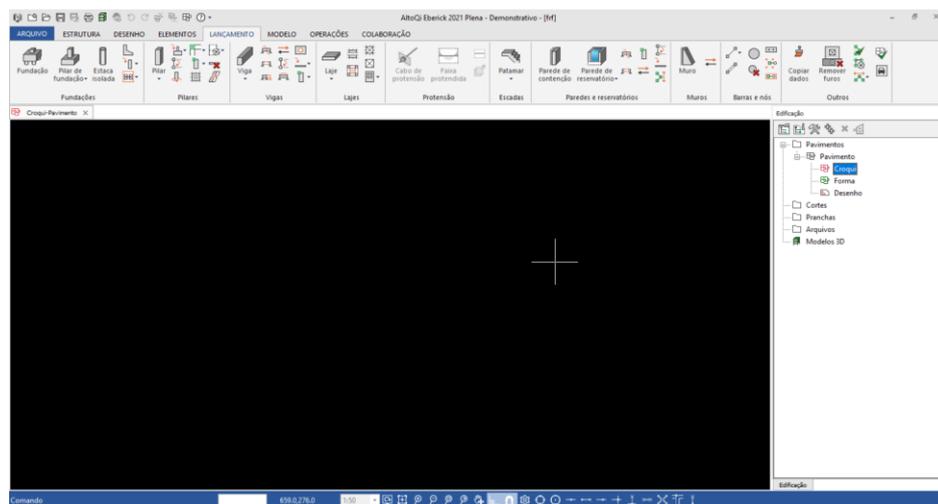
2.5.1 Eberick

O Eberick é um *software* desenvolvido pela empresa AltoQI, é um programa computacional vinculado a plataforma BIM (SILVA, 2017). Utiliza para a realização de modelagem, análise, dimensionamento e detalhadamente de projetos estruturais conforme às normas técnicas ABNT. Ele possui um sistema gráfico, com a entrada de dados, o *software* permite a realização de dimensionamento de componentes

estruturais, como, lajes, vigas, pilares e fundações, sendo que considera a ABNT NBR 6118: 2014 para os parâmetros técnicos (CUSTÓDIO, 2010).

O *software* Eberick tem um espaço de desenho integralizado aos menus na parte superior da janela, a barra de ferramentas ao lado e a linha de comando na parte inferior, possibilitando a mudança de escala, e botões que capturam e ajudam nos lançamentos dos componentes estruturais (SILVA, 2017). A Figura 14 apresenta esquema ilustrado da interface do Eberick.

Figura 14 - Interface do Eberick



Fonte: Autora.

É realizada a análise estrutural pelo método da matriz da rigidez direta, tendo como finalidade definir os efeitos das ações na edificação projetada, realizando a verificação dos estados limites últimos e de serviço, conseguindo os deslocamentos nos nós, os valores das reações nos vínculos de apoio e os esforços internos (SILVA, 2017).

De acordo com a AltoQI (2022) esse *software* tem como principais características:

- Permite a visualização em 3D da estrutura projetada;
- Realiza a análise em modelo de pórtico espacial, validando a estabilidade global;
- Permite a modelagem das vinculações entre os elementos (rótulas, engastes e semirrígidas);
- Possibilita a análise de toda a estrutura em um modelo que integra lajes, vigas e pilares;
- Realiza o dimensionamento conforme a ABNT NBR 6118: 2014;

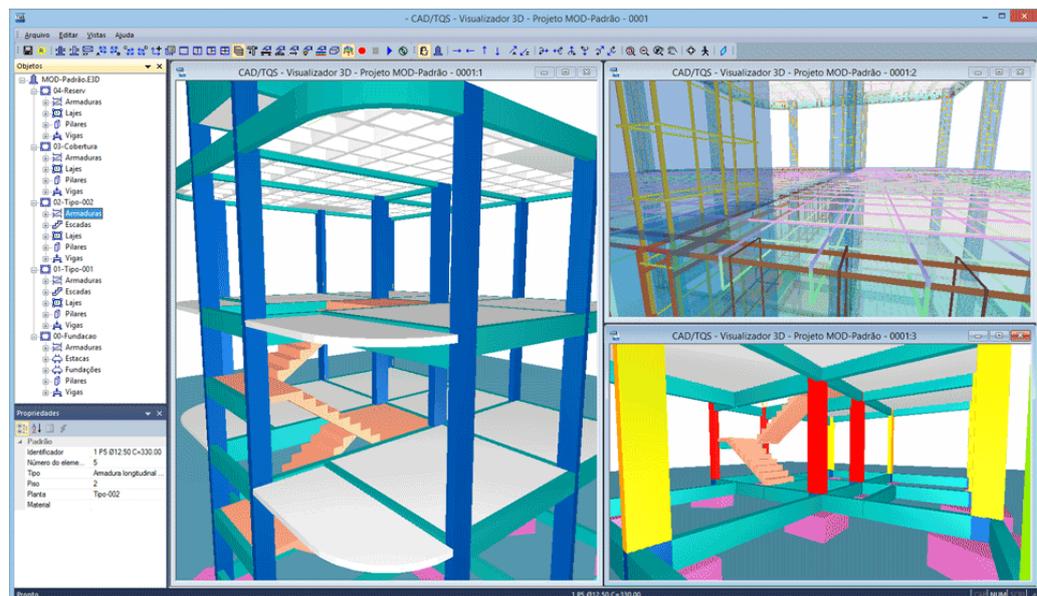
- Realiza o detalhamento da estrutura, possibilitando a edição das armaduras.

2.5.2 TQS

O TQS é *software* foi desenvolvido pela empresa TQS informática Ltda, tendo como finalidade a realização de projetos de estruturas de concreto armado, protendido e em alvenaria estrutural. É formado por um agrupamento de sistema, que trabalha de forma integrada e automatizada, oferecendo recursos para a concepção estrutural, análise estrutural, dimensionamento e detalhamento de armaduras, geração de desenhos e emissão de plantas (SILVA, 2017).

Segundo a TQS informática Ltda (2022) os projetos estruturais são feitos com mais facilidade, atendo as normas técnicas da ABNT e a compatibilização do modelo estrutural no processo BIM. A Figura 15 apresenta esquema ilustrado por TQS Informática Ltda (2002) demonstrando a visualização em 3D de projetos modelados nesse *software*.

Figura 15 - Visualização em 3D no TQS



Fonte: TQS Informática Ltda (2002).

De acordo com Santos (2017) as etapas para a utilização desse *software* são as seguintes:

- Concepção estrutural: é realizado o lançamento da estrutura, depende do nível de conhecimento do projetista, são definidos as características e dados da edificação, sendo o início do dimensionamento da estrutura;

- Análise Estrutural: é realizada a análise dos cálculos da estrutura, verificando os resultados obtidos;
- Dimensionamento: o programa computacional realiza um dimensionamento automático, sendo realizada a edição pelo projetista;
- Emissão de plantas: é permitido a emissão e a plotagem dos desenhos modelados, podendo emitir também tabelas e quantitativo de materiais.

3 METODOLOGIA

Essa pesquisa tem como finalidade avaliar a influência das ligações vigapilar semirrígidas em estruturas de concreto armado, realizando um estudo de caso em uma residência unifamiliar de dois pavimentos no município de Açailândia – MA, para isso foram dimensionados modelos da edificação nos *softwares* comerciais Eberick (v.15.295) e TQS (versão 23.2.56), sendo o último na versão estudante, objetivando a extração dos quantitativos de aços dos componentes estruturais da edificação.

3.1 Considerações Iniciais

Essa pesquisa foi desenvolvida conforme Gil (2002), tendo em vista seus objetivos, classificada como pesquisa exploratória, tendo como finalidade compreender o problema da pesquisa, o evidenciando, e realizando o levantamento bibliográfico, por meio de livros, artigos científicos, teses, monografias e empresas de *softwares*, focando na realização de um estudo de caso.

Inicialmente foi elaborada uma pesquisa bibliográfica, e construída a fundamentação teórica sobre os assuntos abordados, como os critérios da ABNT NBR 6118: 2014 sobre dimensionamento de vigas e pilares, assegurando os requisitos de segurança e qualidade do projeto. Além de buscar bibliografia disponível sobre a influência das ligações nas estruturas de concreto armado, usando dissertações, artigos científicos e livros para ampliar o conhecimento sobre o tema abordada.

3.2 Escolha dos softwares de dimensionamento estruturais

No mercado atual encontram-se vários *softwares* para cálculo estrutural que podem ser utilizados no dimensionamento de estruturas. O TQS é um software considerado confiável, pois apresenta alto grau de detalhamento em suas análises, além de apresentar configurações que são a favor da segurança. Já o Eberick apresenta um dimensionamento mais econômico (SOUZA; CUNHA; LEITE, 2021). Logo, esses softwares foram escolhidos por apresentarem os critérios quando a segurança e economia.

Além de seguirem os critérios de dimensionamento estabelecidos na ABNT NBR 6118: 2014. Com isso, todas as diretrizes seguidas para a realização desse

trabalho seguem a norma supracitada, em relação a majoração das solicitações e minoração das resistências em estruturas de concreto armado.

3.3 Caracterização da Edificação

O projeto da edificação utilizada como estudo de caso é de autoria própria, ilustrada pela Figura 16 que apresenta a modelagem da residência em estudo.

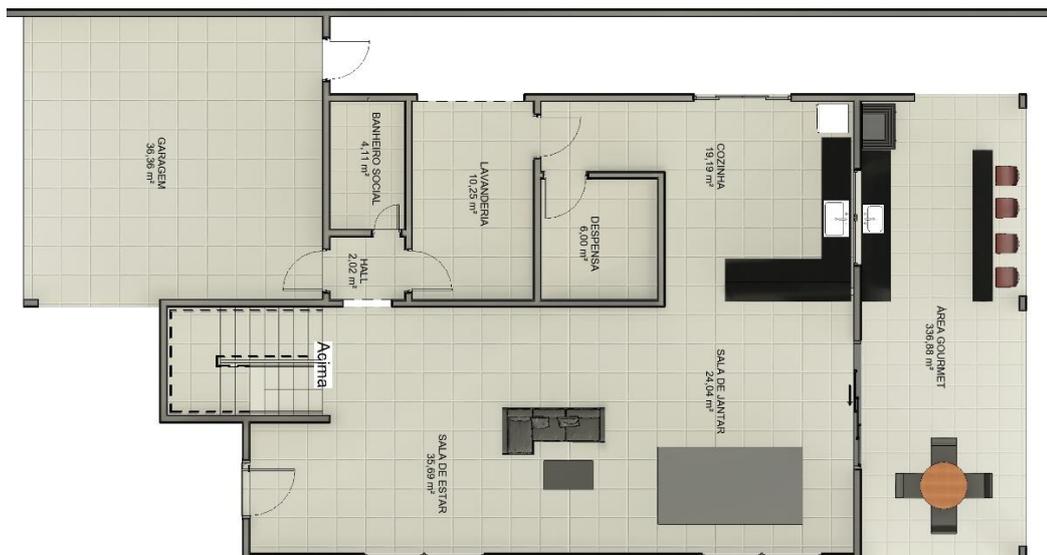
Figura 16 - Modelagem da residência em estudo



Fonte: Autora.

Visando analisar a influência das ligações viga-pilar semirrígidas em estruturas de concreto armado, a residência foi projetada com dois pavimentos. A edificação é um sobrado, composta pelo pavimento térreo, como ilustrado na Figura 17, o pavimento superior, conforme a Figura 19 e a cobertura como ilustrado na Figura 18. Ambos os pavimentos possuem pé direito de 3,0 m.

Figura 17 - Pavimento inferior da residência

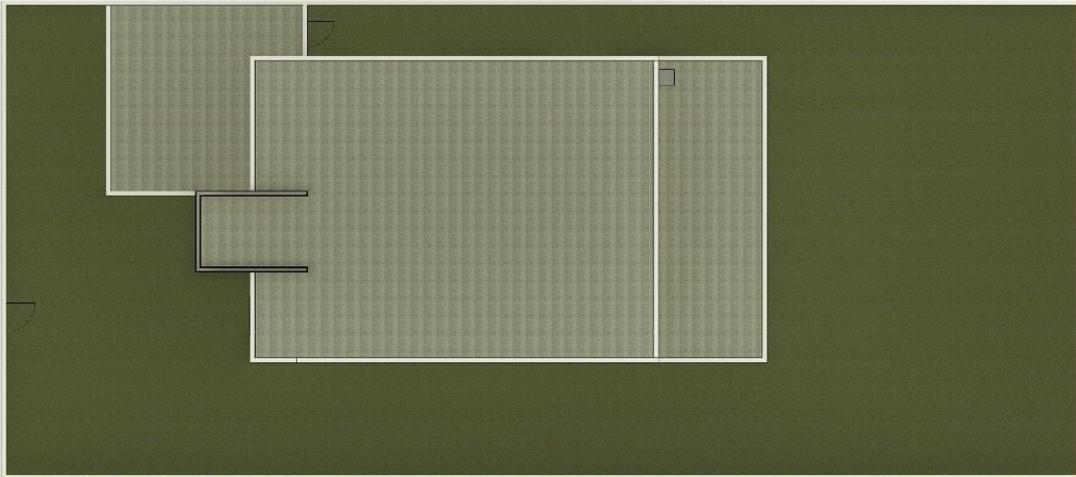


Fonte: Autora.

No pavimento térreo, está localizada a escada, a garagem, a sala de estar e de jantar, cozinha, despensa, lavanderia, banheiro social e a área gourmet. Possuindo uma área total de $190,73 \text{ m}^2$. As dimensões do sobrado são de 17,85 m na

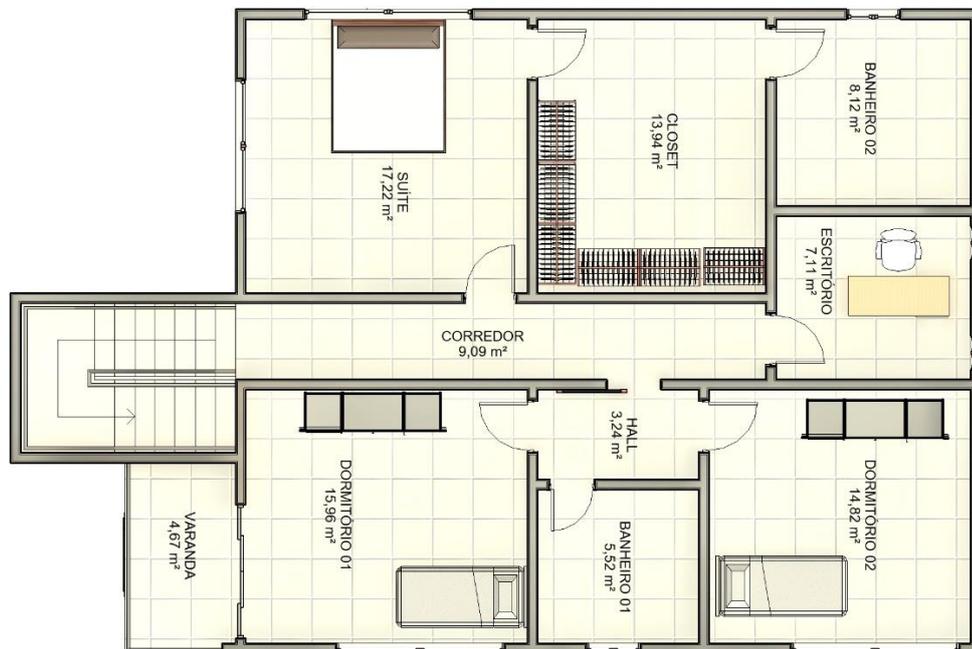
direção Y e 9,65 m na direção X, sendo Y a maior direção. Já considerando, possui 20,65 m na direção Y e 11,80 na direção X.

Figura 18 - Planta de cobertura da residência



Fonte: Autora.

Figura 19 - Pavimento superior da residência



Fonte: Autora.

Quanto ao pavimento superior, este é composto por uma suíte, dois dormitórios, dois banheiros, um closet, um escritório, o corredor e uma varanda. Com uma área total de 120,36 m² com as dimensões de 14,45 m na direção Y e 9,65 m na direção X.

A cobertura foi composta por lajes de cobertura, platibandas de 30 cm e a área para a caixa d'água, com platibanda de 1,70 m, e capacidade de armazenamento da caixa d'água é de 2000 l.

Todas as lajes da edificação são maciças e as paredes apresentam a espessura final de 15 cm, com essas informações foi possível realizar o projeto estrutural da edificação.

3.4 Projeto estrutural

Nesse tópico foram elencadas as etapas realizadas para a concepção e dimensionamento da residência unifamiliar utilizando os *softwares* comerciais Eberick e TQS, ambos nas últimas versões disponíveis.

3.4.1 Parâmetros de projeto

Foi escolhido o município de Açailândia – MA, que segundo o IBGE (2021) possui uma área territorial de 5.805,159 km² e uma população estimada em 113.783 habitantes, para ser realizado esse estudo de caso. Conforme a ABNT NBR 6118: 2014 esse município está na classe de agressividade ambiental II.

Conforme as informações apresentadas no item 6.1.7 deste trabalho, foi empregado para a edificação a classe de agressividade ambiental II, como demonstra a Tabela 3, pois possui agressividade moderada, com pequeno risco de deterioração da estrutura e os valores de cobrimento estão ilustrados na Tabela 4, seguindo as recomendações da ABNT NBR 6118: 2014.

Tabela 4 - Valores de cobrimento para elementos estruturais

Elemento	Cobrimento (cm)
Lajes	2,50
Vigas	3,00
Pilares	3,00
Sapatas	3,00

Fonte: Autora.

Em concordância com a classe de agressividade ambiental da localização da edificação fictícia, foram adotados os seguintes dados nos modelos analisados:

- Aço CA 50;

- Concreto C-25: vigas, pilares, lajes e fundações;
- Agregado graúdo: granito;
- Dimensão do agregado = 19 mm;
- Seção transversal dos pilares será constante, tendo como objetivo uniformizar as possíveis variações geométricas das vinculações;

Com relação ao vento, os parâmetros seguidos foram da ABNT NBR 6123: 1988 - *Forças devidas ao vento em edificações* e tendo como referência o município de Açailândia – MA, onde a velocidade básica do vento considerada foi de 30 m/s, o fator topográfico S_1 foi considerado para terrenos planos ou poucos acidentados, com o valor de 1,00. O S_2 foi classificado para terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas (Categoria III) e classe B, já que a maior dimensão da edificação está entre 20 m e 50m, sendo que a maior dimensão (vertical ou horizontal) está entre 20 m e 50 m, já o fator S_3 deve o valor igual a 1,00, visto que a edificação é de uso residencial.

3.4.2 Cargas

As cargas existentes na edificação são categorizadas como: cargas por área (acidental e revestimento) atuantes nas lajes; provenientes da ação do vento; cargas lineares que agem nas lajes e vigas resultantes das paredes e cargas oriundas do peso próprio dos elementos estruturais da edificação.

Para as lajes do pavimento superior, o carregamento permanente considerado foi o seu peso próprio. Já nas lajes de cobertura, os valores de carregamento permanentes foram os mesmos que os supracitados.

Em relação aos carregamentos acidentais, foram seguidos os critérios referentes a ABNT NBR 6120: 2019, dessa maneira, as lajes receberam o carregamento acidental, conforme a Figura 9, em concordância com o seu local e uso.

Para as vigas, o carregamento permanente foi referente ao seu peso próprio, adicionado a carga linear das paredes de alvenaria de tijolos furados, que segundo a ABNT NBR 6120: 2019 possui um peso específico de 1300 kg/m^3 , seguindo os valores dispostos na Figura 8, sendo que as paredes possuem espessura final de 15 cm. Em todo o projeto, as aberturas das esquadrias foram desconsideradas.

A caixa d'água no projeto possui uma capacidade de 2000 l, logo a carga distribuída na laje onde a caixa d'água está locada possui dimensões de (240,0 x 319,0) cm² é calculada conforme a Equação 12:

$$Carga\ da\ água = \frac{2000}{7,656} = 261,23\ kgf/m^2 \quad Eq.\ (12)$$

Foi lançando nos *softwares* estruturais o valor de 270 kgf/m² em cargas extras, no quesito de água.

3.4.3 Pré-dimensionamento

O pré-dimensionamento para as lajes maciças, foi realizado conforme as Equações 1 a 7 do item 4.1.5 desse trabalho, resultando na Tabela 5, que ilustra as alturas úteis utilizadas para o dimensionamento da edificação.

Tabela 5 - Pré-dimensionamento das lajes

Laje	ℓ_x (cm)	ℓ_y (cm)	$0,7\ell_y$ (cm)	ℓ^* (m)	n	d (cm)	h (cm)
L1	339,75	425	298	2,98	2	6,8	10
L2	339,75	525	368	3,40	2	7,8	11
L3	405	425	298	2,98	3	6,8	10
L4	405	525	368	3,68	3	8,1	12
L5	255	425	298	2,55	3	5,6	9
L6	255	425	298	2,98	3	6,8	10
L7	425	435	305	3,05	3	6,7	10
L8	435	525	368	3,68	3	8,1	12
L9	600	615	431	4,31	2	9,9	13
L10	165	285	200	1,65	2	3,8	8
LC1	405	425	298	2,98	2	6,8	10
LC2	405	525	368	3,68	2	8,5	12
LC3	255	425	298	2,55	3	5,6	9
LC4	255	425	298	2,98	3	6,8	10
LC5	425	435	305	3,05	3	6,7	10
LC6	435	525	368	3,68	3	8,1	12
LC7	165	425	298	1,65	3	3,6	8
LC8	239	334	234	2,34	2	5,4	9
LC9	165	285	200	1,65	2	3,8	8

Fonte: Autora.

Legenda: ℓ_x é o vão menor da laje (cm); ℓ_y é o vão maior da laje (cm); ℓ^* é a dimensão da laje (m); n é o número de bordas engastadas da laje; d é a altura útil da laje (cm); h é a altura da laje (cm).

As lajes de L1 a L9 são alusivas as lajes do pavimento superior, os valores de h foram arredondados, conforme dispostos na coluna 8 da Tabela 5, mas no lançamento nos *softwares* as lajes de L1 a L8 foram usadas no valor de 12 cm, já que elas foram consideradas contínuas, além de facilitar a execução das mesmas. A laje L9 foi lançada com 13 cm, conforme demonstra na Tabela 5.

Para as lajes da cobertura, que são as LC1 a LC9, também foram consideradas contínuas, logo foi aplicado o mesmo critério supracitado, como isso, as lajes ficaram com h igual a 12 cm, com a finalização do pré-dimensionamento das lajes, a etapa seguinte foi o pré-dimensionamento das vigas.

Sendo utilizada a equação 9, já que algumas foram consideradas contínuas e outras biapoiadas, sendo denominadas como: as vigas baldrame (VB), vigas do pavimento térreo (V) e vigas da cobertura (CV). Assim sendo, foi utilizado o maior vão entre apoios para realizar o cálculo da altura das vigas. Sendo exceção desse critério as vigas V6, V7, V8, V9, V12, V13, VC5, VC6, VC7, VC8, VC10, VC11 e VC12 que são biapoiadas, logo o seu vão foi dividido por 10. Os valores obtidos foram ilustrados na Tabela 6.

Tabela 6 - Alturas das vigas

Viga	ℓ_{ef} (cm)	h (cm)
V1	525	43,75
V2	525	43,75
V3	525	43,75
V4	525	43,75
V5	525	43,75
V6	285	28,50
V7	240	24,00
V8	600	60,00
V9	615	61,50
V10	435	36,25
V11	435	36,25
V12	335	33,50
V13	435	43,50
VC1	525	43,75
VC2	525	43,75
VC3	525	43,75
VC4	525	43,75
VC5	425	42,50
VC6	285	23,75
VC7	240	24,00
VC8	600	60,00

VC9	615	61,50
VC10	435	36,25
VC11	435	43,50
VC12	335	33,50
VC13	435	36,25

Fonte: Autora.

Legenda: l_{ef} é o vão efetivo da viga (cm); h é a altura da viga (cm).

Para uniformização das medidas das vigas, visando a facilidade de execução das mesmas, estas foram usadas com a mesmas alturas, no caso 45 cm, com exceção as vigas V8, VB9, V9 e VB10, sendo as duas primeiras de 60 cm e as duas últimas com 65 cm. As vigas baldrames também seguiram esse padrão, dimensionadas com altura de 45 cm.

As larguras de todas as vigas foram de 14 cm, já que as espessuras finais das paredes eram de 15 cm, e as vigas devem ficar embutidas nesses elementos. Os últimos elementos pré-dimensionados foram os pilares.

Sendo utilizado a área de influência de cada pilar, e com isso aplicando a equação 7 para encontrar as dimensões dos mesmos. Usando como critérios os tipos de pilares e a quantidade de pavimentos, como mostrado na Tabela 7.

Tabela 7 - Área de concreto dos pilares

Pilar	Tipo	Área de Influência (cm ²)	Ac (cm ²)
1	canto	3,80	45,36
2	extremidade	7,97	79,27
3	canto	4,63	55,26
4	extremidade	7,80	188,41
5	interno	17,91	374,94
6	extremidade	10,15	245,18
7	extremidade	6,83	164,98
8	interno	15,82	110,15
9	extremidade	9,10	219,81
10	extremidade	7,02	169,57
11	interno	16,00	334,95
12	extremidade	9,05	110,15
13	canto	2,44	29,12
14	canto	13,30	385,52
15	interno	12,70	265,87
16	interno	11,35	237,61
17	extremidade	4,41	106,53
18	canto	1,20	34,78

19	interno	9,80	284,07
20	canto	1,03	29,86
21	canto	8,63	103,00
22	canto	4,02	47,98

Fonte: Autora.

A ABNT NBR 6118: 2014 cita como área mínima de concreto para um pilar o valor 360 cm². Com isso, uniformizaram-se as dimensões dos pilares para 14 x 30 cm², uma vez que a área é de 420 cm², fazendo com que todos os pilares cumpram esse requisito da norma. Além de não afetar a arquitetura da edificação, já que a espessura total da parede é de 15 cm.

Vale ressaltar que a ABNT NBR 6118: 2014 no item 13.2.3 diz que em caos especiais, pode-se utilizar pilares com dimensões menores que 19 cm, contanto que os esforços solicitantes de cálculo sejam majorados por um coeficiente adicional, que no caso, para pilares de 14 cm, é de 1,25. No dimensionamento das estruturas os softwares Eberick e TQS já realizam essa ponderação de maneira automática.

3.4.4 Critérios de Vinculação dos modelos dimensionados

O dimensionamento dos elementos estruturais foi realizado a partir da utilização das últimas versões dos *softwares*, sendo o Eberick comercial de 2022 e a livre do TQS de 2022, e também se utilizou o Excel para a realização do pré-dimensionamento dos elementos estruturais, no caso, vigas, lajes e pilares.

Os modelos realizados por *softwares* seguiram as descrições a seguir, seguindo a variação do fator de restrição à rotação (α_R), sendo que foram utilizados os valores de 1,00, 0,90, 0,80, 0,75 e 0,70, totalizando 10 modelos estudados. Os valores do fator de restrição escolhidos consideraram as pesquisas de Alva, Ferreira e El Debs (2009), em que foram encontrados os valores de 0,80 a 0,70 para a estrutura ser considerada engastada. E também seguindo a ABNT NBR 9062: 2017 onde diz que o fator de restrição à rotação (α_R) igual 1, é referente a vinculação perfeitamente rígida, já o fator $\alpha_R = 0$ é relativo às ligações perfeitamente articuladas, e os valores intermediários são referentes as ligações semirrígidas, logo:

Modelo 1 – Eberick:

- Modelo 1-A: ligações viga-pilar com 100% da rigidez (rígida);
- Modelo 1-B: ligações viga-pilar com 90% da rigidez (semirrígida);
- Modelo 1-C: ligações viga-pilar com 80% da rigidez (semirrígida);

- Modelo 1-D: ligações viga-pilar com 75% da rigidez (semirrígida);
- Modelo 1-E: ligações viga-pilar com 70% da rigidez (semirrígida).

Modelo 2 – TQS:

- Modelo 2-A: ligações viga-pilar com 100% da rigidez (rígida);
- Modelo 2-B: ligações viga-pilar com 90% da rigidez (semirrígida);
- Modelo 2-C: ligações viga-pilar com 80% da rigidez (semirrígida);
- Modelo 2-D: ligações viga-pilar com 75% da rigidez (semirrígida);
- Modelo 2-E: ligações viga-pilar com 70% da rigidez (semirrígida).

A edificação estudada será ficticiamente localizada no município de Açailândia – MA.

3.5 Dimensionamento da Estrutura

3.5.1 Concepção Estrutural

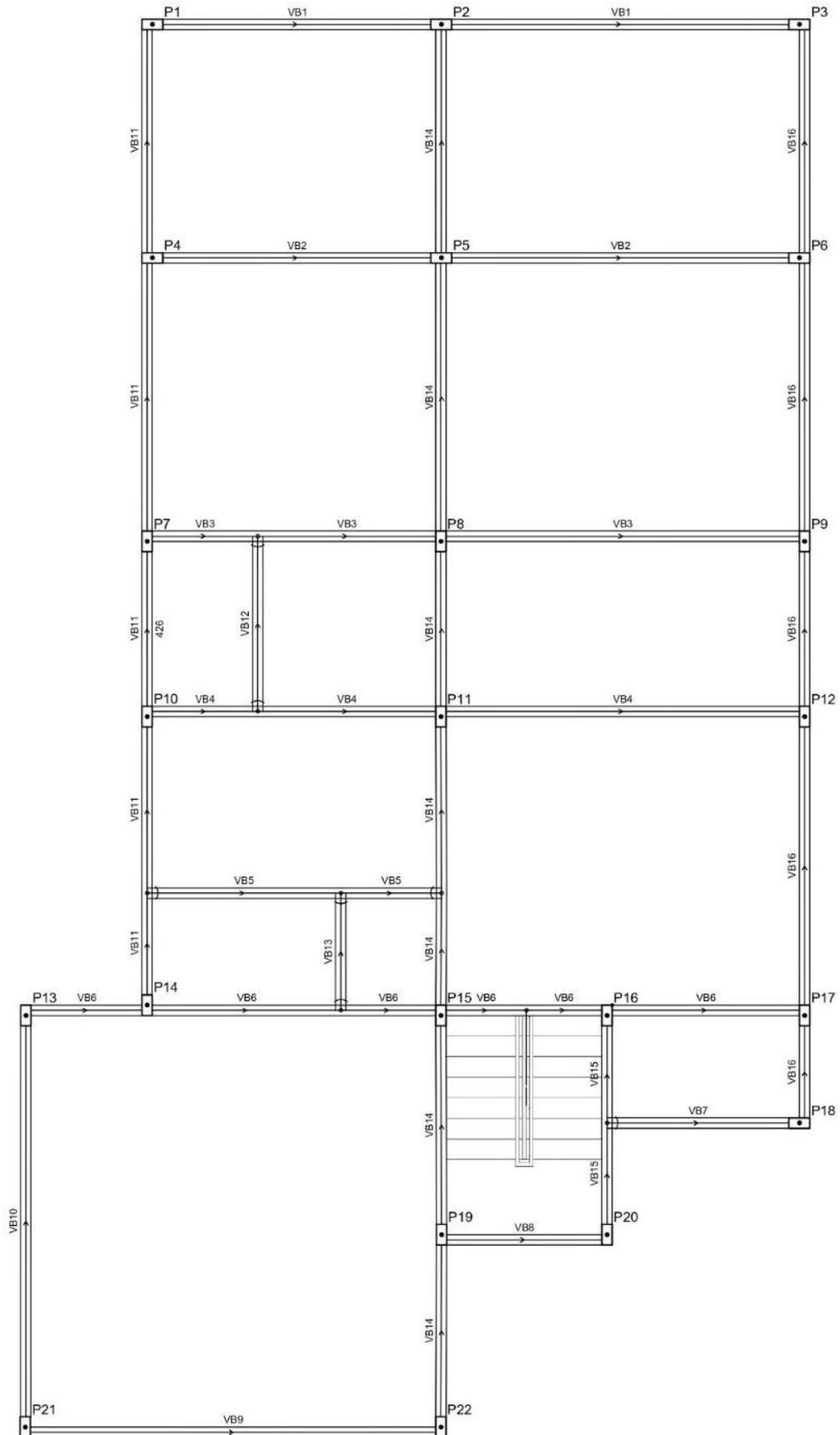
A concepção estrutural realizada serviu como base para o dimensionamento dos modelos realizados nesse trabalho. Conforme o item 4.1.1 dessa monografia, essa etapa tem finalidade garantir segurança, economia, durabilidade, estética e funcionalidade para o projeto. Logo deve ter pórticos de contraventamento, posicionamento das vigas nas paredes e o posicionamento dos pilares.

3.5.1 Lançamento da Estrutura nos Softwares

A etapa inicial é o pré-lançamento e concepção estrutural, seguindo o projeto arquitetônico da edificação para o posicionamento dimensionamento dos pilares, as vigas foram traçadas com o objetivo de formar pórticos com os pilares, para as lajes foi aplicada o tipo maciça.

Depois da definição dos modelos e as características que o compõem, a fase seguinte foi a realização da modelagem do projeto estrutural no *software* Eberick, seguindo as recomendações da ABNT NBR 6118: 2014 para as dimensões dos elementos estruturais. No Eberick foram realizadas as configurações que atendessem os requisitos já citados nesse trabalho, após a realização das configurações, foi iniciado a modelagem da edificação, realizando primeiramente o térreo, conforme a Figura 20, que ilustra os pilares e as vigas baldrame da construção.

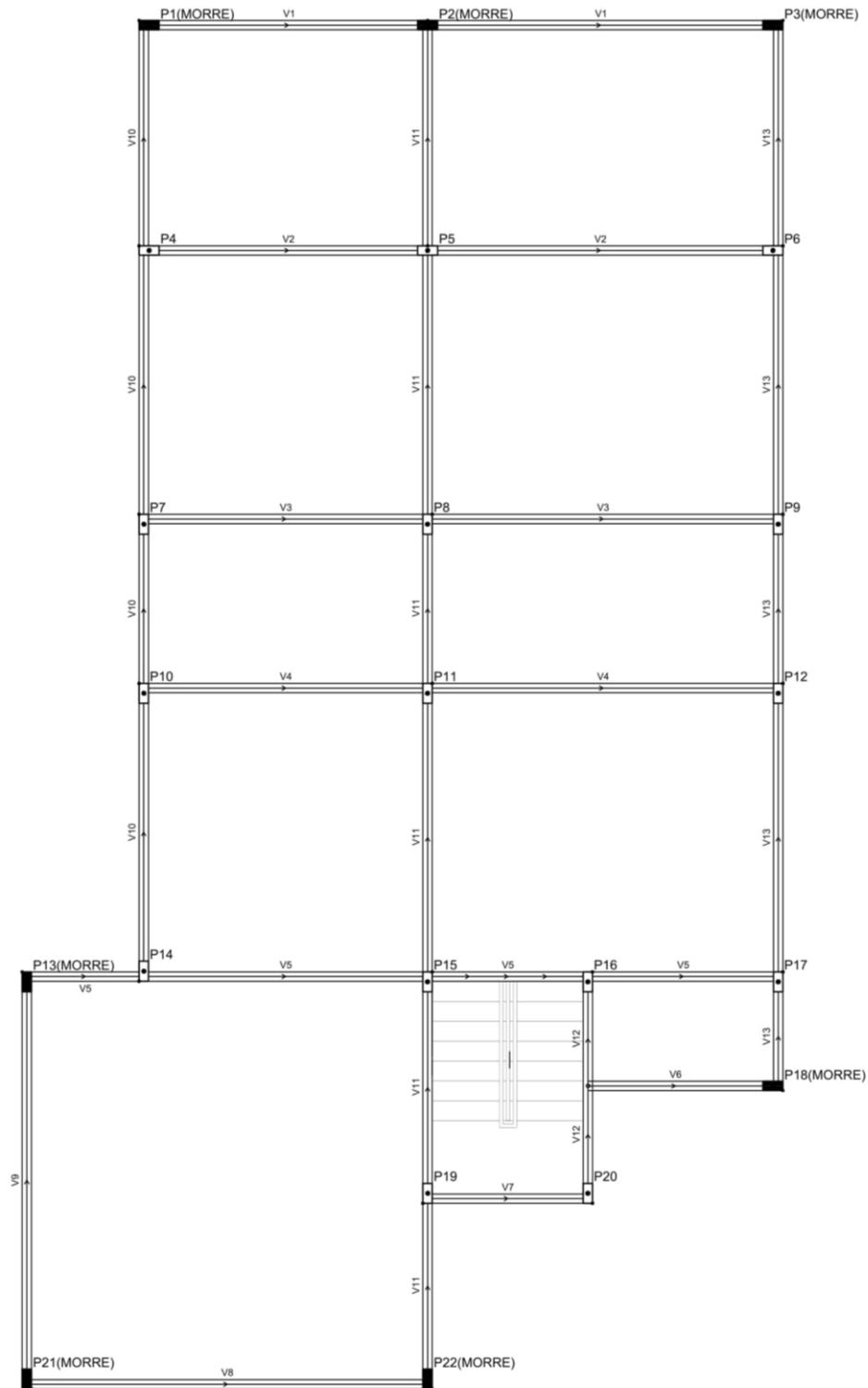
Figura 20 - Modelagem do pavimento térreo



Fonte: Autora.

Inicialmente, os elementos foram lançados seguindo o pré-dimensionamento dos mesmos, conforme as Tabela 6 Tabela 7. Em seguida, foi realizada a modelagem do pavimento superior, conforme ilustrado na Figura 21.

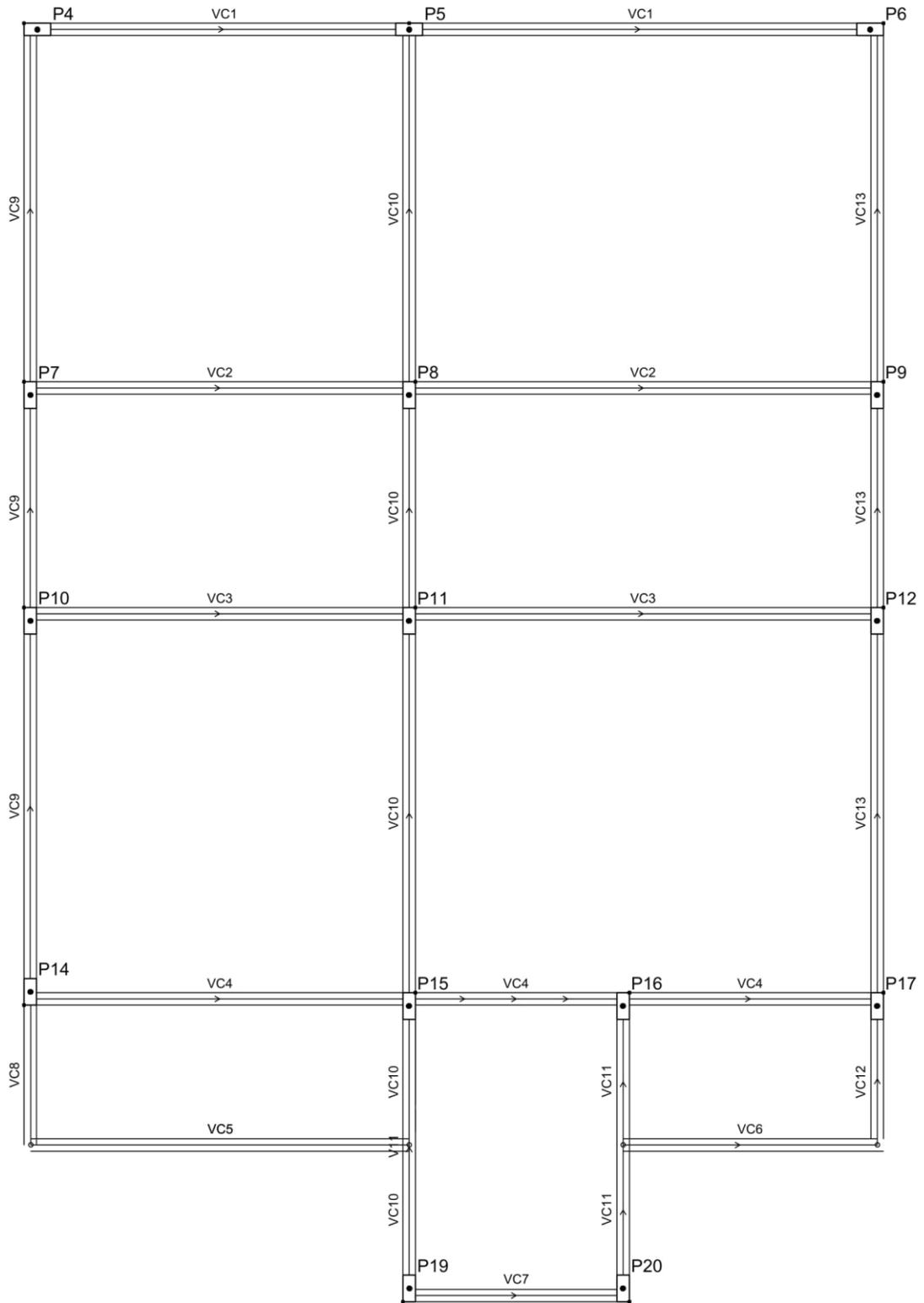
Figura 21 - Modelagem do Segundo Pavimento



Fonte: Autora.

Para finalizar, foi lançado as vigas e pilares na cobertura, como ilustra a Figura 22.

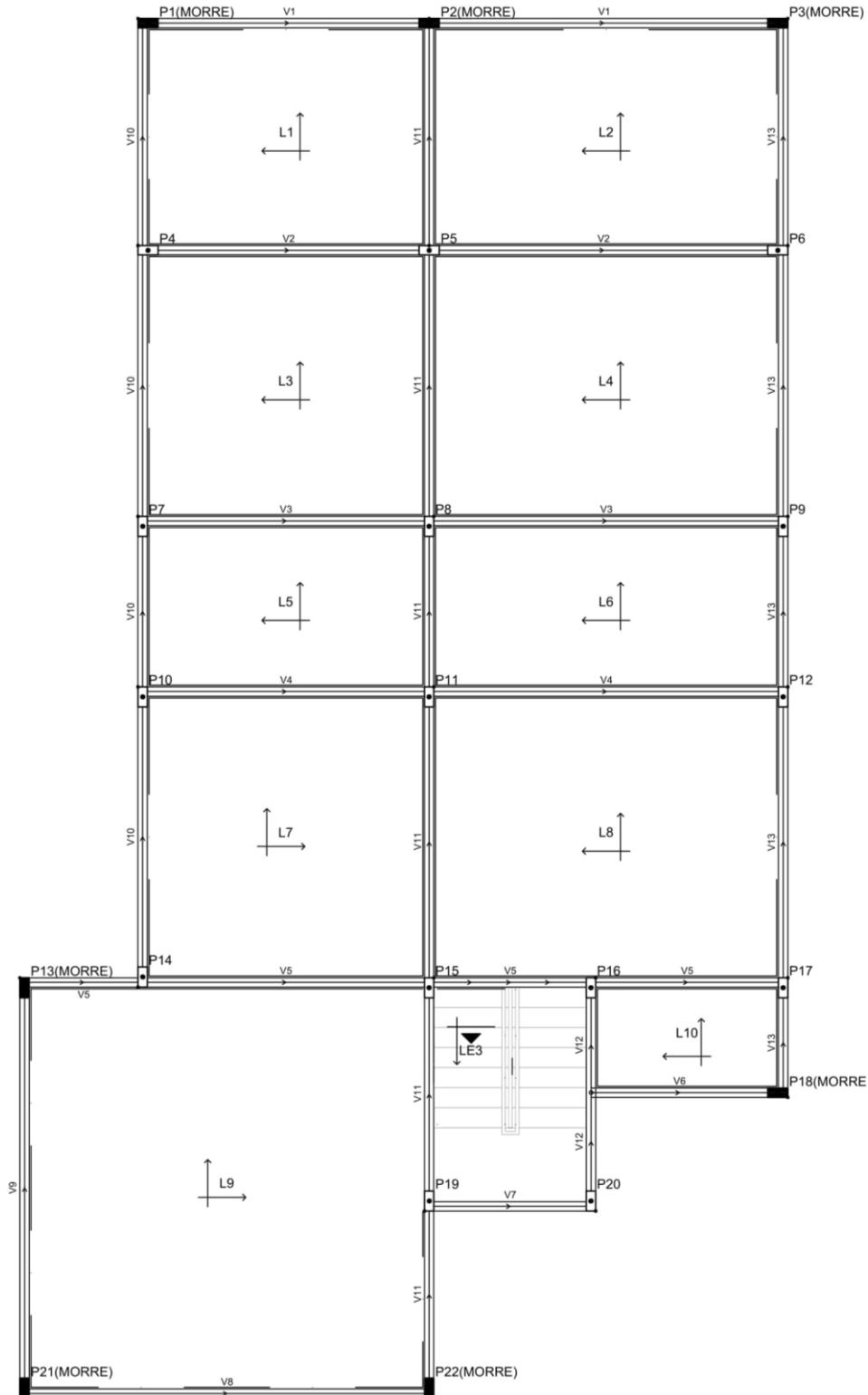
Figura 22 - Modelagem dos elementos da Cobertura



Fonte: Autora.

Após o cumprimento dessas etapas, o passo seguinte foi o lançamento das lajes e das cargas atuantes na edificação, conforme ilustrado na Figura 23, que esquematiza as lajes do segundo pavimento.

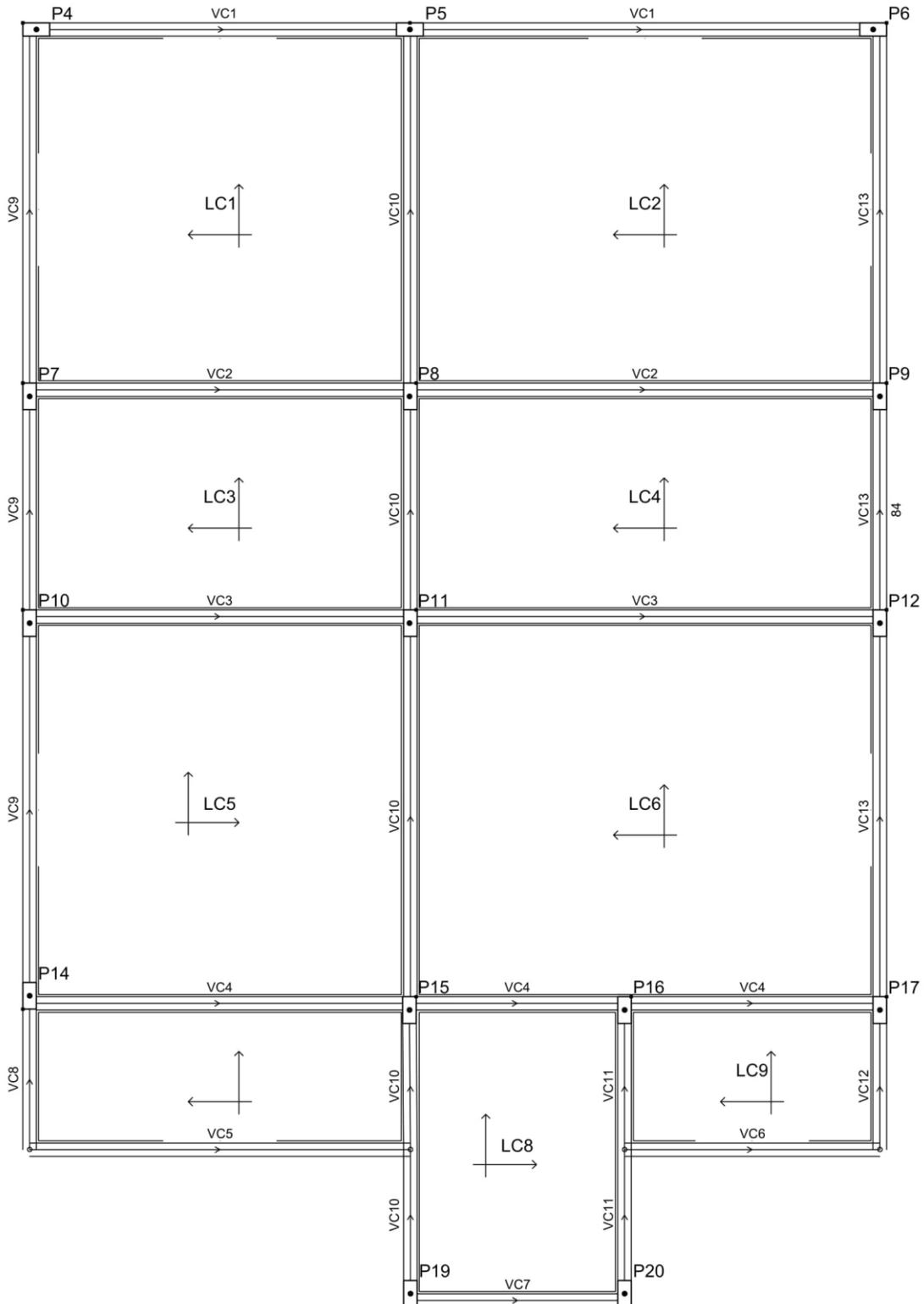
Figura 23 - Lajes do Pavimento Superior



Fonte: Autora.

Para finalizar, foi lançada as lajes da cobertura, e as ações atuantes nos elementos, como, carga acidental na LC8, referente ao peso da caixa d'água, como ilustrado na Figura 24.

Figura 24 - Lajes da Cobertura



Fonte: Autora.

Para finalizar as configurações do *software* Eberick, foi pressuposto que o solo da era composto por argila e possuindo um N_{SPT} de 11, logo, seguindo a tabela de resistência do solo pelo IPT, tem-se uma tensão admissível do solo de 3 kgf/cm² (REBELLO, 2008) que foi preenchido na aba dimensionamento das sapatas.

No primeiro processamento realizado apareceram erros no dimensionamento dos pilares P8, P11, P15 e P21. Para solucionar esses erros foram aumentadas as inércias dos mesmos, como isso, as dimensões finais dos pilares foram ilustradas na Tabela 8.

Tabela 8 - Dimensões das seções dos pilares

Pilar	Seção (cm²)
P1	14 x 30
P2	14 x 30
P3	14 x 30
P4	14 x 30
P5	14 x 35
P6	14 x 30
P7	14 x 30
P8	14 x 40
P9	14 x 30
P10	14 x 30
P11	14 x 35
P12	14 x 30
P13	14 x 30
P14	14 x 30
P15	14 x 35
P16	14 x 30
P17	14 x 30
P18	14 x 30
P19	14 x 30
P20	14 x 30
P21	14 x 40
P22	14 x 30

Fonte: Autora.

E para diminuir as flexas das lajes e das vigas, algumas vigas também tiveram suas dimensões modificadas, sendo que, as vigas baldrame ficaram com as dimensões citadas na Tabela 4, exceto a VB9, VB10, que ficaram com dimensões de 14 x 65 cm².

Já as vigas do segundo pavimento e cobertura, exceto as V8 e V9 ficaram com dimensões de 14 x 50 cm², sendo que, V8 e V9 ficaram com dimensões de 14 x 65 cm². Para diminuir as flexas das lajes, todas tiveram suas espessuras modificadas, com o acréscimo de 1 cm.

A fase seguinte consistiu na correção das cargas de paredes nas vigas e lajes, já que as dimensões dos elementos foram modificadas. Para os pavimentos térreo e superior, em relação às vigas, foram subtraídos os 50 cm, referentes a altura das vigas dimensionadas. Logo, as alturas das paredes foram de 2,50 m, e nos vão que possuíam aberturas, essas foram devidamente descontadas, como exemplo, tem-se a Figura 25 que ilustra a carga de parede que a VB12 está sujeita.

Figura 25 - Cargas de paredes em vigas

Parede

Dimensões

Grupo Parede de tijolo furado 9cm+(2x2,5) ▾

Altura cm Espessura cm

Carga kgf/m Peso kgf/m²

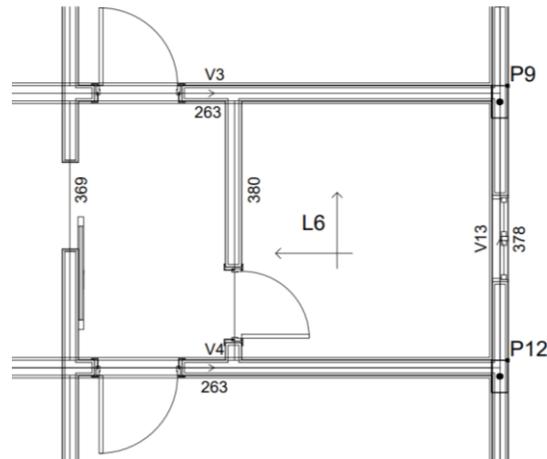
Aberturas

80 x 210

Fonte: Autora.

Após realizar essa etapa para todas as vigas da edificação, o próximo passo foi a colocação das cargas de paredes para as lajes, tem-se como exemplo a Figura 26 que ilustra as cargas de parede atuantes na laje L6, referente ao pavimento superior, no Eberick é colocado como uma carga distribuída, sendo adicionado a altura da parede que está sobre a lajes, e colocando sobre a localidade da parede a carga que a mesma exerce na laje.

Figura 26 - Carga de parede na L6

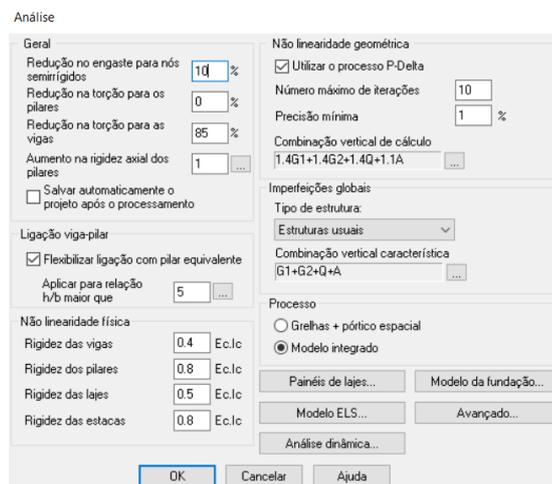


Fonte: Autora.

Após a finalização dessas etapas, foram configuradas as vinculações entre laje-laje, viga-pilar e viga-viga. As lajes foram engastadas entre si, e as vigas de menores vãos foram apoiadas nas de maiores vãos. Em relação a ligação viga-pilar, foi inicialmente configurado o modelo 1-A, onde as ligações eram rígidas, em seguida foi realizado o processamento da estrutura, onde foi possível obter os relatórios sobre a edificação.

Em seguida, foi alterado apenas as vinculações viga-pilar, sendo essas colocadas como semirrígidas, alterando na ferramenta análise o grau de engaste nesses elementos, conforme ilustra a Figura 27 esquematizando a redução em 10% da rigidez entre viga-pilar.

Figura 27 - Redução do engaste para nós semirrígidos



Fonte: Autora.

Seguindo os passos de realizar a alteração para 10%, que corresponde ao modelo 1-B e efetuando o processamento da estrutura para gerar os relatórios da mesma. Em seguida, alterando a o fator para 20%, que se equipara ao modelo 1-C, e obtendo-se os relatórios de aço. A etapa seguinte foi feita a alteração para os fatores de 25% e 30%, que correspondem aos modelos 1-D e 1-E, respectivamente. A cada alteração do fator de rigidez foi realizado o processamento da estrutura, assim obtendo-se os relatórios de aço para cada modelo analisado.

Em seguida, o processo executado no *software* Eberick foi repetido no *software* TQS, os procedimentos de modelagem e configuração são semelhantes. Na ligação viga-pilar para alterar a grau de rigidez entre esses elementos é configurado na seção viga, onde é realizado a ligação entre os apoios, no TQS essa mudança é modificada conforme ilustra a Figura 28 que esquematiza a redução em 10% da rigidez.

Figura 28 - Vinculação no TQS

Fonte: Autora.

Como realizado no Eberick, para as articulações rígidas foi selecionada a opção “não”, sendo que assim, a vinculação é considerada rígida (modelo 2-A), em seguida o modelo foi processado e gerado o relatório dessa edificação. As próximas etapas consistem em alterar o fator de articulação, sendo o de 0,9 que é referente ao modelo 2-B, 0,8 para o modelo 2-C, 0,75 para o modelo 2-D e 0,7 para o modelo 2-E, após cada etapa de configuração foi gerado o relatório da estrutura, para cada modelo realizado.

Para finalizar, a pesquisa da influência das ligações viga-pilar semirrígidas será feita por meio da análise separada de cada modelo, obtendo informações como:

consumo de aço nas vigas, pilares, lajes, escadas e fundação e o coeficiente Gama-Z (γ_z) dos modelos dimensionados.

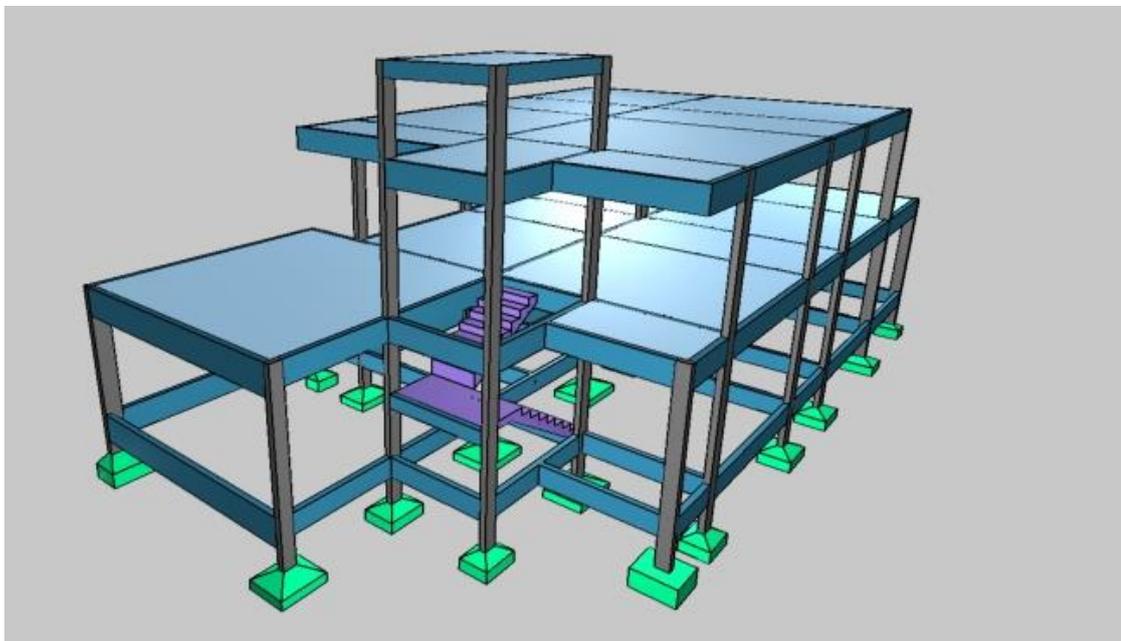
4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados referentes aos softwares estruturais Eberick e TQS foram obtidos por meio dos relatórios fornecidos pelos mesmos. Sendo analisados, o peso de aço das vigas, pilares, lajes, fundações e da escada, além dos critérios de estabilidade da edificação.

4.1 Pórtico Tridimensional no Eberick

Com o processamento da estrutura, pode-se obter o pórtico 3D das estruturas, como ilustrado na Figura 29, a modelagem tridimensional dos modelos com a variação do fator de restrição entre as vinculações é igual, sendo a única diferença a diminuição do fator de rigidez da ligação viga-pilar na edificação.

Figura 29 - Modelagem em 3D da edificação no *software* Eberick



Fonte: Autora.

4.1.1 Modelo 1-A

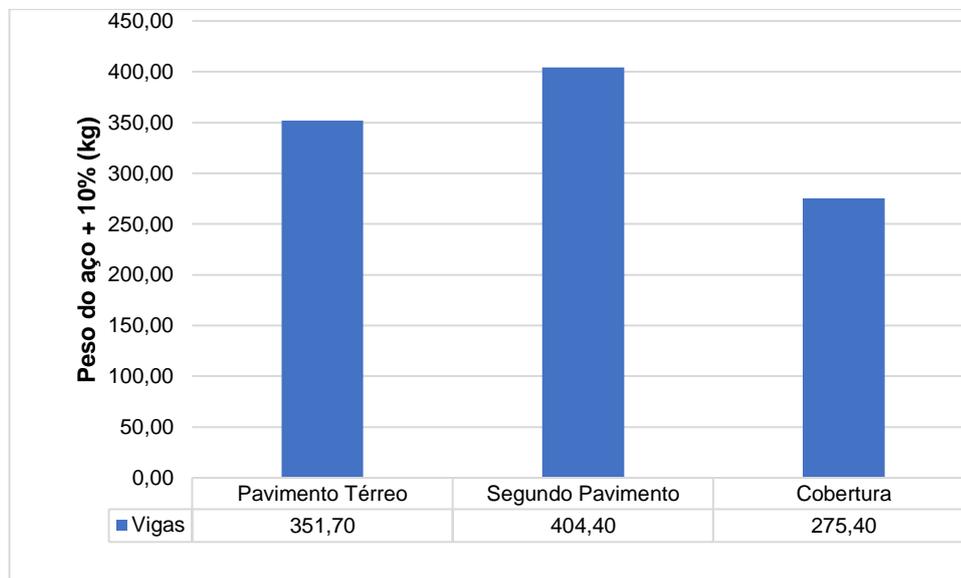
Esse modelo é referente a estrutura com ligações viga-pilar rígidas, ou seja, o fator de restrição é 1,00, sendo considerado um engastamento perfeito entre as vinculações, sendo obtidos os valores relativos ao peso do aço para as vigas, pilares, lajes, fundações e da escada, além do parâmetro de estabilidade de edificação.

Os primeiros resultados apresentados são referentes ao peso do aço na edificação de modelo 1-A, onde as ligações entre viga e pilar foram consideradas rígidas. No Eberick os valores relativos ao aço foram dados majorados em mais 10%, com isso, a Figura 30 ilustra os valores de peso do aço obtidos nas vigas da edificação, contabilizadas as vigas baldrame da edificação.

A Figura 30 expõe que os pesos de aço das vigas tiveram como valor mínimo 275,40 kg, e valor máximo de 404,40 kg, sendo valores da cobertura e do segundo pavimento, respectivamente. Possuindo um valor médio de peso de 343,83 kg, e um peso total de 1031,50 kg.

O segundo pavimento representou 39,21% do peso de aço total das vigas, e a cobertura equivale 26,70% do peso total das vigas da edificação do modelo analisado.

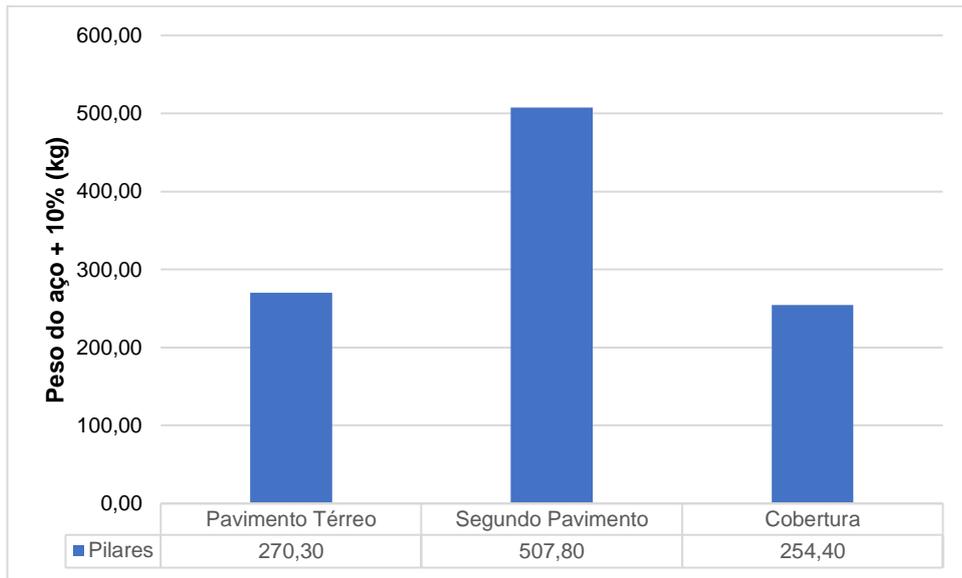
Figura 30 - Peso de aço nas vigas (Modelo 1-A)



Fonte: Autora.

Os valores obtidos para o peso do aço nos pilares são ilustrados pela Figura 31 que esquematiza o peso dos pilares no modelo 1-A (vinculações rígidas), com o valor mínimo de 254,40 kg, e valor máximo de 507,80 kg, sendo os valores da cobertura e do segundo pavimento, respectivamente. Possuindo um valor médio de 344,17 kg e um peso total de aço de 1032,50 kg. Da mesma maneira que nas vigas, o maior peso se encontra no segundo pavimento, representando cerca de 49,18% do peso de aço total de pilares, já a cobertura equivale a 24,64% do peso total de aço dos pilares na edificação.

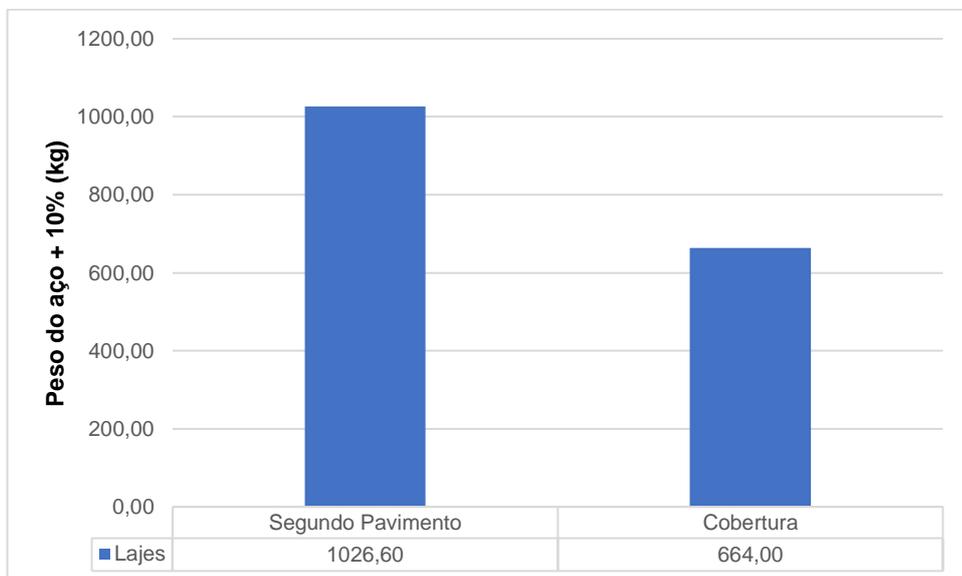
Figura 31 - Peso dos pilares (Modelo 1-A)



Fonte: Autora.

No pavimento térreo as lajes não foram dimensionadas, já que se considera para essas localidades o uso de contrapiso. A Figura 32, ilustra os valores de peso de aço das lajes do modelo 1-A, verificadas apenas para o segundo pavimento e a cobertura, que apresentaram os valores de peso do aço de 1026,60 kg e 664,00 kg, respectivamente. Com um valor médio de 845,30 kg, com o peso total de aço de 1619,80 kg, o segundo pavimento representa 60,72% do peso total do aço das lajes nesse modelo.

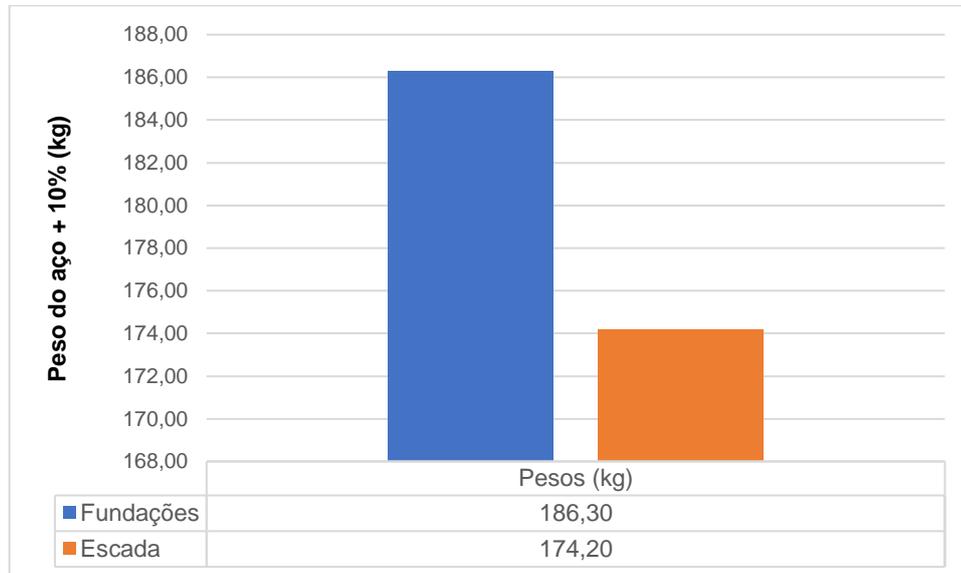
Figura 32 - Peso das Lajes (Modelo 1-A)



Fonte: Autora.

Em relação as fundações e a escada da edificação no modelo 1-A como ilustrado na Figura 33, as fundações tem o peso do aço de 186,30 kg e a escada de 174,20 kg.

Figura 33 - Peso das Fundações e Escada (Modelo 1-A)



Fonte: Autora.

Para finalizar esse modelo, foi verificado a estabilidade global (γ_z) da edificação, apresentando os valores abaixo:

$$X+ = 1.03 \text{ (limite 1.10);}$$

$$X- = 1.08 \text{ (limite 1.10);}$$

$$Y+ = 1.07 \text{ (limite 1.10);}$$

$$Y- = 1.08 \text{ (limite 1.10).}$$

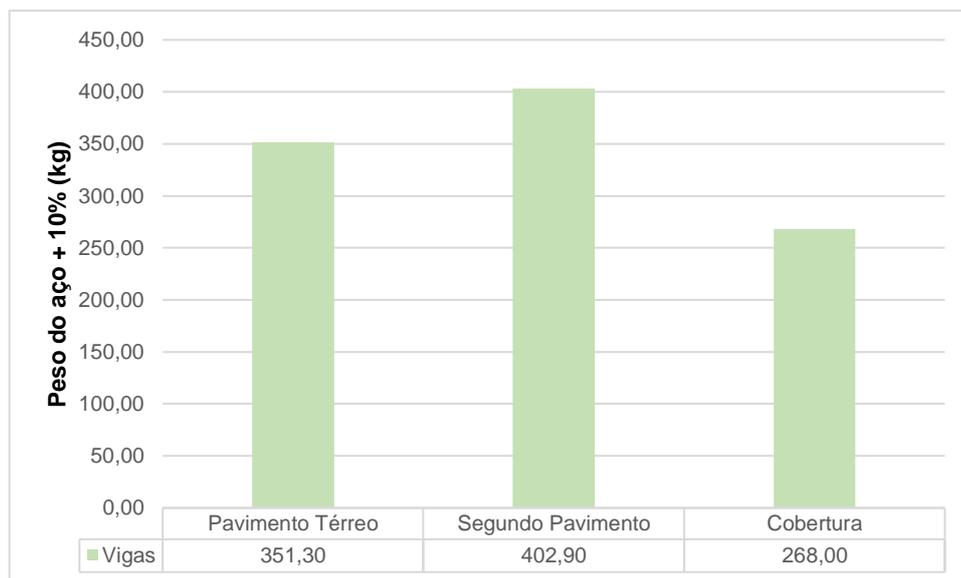
4.1.2 Modelo 1-B

Esse modelo é referente a ligação entre viga e pilar semirrígida, apresentando 90% de restrição à rotação, com uma redução de 10% no engastamento das vinculações, também foram obtidos os valores do peso do aço para as vigas, pilares, lajes, fundações e escada da edificação.

Os primeiros resultados apresentados são referentes ao peso do aço na edificação de modelo 1-B, onde as ligações entre viga e pilar foram reduzidas em 10%. No Eberick os valores relativos ao aço foram majorados em mais 10%, com isso, a Figura 34 ilustra os valores de peso do aço obtidos nas vigas da edificação, contabilizadas as vigas baldrame da edificação.

A Figura 34 expõe os pesos de aço das vigas que tiveram como valor mínimo 268,00 kg, e valor máximo de 402,90 kg, sendo valores da cobertura e do segundo pavimento, respectivamente. Possuindo um valor médio de peso de 340,73 kg, e um peso total de 1022,20 kg. Onde o segundo pavimento representa 39,41% do peso de aço total das vigas, e a cobertura equivale 26,22% do peso total das vigas da edificação do modelo analisado.

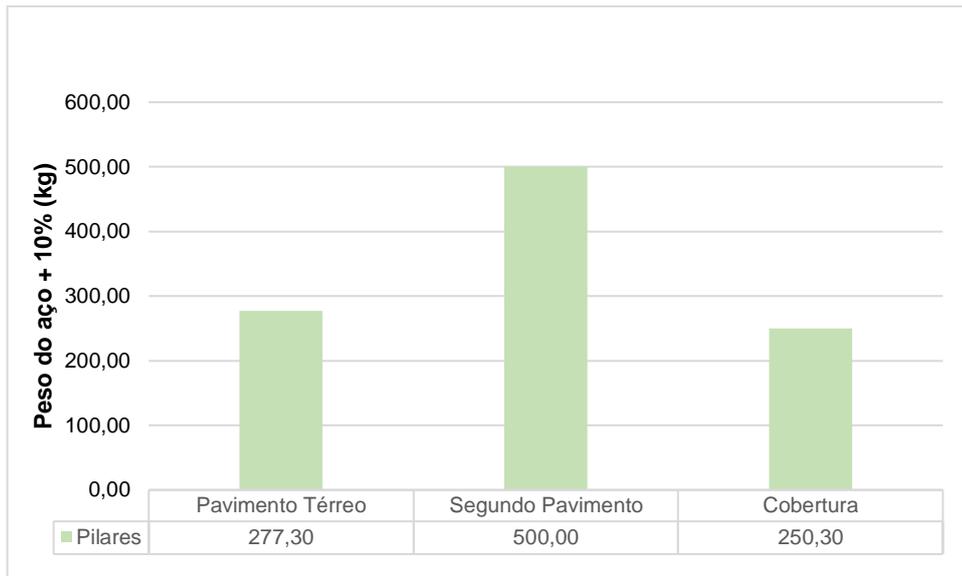
Figura 34 - Peso das vigas (Modelo 1-B)



Fonte: Autora.

Os valores obtidos para o peso do aço nos pilares são ilustrados pela Figura 35 que esquematiza o peso para o modelo 1-B, que apresenta valor mínimo de 250,30 kg, e valor máximo de 500,00 kg, sendo os valores da cobertura e do segundo pavimento, respectivamente. Possuindo um valor médio de 342,53 kg e um peso total de aço de 1027,60 kg. Da mesma forma que nas vigas, o maior peso se encontra no segundo pavimento, representando cerca de 48,66% do peso de aço total de pilares, já a cobertura equivale a 24,36% do peso total de aço dos pilares na edificação.

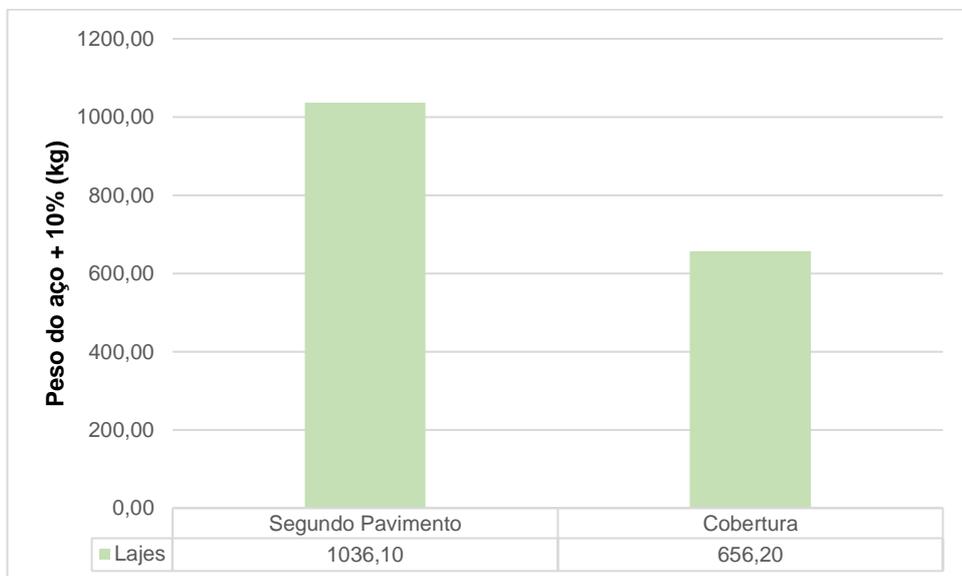
Figura 35 - Peso dos pilares (Modelo 1-B)



Fonte: Autora.

No pavimento térreo não foi dimensionado as lajes, já que se considera para essas localidades o uso de contrapiso. A Figura 36, ilustra os valores de peso de aço nas lajes no modelo 1-B, foram verificadas apenas para o segundo pavimento e a cobertura, que apresentaram os valores de peso do aço de 1036,10 kg e 656,20 kg, respectivamente. Com um valor médio de 846,15 kg, com o peso total de aço de 1692,30 kg, com o segundo pavimento representando 61,22% do peso total do aço das lajes nesse modelo.

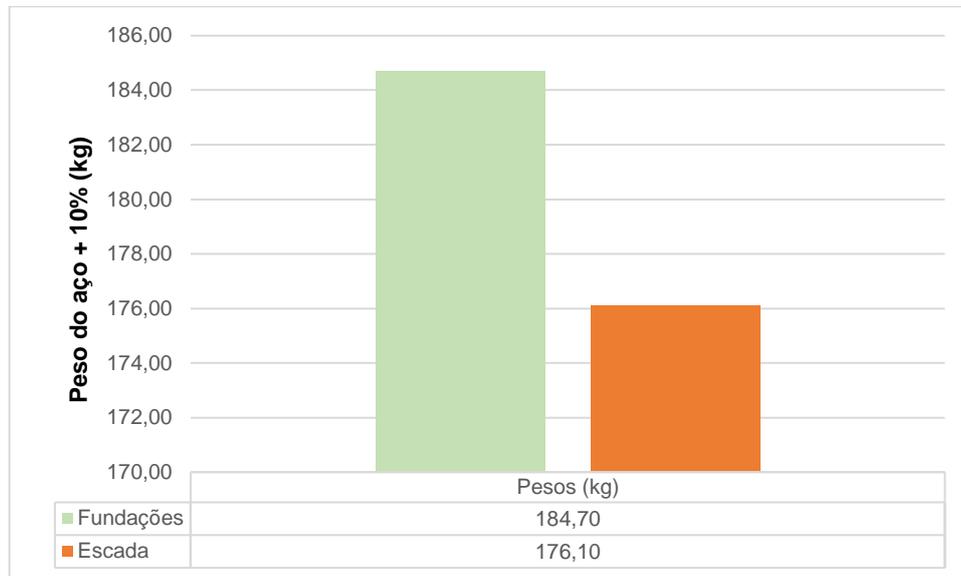
Figura 36 - Peso das lajes (Modelo 1-B)



Fonte: Autora.

Em relação às fundações e a escada da edificação no modelo 1-B como ilustrado na Figura 37, às fundações apresentaram o peso do aço de 184,70 kg e a escada de 176,10 kg.

Figura 37 - Peso das Fundações e Escada (Modelo 1-B)



Fonte: Autora.

Para finalizar esse modelo, foi verificada a estabilidade global (γ_z) da edificação, apresentando os valores abaixo:

$X+ = 1.03$ (limite 1.10);

$X- = 1.08$ (limite 1.10);

$Y+ = 1.07$ (limite 1.10);

$Y- = 1.09$ (limite 1.10).

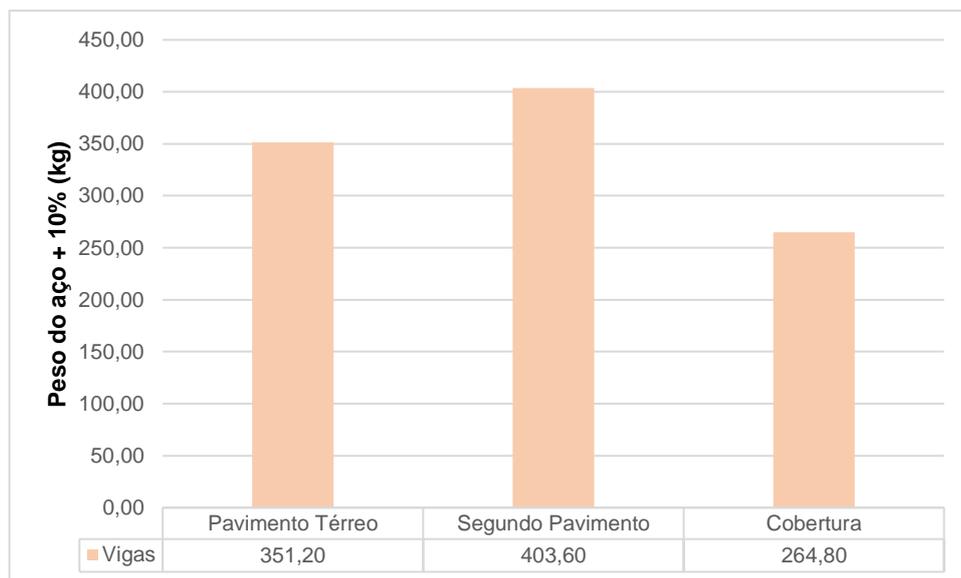
4.1.3 Modelo 1-C

Esse modelo é referente a ligação entre viga e pilar semirrígida, apresentando 80% de restrição à rotação, com uma redução de 20% no engastamento das ligações, também foram obtidos os valores do peso do aço para as vigas, pilares, lajes, fundações e escada da edificação.

Os primeiros resultados apresentados são referentes ao peso do aço na edificação de modelo 1-C, onde as ligações entre viga e pilar foram reduzidas em 20%. No Eberick os valores relativos ao aço foram dados majorados em mais 10%, com isso, a Figura 38 ilustra os valores de peso do aço obtidos nas vigas da edificação, contabilizadas as vigas baldrame da edificação.

A Figura 38 expõe os pesos de aço das vigas no modelo 1-C apresentando o valor mínimo de 264,80 kg, e valor máximo de 403,60 kg, sendo valores da cobertura e do segundo pavimento, respectivamente. Possuindo um valor médio de peso de 339,87 kg, e um peso total de 1019,60 kg. Onde o segundo pavimento representa 39,58% do peso de aço total das vigas, e a cobertura equivale 25,97% do peso total das vigas da edificação do modelo analisado.

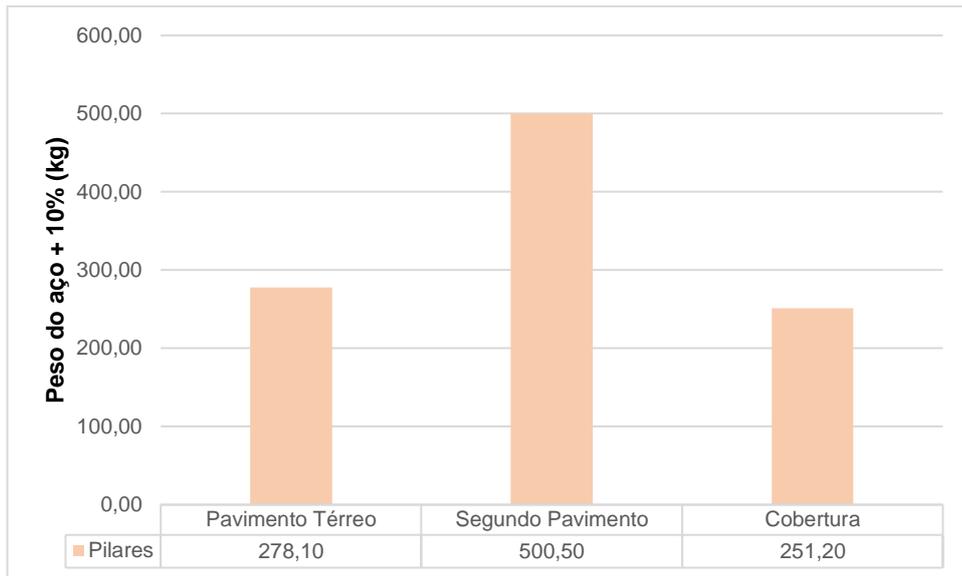
Figura 38 - Peso das vigas (Modelo 1-C)



Fonte: Autora.

Os valores obtidos para o peso do aço nos pilares são ilustrados pela Figura 39, apresentando o valor mínimo de 251,20 kg, e valor máximo de 500,50 kg, sendo os valores da cobertura e do segundo pavimento, respectivamente. Possuindo um valor médio de 343,27 kg e um peso total de aço de 1029,80 kg. Da mesma maneira que nas vigas, o maior peso se encontra no segundo pavimento, representando cerca de 48,60% do peso de aço total de pilares, já a cobertura equivale a 24,39% do peso total de aço dos pilares na edificação.

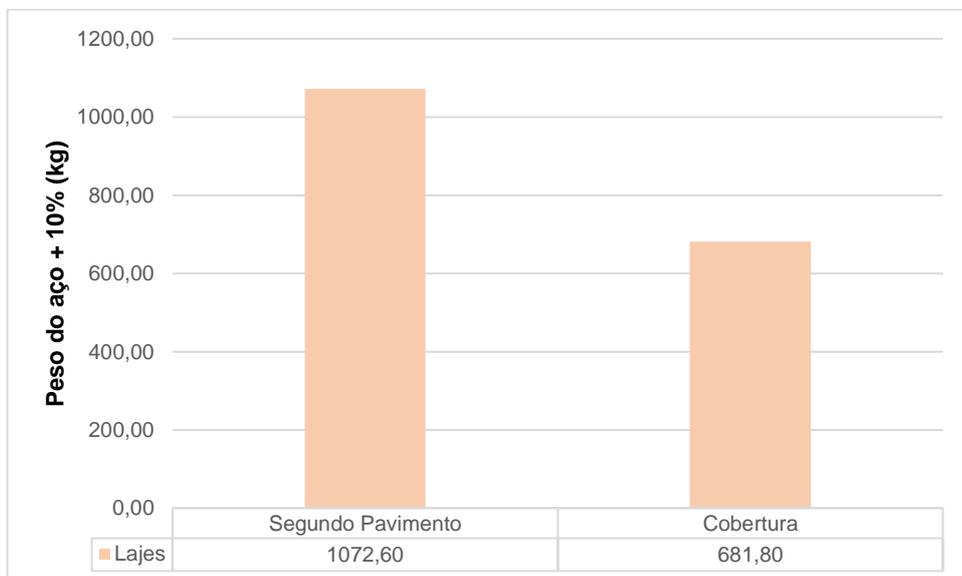
Figura 39 - Peso dos pilares (Modelo 1-C)



Fonte: Autora.

No pavimento térreo não foi dimensionado lajes, já que se considera para essas localidades o uso de contrapiso. A Figura 40, ilustra os valores de peso de aço no modelo 1-C, as lajes foram verificadas apenas para o segundo pavimento e cobertura, que apresentaram os valores de peso do aço de 1072,60 kg e 681,80 kg, respectivamente. Com um valor médio de 877,20 kg, com o peso total de aço de 1754,40 kg, com o segundo pavimento representando 61,14% do peso total do aço das lajes nesse modelo.

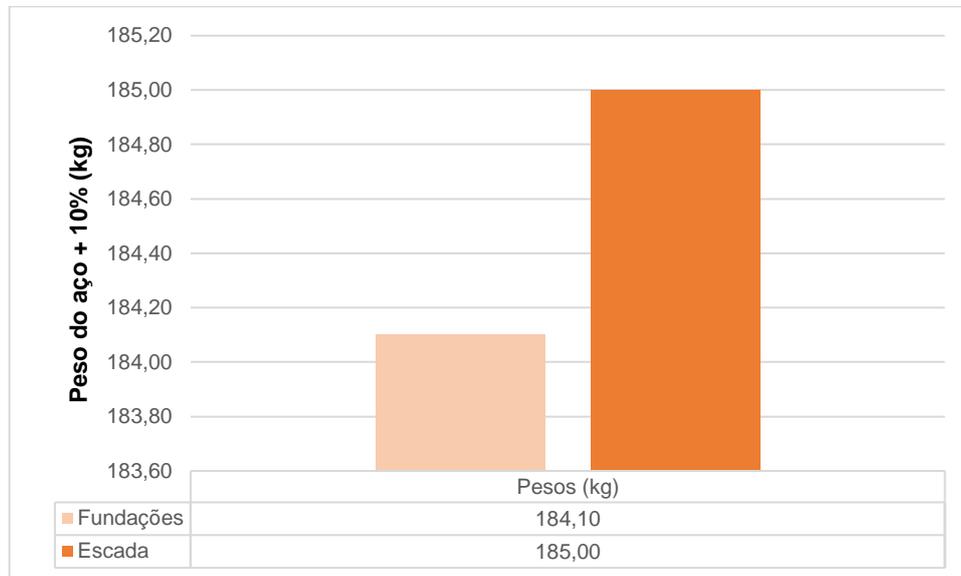
Figura 40 - Peso das lajes (Modelo 1-C)



Fonte: Autora.

Em relação às fundações e a escada da edificação no modelo 1-C como ilustrado na Figura 41, às fundações apresentaram o peso do aço de 184,10 kg e a escada de 185,00 kg.

Figura 41 - Peso das Fundações e Escada (Modelo 1-C)



Fonte: Autora.

Para finalizar esse modelo, foi verificada a estabilidade global (γ_z) da edificação, apresentando os valores abaixo:

$$X+ = 1.03 \text{ (limite 1.10)}$$

$$X- = 1.09 \text{ (limite 1.10)}$$

$$Y+ = 1.07 \text{ (limite 1.10)}$$

$$Y- = 1.09 \text{ (limite 1.10)}$$

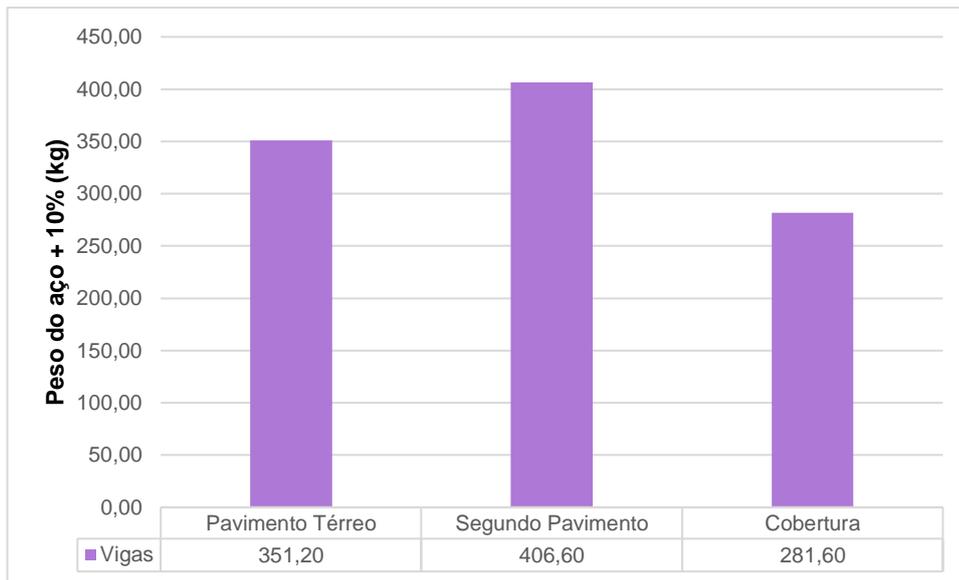
4.1.4 Modelo 1-D

Esse modelo é referente a ligação entre viga e pilar semirrígida, apresentando 75% de restrição à rotação, com uma redução de 25% no engastamento das ligações, foram obtidos os valores do peso do aço para as vigas, pilares, lajes, fundações e escada da edificação.

Os primeiros resultados apresentados são referentes ao peso do aço na edificação de modelo 1-D, onde as ligações entre viga e pilar foram reduzidas em 25%. No Eberick os valores relativos ao aço são dados majorados em mais 10%, com isso, a Figura 42 ilustra os valores de peso do aço obtidos nas vigas da edificação, sendo contabilizadas as vigas baldrame da edificação.

A Figura 42 expõe os pesos de aço das vigas tiveram como valor mínimo 281,60 kg, e valor máximo de 406,60 kg, sendo valores da cobertura e do segundo pavimento, respectivamente. Possuindo um valor médio de peso de 346,47 kg, e um peso total de 1039,40 kg. Onde o segundo pavimento representa 39,12% do peso de aço total das vigas, e a cobertura equivale 27,09% do peso total das vigas da edificação do modelo analisado.

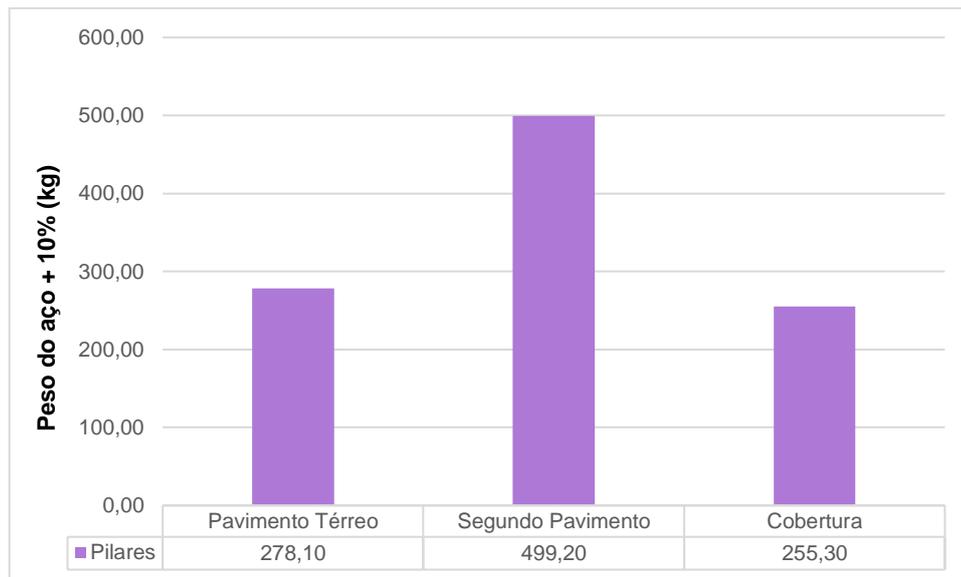
Figura 42 - Peso das vigas (Modelo 1-D)



Fonte: Autora.

Os valores obtidos para o peso do aço nos pilares são ilustrados pela Figura 43, com o valor mínimo de 255,30 kg, e valor máximo de 499,20 kg, sendo os valores da cobertura e do segundo pavimento, respectivamente. Possuindo um valor médio de 344,20 kg e um peso total de aço de 1032,60 kg. Da mesma maneira que nas vigas, o maior peso se encontra no segundo pavimento, representando cerca de 48,34% do peso de aço total de pilares, já a cobertura equivale a 24,72% do peso total de aço dos pilares na edificação.

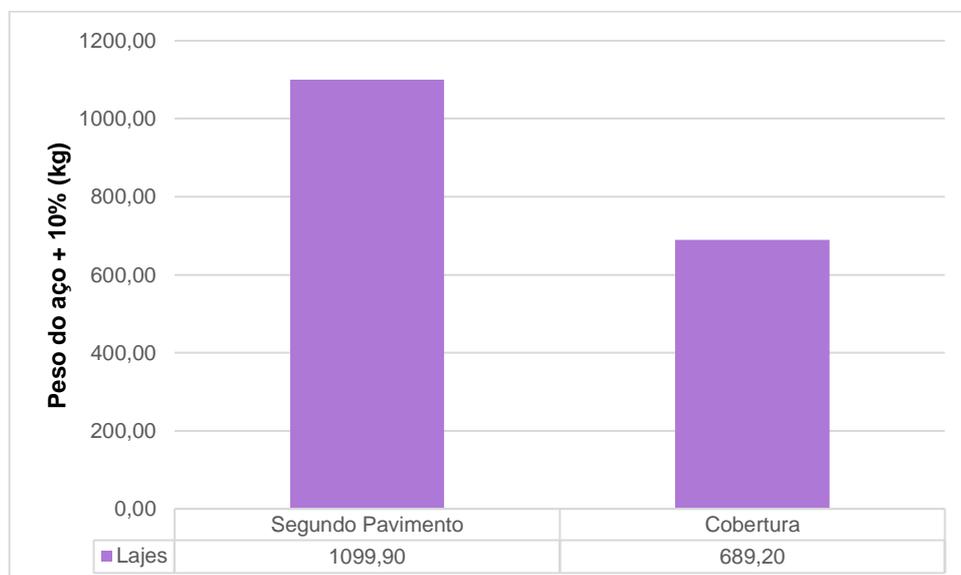
Figura 43 - Peso dos pilares (Modelo 1-D)



Fonte: Autora.

No pavimento térreo não foi dimensionado as lajes, já que considera para essas localidades o uso de contrapiso. A Figura 44, apresenta os valores de peso de aço no modelo 1-D, as lajes foram verificadas apenas para o segundo pavimento e a cobertura, que apresentaram os valores de peso do aço de 1099,90 kg e 689,20 kg, respectivamente. Apresentando o valor médio de 894,55 kg, com o peso total de aço de 1789,10 kg, o segundo pavimento representando 61,48% do peso total do aço das lajes nesse modelo.

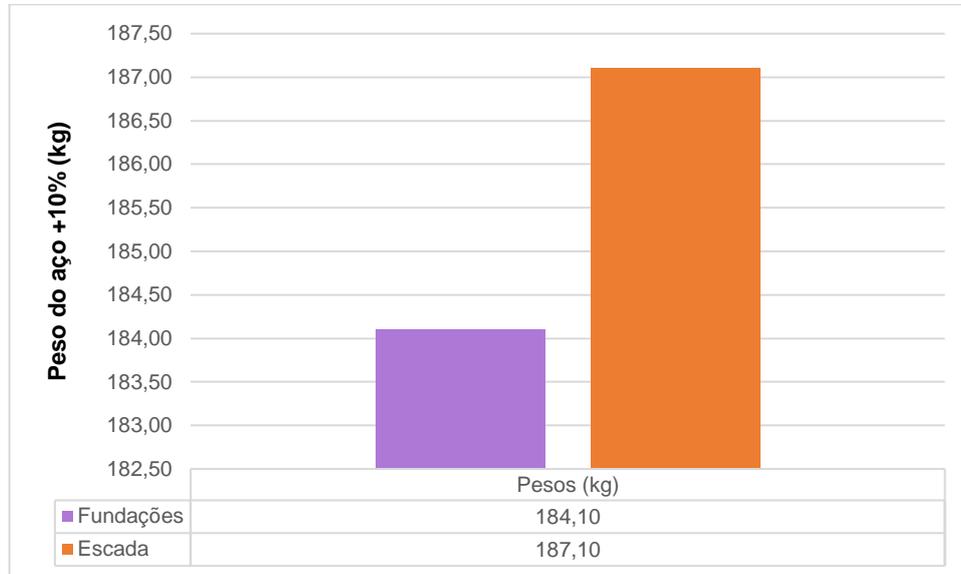
Figura 44 - Peso das lajes (Modelo 1-D)



Fonte: Autora.

Em relação às fundações e a escada da edificação no modelo 1-D como ilustrado na Figura 45, às fundações tem o peso do aço de 184,10 kg e a escada de 187,10 kg.

Figura 45 - Peso das Fundações e Escada (Modelo 1-D)



Fonte: Autora.

Para finalizar esse modelo, foi verificado a estabilidade (γ_z) da edificação, apresentando os valores abaixo:

$$X+ = 1.03 \text{ (limite 1.10);}$$

$$X- = 1.09 \text{ (limite 1.10);}$$

$$Y+ = 1.07 \text{ (limite 1.10);}$$

$$Y- = 1.09 \text{ (limite 1.10).}$$

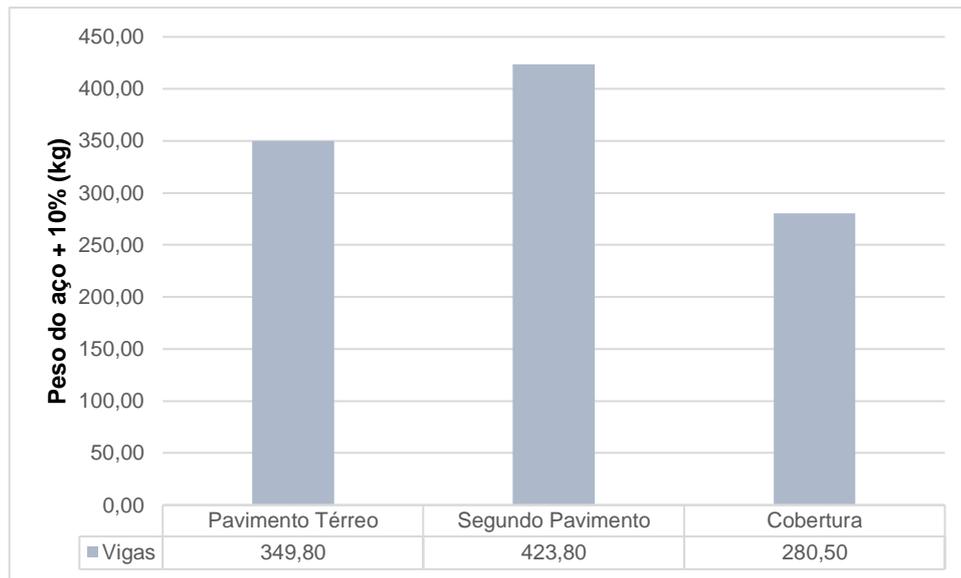
4.1.5 Modelo 1-E

Esse modelo é referente a ligação entre viga e pilar semirrígida, apresentando 70% de restrição à rotação, com uma redução de 30% no engastamento das ligações, foram obtidos os valores do peso do aço para as vigas, pilares, lajes, fundações e escada da edificação.

Os primeiros resultados apresentados são referentes ao peso do aço na edificação do modelo 1-E, onde as ligações entre viga e pilar foram reduzidas em 30%. No Eberick os valores relativos ao aço são dados majorados em mais 10%, com isso, a Figura 46 ilustra os valores de peso do aço obtidos nas vigas da edificação, contabilizadas as vigas baldrame da edificação.

A Figura 46 expõe os pesos de aço das vigas tiveram o valor mínimo de 280,50 kg, e valor máximo de 423,80 kg, sendo valores da cobertura e do segundo pavimento, respectivamente. Apresentando um valor médio de peso de 351,37 kg, e um peso total de 1054,10 kg. Onde o segundo pavimento representa 40,20% do peso de aço total das vigas, e a cobertura equivale 26,61% do peso total das vigas da edificação do modelo analisado.

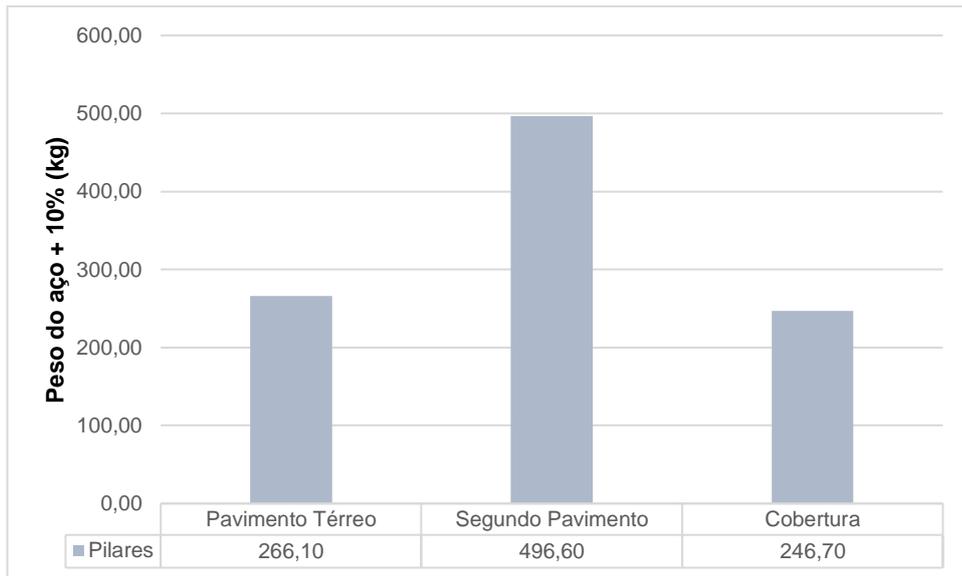
Figura 46 - Peso das vigas (Modelo 1-E)



Fonte: Autora.

Os valores obtidos para o peso do aço nos pilares são ilustrados pela Figura 47, com o valor mínimo de 246,70 kg, e valor máximo de 496,60 kg, sendo os valores da cobertura e do segundo pavimento, respectivamente. Apresentando um valor médio de 336,47 kg e um peso total de aço de 1009,40 kg. Da mesma maneira que nas vigas, o maior peso se encontra no segundo pavimento, representando cerca de 49,20% do peso de aço total de pilares, já o pavimento térreo equivale a 24,44% do peso total de aço dos pilares na edificação.

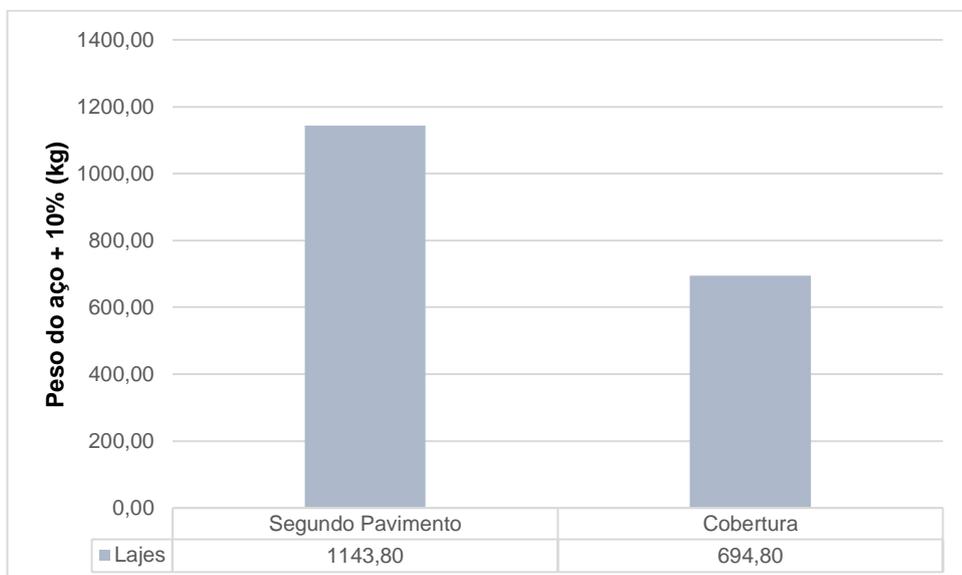
Figura 47 - Peso dos pilares (Modelo 1-E)



Fonte: Autora.

No pavimento térreo não foi dimensionado as lajes, já que considera para essas localidades o uso de contrapiso. A Figura 48, ilustra os valores de peso de aço no modelo 1-E, as lajes foram verificadas apenas para o segundo pavimento e a cobertura, que apresentaram os valores de peso do aço de 1143,80 kg e 694,80 kg, respectivamente. Com um valor médio de 919,30 kg, o peso total de aço de 1838,80 kg, e o segundo pavimento representando 62,21% do peso total do aço das lajes nesse modelo.

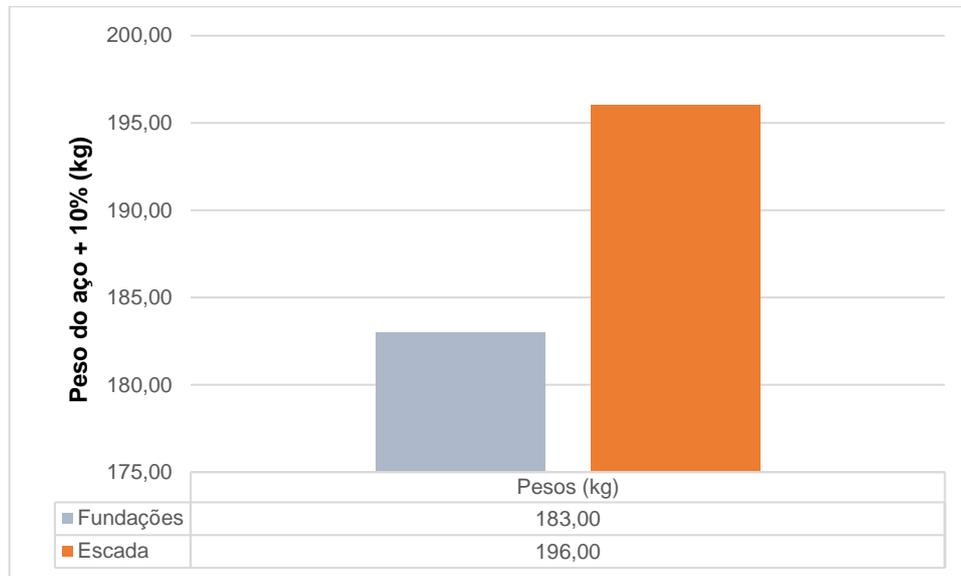
Figura 48 - Peso das lajes (Modelo 1-E)



Fonte: Autora.

Em relação às fundações e a escada da edificação no modelo 1-E como ilustrado na Figura 49, às fundações apresentaram o peso do aço de 183,00 kg e a escada de 196,00 kg.

Figura 49 - Peso das Fundações e Escada (Modelo 1-E)



Fonte: Autora.

Para finalizar esse modelo, foi verificada a estabilidade global (γ_z) da edificação, apresentando os valores abaixo:

$X_+ = 1.03$ (limite 1.10);

$X_- = 1.09$ (limite 1.10);

$Y_+ = 1.07$ (limite 1.10);

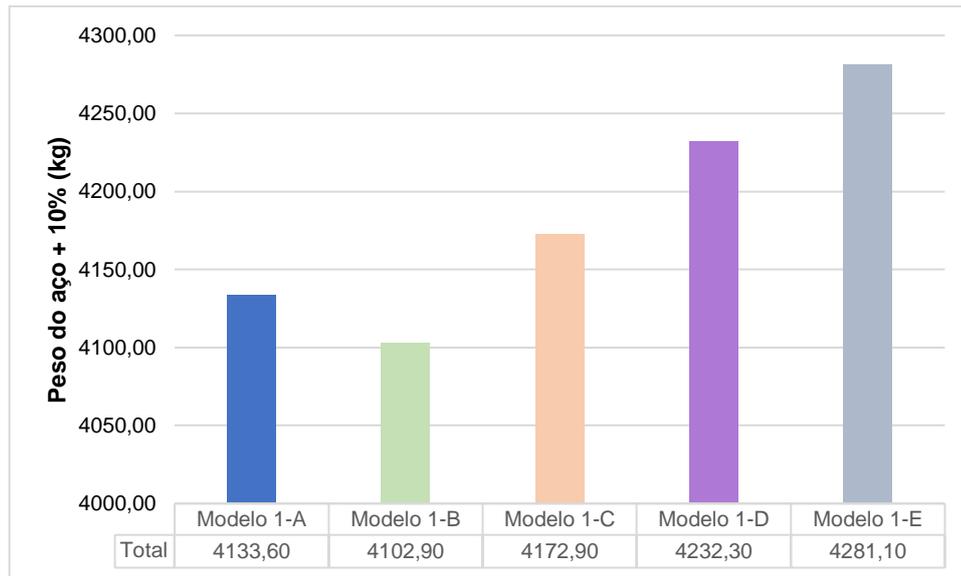
$Y_- = 1.10$ (limite 1.10).

4.2 Discussão dos Resultados do software Eberick

Inicialmente, foi realizada a análise total dos resultados entre os modelos, com os valores de peso de aço obtidos dos modelos 1-A, 1-B, 1-C, 1-D e 1-E, foi organizado a Figura 50, que ilustra o total de peso de aço em cada modelo analisado.

A Figura 50 ilustra que a redução do engastamento entre viga-pilar só terá impacto no peso total do aço da construção, quando for utilizado o fator de redução de 10%, ou seja, o modelo 1-B, quando se utiliza os outros fatores ocorre um aumento no peso do aço em relação ao modelo 1-A. Isso se explica pelo aumento gradativo do coeficiente Gama-Z, onde os modelos 1-C, 1-D e 1-E tiveram resultados iguais a 1.10, sendo o valor.

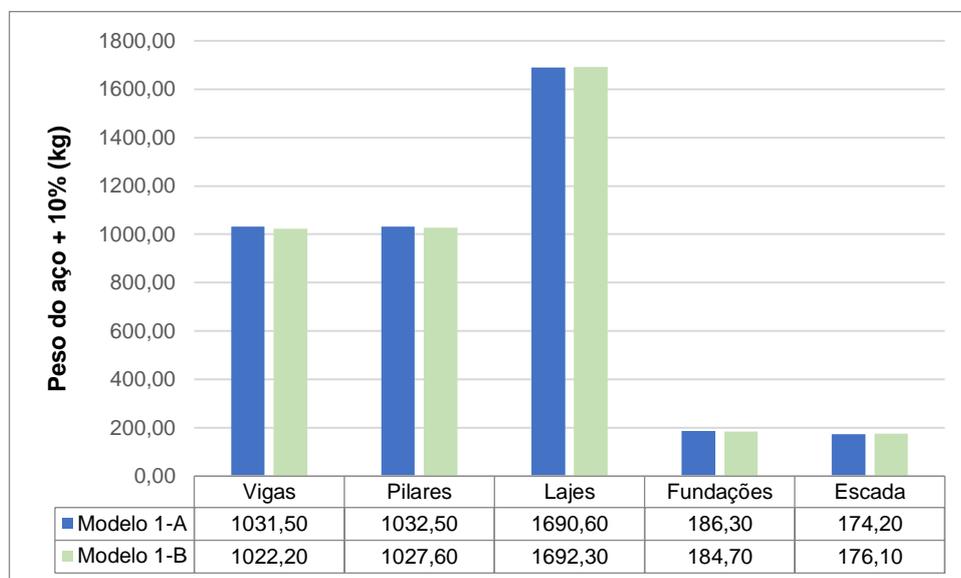
Figura 50 - Total de peso do aço dos modelos



Fonte: Autora.

Utilizando o modelo 1-A como a base de comparação, tem-se que o modelo 1-B (redução em 10% da rigidez) obteve uma redução de 0,743%, já o modelo 1-C (redução em 20% da rigidez) obteve um aumento em 0,951%, o modelo 1-D (redução em 25% da rigidez) teve um aumento em 2,388%, e o modelo 1-E (redução em 30% da rigidez) mostrou um aumento em 3,568%. Com isso, corroborando que o aumento da instabilidade global da edificação implica no aumento do uso do aço nos elementos estruturais. A Figura 51 ilustra a comparação entre os modelos 1-A e 1-B.

Figura 51 - Comparação entre os pesos de aço dos modelos 1-A e 1-B



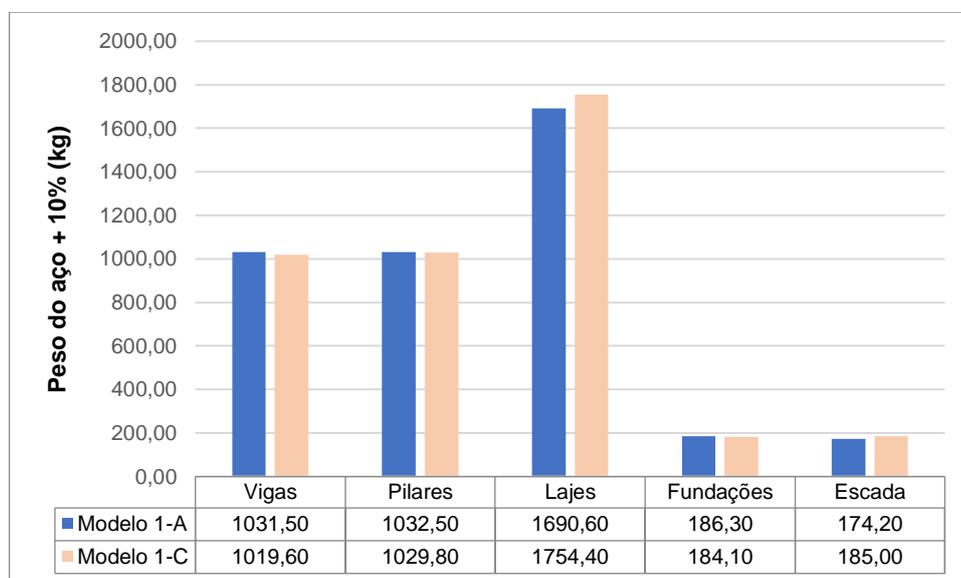
Fonte: Autora.

Ao realizar a análise dos valores do modelo 1-A como os outros modelos realizados comparando os elementos estruturais entre si, inicialmente obtém-se a Figura 51, que relaciona o modelo 1-A como o modelo 1-B.

Com a redução da rigidez em 10% entre as vinculações viga-pilar da edificação obteve-se uma redução nos valores dos pesos do aço nos elementos de vigas, pilares e fundações, sendo de 0,902%, 0,475% e 0,859%, respectivamente. Mas em contrapartida ocorre o aumento da utilização nos elementos de lajes e na escada, equivalendo a 0,101% e 1,091%, logo na comparação entre esses dois modelos que obteve maior aplicação do aço foi a escada.

Já quando se avalia o modelo 1-A com o modelo 1-C, concebe-se a Figura 52.

Figura 52 - Comparação dos pesos de aço entre os modelos 1-A e 1-C

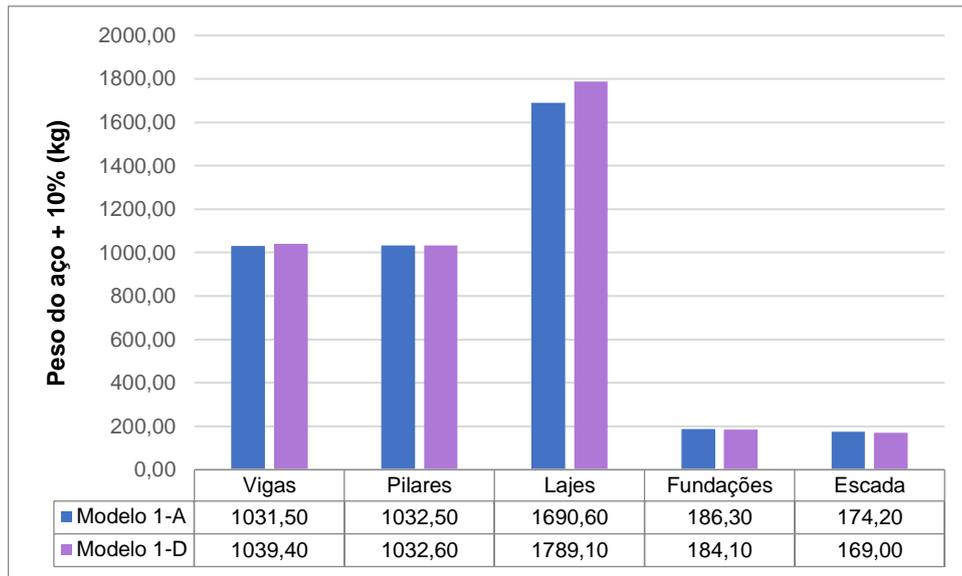


Fonte: Autora.

Com a redução da rigidez em 20% entre as vinculações viga-pilar da edificação tem-se uma redução nos valores dos pesos do aço nos elementos de vigas, pilares e fundações, sendo de 1,154%, 0,262% e 1,181%, respectivamente. Mas em contrapartida ocorre o aumento da utilização nos elementos de lajes e na escada, equivalendo a 3,774% e 6,200%, logo na comparação entre esses dois modelos, o elemento que obteve maior aplicação do aço foi a escada, assim como no modelo 1-B.

O modelo 1-D também foi realizada a verificação com o modelo 1-A, conforme ilustra a Figura 53.

Figura 53 - Comparação dos pesos de aço entre os modelos 1-A e 1-D



Fonte: Autora.

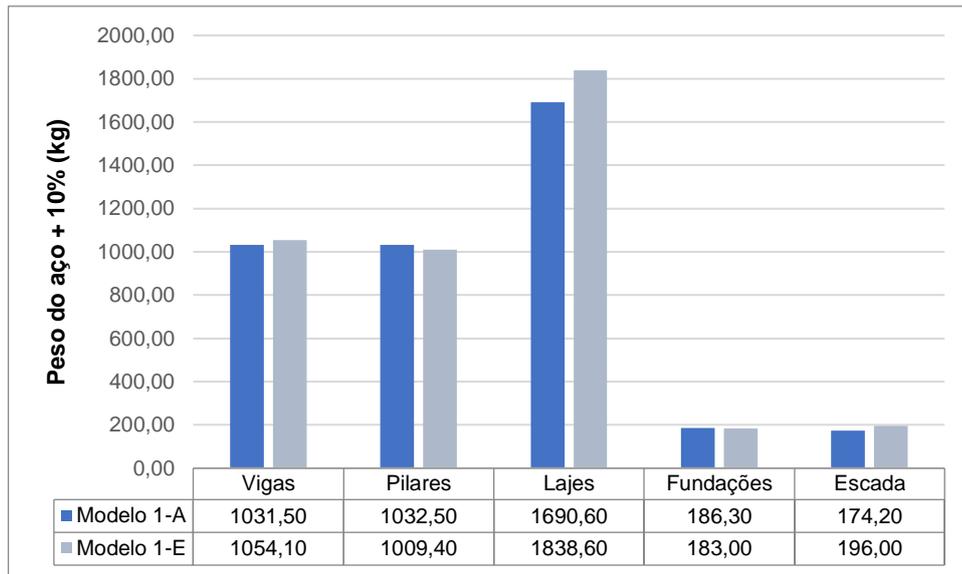
Com a redução da rigidez em 25% entre as vinculações viga-pilar da edificação tem-se uma redução nos valores dos pesos do aço nos elementos de fundações e escada, sendo de 1,181%, e 2,985%, respectivamente. Mas em contrapartida ocorre o aumento da utilização nos elementos de vigas, pilares e lajes, equivalendo a 0,766%, 0,010% e 5,826%, respectivamente. Diferentemente dos modelos anteriores, esse modelo apresentou um aumento do uso do aço nas lajes da edificação, e diminuição do peso de aço na escada.

A atenuação da rigidez em 25% provoca na edificação uma maior instabilidade, logo, não acontece de maneira global a redução do aço nas vigas e pilares. A última análise realizada é referente ao modelo 1-E, onde existe a redução em 30% da rigidez.

A Figura 54 ilustra a comparação entre os modelos 1-A e 1-E, onde ocorre uma redução nos valores dos pesos do aço nos elementos de pilares e fundações, sendo de 2,237%, e 1,771%, respectivamente. Mas em contrapartida ocorre o aumento da utilização nos elementos de vigas, lajes e escada, correspondendo a 2,191%, 8,754% e 12,514%, respectivamente.

Esse modelo assim como no anterior, apresentaram maiores valores de instabilidade global, mas ocorreu o aumento dos pesos do aço nos elementos de vigas, lajes e escada.

Figura 54 - Comparação dos pesos do aço entre os modelos 1-A e 1-E



Fonte: Autora.

Com isso, o elemento que teve maior uso de aço foi a escada, logo para esse componente manter sua instabilidade foi necessária uma maior aplicação de aço. O comportamento apresentado pelas lajes também merece destaque, pois com a diminuição da rigidez, e as redistribuições de esforços esse elemento também necessitou um aumento na aplicação do aço.

Logo, de maneira geral, com a diminuição das ligações viga-pilar, segundo Bortolotto (2019) a transferência do momento negativo entre vigas e pilares não acontece, sendo esses, adicionados aos momentos positivos das vigas, com isso, diminuindo o aço utilizado na armadura negativa e adicionando o aço nas armaduras positivas das vigas.

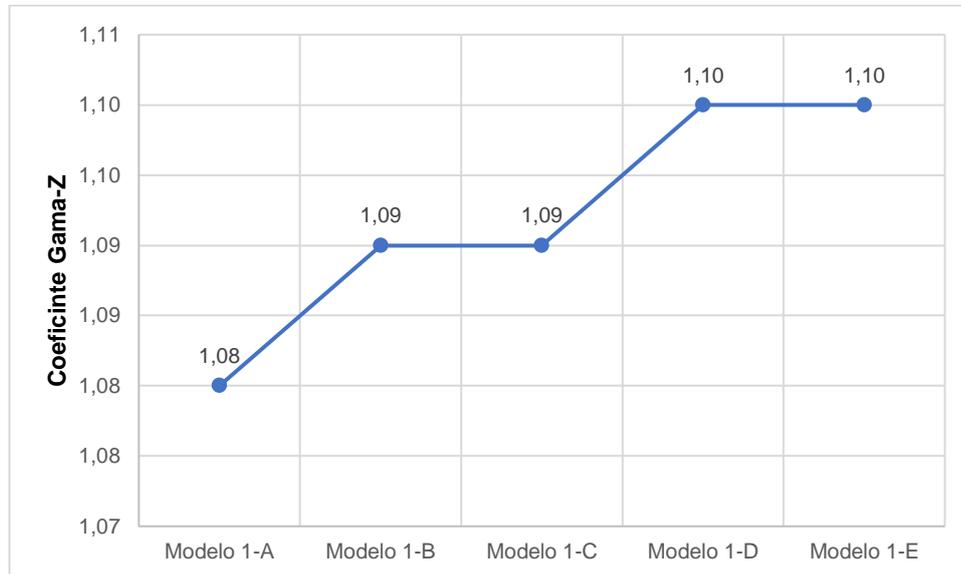
Mas como apresentado nos resultados das Figura 51, Figura 52 e Figura 53 as vigas dos modelos de redução até 25% mostraram uma atenuação no peso do aço, quando comparado com modelo rígido (modelo 1-A), exceção o modelo 1-E, que tem uma redução de 30%, em que apresentou um aumento de 2,191%.

Isso se explica pelo comportamento da transferência do momento negativo, que se transformou em momento positivo, com isso, diminuindo a quantidade de aço usada na armadura negativa, mas não atuou de forma considerável na armadura positiva. Sendo que, o modelo que apresentou uma maior diferença no peso do aço foi o modelo 1-C, com 11,90 kg.

O modelo 1-A apresenta como característica o deslocamento de toda a parcela de momento negativo das vigas, diferente dos modelos 1-B, 1-C, 1-D e 1-E,

já que existe uma redução da rigidez entre as vinculações viga-pilar. Portanto, ao realizar a análise da estrutura como elementos integrantes de um todo, a redução das vinculações viga-pilar ocasiona um decréscimo da estabilidade global da edificação, como apresentado na Figura 55 que ilustra os valores parâmetros do coeficiente de estabilidade global da edificação.

Figura 55 - Valores do coeficiente γ_z



Fonte: Autora.

Conforme exposto no item 6.4 desse trabalho, os efeitos de segunda ordem devem ser considerados se o coeficiente Gama-Z apresentar um acréscimo superior a 10% nas reações e solicitações da edificação, a Figura 55 ilustra que os modelos analisados não ultrapassaram o limite de 1.10 que é estabelecido pela ABNT NBR 6118: 2014, logo esses efeitos podem ser desconsiderados e todos os modelos dimensionados são considerados estruturas de nós fixos.

Mesmo ao se desconsiderar esses efeitos, o coeficiente γ_z aumenta com a redução dos fatores de rotação entre as vinculações. Logo, acontece a diminuição da resistência aos esforços horizontais da estrutura, mas como, os valores de γ_z não ultrapassaram o limite de 1.10, os pilares dessa edificação não sofreram acréscimo nas suas armaduras.

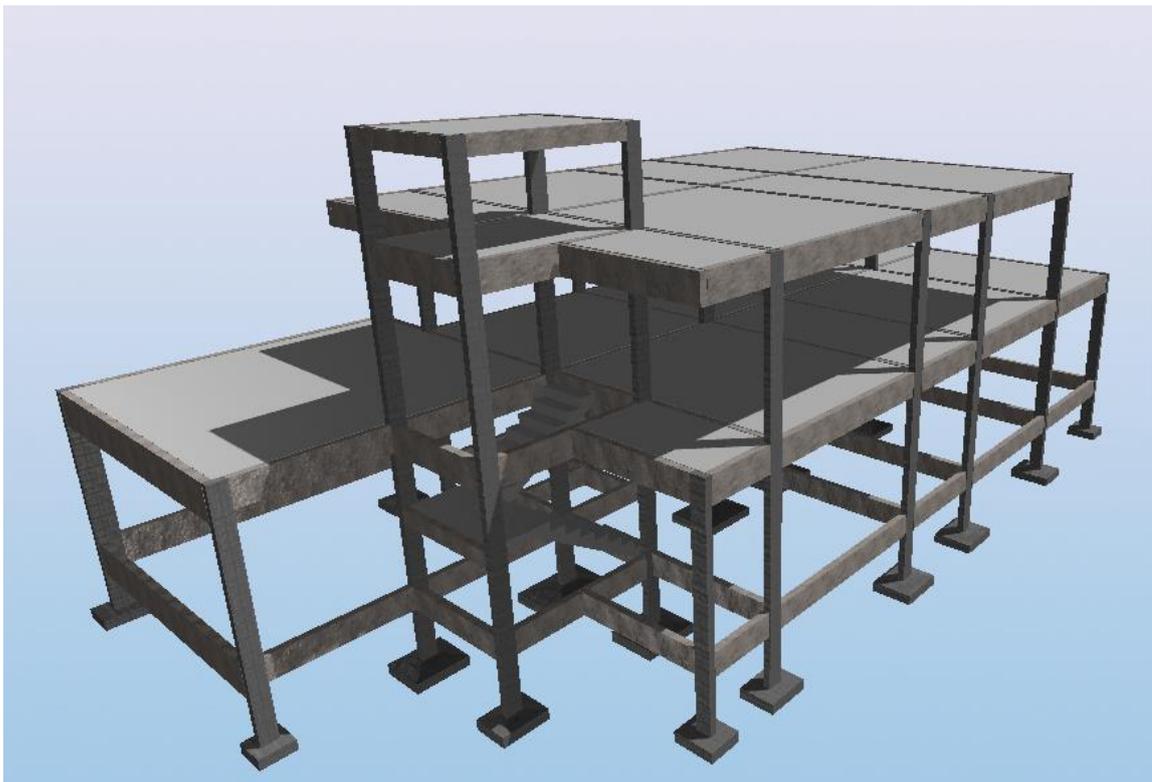
Comportando-se como um pórtico isolado, onde com a redução das solicitações nos pilares, também se reduziu as armaduras dos mesmos, como comprovado pelas Figura 51 a Figura 54.

4.3 Pórtico Tridimensional no TQS

Essa etapa compreende a obtenção do pórtico tridimensional através do *software* comercial TQS.

Com o processamento da estrutura, pode-se obter o pórtico 3D da edificação, como ilustrado na Figura 56, a modelagem tridimensional dos modelos com a variação do fator de restrição entre as vinculações é igual, sendo que a única alteração a diminuição do fator de rigidez da ligação viga-pilar na edificação.

Figura 56 - Modelagem em 3D da edificação no *software* TQS



Fonte: Autora.

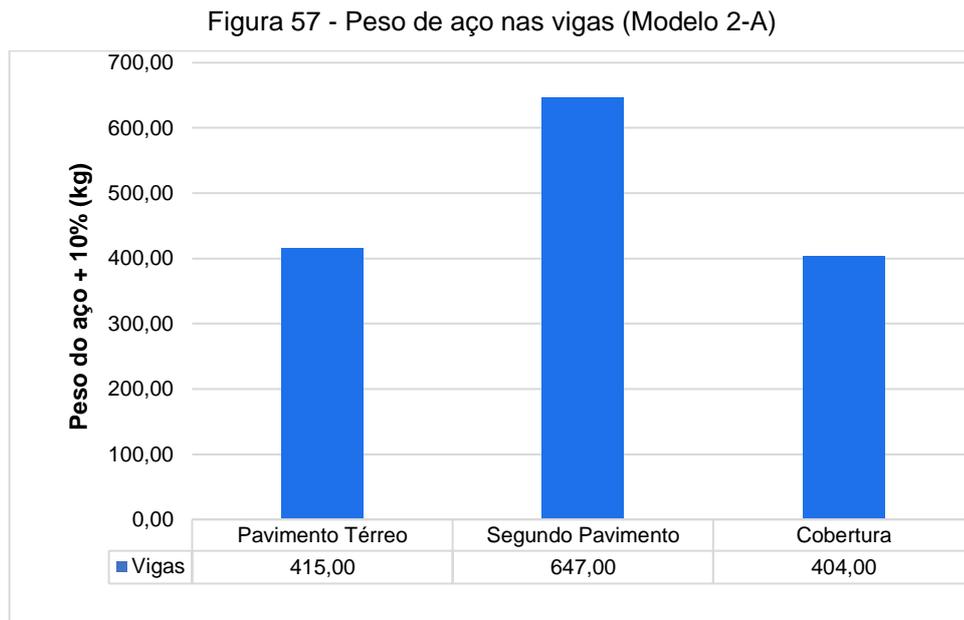
4.3.1 Modelo 2-A

Esse modelo é referente a estrutura com ligações viga-pilar rígidas, ou seja, o fator de restrição é 1,00, sendo considerado um engastamento perfeito entre as vinculações, obtendo-se os valores relativos ao peso do aço para as vigas, pilares, lajes, fundações e da escada, além do parâmetro de estabilidade da edificação.

Os primeiros resultados apresentados são referentes ao peso do aço na edificação de modelo 2-A, onde as ligações entre viga e pilar foram consideradas

rígidas. A Figura 57 ilustra os valores de peso do aço obtidos nas vigas da edificação, contabilizadas as vigas baldrames da edificação.

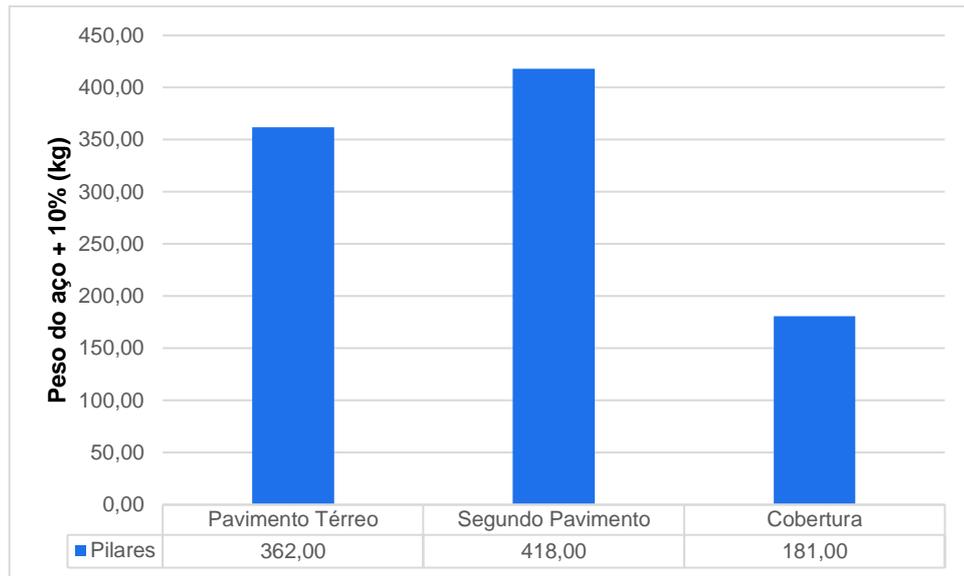
A Figura 57 expõe que os pesos de aço das vigas apresentaram o valor mínimo de 404,00 kg, e valor máximo de 647,00 kg, sendo valores da cobertura e do segundo pavimento, respectivamente. Possuindo um valor médio de peso de 488,67 kg, e um peso total de 1466,00 kg. Onde o segundo pavimento representa 44,13% do peso de aço total das vigas, e o pavimento térreo equivale 27,56% do peso total das vigas da edificação do modelo analisado.



Fonte: Autora.

Os valores obtidos para o peso do aço nos pilares são ilustrados pela Figura 58, com o valor mínimo de 181,00 kg, e valor máximo de 418,00 kg, sendo os valores da cobertura e do segundo pavimento, respectivamente. Apresentando um valor médio de 320,33 kg e um peso total de aço de 961,00 kg. Da mesma maneira que nas vigas, o maior peso se encontra no segundo pavimento, representando cerca de 43,50% do peso de aço total de pilares, já a cobertura equivale a 18,83% do peso total de aço dos pilares na edificação.

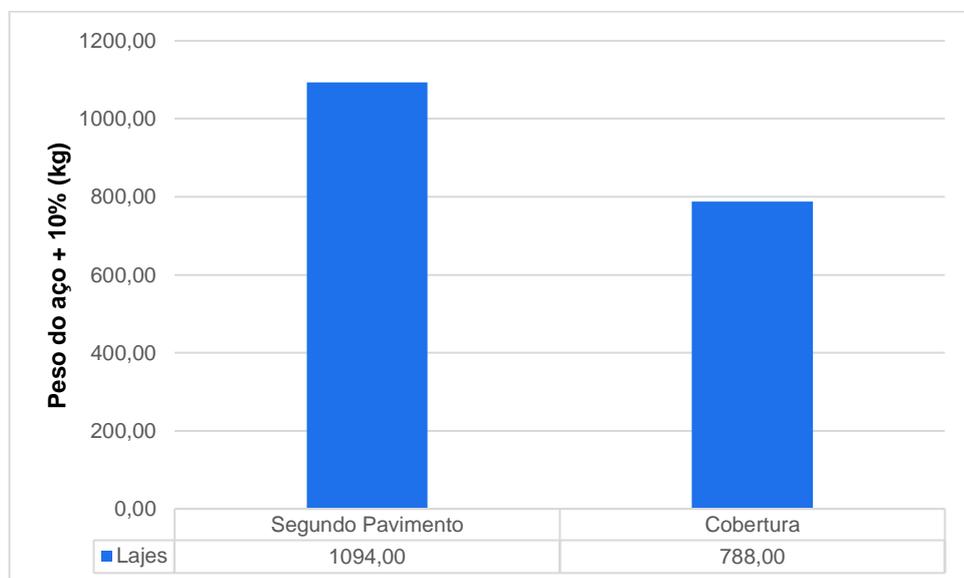
Figura 58 - Peso dos pilares (Modelo 2-A)



Fonte: Autora.

No pavimento térreo não foi dimensionado lajes, já que considera para essas localidades o uso de contrapiso. A Figura 59, ilustra os valores de peso de aço no modelo 2-A, as lajes foram verificadas apenas para o segundo pavimento e a cobertura, apresentando os valores de peso do aço de 1094,00 kg e 788,00 kg, respectivamente. Com um valor médio de 941,00 kg, o peso total de aço de 1882,00 kg, o segundo pavimento representando 58,13% do peso total do aço das lajes nesse modelo.

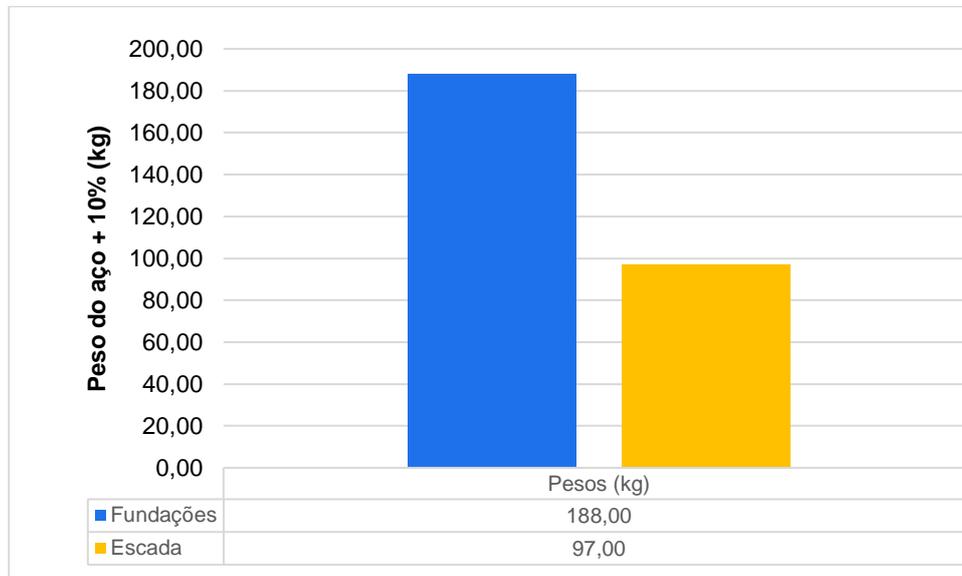
Figura 59 - Peso das lajes (Modelo 2-A)



Fonte: Autora.

Em relação às fundações e a escada da edificação no modelo 2-A como ilustrado na Figura 60, às fundações apresentam o peso do aço de 188,00 kg e a escada de 97,00 kg.

Figura 60 - Peso das Fundações e Escada (Modelo 2-A)



Fonte: Autora.

Para finalizar esse modelo, foi verificado o parâmetro de estabilidade global (γ_z) da edificação, apresentando o valor de 1.088.

4.3.2 Modelo 2-B

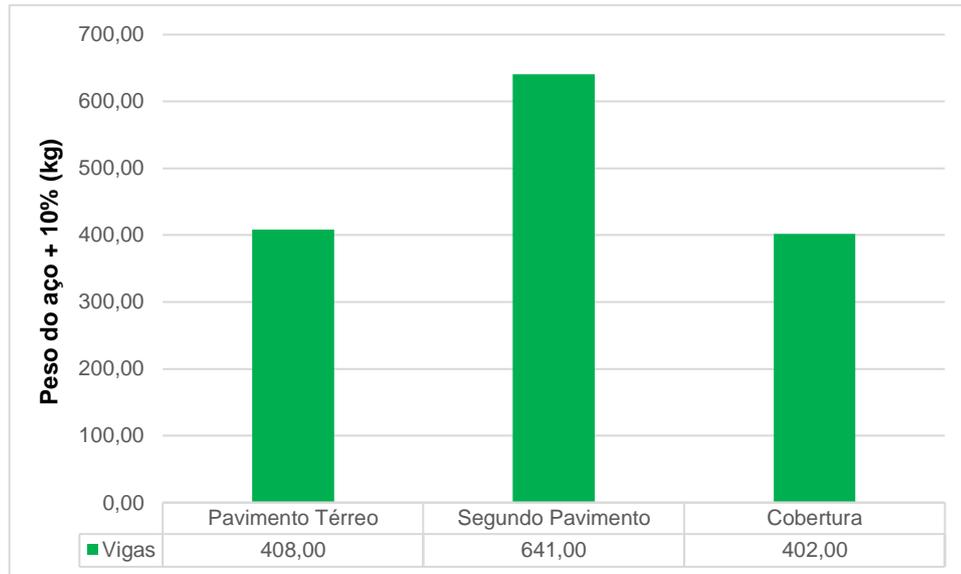
Esse modelo é referente a ligação entre viga e pilar semirrígida, apresentando 90% de restrição à rotação, com uma redução de 10% no engastamento das ligações, também foram obtidos os valores do peso do aço para as vigas, pilares, lajes, fundações e escadas da edificação.

Os primeiros resultados apresentados são referentes ao peso do aço na edificação de modelo 2-B, onde as ligações entre viga e pilar foram reduzidas em 10%. Figura 61 ilustra os valores de peso do aço obtidos nas vigas da edificação, contabilizadas as vigas baldrame da edificação.

A Figura 61 expõe os pesos de aço das vigas tiveram como valor mínimo 402,00 kg, e valor máximo de 641,00 kg, sendo valores da cobertura e do segundo pavimento, respectivamente. Apresentaram um valor médio de peso de 483,67 kg, e um peso total de 1451,00 kg. Onde o segundo pavimento representa 44,18% do peso

de aço total das vigas, e a cobertura equivale 27,71% do peso total das vigas da edificação do modelo analisado.

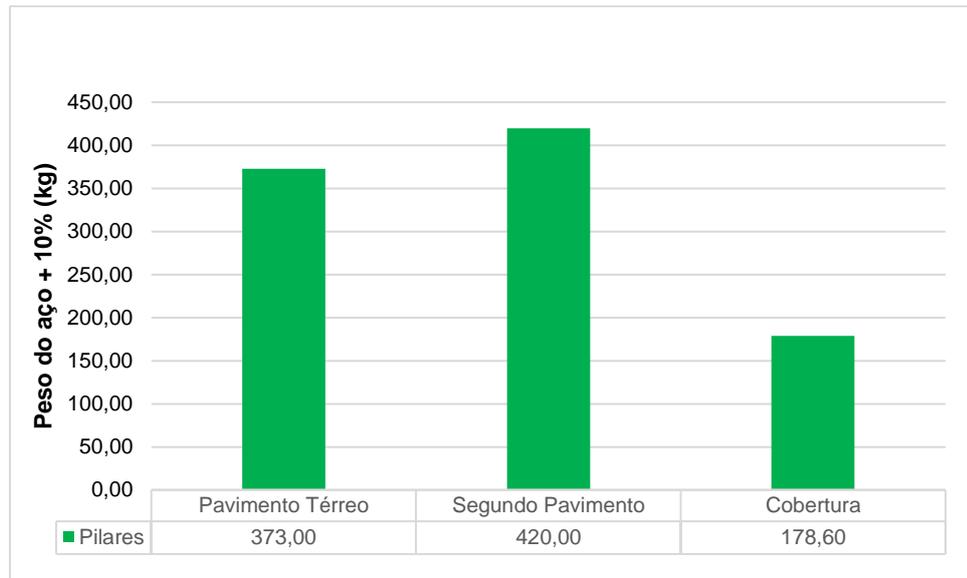
Figura 61 - Peso das vigas (Modelo 2-B)



Fonte: Autora.

Os valores obtidos para o peso do aço nos pilares são ilustrados pela Figura 62, com o valor mínimo de 178,6 kg, e valor máximo de 420,00 kg, sendo os valores da cobertura e do segundo pavimento, respectivamente. Possuindo um valor médio de 323,87 kg e um peso total de aço de 971,60 kg. Da mesma maneira que nas vigas, o maior peso se encontra no segundo pavimento, representando cerca de 43,23% do peso de aço total de pilares, já a cobertura equivale a 18,38% do peso total de aço dos pilares na edificação.

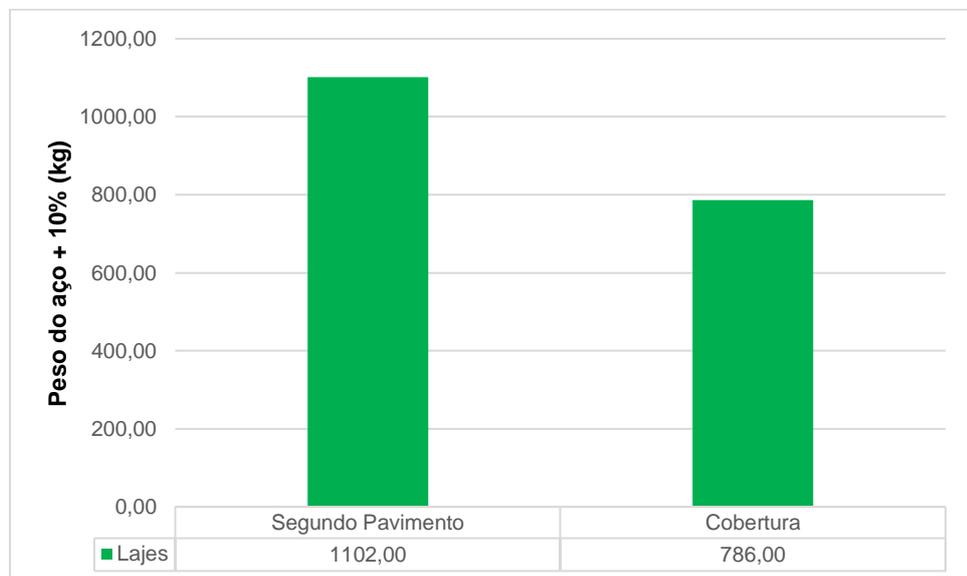
Figura 62 - Peso dos pilares (Modelo 2-B)



Fonte: Autora.

No pavimento térreo não foi dimensionado lajes, já que considera para essas localidades o uso de contrapiso. A Figura 63, ilustra os valores de peso de aço no modelo 2-B, as lajes foram verificadas apenas para o segundo pavimento e a cobertura, apresentando os valores de peso do aço de 1102,00 kg e 786,00 kg, respectivamente. Com um valor médio de 944,00 kg, com o peso total de aço de 1888,00 kg, com o segundo pavimento representando 58,37% do peso total do aço das lajes nesse modelo.

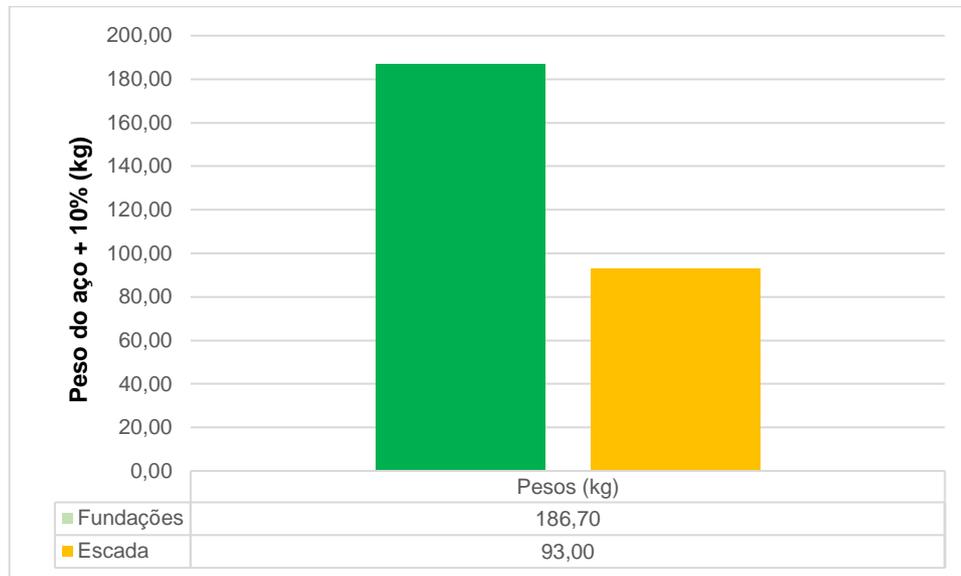
Figura 63 - Peso das lajes (Modelo 2-B)



Fonte: Autora.

Em relação às fundações e a escada da edificação no modelo 2-B como ilustrado na Figura 64, às fundações apresentaram o peso do aço de 186,70 kg e a escada de 93,00 kg.

Figura 64 - Peso das Fundações e Escada (Modelo 2-B)



Fonte: Autora.

Para finalizar esse modelo, foi verificado o coeficiente de estabilidade global (γ_z) da edificação, apresentando o valor de 1.09.

4.3.3 Modelo 2-C

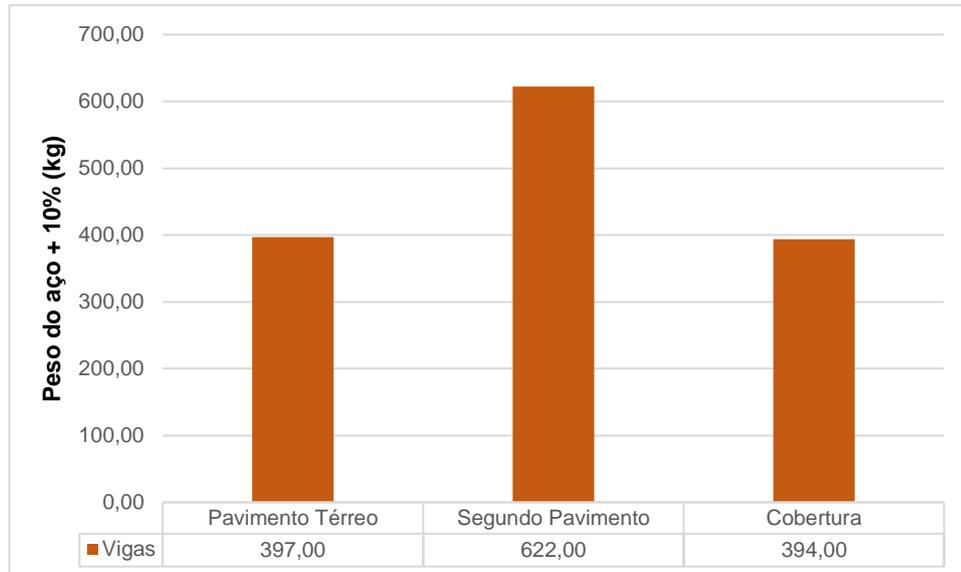
Esse modelo é referente a ligação entre viga e pilar semirrígida, apresentando 80% de restrição à rotação, com uma redução de 20% no engastamento das ligações, também foram obtidos os valores do peso do aço para as vigas, pilares, lajes, fundações e escada da edificação.

Os primeiros resultados apresentados são referentes ao peso do aço na edificação de modelo 2-C, onde as ligações entre viga e pilar foram reduzidas em 20%. A Figura 65 ilustra os valores de peso do aço obtidos nas vigas da edificação, sendo contabilizadas as vigas baldrame da edificação.

A Figura 65 expõe os pesos de aço das vigas tiveram como valor mínimo 394,00 kg, e valor máximo de 622,00 kg, sendo valores da cobertura e do segundo pavimento, respectivamente. Possuindo um valor médio de peso de 471,00 kg, e um peso total de 1413,00 kg. Onde o segundo pavimento representa 44,02% do peso de

aço total das vigas, e a cobertura equivale 27,88% do peso total das vigas da edificação do modelo analisado.

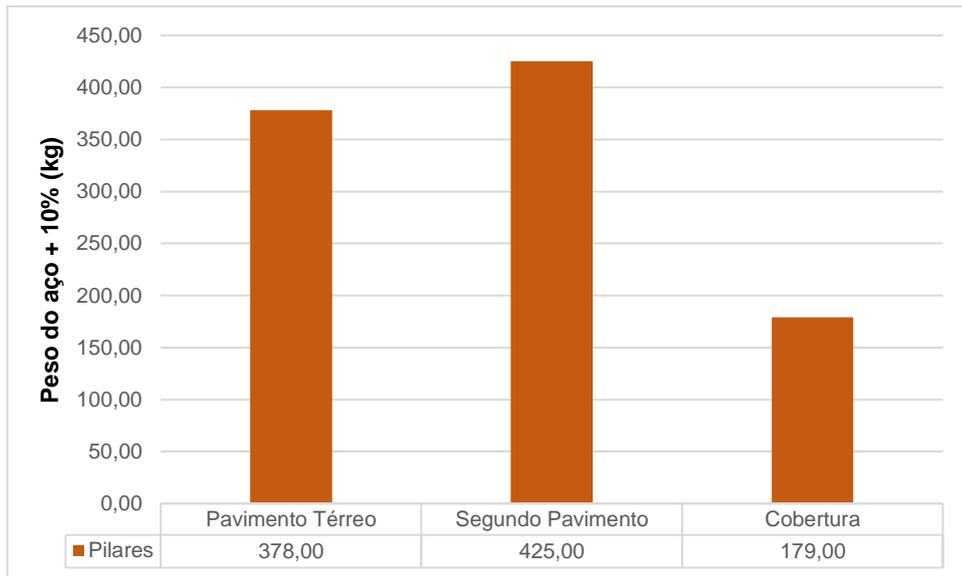
Figura 65 - Pesos das vigas (Modelo 2-C)



Fonte: Autora.

Os valores obtidos para o peso do aço nos pilares são ilustrados pela Figura 66, com o valor mínimo de 179,00 kg, e valor máximo de 425,00 kg, sendo os valores da cobertura e do segundo pavimento, respectivamente. Possuindo um valor médio de 327,33 kg e um peso total de aço de 982,00 kg. Da mesma maneira que nas vigas, o maior peso se encontra no segundo pavimento, representando cerca de 43,28% do peso de aço total de pilares, já a cobertura equivale a 18,23% do peso total de aço dos pilares na edificação.

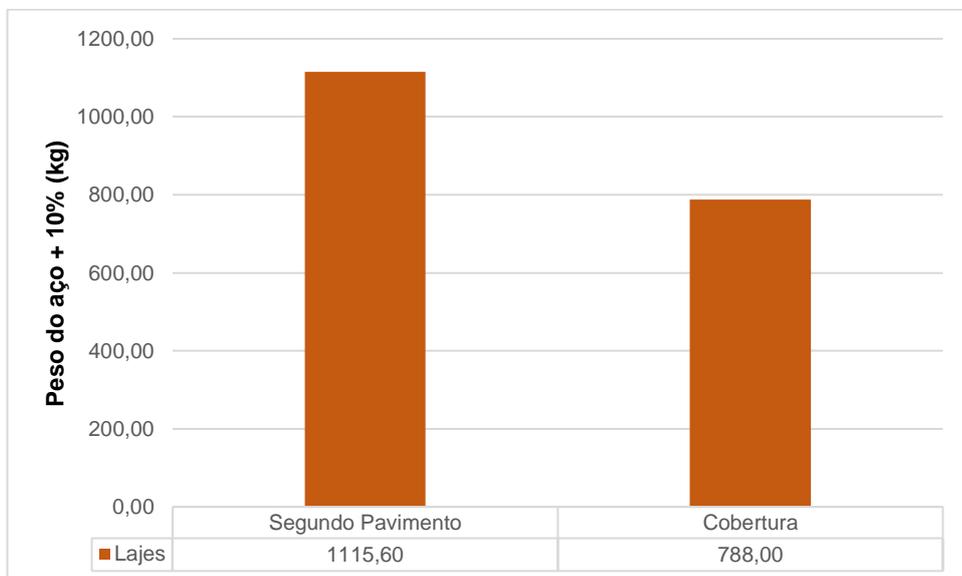
Figura 66 - Peso dos pilares (Modelo 2-C)



Fonte: Autora.

No pavimento térreo não foi dimensionado lajes, já que considera para essas localidades o uso de contrapiso. A Figura 67, ilustra os valores de peso de aço no modelo 2-C, as lajes foram verificadas apenas para o segundo pavimento e a cobertura, apresentando os valores de peso do aço de 1115,60 kg e 788,00 kg, respectivamente. Com um valor médio de 951,80 kg, com o peso total de aço de 1903,60 kg, com o segundo pavimento representando 58,60% do peso total do aço das lajes nesse modelo.

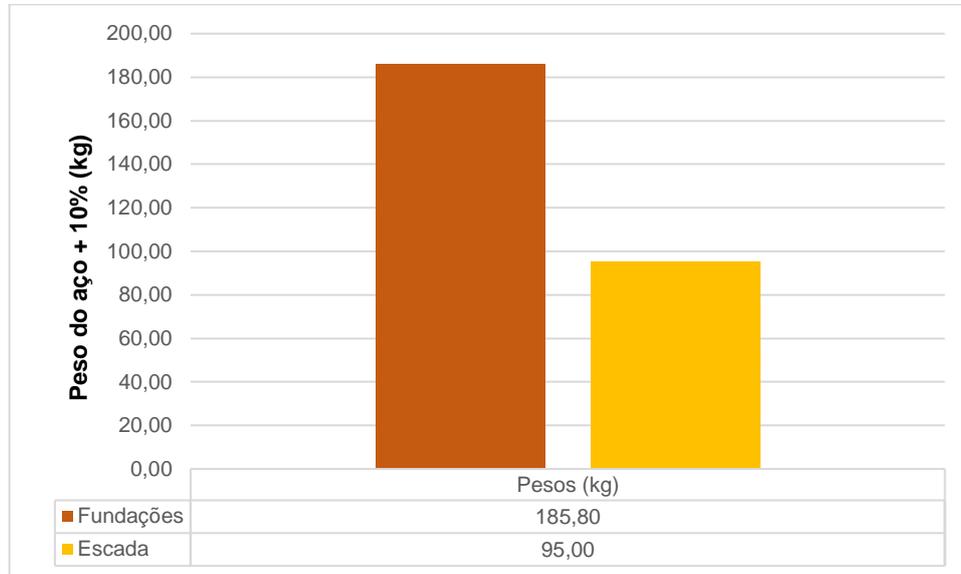
Figura 67 - Peso das lajes (Modelo 2-C)



Fonte: Autora.

Em relação às fundações e a escada da edificação no modelo 2-C como ilustrado na Figura 68, às fundações apresentaram o peso do aço de 185,80 kg e a escada de 95,00 kg.

Figura 68 - Peso das Fundações e Escada (Modelo 2-C)



Fonte: Autora.

Para finalizar esse modelo, foi verificado o coeficiente de estabilidade global (γ_z) da edificação, apresentando o valor de 1.093.

4.3.4 Modelo 2-D

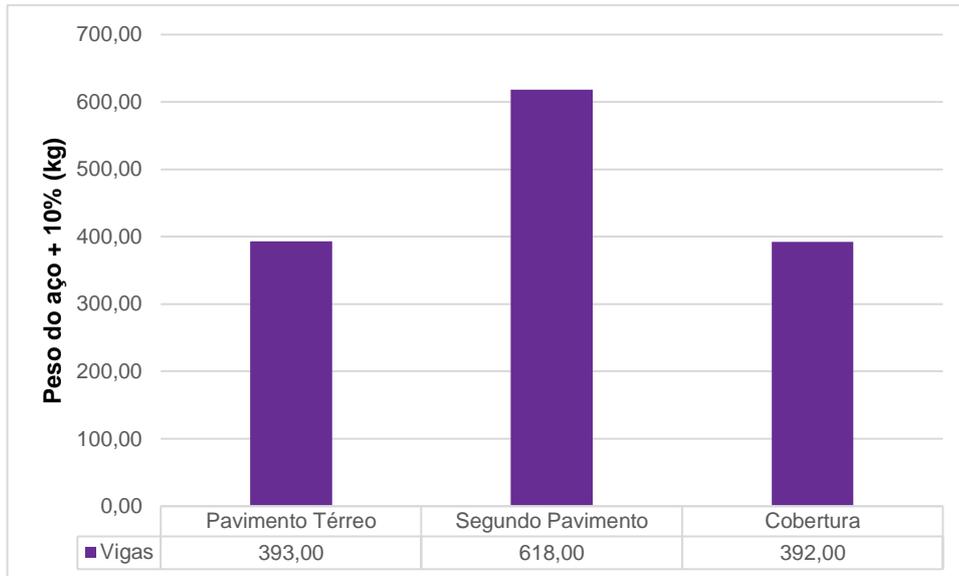
Esse modelo é referente a ligação entre viga e pilar semirrígida, apresentando 75% de restrição à rotação, com uma redução de 25% no engastamento das ligações, também foram obtidos os valores do peso do aço para as vigas, pilares, lajes e fundações da edificação.

Os primeiros resultados apresentados são referentes ao peso do aço na edificação de modelo 2-D, onde as ligações entre viga e pilar foram reduzidas em 25%. Figura 69 ilustra os valores de peso do aço obtidos nas vigas da edificação, sendo contabilizadas as vigas baldrame da edificação.

A Figura 69 expõe os pesos de aço das vigas tiveram como valor mínimo 392,00 kg, e valor máximo de 618,00 kg, sendo valores da cobertura e do segundo pavimento, respectivamente. Possuindo um valor médio de peso de 467,67 kg, e um peso total de 1403,00 kg. Onde o segundo pavimento representa 44,05% do peso de

aço total das vigas, e a cobertura equivale 27,94% do peso total das vigas da edificação do modelo analisado.

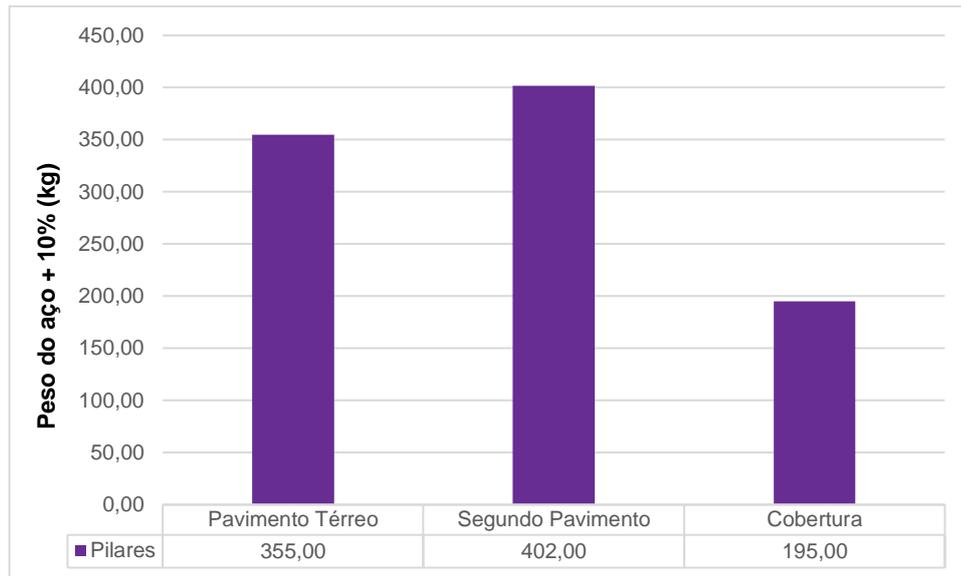
Figura 69 - Peso das vigas (Modelo 2-D)



Fonte: Autora.

Os valores obtidos para o peso do aço nos pilares são ilustrados pela Figura 70, com o valor mínimo de 195,00 kg, e valor máximo de 402,00 kg, sendo os valores da cobertura e do segundo pavimento, respectivamente. Possuindo um valor médio de 317,33 kg e um peso total de aço de 952,00 kg. Da mesma maneira que nas vigas, o maior peso se encontra no segundo pavimento, representando cerca de 42,23% do peso de aço total de pilares, já a cobertura equivale a 20,48% do peso total de aço dos pilares na edificação.

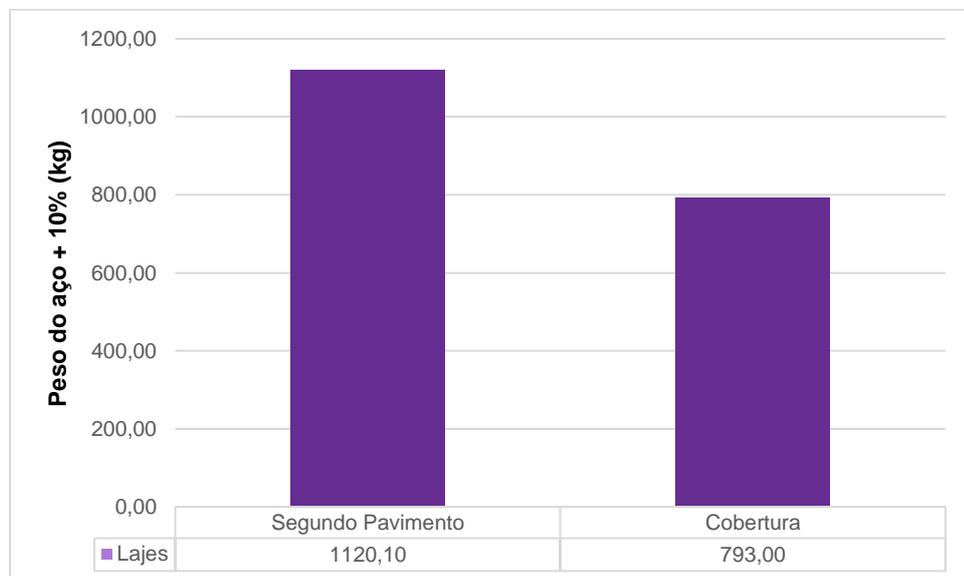
Figura 70 - Peso dos pilares (Modelo 2-D)



Fonte: Autora.

No pavimento térreo não foi dimensionado lajes, já que considera para essas localidades o uso de contrapiso. A Figura 71, ilustra os valores de peso de aço no modelo 2-D, as lajes foram verificadas apenas para o segundo pavimento e a cobertura, apresentando os valores de peso do aço de 1120,10 kg e 793,00 kg, respectivamente. Com um valor médio de 956,55 kg, com o peso total de aço de 1913,10 kg, com o segundo pavimento representando 58,55% do peso total do aço das lajes nesse modelo.

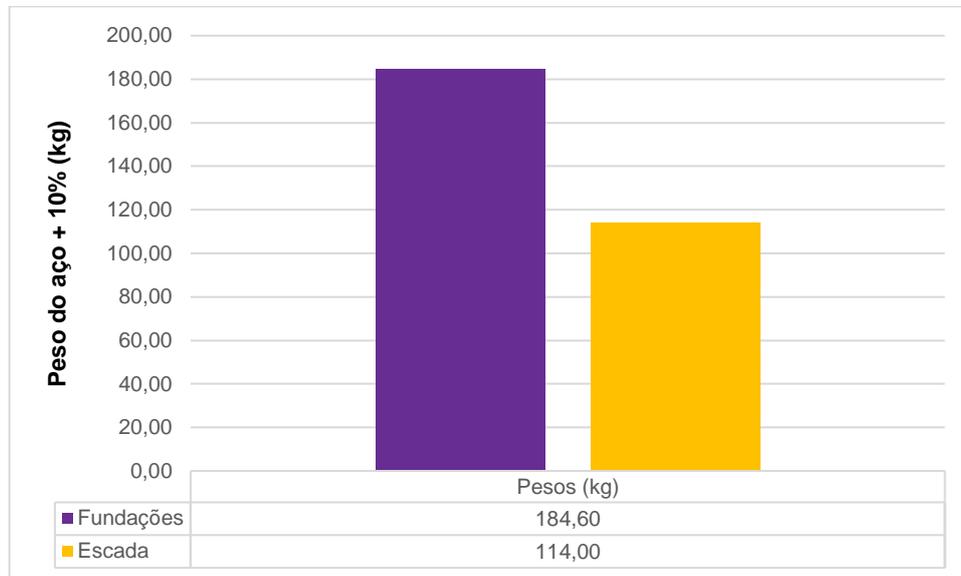
Figura 71 - Peso das lajes (Modelo 2-D)



Fonte: Autora.

Em relação a fundação e a escada da edificação no modelo 2-D como ilustrado na Figura 72, a fundação tem o peso do aço de 184,60 kg e a escada de 114,00 kg.

Figura 72 - Peso das Fundações e Escada (Modelo 2-D)



Fonte: Autora.

Para finalizar esse modelo, foi verificado o coeficiente de estabilidade global (γ_z) da edificação, apresentando o valor de 1.094.

4.3.5 Modelo 2-E

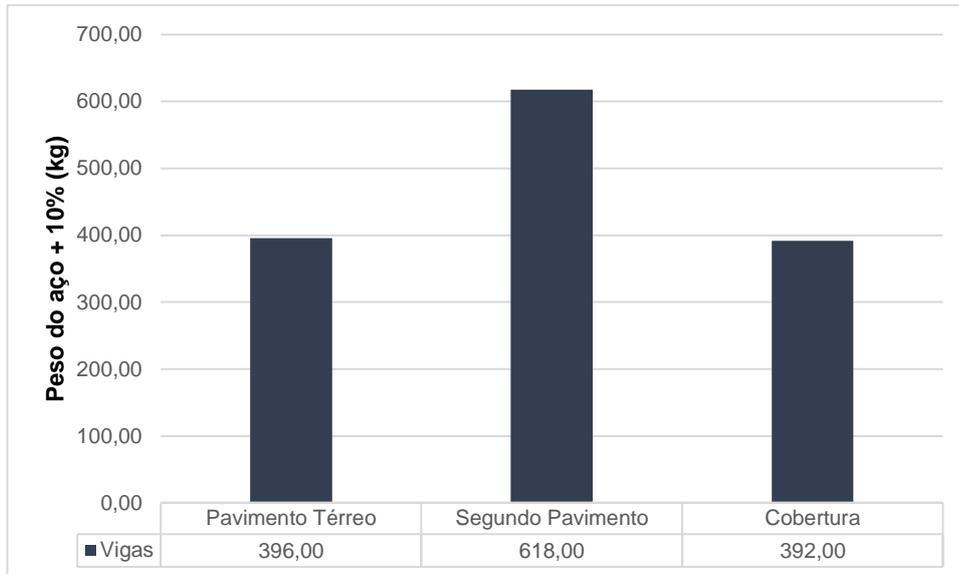
Esse modelo é referente a ligação entre viga e pilar semirrígida, apresentando 70% de restrição à rotação, com uma redução de 30% no engastamento das ligações, também foram obtidos os valores do peso do aço para as vigas, pilares, lajes e fundações da edificação.

Os primeiros resultados apresentados são referentes ao peso do aço na edificação de modelo 2-E, onde as ligações entre viga e pilar foram reduzidas em 30%. A Figura 73 ilustra os valores de peso do aço obtidos nas vigas da edificação, sendo contabilizadas as vigas baldrame da edificação.

A Figura 73 expõe os pesos de aço das vigas tiveram como valor mínimo 392,00 kg e valor máximo de 618,00 kg, sendo valores da cobertura e do segundo pavimento, respectivamente. Possuindo um valor médio de peso de 468,67 kg, e um peso total de 1406,00 kg. Onde o segundo pavimento representa 43,95% do peso de

aço total das vigas, e a cobertura equivale 27,88% do peso total das vigas da edificação do modelo analisado.

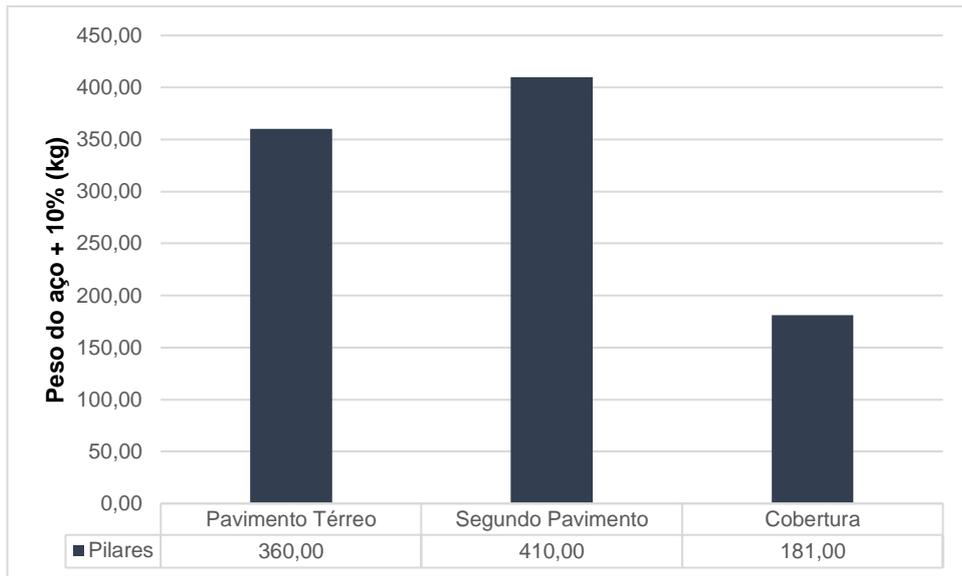
Figura 73 - Peso das vigas (Modelo 2-E)



Fonte: Autora.

Os valores obtidos para o peso do aço nos pilares são ilustrados pela Figura 74, com o valor mínimo de 181,00 kg, e valor máximo de 410,00 kg, sendo os valores da cobertura e do segundo pavimento, respectivamente. Possuindo um valor médio de 317,00 kg e um peso total de aço de 951,00 kg. Da mesma maneira que nas vigas, o maior peso se encontra no segundo pavimento, representando cerca de 43,11% do peso de aço total de pilares, já o pavimento térreo equivale a 19,03% do peso total de aço dos pilares na edificação.

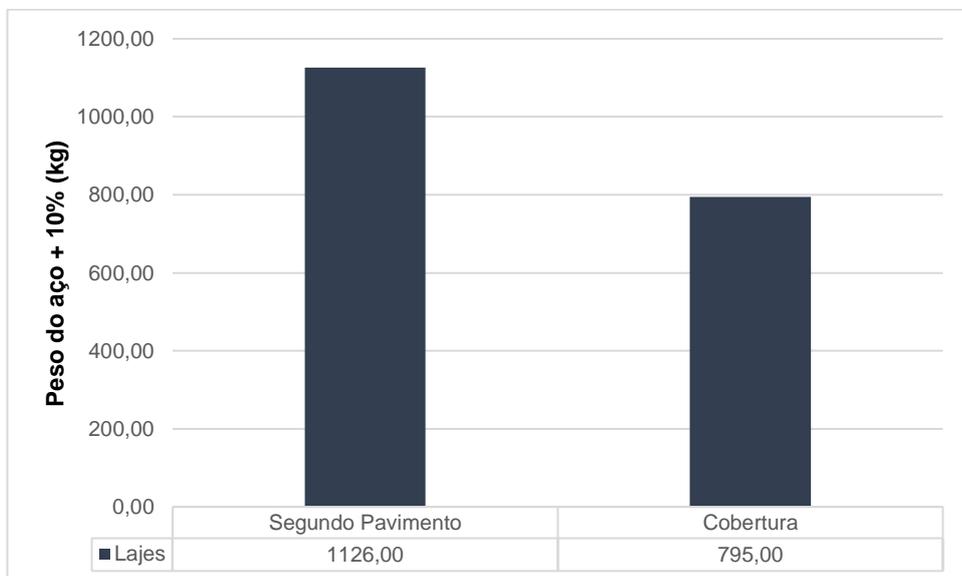
Figura 74 - Peso dos pilares (Modelo 2-E)



Fonte: Autora.

No pavimento térreo não foi dimensionado lajes, já que considera para essas localidades o uso de contrapiso. A Figura 75, apresenta os valores de peso de aço no modelo 2-E, as lajes foram verificadas apenas para o segundo pavimento e a cobertura, apresentando os valores de peso do aço de 1126,00 kg e 795,00 kg, respectivamente. Com um valor médio de 936,50 kg, com o peso total de aço de 1921,00 kg, com o segundo pavimento representando 58,62% do peso total do aço das lajes nesse modelo.

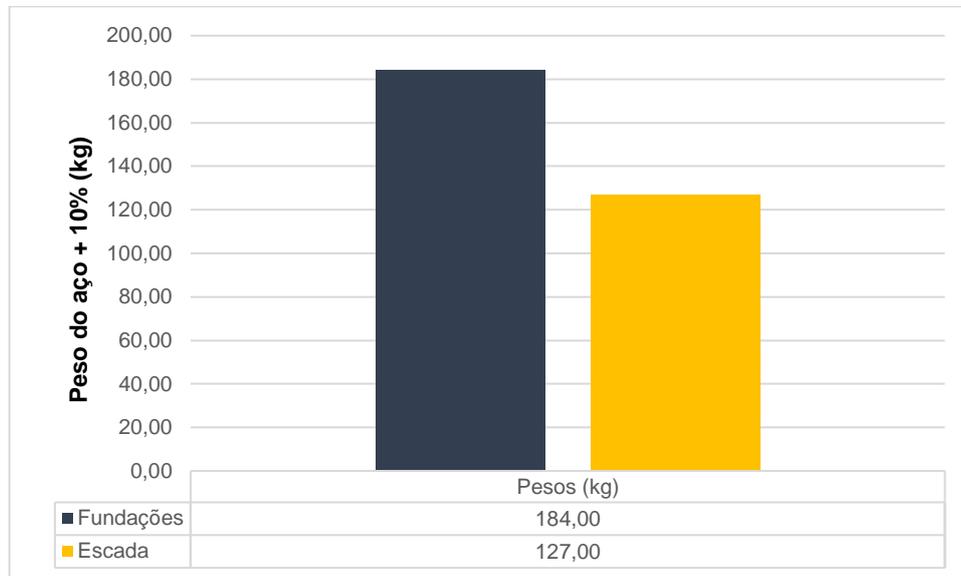
Figura 75 - Peso das lajes (Modelo 2-E)



Fonte: Autora.

Em relação às fundações e a escada da edificação no modelo 2-E como ilustrado na Figura 76, às fundações apresentaram o peso do aço de 184,00 kg e a escada de 127,00 kg.

Figura 76 - Peso das Fundações e Escada (Modelo 2-E)



Fonte: Autora.

Para finalizar esse modelo, foi verificado o coeficiente de estabilidade global (γ_z) da edificação, apresentando o valor de 1.096.

4.4 Discussão dos Resultados do *software* TQS

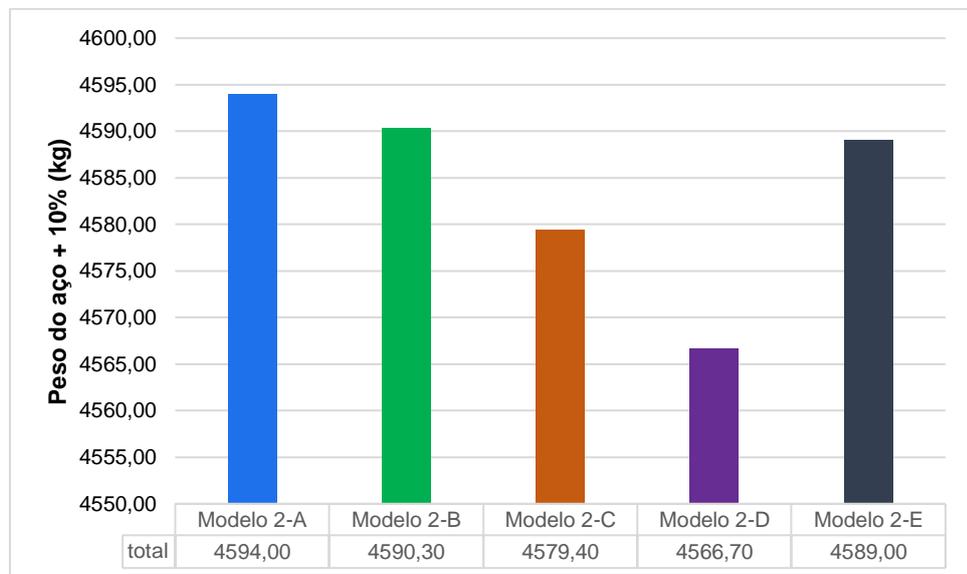
Inicialmente, foi realizada a análise total dos resultados entre os modelos, com os valores de peso de aço obtidos dos modelos 2-A, 2-B, 2-C, 2-D e 2-E, foi organizado a Figura 77, que ilustra o total de peso de aço em cada modelo analisado.

A Figura 77 ilustra que a redução do engastamento entre viga-pilar terá impacto no peso total do aço de todos os modelos analisados, a menor redução do peso de aço se apresentou no modelo 2-C, onde a diminuição foi de 20%. Nessa análise mesmo com o aumento da instabilidade global da edificação, ainda aconteceu a redução do uso de aço nos elementos que compõem a estrutura, com a redução do fator de rotação entre os elementos viga-pilar a redistribuição dos esforços e das reações a estabilidade global da edificação não provocou o aumento das áreas de aço nos elementos estruturais.

Já que os valores de coeficientes encontrados apresentaram uma diferença máxima de 0,006 do modelo 2-A para o modelo 2-E, com isso, se explica o baixo impacto desse coeficiente para análise dos modelos.

Utilizando o modelo 2-A como a base de comparação, tem-se que todos os modelos tiveram redução no peso do aço, sendo os modelos 2-B (redução em 10% da rigidez), 2-C (redução em 20% da rigidez), 2-D (redução em 25% da rigidez) e 2-E (redução em 30% da rigidez), obtiveram uma diminuição de 0,081%, 0,381%, 0,594% e 0,109%, respectivamente. Nesse caso, não foi corroborando que o aumento da instabilidade da edificação implica no aumento do uso do aço, pois os as diferenças de valores encontrados para esse coeficiente foram baixas.

Figura 77 - Total de peso do aço dos modelos *software* TQS

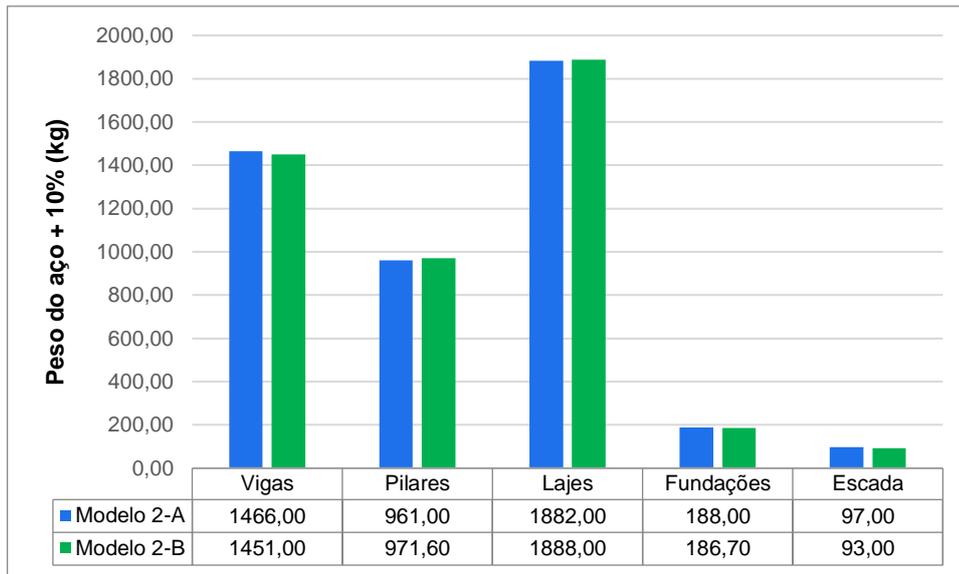


Fonte: Autora.

Já realizando uma análise nos valores do modelo 2-A como os outros modelos realizados, obtém-se a Figura 78, que relacionada o modelo 2-A como o modelo 2-B.

Com a redução da rigidez em 10% entre as vinculações viga-pilar da edificação tem-se uma redução nos valores dos pesos do aço nos elementos de vigas, fundações e escadas, sendo de 1,023%, 0,691% e 4,124%, respectivamente. Mas em contrapartida ocorre o aumento da utilização nos elementos de pilares e lajes, equivalendo a 0,103% e 0,319%, logo na comparação entre esses dois modelos que obteve maior aplicação do aço foi a escada.

Figura 78 - Comparação entre os pesos de aço dos modelos 2-A e 2-B

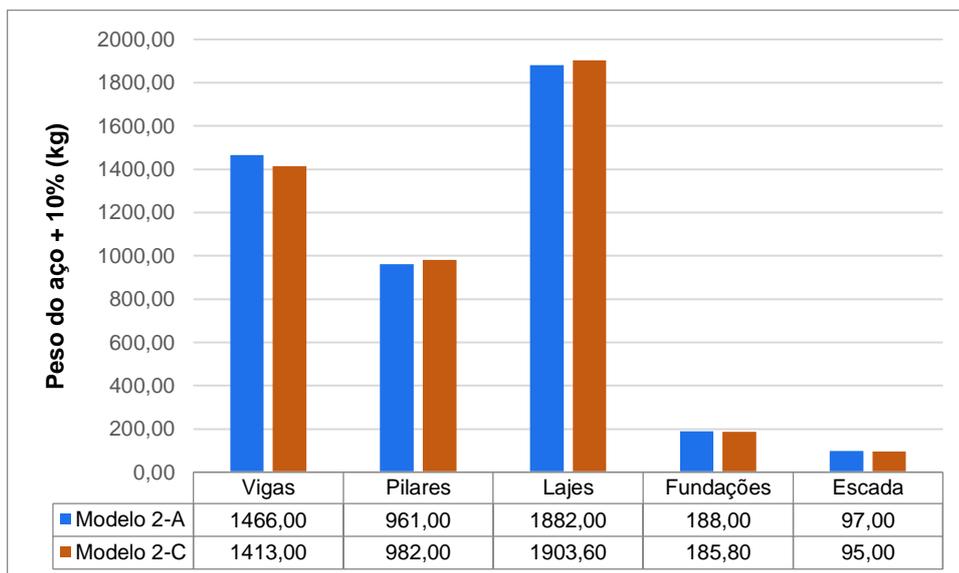


Fonte: Autora.

Já quando se avalia o modelo 2-A com o modelo 2-C, concebe-se a Figura

79.

Figura 79 - Comparação dos pesos de aço entre os modelos 2-A e 2-C

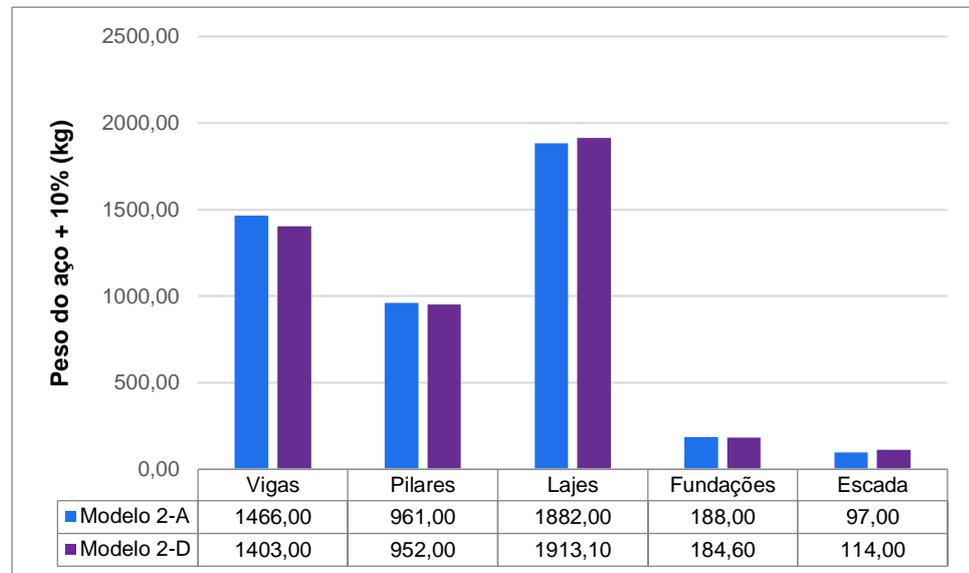


Fonte: Autora.

Com a redução da rigidez em 20% entre as vinculações viga-pilar da edificação tem-se uma redução nos valores dos pesos do aço nos elementos de vigas, fundações e escada, sendo de 3,615%, 1,170% e 2,062%, respectivamente. Mas em contrapartida ocorre o aumento da utilização nos elementos nos pilares e lajes, equivalendo a 2,185% e 1,148%, logo na comparação entre esses dois modelos quem obteve maior aplicação do aço foram os pilares, assim como no modelo 2-B.

O modelo 2-D também foi realizada a verificação com o modelo 2-A, conforme ilustra a Figura 80.

Figura 80 - Comparação dos pesos de aço entre os modelos 2-A e 2-D



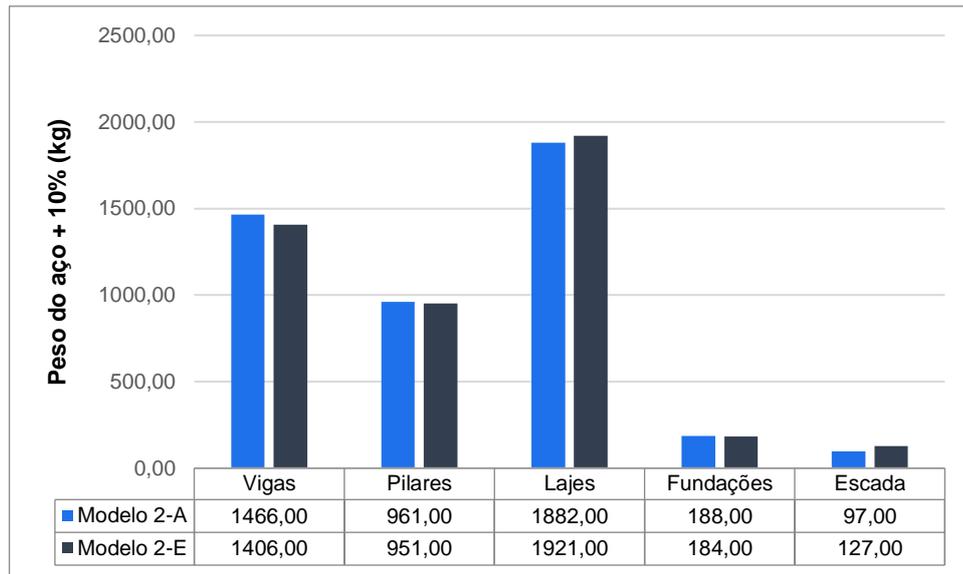
Fonte: Autora.

Com a redução da rigidez em 25% entre as vinculações viga-pilar da edificação tem-se uma redução nos valores dos pesos do aço nos elementos de vigas, pilares e fundações, sendo de 4,297%, 0,937% e 1,809%, respectivamente. Mas em contrapartida ocorre o aumento da utilização nos elementos de lajes e na escada, equivalendo a 1,652% e 17,526%, respectivamente. Em concordância com o modelo anterior, esse modelo apresentou um aumento do uso do aço nas lajes da edificação, e diminuição do peso de aço das vigas e pilares.

A atenuação da rigidez em 25% provoca na edificação uma maior instabilidade global, não deveria acontecer de maneira geral na construção a redução do aço nas vigas e pilares. Mas como os elementos possuem dimensões significativas, esse fato não se aplicou. A última análise realizada é referente ao modelo 2-E, onde existe a redução em 30% da rigidez.

A Figura 81 ilustra a comparação entre os modelos 2-A e 2-E, onde ocorre uma redução nos valores dos pesos do aço nos elementos de vigas, pilares e fundações, sendo de 4,093%, e 1,041% e 2,128%, respectivamente. Mas em contrapartida ocorre o aumento da utilização nos elementos das lajes e escada, correspondendo a 2,072% e 30,928%, respectivamente.

Figura 81 - Comparação dos pesos do aço entre os modelos 2-A e 2-E



Fonte: Autora.

Com isso, o elemento que teve maior uso de aço foi a escada, logo para esse componente manter sua instabilidade foi necessária uma maior aplicação de aço. O comportamento apresentado pelas lajes também merece destaque, pois com a diminuição da rigidez, esse elemento também necessitou um aumento da utilização do aço.

Conforme citado na análise dos elementos com a utilização do *software* Eberick, com a redução das vinculações viga-pilar o momento negativo entre as vigas e pilares não acontece, sendo acrescentados aos momentos positivos das vigas, portanto atenuando o aço nas armaduras negativas e somando as armaduras positivas.

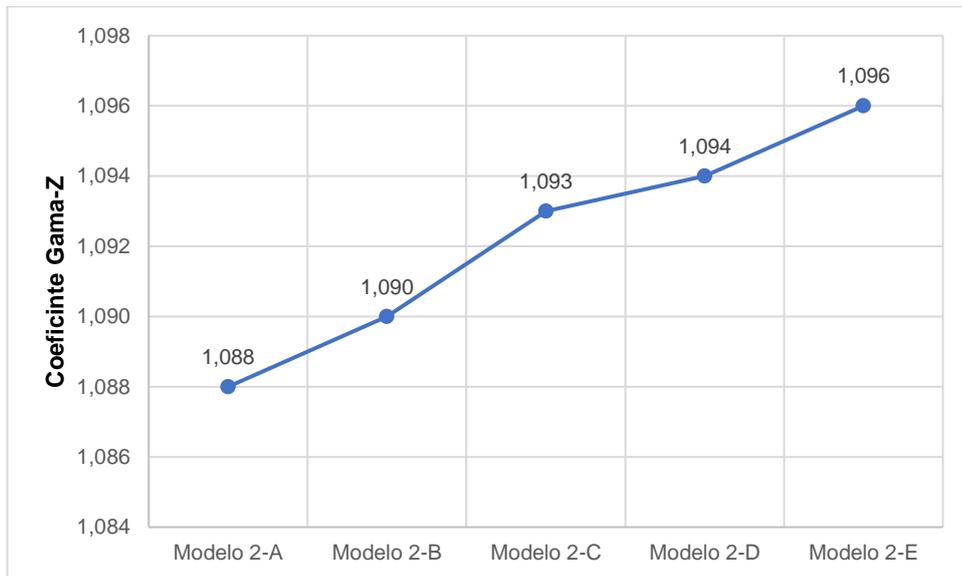
Logo, como apresentado nos resultados das Figura 78 e Figura 81 todos os modelos mostraram uma atenuação no peso do aço nas vigas, quando comparado com modelo rígido (modelo 2-A).

Isso se explica pelo comportamento da transferência do momento negativo, que se transformou em momento positivo, com isso, diminuindo a quantidade de aço usada na armadura negativa. Sendo que, o modelo que apresentou uma maior diferença no peso do aço foi o modelo 2-C, com 63,00 kg.

O modelo 2-A apresenta como característica o deslocamento de toda a parcela de momento negativo das vigas, diferente dos modelos 2-B, 2-C, 2-D e 2-E, já que existe uma redução da rigidez entre as vinculações viga-pilar. Portanto, ao realizar a análise da estrutura como elementos integrantes de um todo, a redução das

vinculações viga-pilar ocasiona um decréscimo da estabilidade global da edificação, como apresentado na Figura 82 que ilustra os valores parâmetros do coeficiente de estabilidade global da edificação, que conforme a ABNT NBR 6118: 2014 os modelos dimensionados são estruturas de nós fixos.

Figura 82 - Coeficiente γ_z dos modelos do TQS



Fonte: Autora.

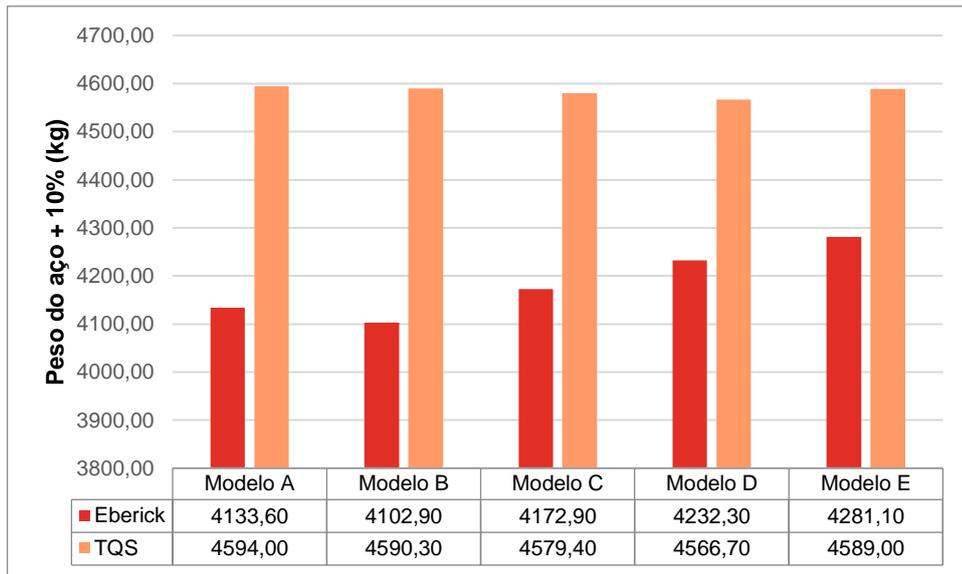
Com isso, conforme exposto no item 6.4 desse trabalho, os efeitos de segunda ordem são desconsiderados se não passarem o limite de 1.10, valor estabelecido pela ABNT NBR 6118: 2014. Como ilustrado na Figura 82 os valores encontrados nos modelos não ultrapassaram esse limite, logo com a diminuição da resistência aos esforços horizontais da estrutura, mas como, os pilares dessa edificação não sofreram acréscimo significativo nas suas armaduras.

A estrutura comportando-se como um pórtico isolado nos modelos 2-D e 2-E, onde com a redução das solicitações nos pilares, também se reduziu as armaduras dos mesmos, como comprovado pelas Figura 80 e Figura 81. Já os modelos 2-B e 2-C aumentaram de valores, uma das causas seria a redistribuição dos esforços provocada pela alteração dos fatores de vinculações, com isso, os pilares teriam um incremento na sua armadura.

4.5 Comparação entre o Eberick e o TQS

Foram comparados os valores totais do aço em cada modelo dimensionado nos softwares Eberick e TQS. A Figura 83 ilustra os resultados obtidos.

Figura 83 - Comparação dos pesos de aço entre os softwares Eberick e TQS



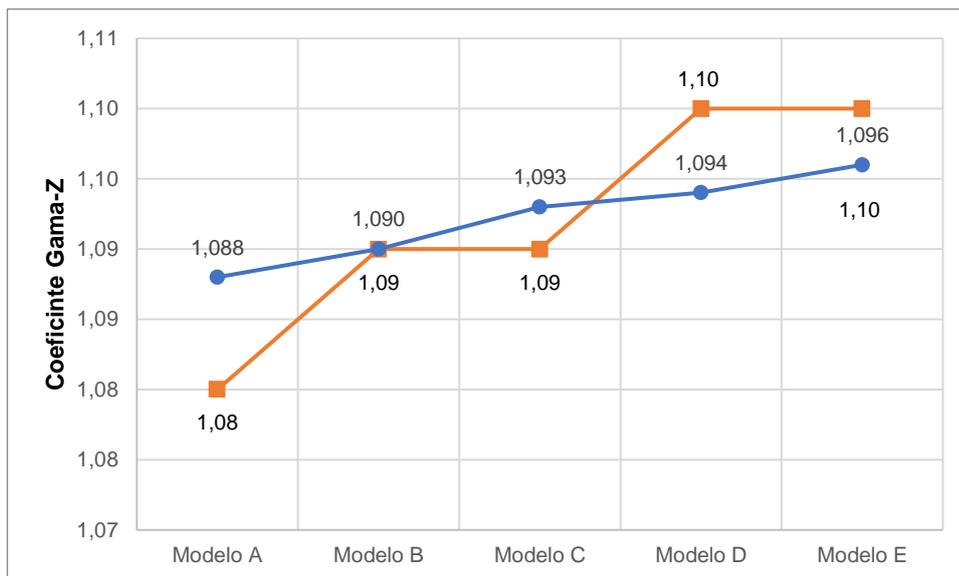
Fonte: Autora.

Os modelos A, B, C, D e E são referentes as vinculações rígidas, vinculações com redução de 10%, 20%, 25% e 30% da rigidez, respectivamente. As diferenças entre os modelos dos dois softwares são: 460,40 kg para o modelo A; 487,40 kg para o modelo B; 406,50 kg para o modelo C; 334,40 kg para o modelo D e 307,90 kg para o modelo E.

Essas diferenças se explicam pelo método de cálculo dos elementos utilizados pelos softwares, de tal forma que o TQS utiliza uma metodologia mais conservadora para realizar o levantamento dos pesos do aço das estruturas. Mesmo que apresentando um dimensionamento maior, o TQS é considerado um software mais seguro, visto que ele realiza um maior detalhamento (SOUZA; CUNHA; LEITE, 2021).

Além da diferença entre os pesos do aço, a Figura 84 ilustra os valores de coeficientes γ_z encontrados nas análises, no modelo A, ocorreu um aumento de 0,008 do modelo 1-A para o 2-A, teoricamente a instabilidade global do modelo 1-A é maior, logo teria de apresentar maiores valores para as áreas de aço. Mas como citado anteriormente, existem diferenças no modo de calcular esses elementos entre os dois softwares.

No modelo B, os parâmetros do coeficiente γ_z foram iguais, já o modelo C apresentou um aumento de 0,003, do modelo 1-C para o 2-C. O modelo D, apresentou uma redução de 0,006 do modelo 1-D para o 2-D, na mesma forma o modelo E diminuiu em 0,004 do modelo 1-E para o 2-E.

Figura 84 - Valores de coeficientes γ_z encontrados

Fonte: Autora.

Logo, o fator preponderante nas alterações das áreas de aço não foram os coeficientes de estabilidade global. Já que os valores encontrados não ultrapassaram os limites dispostos na ABNT NBR 6118: 2014. Logo, o fator principal foi a redução do grau de vinculação entre as vigas e os pilares, que provocaram as redistribuições das reações e dos esforços na estrutura.

E com esses novos arranjos estruturais as armaduras foram redistribuídas entres os elementos da edificação, provocando as diferenças apresentadas ao longo desse trabalho.

5 CONCLUSÕES

Esse trabalho analisou a influência das vinculações viga-pilar semirrígidas nas áreas de aço de estruturas de concreto armado, utilizando como estudo de caso uma residência unifamiliar, empregando softwares de dimensionamento estrutural, sendo estes o Eberick e o TQS.

Essa avaliação consistiu na variação do fator de restrição à rotação das vinculações viga-pilar, de forma a obter dez modelos, cinco modelos em cada software, alterando o valor do fator de restrição de 10%, 20%, 25%, 30% e sem ter esse fator, no caso, as ligações eram rígidas.

Com isso, foram obtidos valores dos pesos do aço e parâmetros de estabilidade global da edificação. Em relação à estabilidade global, todos os modelos foram considerados de nós fixos, já que os valores de γ_z não ultrapassaram o limite de 1.10 estabelecidos na ABNT NBR 6118: 2014, logo, foi um fator que pode ter influenciado nos valores de aço, mas não foi preponderante.

No Eberick, às vigas apresentaram um maior valor de aço no modelo 1-E, que foi o que obteve um maior valor de γ_z , com uma diferença máxima de 22,60 kg para o modelo 1-A, que é referente as articulações rígidas. Já no TQS, também relacionado às vigas a maior diferença entre os pesos dos aços foi entre os modelos 2-A e 2-D, com o valor de 63,00 kg.

Já em relação aos pilares, o Eberick apresenta uma diferença máxima de 23,10 kg em relação ao modelo 1-A e 1-E, ou seja, ocorreu a diminuição das armaduras nesse dimensionamento, no TQS a diferença máxima constitui no aumento em 21 kg do modelo 2-D para o 2-A, com isso, em relação aos pilares o Eberick demonstrou que o modelo semirrígido necessita de uma quantidade maior de aço em relação ao modelo rígido. Logo, o Eberick apresentou uma diminuição nos pesos do aço para o modelo semirrígido e rígido supracitado, diferentemente do que aconteceu no TQS.

As lajes foram os elementos que tiveram uma maior diferença entre os modelos semirrígidos e o rígido, no caso, o Eberick mostrou um aumento em 148,00 kg do modelo 1-A para o modelo 1-E, já o TQS, também foi referente aos modelos 2-A e 2-E tendo um acréscimo de 39,00 kg.

As fundações no TQS apresentação pequena variação, sendo o valor máximo a diminuição em 4,00 kg do modelo 1-A para o 1-E. E a escada da residência deve um aumento em 30,00 kg, dos mesmos modelos supracitados.

Assim como no TQS, o Eberick apresentou valores baixos para as variações entre os modelos para as fundações, sendo o valor máximo a redução do modelo 2-A para o 2-E, de 3,30 kg. A escada, obteve valor máximo de 21,80 kg, aumentando do modelo 2-E para o 2-A.

A alteração no fator de rotação dos modelos provocou uma redistribuição de esforços e reações na edificação, modificando o comportamento dos elementos com valores diferentes desse fator, que influenciou na quantidade dos pesos dos aços nos elementos estruturais. Como a edificação apresentada possuía apenas dois pavimentos, a estabilidade global não foi o fator principal para as mudanças das áreas de aço.

Mas, se fosse uma edificação que tivesse uma maior altura, o parâmetro de estabilidade seria crucial para se considerar, pois este implicaria na alteração do desempenho da estrutura real em comparação aos modelos dimensionados pelos *softwares*.

Comparando todos os modelos estudados, o 1-B apresentou menor peso de aço na utilização da edificação, sendo um peso total de 4102,90 kg, logo em perspectiva de custo, esse modelo seria considerado o mais eficiente. Mas como citado no decorrer desse trabalho o TQS é considerado um software mais seguro, logo tendo como perspectiva esse critério, o modelo ideal seria o 2-D, que tem um peso total de 4566,70 kg.

Além disso, foi apresentado que os *softwares* exibiram valores diferentes para os mesmos critérios de dimensionamento, o que implica que ambos, o Eberick e o TQS, realizam o processamento de formas diferentes. Com isso, esse trabalho mostra que as vinculações viga-pilar são um importante parâmetro a ser analisado no processo de dimensionamento de estruturas, já que elas influenciam na quantidade de aço dos elementos estruturais, que em edificações de grande porte, podem impactar no orçamento final da obra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6120 – Cargas para cálculo de estruturas em edificações**. Rio de Janeiro, 2019.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 9062 – Projeto de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro, 2017.

ADÃO, Francisco Xavier; HEMERLY, Adriano. **Concreto Armado**: cálculo prático e econômico. 2 ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2010.

AJUDA DO ALTOQI EBERICK. **Introdução**: Características principais. Disponível em: <https://help.altoqi.com.br/eberick/#pageid=altoqi_eberick>. Acesso em 05 de fev. de 2022.

ALVA, G. M. S. **Estudo teórico-experimental do comportamento dos nós de pórtico de concreto armado submetido a ações cíclicas**. Dissertação para obtenção do título de doutor em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

ALVA, G. M. S.; DOS SANTOS, Júlia Borges; DA SILVA, Turíbio José. Influência da rigidez das ligações viga-pilar na análise estrutural de edifícios em concreto armado. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 11, n. 4, p. 834-855, 2018.

ALVA, G. M. S.; EL DEBS, A. L. H. **Moment-rotation relationship of RC beam-column connections**: Experimental tests and analytical model. *Engineering Structures*, v. 56, p. 1427-1438, 2013.

ALVA, G. M. S.; FERREIRA, M. A.; EL DEBS, A. L. H. C. **Engastamento parcial de ligações viga-pilar em estruturas de concreto armado**. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v. 2, n. 4, p. 356-379, 2009.

ALVA, Gerson Moacyr S. **Concepção Estrutural de edifícios em concreto armado**. Departamento de Estruturas e Construção Civil. Santa Maria, 2007.

ARAÚJO, Tássio Jorge Figueiredo de. **Estudo da ligação viga-pilar em sistema estrutural de concreto considerando a variação da semi-rigidez por meio de parâmetros geométricos da ligação**. Universidade Federal de Alagoas. Centro de Tecnologia. Maceió, 2013.

BALDISSERA, A. **Estudo experimental de uma ligação viga-pilar de concreto pré-moldado parcialmente resistente a momento fletor**. 2006. Dissertação (mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos. 2006.

BARROS, Pedro Gustavo dos Santos; ROMEIRO, José Davi Simões; FILHO, Valmir Rodrigues de Albuquerque; ARAÚJO, Artur Wanderley Lôbo. **Influência dos elementos especiais de concreto armado na estabilidade global da estrutura**. Congresso Técnico Científico da Engenharia e da Agronomia. Maceió, 2018.

BASTOS, Paulo Sérgio. **Flexão composta e pilares de concreto armado**. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. UNESP, Bauru. 2021a.

BASTOS, Paulo Sérgio. **Fundamentos do Concreto Armado**. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. UNESP, Bauru. 2019.

BASTOS, Paulo Sérgio. **Lajes de Concreto Armado**. Departamento de Engenharia Civil. UNESP, Bauru. 2021b.

BASTOS, Paulo Sérgio. **Vigas de Concreto Armado**. Departamento de Engenharia Civil. UNESP, Bauru. 2017.

BENEVOLO, L. **História da arquitetura moderna**. São Paulo: Editora Perspectiva, 2001.

BIASI, Sidney de. **Cálculo estrutural de um edifício utilizando o software Eberick**. Universidade Alto Vale do Rio do Peixe – UNIARP. Caçador, 2018.

BORGES, Alberto Nogueira. **Curso prático de cálculo em concreto armado**. Rio de Janeiro: Imperial Novo Milênio, 2010. 268p.

CARVALHO, Roberto Chust. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR 6118: 2014. 4 ed. São Carlos: EdUFSCar, 2014.

CLÍMACO, João Carlos Teatini de Souza. **Estruturas de Concreto Armado**: Fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação. 3 ed. Rio de Janeiro: Elsevier; Brasília: Editora UnB de Brasília, 2016.

CUSTÓDIO, Ricardo; VERGUTZ, Juliano André. **Análise comparativa de resultados obtidos de softwares de dimensionamento de estruturas de concreto**. Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2010.

ELLIOTT, K. S.; DAVIES, G.; GORGUN, H. **Determination of moment-rotation in semirigid precast concrete connections using the component method**. In: WORKSHOP, SEMIRIGID BEHAVIOR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, 2nd 1994, Prague: CTU, 1994.

FARIAS, Dorotheu Ximenes de; RAVIOLO, Bruno de Paiva y; CAVALCANTE, Márcia. **A verticalização de Fortaleza e sua influência sobre a ventilação natural em uma edificação multifamiliar**. Encontro Nacional de Conforto no Ambiente Construído, Balneário Camboriú, 2017.

FERREIRA, M. A. **Deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

FERREIRA, M. A., EL DEBS, M.K., ELLIOTT, K.S. **Determinação Analítica da Relação Momento-Rotação em Ligações Viga-Pilar de Estruturas Pré-Moldadas de Concreto**. In: Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto, 5., 2003, São Paulo. Anais... São Paulo, 2003.

FIGUEIREDO, Antônio Domingues de. **Concreto com Fibras**. Instituto Brasileiro do Concreto. São Paulo, 2011.

FILHO, Júlio de Mesquita. **Introdução ao Estudo do Concreto Armado**. Departamento de Engenharia Civil. UNESP, Ilha Solteira, 2008.

GIL, Antônio Carlos. **Como elaborar projetos de pesquisa**. 5 ed. São Paulo: Atlas, 2010.

GRAZIANO, Francisco Paulo. **Projeto e Execução de Estruturas de Concreto armado**: primeiros passos da qualidade no canteiro de obras. 1 ed. São Paulo: O Nome da Rosa Editora, 2005.

GUIMARÃES, Giuseppe Barbosa. **Prof. Sebastião Arthur Lopes de Andrade**. Tese de Doutorado. PUC-Rio, 2010.

IBGE – INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Censo de 2021**. Cidade e Estados: Açailândia – MA. Disponível em:< <https://www.ibge.gov.br/cidades-e-estados/ma/acailandia.html>>. Acesso em 10 de fev. de 2022.

MIOTTO, Anamaria Malachini. **Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado**: Análise com ênfase na deformabilidade ao momento fletor. São Carlos, 2002.

MONCAYO, W. J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. 221 f. Dissertação (mestrado em engenharia civil) – Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Carlos, 2011.

NEVES, T. W. **Análise da Influência da Rigidez das Ligações Viga-Pilar em Estruturas de Concreto Armado de Múltiplos Pavimentos**. Santa Maria, 2016.

OLIVEIRA, Walter Luiz Andrade de. **Análise teórica e experimental de pilares de concreto armado sob ação de força centrada com resistência média à compressão do concreto de 40 Mpa**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2004.

PAULAY, T; PRIESTLEY, M. **Seismic design of reinforced concrete and masonry building**. 2ed. New York, John Wiley, 1992.

PAULINO, Anabela Tomás. **O pré-esforço em lajes**: as suas principais aplicações e vantagens. Dissertação (Engenharia Civil – mestre). Instituto Superior de Engenharia Civil de Lisboa. Área Departamental de Engenharia Civil, Lisboa, 2016.

PEREIRA, Gabriel Souza. **Análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar em estruturas de múltiplos pavimentos em concreto armado** / Gabriel Souza Pereira. Delmiro Gouveia, 2021.

PINHEIRO, Libânio M.; MUZARDO, Cassiane. D.; SANTOS, S. P. **Estruturas de Concreto—capítulo 2**. São Carlos, 2007.

PINHEIRO, Libânio M.; MUZARDO, Cassiane. D.; SANTOS, S. P. **Lajes maciças—capítulo 11**. São Carlos, 2010.

PINHEIRO, Libânio M.; MUZARDO, Cassiane; SANTOS, Sando P. **Fundamentos do Concreto e projeto de edifícios**: Estruturas de Concreto – Capítulo 1. Departamento de Engenharia de Estruturas. São Carlos: Edufscar, 2007.

PORTO, Thiago Bomjardim. **Curso básico de concreto armado**: conforme NBR 6118/2014. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

REBELLO, Yopanan Conrado Pereira. **Fundações**: guia prático de projeto, execução e dimensionamento. São Paulo: Ziguarte Editora, 2008.

SANTOS, José Sérgio dos. **Descontruindo o projeto de edifícios**: concreto armado e protendido. São Paulo: Oficina de Textos, 2017.

SANTOS, Júlia Borges dos. **Análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar no comportamento estrutural de edifícios de múltiplos pavimentos em concreto armado**. Urbelândia, 2016.

SILVA, Diesley Rênis S.; CRUZ, Jônatas Martins. **Estudo comparativo de dimensionamento estrutural de um edifício em concreto armado entre dois softwares**. Anápolis, 2017.

SILVA, Luciano Paes; VITO, Márcio. **Análise de carregamento em uma estrutura de concreto com sistema de vedação convencional e sistema *Light Steel Framing***. Artigo (Engenharia Civil). UNESC, 2011.

SOUZA, Abner Soares de. **Comportamento de Elementos pré-moldados de concreto com ligações semirrígidas**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de São Carlos, 2006.

SOUZA, Rodrigo de; CUNHA, Felipe Eduardo; LEITE, Patrick Chavier. **Dimensionamento de Estruturas em Concreto Armado**: comparativo entre os softwares Eberick e TQS. 2021. 35p. Dissertação (Bacharelado em Engenharia Civil). Unisociesc, Blumenau, 2021.

SUSSEKIND, José Carlos. **Curso de Concreto**. Porto Alegre: Globo, 1980.

TQS INFORMÁTICA LTDA. **Descrição.** Disponível em:<
<https://www.tqs.com.br/systems/tqs-estudante/kd04pfvhi1>>. Acesso em 05 de fev. de 2022.