

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL
ENGENHARIA CIVIL

Mikael Peter da Rosa

**ANÁLISE DO EFEITO DA REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS NO
DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO**

Santa Maria, RS
2023

Mikael Peter da Rosa

**ANÁLISE DO EFEITO DA REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS NO
DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO**

Trabalho de conclusão apresentado ao Curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do título de **Bacharel em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Almir Barros da Silva Santos Neto

Santa Maria, RS
2023

Mikael Peter da Rosa

**ANÁLISE DO EFEITO DA REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS NO
DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO**

Trabalho de conclusão apresentado ao Curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do título de **Bacharel em Engenharia Civil**.

Aprovado em 13 de março de 2023:

Almir Barros da Silva Santos Neto, Dr. (UFSM)
(Presidente/Orientador)

Gihad Mohamad, Dr. (UFSM)

Gabriela Bruna Webber Rodrigues, Engenheira Civil

Santa Maria, RS
2023

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço aos meus pais Jair e Regiane, por toda a educação e os ensinamentos que me deram. Agradeço do fundo do coração por tudo que sempre me proporcionaram e pelo incentivo durante toda vida a estudar e alcançar meus sonhos. Não foi fácil estar distante de vocês por todos esses anos, mas apesar disso, sei que nunca deixaram de me amparar por preces e orações.

A minha irmã Micheli, por todo o carinho, pelo cuidado e por sempre me apoiar e estar ao meu lado nos momentos mais difíceis.

A minha tia Cleonice e à minha madrinha Jaqueline, vocês foram essenciais para que eu chegasse aqui hoje. Obrigado por serem grandes exemplos na minha vida e por me mostrarem que determinação e ambição nos fazem alcançar nossos maiores sonhos.

Ao meu namorado Maick, por estar comigo, por todo o suporte e pela motivação dada diariamente nesses últimos meses. Sou imensamente grato por tê-lo ao meu lado.

A todos meus amigos, pelos muitos momentos juntos, pelas risadas e por toda a força que sempre me deram quando eu já não tinha mais. Com certeza vocês tornaram o caminho até aqui muito mais fácil!

Ao meu orientador Prof. Dr. Almir Barros da Silva Santos Neto por todo o aprendizado durante as aulas, as quais me fizeram gostar ainda mais da área de estruturas, e pela disponibilidade em me orientar.

A todos os demais professores do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria, pela dedicação e pelo conhecimento transmitido a nós alunos nestes anos de graduação.

A AltoQi Informática, em especial ao Marcos Paulo, que gentilmente forneceu uma licença educacional do software Eberick possibilitando a realização deste trabalho.

Por fim, gostaria de agradecer ao Presidente da República Luis Inácio Lula da Silva, por criar o SISU e universalizar o acesso às universidades federais ao povo brasileiro. Graças a isso, hoje posso dizer que o filho do pedreiro e da costureira, agora tem diploma de engenheiro civil!

RESUMO

ANÁLISE DO EFEITO DA REDISTRIBUIÇÃO DE ESFROÇOS NO DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO

AUTOR: Mikael Peter da Rosa

ORIENTADOR: Almir Barros da Silva Santos Neto

A análise estrutural é uma das fases mais importantes no projeto de edificações, uma vez que ela fornece os esforços solicitantes e as deformações nos diversos elementos estruturais, permitindo desta forma que sejam realizadas as verificações dos estados limites últimos e de serviço previstos na ABNT NBR 6118:2014. Esta norma estabelece cinco diferentes modelos para realizá-la, entre os quais destacam-se a análise linear e análise linear com redistribuição de esforços. Para a aplicação desta última, é necessário que sejam atendidas as condições de ductilidade nas seções, que é feita por meio da limitação da posição da linha neutra e do coeficiente de redistribuição, caso contrário, é requerido análises mais criteriosas nos elementos. Neste trabalho é apresentado como realiza-se a aplicação da redistribuição de esforços em um programa computacional de cálculo estrutural, o Eberick 2022, bem como, o efeito que ela tem sobre o dimensionamento de um edifício em concreto armado. A partir dos resultados obtidos nos dois modelos estudados, verificou-se que as vigas apresentam maiores momentos fletores positivos, mas que esse acréscimo não provocou uma variação significativa nas armaduras das seções. Já os momentos negativos decaem, com conseqüente diminuição na quantidade de barras nos apoios. Constatou-se também que os coeficientes de redistribuição não são uniformes em todas as seções analisadas e que, além de ser benéfica para o dimensionamento das vigas, a redistribuição de esforços reduz a armadura dos pilares, visto que menores momentos são transmitidos para estes. Essa alteração nas armaduras dimensionadas também foi notada no quantitativo de materiais, os quais apresentaram relevantes reduções no peso total de aço. Por fim, conclui-se que é importante considerar a redistribuição de esforços no projeto estrutural de um edifício em concreto armado, pois, além de tornar o modelo computacional e análise mais realista, gera uma distribuição mais uniforme de barras, evitando o congestionamento das mesmas.

Palavras-chave: Redistribuição de esforços. Análise estrutural. Concreto armado. NBR 6118.

ABSTRACT

ANALYSIS OF THE EFFECT OF REDISTRIBUTION OF EFFORTS ON THE DIMENSIONING OF A BUILDING IN REINFORCED CONCRETE

AUTHOR: Mikael Peter da Rosa

ADVISOR: Almir Barros da Silva Santos Neto

Structural analysis is one of the most important phases in the design of buildings, since it provides the requesting efforts and deformations in the various structural elements, thus allowing the verification of the ultimate and service limit states provided for in ABNT NBR 6118:2014. This standard establishes five different models to carry it out, among which stand out linear analysis and linear analysis with redistribution of efforts. For the application of the latter, it is necessary that the ductility conditions are met in the sections, which is done by limiting the position of the neutral line and the redistribution coefficient, otherwise, more careful analyzes of the elements are required. This paper presents how the application of redistribution of efforts is carried out in a computational program for structural calculation, Eberick 2022, as well as the effect it has on the design of a reinforced concrete building. From the results obtained in the two studied models, it was verified that the beams present greater positive bending moments, but that this increase did not cause a significant variation in the reinforcement of the sections. The negative moments decay, with a consequent decrease in the number of bars at the supports. It was also found that the redistribution coefficients are not uniform in all analyzed sections and that, in addition to being beneficial for the beam design, the redistribution of efforts reduces the reinforcement of the columns, since smaller moments are transmitted to them. This change in dimensioned reinforcement was also noted in the quantity of materials, which showed significant reductions in the total weight of steel. Finally, it is concluded that it is important to consider the redistribution of efforts in the structural design of a reinforced concrete building, since, in addition to making the computational model and analysis more realistic, it generates a more uniform distribution of bars, avoiding their congestion.

Keywords: Redistribution of efforts. Structural analysis. Reinforced concrete. NBR 6118.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama tensão x deformação de dois materiais distintos.	20
Figura 2 – Diagrama tensão x deformação de um material genérico.	21
Figura 3 – Redistribuição de momentos em uma viga.	24
Figura 4 – Capacidade de rotação das rótulas plásticas.....	25
Figura 5 – Redução da rigidez das ligações semirrígidas no Eberick 2022.	27
Figura 6 – Grelha de lajes e vigas.....	28
Figura 7 – Barra de grelha.	28
Figura 8 – Pórtico espacial.	29
Figura 9 – Barra de pórtico espacial.	30
Figura 10 – Efeitos de segunda ordem.	31
Figura 11 – Diagrama de deformação não linear do concreto.....	33
Figura 12 – Estado não deformados e deformado da estrutura.	36
Figura 13 – Planta-baixa do pavimento térreo.....	39
Figura 14 – Planta-baixa pavimento tipo.....	39
Figura 15 – Planta-baixa pavimento cobertura.....	40
Figura 16 – Vista frontal e lateral da estrutura.	42
Figura 17 – 3D da estrutura.	42
Figura 18 – Envoltória de momento fletor da V4 pela análise linear.....	48
Figura 19 – Envoltória de momento fletor da V4 pela análise linear com redistribuição.	49
Figura 20 – Armaduras da V4 pela análise linear	49
Figura 21 – Armaduras da V4 pela análise linear com redistribuição.....	50
Figura 22 – Quantidade de pilares com redução de aço por pavimento.....	54
Figura 23 – Porcentagem de pilares com redução de aço por pavimento.	55
Figura 24 – Planta de forma do pavimento térreo.	61
Figura 25 – Planta de forma do pavimento tipo.	62
Figura 26 – Planta de forma do pavimento cobertura.	63
Figura 27 – Planta de forma do reservatório.	64

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Ações variáveis.....	45
Quadro 2 – Fatores de Análise do Vento.....	45
Quadro 3 – Variação do coeficiente Gama Z.	48
Quadro 4 – Dados para Aoki e Veloso.	65
Quadro 5 – Tipos e parâmetros dos solos para Aoki e Veloso.....	65
Quadro 6 – Dados considerados para Decourt e Quaresma.	66
Quadro 7 – Tipos e parâmetros dos solos para Decourt e Quaresma.	66
Quadro 8 – Ações nas lajes do 2º ao 5º pavimento.	68
Quadro 9 – Ações nas lajes da cobertura.....	68
Quadro 10 – Ações na laje do 7º pavimento (reservatório).....	68
Quadro 11 – Ações nas lajes dos patamares da escada.	69
Quadro 12 – Ações nas lajes dos lances da escada.....	69
Quadro 13 – Peso próprio das vigas.	69
Quadro 14 – Peso aparente das alvenarias.....	70
Quadro 15 – Altura das alvenarias sobre as vigas.	70
Quadro 16 – Cargas das alvenarias sobre as vigas.	71

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Dimensionamento das seções dos vãos da V4 do pavimento tipo.....	50
Tabela 2 – Dimensionamento das seções dos apoios das vigas do pavimento tipo.	50
Tabela 3 – Momentos fletores do pilar P10 da cobertura.....	52
Tabela 4 – Dimensionamento do pilar P10 da cobertura.....	53
Tabela 5 – Quantidade de pilares com redução de aço por pavimento.	54
Tabela 6 – Quantitativo de material das vigas.....	56
Tabela 7 – Quantitativo de material dos pilares.	56
Tabela 8 – Capacidade de carga por Aoki e Veloso.....	65
Tabela 9 – Capacidade de carga por Decourt e Quaresma.	66
Tabela 10 – Capacidade de carga média.	67
Tabela 11 – Dimensionamento das seções dos vãos das vigas do teto do reservatório.	72
Tabela 12 – Dimensionamento das seções dos apoios das vigas do teto do reservatório.	72
Tabela 13 – Dimensionamento das seções dos vãos das vigas da cobertura.....	72
Tabela 14 – Dimensionamento das seções dos apoios das vigas da cobertura.....	73
Tabela 15 – Dimensionamento das seções dos vãos das vigas do pavimento tipo.	75
Tabela 16 – Dimensionamento das seções dos apoios das vigas do pavimento tipo.	76
Tabela 17 – Dimensionamento das seções dos vãos das vigas do pavimento térreo.	77
Tabela 18 – Dimensionamento das seções dos apoios das vigas do pavimento térreo.	78
Tabela 19 – Dimensionamento das vigas biapoiadas em vigas da cobertura.....	79
Tabela 20 – Dimensionamento das vigas biapoiadas em vigas do pavimento tipo.....	80
Tabela 21 – Dimensionamento das vigas biapoiadas em vigas do pavimento térreo.....	80
Tabela 22 – Dimensionamento dos pilares do pavimento reservatório.....	81
Tabela 23 – Dimensionamento dos pilares do pavimento cobertura.	81
Tabela 24 – Dimensionamento dos pilares do 5º pavimento tipo.	82
Tabela 25 – Dimensionamento dos pilares do 4º pavimento tipo.	82
Tabela 26 – Dimensionamento dos pilares do 3º pavimento tipo.	83
Tabela 27 – Dimensionamento dos pilares do 2º pavimento tipo.	84
Tabela 28 – Dimensionamento dos pilares do pavimento térreo.....	84

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

a	Razão entre momento fletor e esforço cortante
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
A'_s	Área de aço de compressão
A_s	Área de aço de tração
A_s Efet.	Área de aço efetiva.
CA	Concreto Armado
CAA	Classe de Agressividade Ambiental
cm	Centímetros
d	Altura útil
E	Módulo de elasticidade (MPa)
E_{ci}	Módulo de elasticidade tangente inicial
E_{cs}	Módulo de elasticidade secante
$E_{cs}I_c$	Rigidez de todos os pilares da edificação
EI	Rigidez da seção
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
f_{ck}	Resistência característica do concreto
H_{tot}	Altura da estrutura
I_c	Momento de inércia da seção bruta de concreto
kN	Quilonewton
m	Metros
m^2	Metros quadrados
m^3	Metros cúbicos
M	Momento fletor
M+	Momento fletor positivo
M-	Momento fletor negativo
$M_{1,tot,d}$	Momento de tombamento
MPa	Mega Pascal
n	Número de níveis da edificação
NBR	Norma Brasileira
NLC	Não-linearidade de Contato
NLF	Não-linearidade Física

NLG	Não-linearidade Geométrica
N_k	Somatório de cargas verticais.
r	Rigidez da ligação
s	Segundos
tf	Tonelada força
UFSM	Universidade Federal de Santa Maria
V_o	Velocidade básica do vento
x/d	Posição relativa da linha neutra na seção de concreto armado

LISTA DE SIMBOLOS

α	Parâmetro de instabilidade
α'	Ângulo que determina o módulo de elasticidade tangente inicial
α''	Ângulo que determina o módulo de elasticidade secante
α_E	Parâmetro referente à natureza do agregado do concreto
α_i	Parâmetro que relaciona os módulos de elasticidade tangente e secante
$\Delta M_{1,tot,d}$	Momento do desaprumo
γ_f	Coefficiente ponderador de ações
γ_z	Coefficiente gama Z
ε	Deformação
ν	Coefficiente de Poisson
σ	Tensão
σ_e	Limite elástico
σ_p	Limite de proporcionalidade
φ	Diâmetro
P- Δ	Efeito P-Delta
Ψ_0	Fator de combinação
Ψ_1	Fator de redução 1
Ψ_2	Fator de redução 2

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	JUSTIFICATIVA	15
1.2	OBJETIVOS	16
1.2.1	Objetivo geral	16
1.2.2	Objetivos específicos	17
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
2.1	CONCRETO ARMADO	18
2.2	ANÁLISE ESTRUTURAL	19
2.2.1	Análise linear	19
2.2.2	Análise linear com redistribuição	23
2.3	MODELO ESTRUTURAL	27
2.3.1	Grelhas	28
2.3.2	Pórticos espaciais	29
2.4	ESTABILIDADE GLOBAL	30
2.4.1	Classificação da mobilidade dos nós	31
2.4.2	Não-linearidades	32
2.4.3	Parâmetros de Verificação de Estabilidade Global	34
2.4.4	Fatores que Influenciam a Estabilidade Global	37
3	METODOLOGIA	38
3.1	EDIFICAÇÃO ANALISADA	38
3.2	MATERIAIS E DURABILIDADE	40
3.3	MODELO ESTRUTURAL	41
3.3.1	Modelagem computacional	41
3.3.2	Ações permanentes	43
3.3.3	Ações variáveis	44
3.4	ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO	45
3.5	APLICAÇÃO DA REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS	46
3	RESULTADOS E DISCUSSÕES	48
3.1	ESTABILIDADE GLOBAL DA EDIFICAÇÃO	48
3.2	ESFORÇOS NAS VIGAS	48
3.3	ESFORÇOS NOS PILARES	52
3.4	QUANTITATIVOS DE MATERIAIS	55

4	CONCLUSÃO	57
4.1	CONCLUSÃO.....	57
4.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	58
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	59
	APÊNDICE A – PLANTAS DE FORMA	61
	APÊNDICE B – CAPACIDADE DE CARGA DO SOLO	65
	APÊNDICE C – AÇÕES PERMANENTES	68
	APÊNDICE D – ESFORÇOS NAS VIGAS	72
	APÊNDICE E – ESFORÇOS NOS PILARES	81
	ANEXO A – SONDAÇÃO DO SOLO	86
	ANEXO B – CATÁLOGO DAS ESTACAS PRÉ MOLDADAS	87

1 INTRODUÇÃO

As estruturas de concreto armado possuem grande importância na sociedade atual, visto que com o aumento constante da população nos grandes centros urbanos, faz-se uso cada vez maior dessa técnica construtiva nas edificações. Essas estruturas de concreto moldado no local possuem como característica principal o caráter monolítico, ou seja, atuam como um único elemento, proporcionando elevada rigidez para resistir às ações as quais estarão submetidas.

Sabe-se que um bom projeto estrutural em concreto armado deve atender aos requisitos de segurança, funcionalidade, durabilidade e viabilidade construtiva. Sua elaboração envolve quatro etapas principais: concepção estrutural, análise estrutural, dimensionamento e detalhamento, e por fim, emissão do projeto. A análise estrutural é a etapa mais importante entre elas, pois consiste em adquirir e analisar a resposta da estrutura perante às ações que lhes forem aplicadas, além de se obter os esforços aos quais os elementos estarão submetidos e que determinam o seu dimensionamento. É por meio dela que é verificada a maneira que o edifício se comportará, como as cargas se distribuirão entre os elementos e os deslocamentos que as mesmas provocarão. (KIMURA, 2007).

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, o objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com a finalidade de efetuar verificações dos estados limites últimos e de serviço. Ela pode ser feita por cinco métodos diferentes: análise linear, análise linear com redistribuição de esforços, análise plástica, análise não-linear e análise por modelos físicos. A norma ainda fornece premissas para a validade desses modelos e as condições para a aplicação de cada um.

Com o avanço da tecnologia e aumento significativo da capacidade de processamento dos computadores atuais, hoje é possível que uma estrutura seja inteiramente calculada num curto período de tempo. Entretanto, a análise estrutural por meio de programas computacionais exige uma série de cuidados e conhecimento sobre as diversas funcionalidades do software empregado.

Segundo Kimura (2007), não é fácil reproduzir o comportamento da estrutura por modelos simples e em escala reduzida, mas as ferramentas computacionais facilitam esse processo, pois aproximam esse comportamento através de análises numéricas e permitem considerar detalhes antes desprezados. Para isso, é necessário calibrar o modelo estrutural para retratar a realidade de um edifício, uma vez que modelos puramente convencionais e sem nenhum tipo de adaptação, podem gerar resultados incompatíveis e que podem ir contra a

segurança. Entre os ajustes de modelagem que podem ser incorporados durante a análise estrutural está a redistribuição de esforços na estrutura.

A redistribuição de esforços consiste num remanejamento de esforços ocasionado pela variação de rigidez dos elementos à medida que o carregamento é imposto. Ela é típica de estruturas hiperestáticas, pois mesmo havendo a plastificação de uma seção na estrutura, a capacidade resistente não se esgota, visto que os esforços passam a ser resistidos por seções adjacentes. (FONTES, 2005).

A consideração da redistribuição de esforços está presente em praticamente todos os projetos estruturais e ela pode ser incorporada na modelagem computacional por meio da alteração direta nas rigidezes dos elementos. Entretanto, seu emprego em análises lineares deve ser feito de forma criteriosa, pois os esforços devem ser distribuídos de forma coerente, caso contrário, pode gerar uma estrutura frágil e insegura. (KIMURA, 2007).

A redistribuição de esforços visa reproduzir o comportamento das estruturas de maneira mais realista, pois entende-se que os esforços máximos surgidos em algumas regiões resultam na plastificação do material, ocasionando a migração de esforços e mobilização de regiões menos carregadas. Desta forma, existe a tendência de dimensionar estruturas mais econômicas quando se considera a redistribuição de esforços na estrutura durante a elaboração do projeto estrutural.

Diante de tantas combinações e possibilidades de análises estruturais, o estudo da análise linear com redistribuição de esforços torna-se uma ferramenta preciosa para alcançar projetos mais otimizados.

1.1 JUSTIFICATIVA

A escolha do presente tema justifica-se pela necessidade de refinamento e aprimoramento do modelo estrutural utilizado em de um programa computacional para o dimensionamento de um edifício em concreto armado.

A redistribuição de esforços ocorre nas estruturas e deve ser executada de forma minuciosa durante a análise estrutural. O seu emprego na modelagem estrutural faz com que os esforços sejam redistribuídos ao longo da estrutura, até chegarem nas fundações, onde cada um dos elementos absorve uma parcela do esforço total solicitante, de forma que mantenha a estrutura final em equilíbrio.

Em termos práticos, a redistribuição de esforços promove uma redução de momentos fletores negativos nos apoios de vigas contínuas com um respectivo aumento nos momentos fletores nos vãos, assim obtém-se uma economia de armadura, já que esses momentos máximos

tendem a ser mais próximos. A não consideração desse remanejamento de esforços em um projeto estrutural tem como maior efeito o subaproveitamento das armaduras de flexão na região dos apoios. (FONTES, 2005).

Como consequência da redução nos momentos fletores negativos tem-se uma redução na armadura dimensionada para as respectivas seções. Já o inverso ocorre nas seções dos vãos, em que o aumento dos momentos positivos provoca um aumento na armadura necessária para resistir ao esforço solicitante.

Essa diminuição nas armaduras negativas tem como principal vantagem evitar o congestionamento das barras nessas seções, facilitando a execução da armação das ferragens na obra e a concretagem dos elementos. Araújo (2010, p 53) cita:

O congestionamento de barras dificulta o lançamento, propicia a segregação dos componentes do concreto e impede um bom adensamento, ao dificultar a passagem da agulha do vibrador. Tudo isso compromete a compacidade final do concreto endurecido, o que facilita a sua deterioração.

Outra vantagem da redistribuição de esforços nas vigas é a redução dos momentos transmitidos destas para os pilares em que se apoiam, pois admite-se que elas irão absorver uma parcela maior de esforços. Almeida, Gomes e Quaresma (2019) comentam que em alguns casos, uma maior quantidade de ferragem nos pilares é, muitas vezes, devido aos momentos transmitidos das vigas pra eles, visto que a deformação dos vãos provoca a rotação dos apoios. Um exemplo disso é caso dos pilares dos últimos pavimentos das edificações, os quais apresentam esforços axiais menores, logo, os momentos fletores passam a ser predominantes no dimensionamento.

Tendo tudo isso em vista, o presente trabalho justifica-se pela necessidade de verificar o efeito da consideração da redistribuição de esforços no dimensionamento das vigas e dos pilares de um edifício de concreto armado, uma vez que ela está presente na grande maioria dos projetos estruturais.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Este trabalho tem como objetivo analisar a efeito da redistribuição de esforços em uma edificação de concreto armado de múltiplos pavimentos, no dimensionamento das vigas e pilares da mesma, utilizando-se o programa computacional Eberick 2022 da AltoQI.

1.2.2 Objetivos específicos

Dimensionar a estrutura de uma edificação em concreto armado, por meio da análise linear e da análise linear com redistribuição de esforços;

Analisar o efeito que a redistribuição de esforços nos momentos máximos e nas armaduras das vigas, bem como conferir o coeficiente de redistribuição de cada uma das seções;

Analisar o efeito da redistribuição de esforços em vigas sobre o dimensionamento dos pilares e identificar aqueles mais beneficiados por ela;

Avaliar a influência da redistribuição de esforços sobre a estabilidade global da edificação;

Comparar os consumos de materiais entre os modelos dimensionados.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONCRETO ARMADO

“Por concreto armado, entende-se o concreto com barras de aço nele imersas – o concreto é considerado ‘armado’ com uma armadura de aço”. (LEONHARDT; MÖNNIG, 1977, p. 1).

Ele é o material mais utilizado em todo o mundo na construção civil, tudo isso devido aos conhecimentos empíricos tidos ao longo da história e nas conclusões realizadas em inúmeros estudos feitos sobre suas propriedades mecânicas e as mais diferentes áreas em que ele poderia ser empregado. (PORTO, 2015).

Decorrente da baixa resistência a tração do concreto, cerca de 10% da sua resistência a compressão, as barras de aço cumprem a função de absorver os esforços de tração na estrutura impedindo a ruína brusca do elemento, além de aumentarem a capacidade de carga de peças comprimidas. Por se tratar de um material composto pelo concreto e aço, o funcionamento conjunto desses dois materiais só é possível graças à aderência entre eles. Devido a ela, as deformações das armaduras são praticamente iguais às do concreto que as envolve. (ARAÚJO, 2010)

Como o concreto não acompanha as deformações do aço, ele fissa-se na zona tracionada, a partir daí, as barras passam a resistir a esses esforços de tração. Por muito tempo, acreditou-se que essas fissuras eram prejudiciais, mas hoje sabe-se que elas são apenas capilares e que, se em condições normais e sendo suficientemente pequenas, não há perigo de corrosão. (LEONHARDT & MÖNNING, 1977).

Para proteger as armaduras da corrosão, é necessário um revestimento mínimo para as barras, dependente da agressividade do meio, e que as aberturas das fissuras sejam limitadas. Além de deformações iguais, o aço e o concreto também apresentam coeficientes de dilatação térmica aproximadamente iguais, o que faz com que, em caso de moderada variação de temperatura, as tensões internas entre os dois materiais sejam pequenas. (ARAÚJO, 2010).

Assim como qualquer material estrutural, ele possui vantagens e desvantagens. Leonhardt e Mönning, (1972, p. 2) citam que entre suas principais vantagens estão:

1. Facilmente moldável: o concreto fresco adapta-se a qualquer tipo de forma; as armaduras de aço podem ser colocadas de acordo com o fluxo de esforços internos;
2. É resistente ao fogo, às influências atmosféricas e ao desgaste mecânico;
3. É próprio para estruturas monolíticas (sem juntas), que, por serem muitas vezes hiperestáticas, apresentam, uma elevada reserva de capacidade resistente e segurança.

4. É econômico (matéria prima barata, como areia e brita), dispensando, via de regra, qualquer manutenção ou conservação.

Já entre os pontos negativos de sua utilização, os autores apontam para o grande peso próprio das construções, uma menor proteção térmica, além de que as reformas e demolições são trabalhosas e caras.

2.2 ANÁLISE ESTRUTURAL

Kimura (2007, p. 111) define “A análise estrutural consiste na obtenção e avaliação da resposta da estrutura perante as ações que lhe foram aplicadas. Em outras palavras significa calcular e analisar os deslocamentos e esforços solicitantes nos pilares, nas vigas e nas lajes que compõem um edifício.”

O objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com a finalidade de efetuar verificações dos estados-limites últimos e de serviço. A análise estrutural permite estabelecer as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos, em uma parte ou em toda a estrutura. (ABNT NBR 6118:2014, p.81).

Em uma edificação, esta análise realiza-se a partir de um modelo estrutural, que busca representar e simular a estrutura real por meio de um protótipo, considerando a composição de um ou mais tipos de elementos e contemplando os diferentes esforços aos quais a estrutura estará submetida.

Kimura (2007, p. 111) classifica como a etapa mais importante na concepção de um projeto estrutural, uma vez que é com os seus resultados que são realizados o dimensionamento e detalhamento dos diversos elementos estruturais, além de permitir avaliar o comportamento da edificação frente às condições de serviço.

A ABNT NBR 6118:2014 estabelece, em seu item 14.5, que a análise seja feita por cinco métodos: análise linear, análise linear com redistribuição, análise plástica, análise não linear e análise através de modelos físicos. A escolha por um deles depende da conformidade do projeto com os materiais empregados, da complexidade da estrutura, da precisão requerida e do estado limite que será verificado.

2.2.1 Análise linear

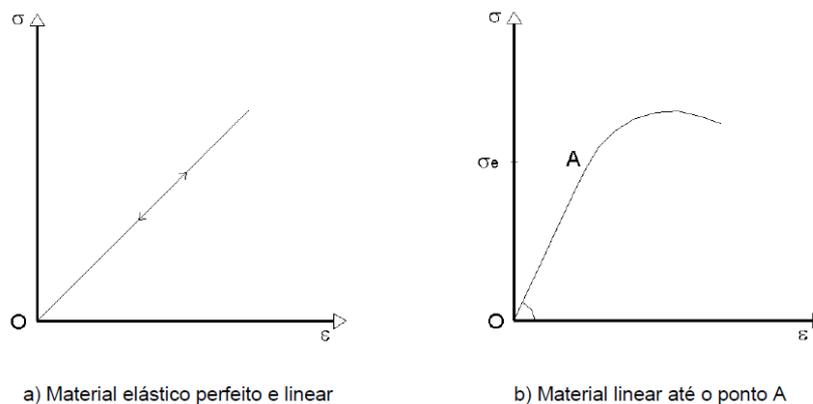
Nesta análise se admite para os materiais um comportamento elástico-linear, ou seja, eles possuem propriedades elásticas e suas deformações são proporcionais à intensidade de ações aplicada.

A análise linear de elementos estruturais considera um comportamento constante ao longo da utilização destes, ou seja, a resposta da estrutura em termos de deslocamentos é proporcional ao acréscimo de cargas. (KIMURA, 2007).

Para Fontes (2005), a elasticidade de um material está relacionada com a sua capacidade de voltar ao seu estado inicial após ter sofrido deformações por ações externas, com posterior alívio do carregamento. Se esse elemento consegue recuperar sua forma original é dito que ele é perfeitamente elástico, mas se somente parte da deformação é revertida, diz então que ele é parcialmente elástico.

A Figura 1 apresenta a diferença de comportamento entre dois materiais, em a) um comportamento completamente linear e em b) o material é parcialmente elástico, em que se deforma linearmente até o ponto A e depois começam a surgir deformações residuais quando cessado o carregamento.

Figura 1 – Diagrama tensão x deformação de dois materiais distintos.



Fonte: Fontes (2005).

Essa análise ainda considera que há uma constante de proporcionalidade responsável pela relação tensão-deformação e que ela varia para cada material. Essa constante é chamada de módulo de elasticidade (E) e essa relação de proporcionalidade foi estudada pela primeira vez pelo cientista inglês Robert Hooke (1635-1703) e ficou conhecida como Lei de Hooke. (FONTES, 2005).

$$\sigma = E \cdot \varepsilon$$

Onde:

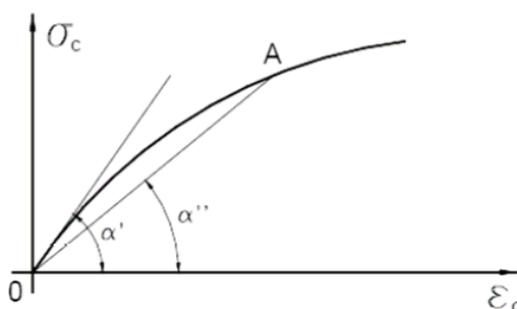
σ : Tensão (Mpa)

E: Módulo de elasticidade (MPa)

ε : Deformação (mm)

Avalia-se o módulo de elasticidade por meio do diagrama $\sigma \times \varepsilon$, mas devido à não-linearidade física (NLF) dos materiais, ele pode ser calculado de distintas maneiras. Entre elas, destaca-se o módulo de elasticidade tangente inicial (E_{ci}), dado pela tangente do ângulo α' formado por uma reta tangente à curva $\sigma \times \varepsilon$. Outro módulo importante é o módulo de elasticidade secante, dado pela tangente do ângulo α'' formado pela reta secante que passa pelo ponto A do diagrama $\sigma \times \varepsilon$, conforme visto na Figura 2.

Figura 2 – Diagrama tensão x deformação de um material genérico.



Fonte: Barboza (2008).

Fusco (1976 apud BARBOZA, 2008) define uma estrutura de comportamento linear como aquela em que os efeitos são obtidos como uma combinação linear e homogênea das causas. Para isso, ela deve ser constituída por um material perfeitamente elástico e apresentar geometria que a permita ser analisada por uma teoria de primeira ordem. Isso significa que as rotações dos elementos da estrutura são desprezíveis quando comparado com a configuração inicial da mesma, podendo tomar como base, para a análise estrutural, o estado indeformado da estrutura.

Segundo Barboza (2008), os materiais seguem um regime elástico na Lei de Hooke até um determinado valor de força e que após ele ser extrapolado, a relação de proporcionalidade deixa de ser definida, sendo necessário recorrer a outro tipo de análise.

A tensão a partir da qual aparecem deformações residuais chama-se limite elástico (σ_e) e abaixo dele, o Coeficiente de Poisson (ν), que relaciona as deformações transversal e longitudinal, é considerado constante para o concreto e assume valor entre 0,15 e 0,25, sendo usualmente tomado o valor médio, 0,2. De forma análoga, há o limite de proporcionalidade (σ_p), que corresponde à tensão a partir da qual deixa de existir uma relação linear entre a tensão e deformação e que pode não coincidir com o limite elástico. (FONTES, 2005).

Timoshenko e Goodier (1980 apud FONTES, 2005, p. 21) afirmam que todos os materiais utilizados na engenharia possuem a propriedade da elasticidade até um certo grau.

Quando se trata especificamente do concreto, segundo Leonhardt e Mönning (1977), ele só apresenta um comportamento puramente elástico para baixas tensões e de curta duração, até aproximadamente $\frac{1}{3}$ da resistência à compressão. Acima disso, as tensões não são consideradas baixas o suficiente que preservar essa propriedade elástica, mudando o regime do comportamento do concreto.

A ABNT NBR 6118:2014 permite utilizar, como simplificação, para o cálculo da rigidez dos elementos lineares, o momento de inércia da seção bruta de concreto. Em projetos de estruturas, o módulo de elasticidade deve ser obtido por meio de ensaios, quando possível. No caso da análise linear, quando os ensaios específicos não forem realizados, permite-se, como aproximação, tomar o módulo de elasticidade secante, cujo valor se dá em função do módulo de elasticidade tangente inicial. Pode-se estimar o valor de E_{cs} e E_{ci} , respectivamente, por meio das equações que seguem:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}, \text{ para } f_{ck} \text{ de } 20 \text{ a } 50 \text{ MPa.}$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{\frac{1}{3}}, \text{ para } f_{ck} \text{ de } 55 \text{ a } 90 \text{ MPa.}$$

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci}$$

Sendo:

$$\alpha_E = 1,2 \text{ para basalto e diabásio.}$$

$$\alpha_E = 1,0 \text{ para granito e gnaisse.}$$

$$\alpha_E = 0,9 \text{ para calcário.}$$

$$\alpha_E = 0,7 \text{ para arenito.}$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1.$$

Os resultados de uma análise linear são comumente usados nas verificações dos estados-limites de serviço (ELS), mas eles também podem servir como base para o dimensionamento dos elementos no estado-limite último (ELU), mesmo que se admita a plastificação dos materiais, desde que seja garantida uma ductilidade mínima aos elementos. (ABNT NBR 6118:2014).

“Pode-se considerar, como garantia de ductilidade, o dimensionamento dos elementos nos domínios 1, 2 e 3, e a limitação da posição relativa da linha neutra, x/d , junto aos apoios e regiões de ligação entre os elementos estruturais.” (FONTES, 2005, p. 24).

A ABNT NBR 6118:2014 define que a capacidade de rotação dos elementos depende da posição da linha neutra e que quanto menor for x/d , maior será essa capacidade. Ela também estabelece condições limites de ductilidade para lajes e vigas aos seguintes valores:

$x/d \leq 0,45$, para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa;

$x/d \leq 0,35$, para concretos com $50 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 90$ MPa.

Para as verificações das flechas, deve ser levado em conta a fissuração, que pode ser feita por meio da equação de Branson, e da fluência. Se os esforços não ultrapassarem aqueles que determinam a fissuração, pode-se admitir um comportamento elástico linear para o concreto e aço, bem como verificar as flechas no estágio I. (FONTES, 2005).

Como alguns dos motivos que tornam essa análise tão importante, Corrêa (1991) destaca a possibilidade de superposição de efeitos e utilização como primeira aproximação para uma análise não linear, pelo fato de alguns processos não-lineares basearem-se em sucessivas etapas lineares, e, principalmente, por sua simplicidade.

2.2.2 Análise linear com redistribuição

Uma vez efetuada a análise linear, os efeitos das ações podem ser redistribuídos na estrutura para as combinações de carregamento do ELU, desde que sejam garantidas as condições de equilíbrio e ductilidade. Os efeitos dessa redistribuição devem ser considerados em todos os pontos do projeto estrutural, mas recomenda-se que não haja redistribuição de esforços nas verificações em serviço, as quais podem se basear na análise linear sem redistribuição. (ABNT NBR 6118:2014).

Ela consiste na distribuição de esforços ocasionada pela variação de rigidez dos seus elementos, decorrente da entrada no estágio II e consequente plastificação dos materiais, aço e concreto, à medida que carregamento é aplicado. Nos dias atuais, uma forma simplificada de representar esse comportamento na modelagem computacional de edifícios, é por meio de adaptações diretas nas rigidezes das peças estruturais nas análises lineares. (KIMURA, 2007)

Não são todos os materiais que possuem capacidade para redistribuir os esforços, mas que estruturas de concreto armado são sujeitas a absorverem, de forma limitada, essa redistribuição. Portanto é necessário cautela ao realizar esse tipo de análise, pois uma redistribuição incoerente e exagerada pode levar a uma estrutura insegura, frágil e desequilibrada. (KIMURA, 2007)

Leonhardt e Mönning (1977) comentam que nas estruturas hiperestáticas, quando há uma solicitação excessiva numa zona, ocorre a redistribuição de esforços internos para uma região adjacente que ainda não tenha sido aproveitada integralmente. Ele ainda cita que essas estruturas apresentam reservas de capacidade e que estas somente são mobilizadas com o surgimento de deformações plásticas nos locais críticos. Isso vai ao encontro do mencionado por Kimura (2007), que alega que os esforços migram de uma região com rigidez insuficiente

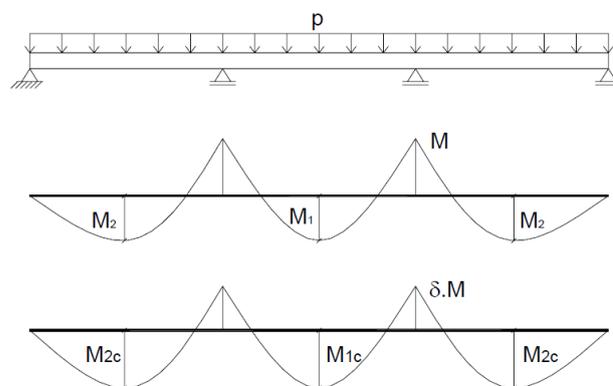
para outra com rigidez capaz de resisti-lo e ressalta que os esforços nunca desaparecem na estrutura.

No caso de vigas contínuas, por exemplo, ao aumentar progressivamente a carga, fissuras aparecerão nos apoios, onde os momentos fletores negativos são maiores. Com a fissuração dessas regiões e suas conseqüentes entrada no estágio II, a resistência a tração do concreto deixa de colaborar para a resistência da peça e há uma redução na rigidez do local, que segundo Prado e Gongo (1997 apud FONTES; PINHEIRO, 2005), poder ser na ordem de 20 a 70% da rigidez da seção bruta, dependendo da taxa de armadura. Simultâneo a isso, ocorre um aumento nos momentos fletores positivos nos vãos, os quais ainda se encontram no estágio I, logo, não estão fissuradas e possuem rigidez integral da seção.

Esse modelo de análise reduz os picos de momentos fletores negativos nos apoios com um conseqüente aumento dos momentos positivos nos vãos, obtendo assim uma economia de armadura, já que eles tendem a assumir valores mais próximos. A não consideração da redistribuição tem como maior efeito o subaproveitamento da armadura de flexão nos apoios, uma vez que na análise linear, as seções dos apoios e vãos são dimensionadas admitindo-se uma plastificação simultânea durante a ruína. (FONTES, 2005).

A redistribuição de esforços se dá pela multiplicação dos momentos fletores (M) nos apoios por um coeficiente de redistribuição (δ) e por uma posterior correção dos momentos nos vãos, como visto na figura 3. Já a correção nos momentos nos vãos pode ser feita isolando os tramos e, a partir dos momentos reduzidos aplicados nos apoios, calculando-se as novas reações e momentos positivos.

Figura 3 – Redistribuição de momentos em uma viga.



Fonte: Fontes (2005).

A profundidade da linha neutra, x/d , influencia diretamente no equilíbrio de uma seção composta por aço e concreto, e é um fator determinante para a redistribuição, pois, quanto

menor o valor de x/d , calculado no ELU, menor a área de concreto comprimido, e mais o aço, material mais dúctil que o concreto, passa a ser o limitante da resistência da seção.

Tendo isso em vista, a ABNT NBR 6118:2014 estabelece para esse modelo outras condições de utilidade para as lajes e vigas. Quando o processo de redistribuição é realizado em uma determinada seção transversal destes elementos, a profundidade da linha neutra deve ser limitada em:

$$x/d \leq (\delta - 0,44)/1,25, \text{ para concretos com } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa};$$

$$x/d \leq (\delta - 0,56)/1,25, \text{ para concretos com } 50 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}.$$

Além disso, também é definido limites para o coeficiente de redistribuição, o qual deve obedecer aos seguintes critérios:

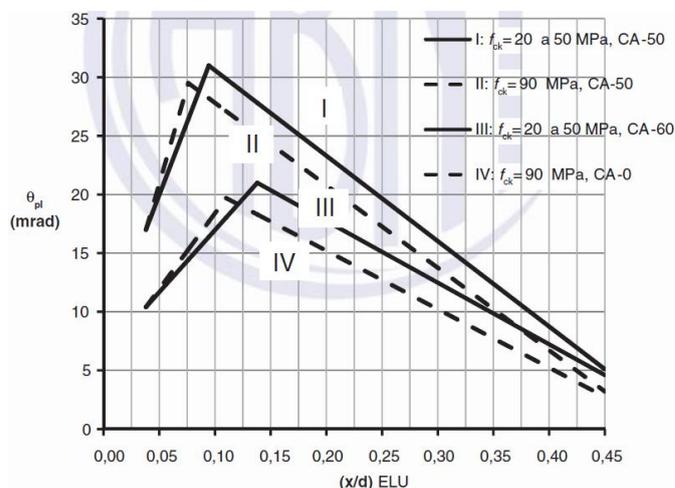
$$\delta \geq 0,90, \text{ para estruturas de nós móveis}$$

$$\delta \geq 0,75, \text{ para qualquer outro caso.}$$

Sendo assim, pode-se reduzir até 10% dos momentos nas estruturas de nós móveis, já nos demais casos, essa redução pode ser de até 25%. Apesar da norma estabelecer esses limites, ela também permite adotar uma redistribuição fora dos mesmos, desde que a estrutura seja calculada por meio de uma análise não linear ou análise plástica, com verificação explícita da capacidade de rotação das rótulas plásticas.

Caso sejam adotados coeficientes de redistribuição superiores aos definidos em norma, é necessário verificar as rotações das rótulas plásticas nas regiões em que houve a redistribuição de esforços, que não podem superar a capacidade de rotação plástica da seção transversal correspondente. Esse limite é função do valor de x/d , no ELU e pode ser obtido por meio do gráfico da Figura 4.

Figura 4 – Capacidade de rotação das rótulas plásticas.



Fonte: ABNT (2014).

O ábaco apresenta valores de capacidade de rotação para seções com $a/d=3$, em que ‘a’ corresponde a razão entre o momento fletor solicitante e o esforço cortante relativos à seção em análise. Para outras relações a/d , o valor extraído do gráfico deve ser corrigido multiplicando-o pelo fator $\sqrt{(a/d)/3}$.

A norma ainda recomenda que, para classes de concreto entre C50 e C90, seja interpolado linearmente os valores obtidos. Além disso, ela também cita que a verificação das rótulas plásticas deve ser feita para todas as combinações de carregamento consideradas, com atenção especial para a verificação de fissuração nas rótulas para as condições de serviço.

Entretanto, fica dispensada a verificação explícita da capacidade de rotação plástica se a posição da linha neutra na seção crítica for limitada em:

$$x/d \leq 0,25, \text{ para concretos com } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa.}$$

$$x/d \leq 0,15, \text{ para concretos com } f_{ck} > 50 \text{ MPa.}$$

A ABNT NBR 6118:2014 ainda restringe a redistribuição de esforços em pilares e consolos, elementos lineares em que há predominância de compressão. Nestes casos, ela só pode ser adotada quando for proveniente da redistribuição de momentos de vigas a eles ligadas.

Park e Paulay (1975, apud FONTES; PINHEIRO, 2005) citam que uma das vantagens de se realizar a distribuição de esforços é a possibilidade de o projetista diminuir a concentração de armaduras nos apoios e reduzir os picos de momentos fletores para as diferentes combinações de carga acidental.

Outra vantagem em realizar esse processo de redistribuição é a facilidade de executar a concretagem na união dos elementos e seus apoios, devido a diminuição da taxa de armadura nesses locais, além da diminuição dos momentos atuantes nos pilares e maior liberdade do projetista no detalhamento da armação.

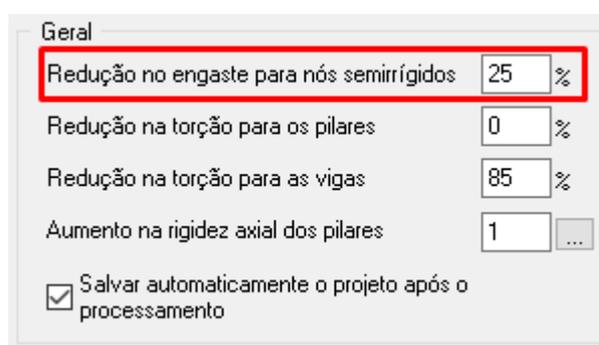
Fontes (2005, p. 28) conclui “A análise linear com redistribuição é, portanto, uma simplificação de uma análise mais complexa desenvolvida com os conhecimentos advindos da plasticidade”.

2.2.2.1 Redistribuição de esforços no software Eberick

Como comenta Kimura (2007), nos programas computacionais a redistribuição de esforços é realizada por meio de uma alteração direta nas rigidezes das ligações entre as vigas e os pilares.

No software Eberick 2022, a redistribuição dos esforços ocorre por meio desse artifício, mais especificamente pela aplicação de nós rígidos, rotulados ou semirrígidos. No primeiro deles, a ligação viga-pilar é engastada e ocorre a transferência total dos momentos fletores entre os elementos. Já a segunda é totalmente o contrário, a ligação viga-pilar é articulada e não transmite momentos fletores. Por fim, a terceira delas é um termo intermediário entre as outras duas, em que a transferência de momentos varia de acordo com o percentual de redução na rigidez das ligações, a qual é configurada pelo usuário do programa, como consta na Figura 5.

Figura 5 – Redução da rigidez das ligações semirrígidas no Eberick 2022.



Fonte: Autor (2023).

2.3 MODELO ESTRUTURAL

Em uma edificação, a análise estrutural realiza-se a partir de um modelo estrutural, que busca representar e simular a estrutura real por meio de um protótipo, considerando a composição de um ou mais tipos de elementos e contemplando os diferentes esforços aos quais a estrutura estará submetida.

A análise estrutural deve ser feita a partir de um modelo estrutural adequado aos objetivos da mesma, sendo que, em um projeto estrutural possam ser necessários mais de um modelo a fim de efetuar as verificações previstas na ABNT NBR 6118:2014.

Um mesmo elemento pode fazer parte de mais de um esquema estrutural e, portanto, deve ser dimensionado para os esforços produzidos por todos os diferentes esquemas.

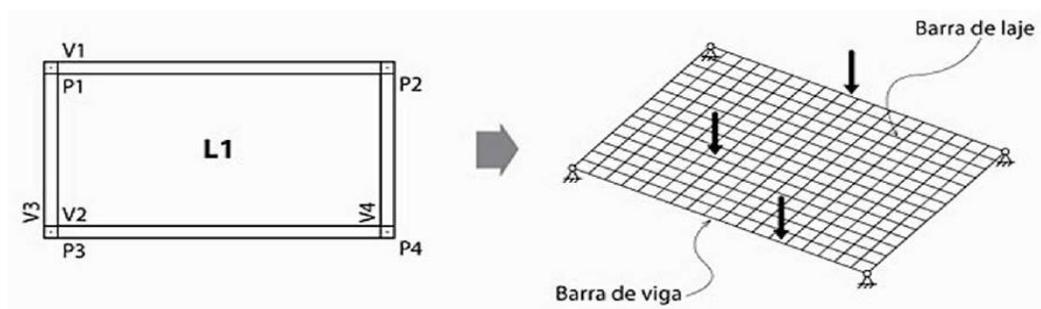
Há inúmeros modelos estruturais que podem ser utilizados em uma análise. Existem alguns mais simples e até mesmo limitados, como os modelos de vigas contínuas e pórtico H, e outros que são mais complexos e abrangentes, como o modelo de elementos finitos. A determinação de qual empregar no projeto depende do tempo disponível, do custo, do conhecimento e das ferramentas disponíveis pelo engenheiro calculista. (KIMURA, 2007).

A ABNT NBR 6118:2014 permite três aproximações para estruturas usuais de edifícios, sendo elas: vigas contínuas, grelhas e pórticos espaciais, porém empregar-se-ão somente essas duas últimas na análise estrutural do presente trabalho.

2.3.1 Grelhas

O modelo de grelha é direcionado para a análise de um único pavimento e caracteriza-se por ser composto de elementos lineares dispostos no plano horizontal do piso, os quais simulam as vigas e lajes, formando uma malha de barras submetidas a ações verticais, observada na Figura 6. Tem-se, dessa maneira, um painel de laje subdividido em diversos alinhamentos de barras, cujas rigidezes à torção e flexão são correspondentes às das faixas de lajes por elas representadas. (Kimura, 2007).

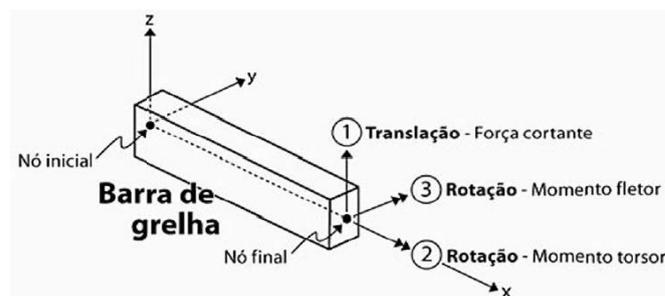
Figura 6 – Grelha de lajes e vigas.



Fonte: Kimura (2007).

Considera-se que as barras só possuem três graus de liberdade por nó: translação no eixo Z e rotações em torno dos eixos X e Y. Sendo assim, não há graus de liberdade de deslocamento no plano horizontal, e, conseqüentemente, não existem esforços axiais nos eixos X e Y, somente esforço cortante, momento fletor e torsor. A Figura 7 apresenta uma barra de grelha e os deslocamentos possíveis na mesma.

Figura 7 – Barra de grelha.



Fonte: Kimura (2007).

Nesse modelo, as interações entre todas as lajes e vigas do pavimento é considerada de forma bastante precisa. A transferência de cargas das lajes para as vigas não é mais feita por área de influência e sim por distribuição de esforços entre as lajes e vigas por meio da rigidez de cada barra. Assim, o esforço migrará para as regiões de maior rigidez. (KIMURA, 2007, p. 119).

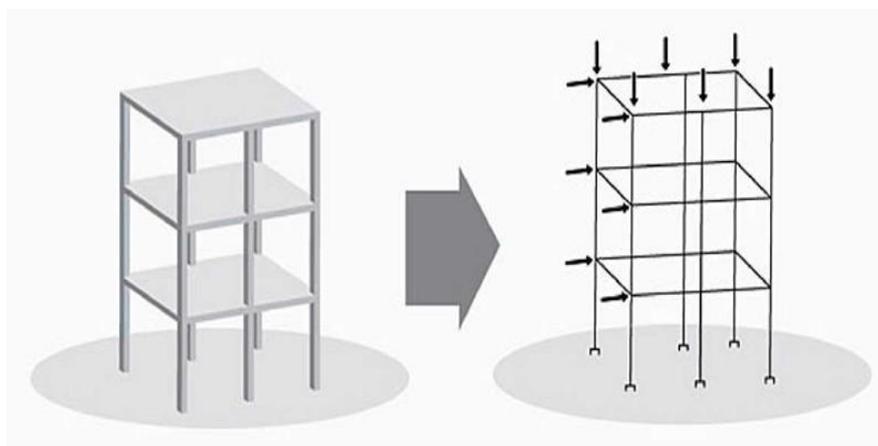
A ABNT NBR 6118 (2014) prescreve que, para os pavimentos de edifícios modelados como grelhas, para o estudo das cargas verticais seja considerada a rigidez à flexão dos pilares de forma análoga ao estabelecido para as vigas contínuas.

2.3.2 Pórticos espaciais

O esquema estrutural de pórtico espacial para avaliação do comportamento global da estrutura é composto somente por elementos lineares, vigas e pilares, os quais são reproduzidos como barras ligadas no espaço tridimensional, cujas interseções formam nós, conforme visto na Figura 8.

Kimura (2007) relembra que normalmente as lajes não fazem parte desse modelo, uma vez que possuem elevada rigidez no plano horizontal, compatibilizando o comportamento de todos os pontos de um pavimento de maneira equivalente. Esse tratamento é designado de diafragma rígido e pode ser incrementado ao modelo de várias outras formas.

Figura 8 – Pórtico espacial.



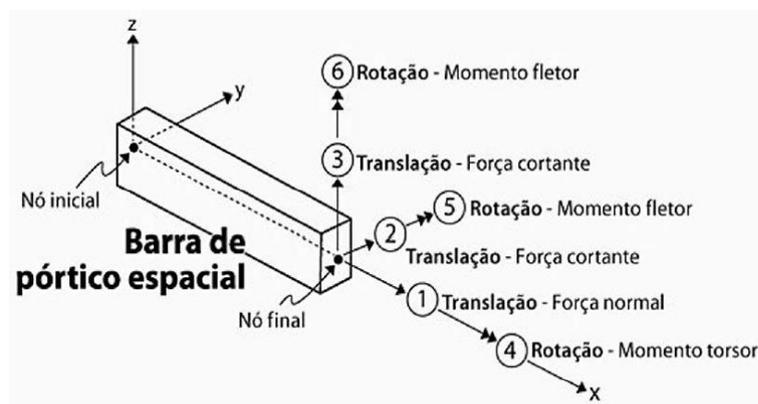
Fonte: Kimura (2007).

“O modelo de pórtico espacial admite a aplicação simultânea de ações verticais e horizontais, podendo ser avaliado o comportamento do edifício em todas as direções e sentidos.” (KIMURA, 2007, p. 122).

Por se tratar de em esquema espacial e com aplicação de ações em todas as direções, considera-se, portanto, que cada nó da barra possui seis graus de liberdade: três translações

paralelas aos eixos X, Y e Z, além de três rotações em relação a estes mesmos eixos, conforme a Figura 09.

Figura 9 – Barra de pórtico espacial.



Fonte: Kimura (2007).

Fontes (2005, p 14) destaca que “O modelo tridimensional é o mais completo para análise estrutural, visto que é capaz de determinar momentos fletores e de torção, e esforços cortantes e normais, de todos os elementos.”

2.4 ESTABILIDADE GLOBAL

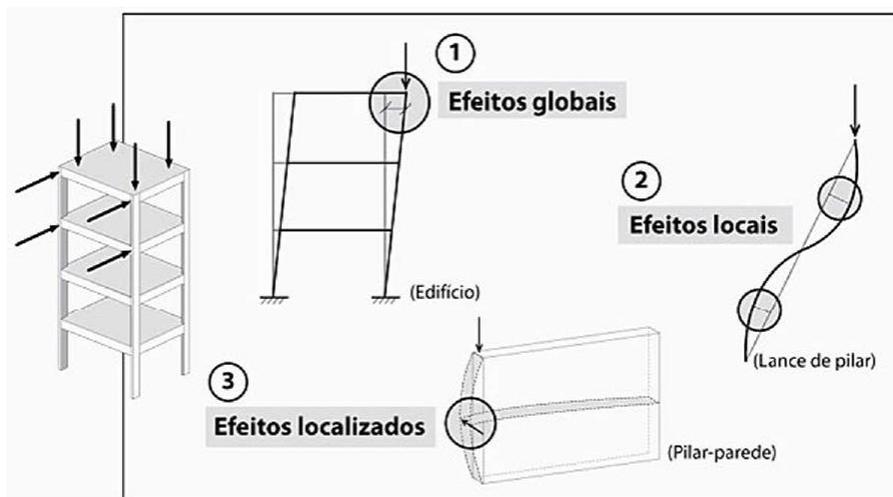
Wordell (2003) define a análise da instabilidade global necessária e fundamental para as edificações, independentemente do número de pavimentos, pilares e dimensões, nas quais devem ser verificados se seu sistema de travamento está devidamente adequado e dimensionado.

A ABNT NBR 6118:2014 torna a verificação da estabilidade global da edificação uma obrigatoriedade nos projetos estruturais e a correlaciona aos efeitos de segunda ordem aos quais a estrutura estará sujeita. Esses efeitos são aqueles obtidos quando se analisa o equilíbrio da estrutura considerando a sua configuração deformada e o comportamento não-linear dos materiais, e que são somados aos efeitos de primeira ordem, obtidos pelo estudo do equilíbrio da estrutura na sua configuração inicial indeformada. Apesar de sua consideração ser obrigatória, ela é dispensada nos casos em que os efeitos de segunda ordem não representam acréscimo superior à 10% nas reações e solicitações provenientes da análise de primeira ordem.

Os efeitos de segunda ordem presentes em edificações de concreto armado podem ser classificados como efeitos globais, efeitos locais e efeitos localizados, como visto na Figura 10. Os primeiros referem-se à edificação como um todo, já os segundos estão associados a um

elemento isolado da estrutura, e por fim, os últimos ocorrem em uma região específica de um elemento.

Figura 10 – Efeitos de segunda ordem.



Fonte: Kimura (2007).

A estabilidade global de um edifício é inversamente proporcional à sensibilidade do mesmo frente aos efeitos de segunda ordem, ou seja, quanto maiores forem esses efeitos, menos estável será a estrutura. (KIMURA, 2007)

Ela pode ser compreendida, portanto, como a capacidade da edificação em manter o equilíbrio sob a incidência de ações e está relacionada diretamente com a aptidão da estrutura em absorver os efeitos causados pelos deslocamentos dos seus nós, visando garantir a segurança no ELU quando ocorridas as deformações.

2.4.1 Classificação da mobilidade dos nós

Antes de apresentar a definição de cada um dos parâmetros para avaliação da estabilidade global de uma edificação, é importante mencionar sobre a classificação das estruturas quanto a mobilidade dos seus nós.

A ABNT NBR 6118:2014 define, para fins de cálculo, que as estruturas podem ser divididas como de nós fixos ou de nós móveis. As estruturas de nós fixos são aquelas em que os deslocamentos horizontais dos mesmos são pequenos e, por decorrência disso, os efeitos globais de segunda ordem acabam sendo desprezíveis quando comparados aos efeitos de primeira ordem, apresentando magnitude inferior à 10% destes. Nessas estruturas, é necessário considerar apenas os esforços locais e localizados de 2º ordem, além dos esforços obtidos pela teoria de primeira ordem.

Já as estruturas de nós móveis são definidas como aquelas em que os deslocamentos horizontais são grandes e, em consequência disso, os efeitos globais de segunda ordem são importantes, superiores a 10% dos efeitos de primeira ordem, e não podem ser desconsiderados nos cálculos. Na análise dessas estruturas, é obrigatório considerar os efeitos da não linearidade física (NLF) e da não linearidade geométrica (NLG), assim como no dimensionamento, onde é imprescindível considerar tanto os esforços de segunda ordem globais como os efeitos locais e localizados.

Franco e Vasconcelos (1991, apud WORDELL, 2003) comentam que não existem essas estruturas supostamente não deslocáveis, a não ser na teoria. Nas estruturas deslocáveis, definidas pelo critério de 10%, a análise de segunda ordem é indispensável e depois de realizada, os elementos podem ser isolados e tratados como não deslocáveis considerando os novos momentos de extremidade e forças normais.

2.4.2 Não-linearidades

O concreto armado é um material com comportamento essencialmente não-linear, e por conta disso, é possível simular uma estrutura de forma muito mais realista se for consideradas as não-linearidades física e geométrica, as quais tem uma significativa influência sobre os deslocamentos e esforços, e, em muitos casos podem ser preponderantes. (KIMURA, 2007).

Na engenharia de estruturas existem basicamente três tipos de não-linearidades: não-linearidade física (NLF), não-linearidade geométrica (NLG) e não-linearidade de contato (NLC). (MONCAYO, 2011). Segundo Proença (2010 apud MONCAYO, 2011), em projetos de edifícios moldados no local consideram-se somente a NLF e a NLG, uma vez que a NLC é pouco comum, pois trata-se de alterações nas condições de contorno durante o processo de deformação da estrutura, ou seja, vínculos inexistentes passam a existir, ou então, vínculos existentes desaparecem.

A consideração da NLF e NLG é de extrema importância na análise da estabilidade global, visto que ambas provocam um comportamento mais crítico da edificação, ou seja, maiores solicitações e deformações, agravando a situação de estabilidade. (SANTOS, 2016)

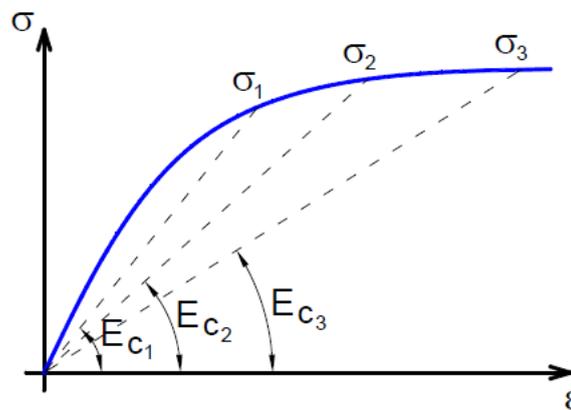
2.4.2.1 Não-linearidade física

Quando se refere à NLF, está sendo considerada a que é causada pelo comportamento do material concreto armado, entre as quais citam-se os efeitos da fissuração, fluência e escoamento da armadura. (PINTO, 1997 apud MONCAYO, 2011).

Ela refere-se ao comportamento não-linear entre tensões e deformações, conforme a Figura 11. Sua consideração envolve a determinação da rigidez de cada elemento estrutural, para cada seção transversal com variação da quantidade e disposição de armadura, e do grau de sollicitação, a partir das relações constitutivas dos materiais. (FONTES, 2005).

Nota-se no diagrama que, para as tensões σ_1 , σ_2 e σ_3 , a resposta da estrutura não é a mesma, uma vez que para elas encontram-se módulos de elasticidade diferentes, E_{c1} , E_{c2} e E_{c3} , respectivamente.

Figura 11 – Diagrama de deformação não linear do concreto.



Fonte: MONCAYO (2011).

É possível considerar a NLF de maneira precisa por meio dos diagramas chamados momento-curvatura ($M-1/r$), normalmente empregado para o cálculo de flechas, e o normal-momento-curvatura ($N-M-1/r$), importante para o cálculo de pilares. Entretanto, esses diagramas são específicos para a configuração de uma determinada seção transversal e qualquer alteração nos momentos fletores, área de aço ou força normal, se for o caso, provoca alteração no diagrama. (KIMURA, 2007).

Devido a complexibilidade da utilização desses diagramas, inviável sem o uso de um computador, a ABNT NBR 6118:2014 permite, para análise global da edificação, como forma aproximada de considerar a NLF, adotar os seguintes coeficientes redutores para as rigidezes $((EI)_{sec})$ dos elementos:

Lajes: $(EI)_{sec} = 0,3 E_{ci}I_c$

Vigas: $(EI)_{sec} = 0,4 E_{ci}I_c$ se $A'_s \neq A_s$ e $(EI)_{sec} = 0,5 E_{ci}I_c$ se $A'_s = A_s$

Pilares: $(EI)_{sec} = 0,8 E_{ci}I_c$

Sendo:

E_{ci} : Módulo de deformação do concreto.

I_c : Momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo as mesas colaborantes, quando for o caso.

A'_s : Armadura de compressão, no caso de vigas com armadura dupla.

A_s : Armadura de tração.

2.4.2.2 Não-linearidade geométrica

Quando se fala em NLG, considera-se aquela causada pela mudança da geometria da estrutura, ou seja, a mudança de sua posição no espaço. (PINTO, 1997 apud MONCAYO, 2011). Ela gera uma resposta não-linear na estrutura em razão das mudanças ocorridas nos elementos estruturais à medida que um carregamento é aplicado. (KIMURA, 2007).

A atuação simultânea de ações verticais e horizontais, ou em alguns casos, somente destas, provoca deslocamentos laterais nos elementos da estrutura. Esses deslocamentos fazem com que haja um aumento nas solicitações, uma vez que surgem esforços adicionais, chamados de efeitos de segunda ordem. O equilíbrio da estrutura não passa mais a ser feito na sua condição indeformada, mas sim na sua posição deformada. (WORDELL, 2003).

O acréscimo de momentos é um efeito de segunda ordem e somente se ele for considerado na análise, é que estará sendo considerada a NLG na estrutura. (MONCAYO, 2011).

A consideração da NLG deve ser feita por meio de uma análise incremental, iterativa ou incremental-iterativa, a partir da qual se tem a atualização da geometria deformada para cada passo de carga ou iteração. (FONTES, 2005)

2.4.3 Parâmetros de Verificação de Estabilidade Global

A verificação da estabilidade global de uma edificação de concreto armado é fundamental e deve ser verificada logo no início da elaboração do projeto estrutural. (KIMURA, 2007). Para isso, a ABNT NBR 6118 (2004) apresenta dois processos simplificados para verificar a estabilidade global de estruturas e a necessidade de considerar os efeitos globais de segunda ordem no dimensionamento das mesmas. Um desses métodos é o coeficiente de estabilidade γ_z .

2.4.3.1 Coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z é um parâmetro formulado por Franco e Vasconcelos (1991) e que avalia a estabilidade global de uma edificação de concreto armado. Além de mensurar o grau

de instabilidade, também é capaz de estimar os efeitos globais de segunda ordem a partir de uma majoração dos esforços de primeira ordem. (MONCAYO, 2011)

A ABNT NBR 6118:2014 estabelece que ele é válido para estruturas de no mínimo quatro andares e sua determinação pode ser a partir de uma análise de primeira ordem, para cada caso de carregamento, por meio da expressão:

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

Onde:

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

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

Considera-se que a estrutura é de nós fixos se obedecida a condição $\gamma_z \leq 1,1$, neste caso, não é obrigatório considerar os efeitos de segunda ordem globais, podendo realizar a análise somente pela teoria de primeira ordem.

Nos casos em que $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$, classifica-se a estrutura como de nós móveis e torna-se obrigatório levar em conta os esforços adicionais provenientes do deslocamento horizontal da edificação. Neste caso, a norma prescreve que, para determinação dos efeitos globais de segunda ordem de maneira aproximada, é possível estimar os esforços finais (1ª + 2ª ordem) majorando os esforços horizontais de primeira ordem, da combinação de carregamento considerada, em $0,95\gamma_z$.

Lima (2001, apud MONCAYO, 2011, p. 34) cita que a majoração por $0,95\gamma_z$ não conduz a bons resultados, principalmente nos pavimentos inferiores, pois a variação dos efeitos de segunda ordem é bastante significativa ao longo da altura da edificação. Ele ainda conclui que a multiplicação apenas por γ_z mostra-se bastante satisfatória e até mesmo mais eficiente que do que a majoração por $0,95\gamma_z$.

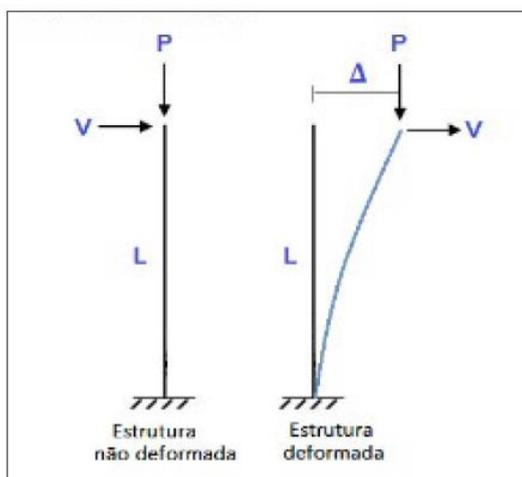
O ideal é projetar estruturas com $\gamma_z \leq 1,2$, uma vez que quanto maior o valor de γ_z , maiores serão os efeitos de segunda ordem, e, portanto, mais instável será a estrutura. Edifícios de concreto armado com valores de γ_z superiores a 1,3 apresentam elevado grau de instabilidade e por isso, não podem ser dimensionadas para esforços totais obtidos por meio deste método.

Nesses casos, a alternativa para obtenção dos efeitos globais de segunda ordem é por meio da análise P- Δ . (KIMURA, 2007).

2.4.3.2 Processo P- Δ

Segundo Iglesia (2016), nos edifícios com cargas laterais ou assimetrias geométricas, de rigidez ou massa, ocorrem deslocamentos laterais nos pavimentos. Por conta destes, as cargas verticais geram momentos adicionais cuja magnitude é igual à soma da carga vertical, P, multiplicada pelo deslocamento lateral, Δ , razão pela qual o efeito é conhecido como P- Δ . Esses esforços adicionais são os chamados de segunda ordem, pois são obtidos a partir da configuração deformada da estrutura, conforme a Figura 12.

Figura 12 – Estado não deformados e deformado da estrutura.



Fonte: Efeito P-Delta, AltoQI, 2016.

Na condição indeformada da estrutura, o momento na base é dado apenas por $M=VL$, já no estado deformado, ele passa a ser $M=VL + P\Delta$. Como trata-se de um problema de não-linearidade geométrica, ele deve ser tratado de forma iterativa, calculando o deslocamento lateral considerando a atuação da parcela $P\Delta$. Com a aplicação do carregamento no estado deformado, surge então um novo deslocamento na estrutura e um incremento adicional de momento de valor $P\Delta_1$. Esse processo repete-se até que o deslocamento encontrado em uma iteração apresente diferença muito pequena quando comparada com o deslocamento obtido na anterior, chegando em uma condição de equilíbrio. (IGLESIA, 2016).

Chegando na condição de equilíbrio, tem-se daí os momentos totais atuando sobre os elementos da edificação, que corresponde ao somatório do momento $M=VL$ e das parcelas de momento $P\Delta$, que variam de acordo com o número de interações realizadas.

2.4.4 Fatores que Influenciam a Estabilidade Global

Kimura (2007) cita que existem inúmeros fatores que influenciam a estabilidade de um edifício, alguns mais significativos, outros perfeitamente desprezíveis. Ele constata que a magnitude das ações horizontais aplicadas na estrutura não influencia na estabilidade, uma vez que o deslocamento é proporcional ao acréscimo das ações, mantendo a mesma relação entre $\Delta M_{1,tot,d}$ e $M_{1,tot,d}$, e em consequência disso, o coeficiente γ_z se mantém o mesmo. Já o contrário ocorre para as cargas verticais, a magnitude destas influencia diretamente na estabilidade, sendo que, quanto maiores as cargas verticais, maior será o coeficiente γ_z .

Além disso, a rigidez dos elementos também possui relação com a estabilidade. As lajes apresentam uma influência muito pequena para a estabilidade, podendo até serem desprezadas, ao contrário das rigidezes das vigas e pilares, que tem influência significativa para a estrutura. A quantidade de pórticos, as dimensões dos elementos, a orientação dos pilares e a existência de ligações flexíveis e caixas de elevador e/ou escada são alguns outros pontos que impactam na estabilidade global da edificação. (KIMURA, 2007).

3 METODOLOGIA

A metodologia do presente trabalho consiste no desenvolvimento do projeto estrutural de uma edificação em concreto armado e a aplicação da redistribuição de esforços na estrutura.

Inicialmente é realizada a análise linear e o dimensionamento da mesma. Em seguida, por meio do uso de ligações semirrígidas nas vigas, é feita a redistribuição de momentos nas mesmas. Por fim, realizar-se-á novamente o dimensionamento e comparar-se-ão os resultados obtidos nas duas análises.

O programa computacional empregado para a realização dessas atividades é o Eberick da AltoQI, versão 2022, por meio de uma licença educacional do software cedida pela própria companhia, para uso exclusivo neste trabalho.

Por meio das variáveis de saída: coeficiente γ_z , momentos positivos e negativos nas vigas, área de aço nas vigas e nos pilares e quantitativos de materiais, analisar-se-á os efeitos da redistribuição no dimensionamento estrutural de um edifício de concreto armado.

3.1 EDIFICAÇÃO ANALISADA

O objeto de análise foi um edifício residencial multifamiliar de forma retangular, com comprimento de 15,70 metros e largura de 11,98 metros, resultando em uma área por pavimento de 188,10 m². Ele caracteriza-se por possuir 5 pavimentos, sendo a planta-baixa do pavimento térreo (1º tipo) praticamente idêntica à planta do 2º ao 5º pavimento, diferenciando-se apenas pelo acesso no primeiro piso. Além disso, há no pavimento de cobertura, um ático para abrigo de um reservatório de água.

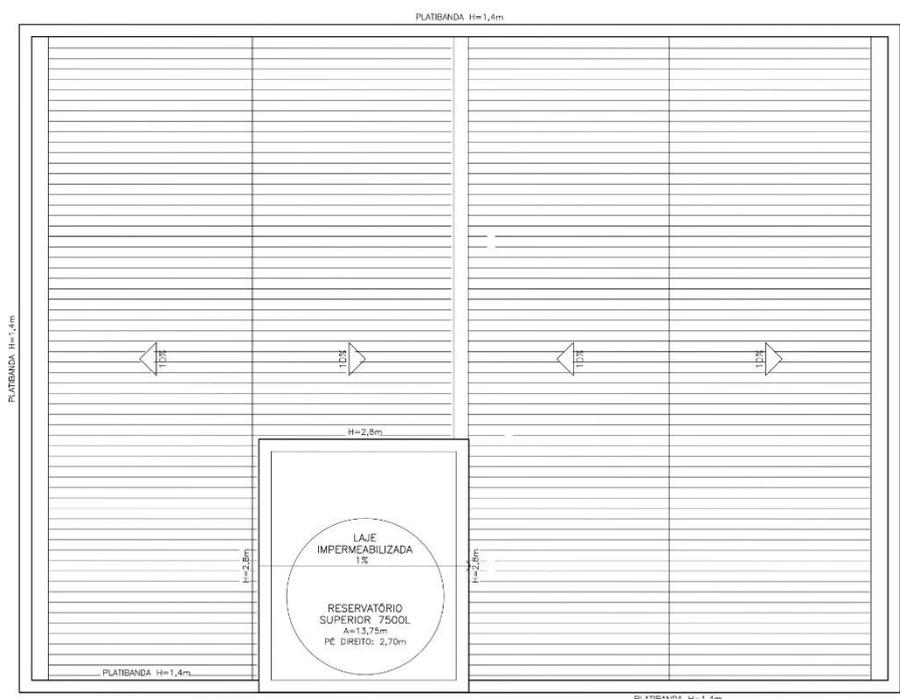
A edificação é formada por três apartamentos por pavimento, os quais são compostos por sala de estar, cozinha/área de serviço, banheiro e dormitórios. 2 destas unidades residenciais possuem dois dormitórios e a terceira apenas um. Há ainda o espaço de circulação e a escada como áreas de uso comum.

As Figuras 13, 14, e 15 apresentam as plantas-baixas dos pavimentos térreo, tipo e cobertura, respectivamente.

O projeto arquitetônico aqui utilizado foi desenvolvido pelo próprio autor em conjunto com a acadêmica de engenharia civil Bibiana Barella Hilgert, como forma de avaliação parcial da disciplina de Arquitetura A deste mesmo curso de graduação.

É importante citar que o projeto original foi adaptado para se adequar às necessidades deste trabalho, principalmente no quesito altura da edificação, uma vez que a intenção era que

Figura 15 – Planta-baixa pavimento cobertura



Fonte: Autor (2023).

3.2 MATERIAIS E DURABILIDADE

Para este projeto, considerou-se uma agressividade ambiental de intensidade moderada ocorrida em área urbana, o que corresponde à Classe de Agressividade Ambiental II (CAA II) de acordo com a Tabela 6.1 da ABNT NBR 6118:2014.

Esta mesma Norma também estabelece em sua Tabela 7.1 as classes de concreto mínimas para os elementos estruturais. Para CAA II, deve ser utilizado um concreto C25 no mínimo, ou seja, o f_{ck} adotado no projeto deve ser superior a 25 MPa. Levando isso em consideração, se optou por usufruir de uma única classe de concreto para todos os elementos estruturais, sendo a C30 aplicada em todas as lajes, vigas, pilares e blocos de fundações.

De acordo com a agressividade ambiental também é definido os cobrimentos nominais mínimos para garantir a adequada proteção das armaduras. Conforme a Tabela 7.2 da ABNT NBR 6118:2014, eles são de 25 mm para lajes e 30 mm para vigas, pilares ou qualquer outro elemento estrutural em contato com solo, com exceção dos trechos de pilares juntos às fundações e blocos, os quais devem ter um cobrimento mínimo de 45 mm.

Já para o agregado presente no concreto foi escolhido uma brita 1 de basalto com dimensão máxima de 19mm.

3.3 MODELO ESTRUTURAL

Sabe-se que um arranjo adequado dos diversos elementos é de extrema importância para atender simultaneamente aos requisitos de segurança, durabilidade, estética e funcionalidade da estrutura. Tendo isso em vista, inicialmente foi necessário realizar a concepção estrutural do edifício com base no seu projeto arquitetônico. Após ter sido realizada esta etapa, foi possível definir as dimensões das seções e criar o modelo computacional da edificação no software.

Neste trabalho fez-se uso de lajes maciças de concreto armado, cujas espessuras foram padronizadas em 10 centímetros para todos os pavimentos, com exceção das lajes da escada onde adotou-se 12 cm. Nos lances, em função da presença de degraus e da variação da camada de concreto, a espessura média foi de 22,64 cm.

As larguras das vigas foram adotadas tomando como base a espessura dos blocos de vedação, tendo, portanto, valores de 9, 14 e 19 cm. Nos pavimentos térreo, 2º, 3º, 4º, 5º e cobertura, as alturas delas foram uniformizadas em 45cm, entretanto, para as vigas de apoio dos patamares da escada e para as do teto do ático se usou seções com alturas diferentes, de 30 e 35 cm, respectivamente, devido aos menores carregamentos aos quais estão submetidas.

Já nos pilares foram adotadas 3 seções diferentes, sendo elas de 19 x 25cm, 19 x 30cm e 19 x 35cm.

As dimensões de todas as seções dos elementos podem ser visualizadas nas plantas de forma que se encontram no Apêndice A.

3.3.1 Modelagem computacional

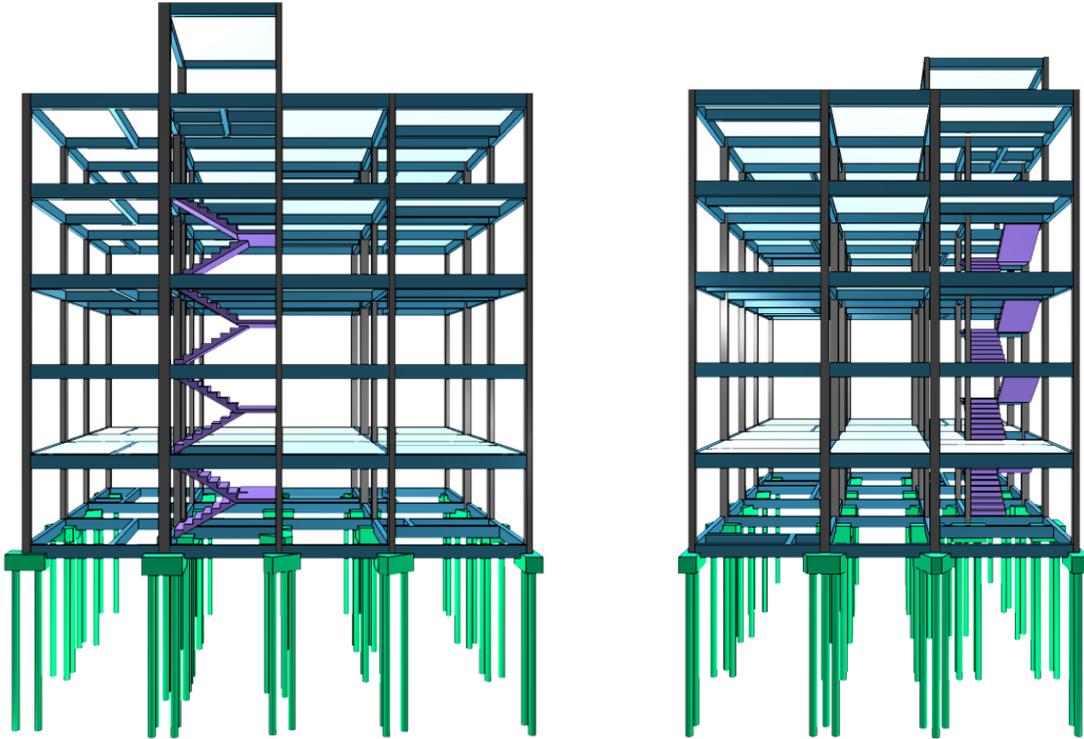
Após ter definido as seções transversais e espessuras dos elementos, iniciou-se a modelagem. Primeiro fez-se o pavimento térreo, iniciando pela locação dos pilares e blocos de fundação e posteriormente pela adição das vigas baldrame nos locais necessários.

Em seguida, foi feito o mesmo processo para o pavimento tipo, onde lançou-se pilares, vigas e lajes. Este por sua vez, foi replicado para os demais andares em que se repetia e por fim, modelou-se o ático existente na cobertura e os lances de escadas ligando todos os pavimentos. Depois de ter a estrutura pronta, partiu-se para o lançamento das cargas atuantes nas lajes e vigas, as quais serão apresentadas na próxima seção.

As ligações entre vigas e pilares foram modeladas com engastes, assim como as bordas entre lajes adjacentes. Já aquelas vigas que tem suas extremidades apoiadas em outras, foram consideradas rotuladas, uma vez que a torção é de compatibilidade e não de equilíbrio, conforme permite a ABNT NBR 6118:2014.

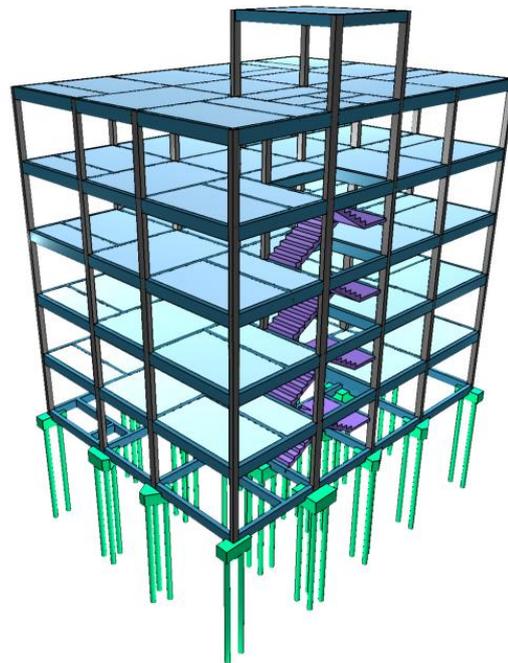
As Figuras 16 e 17 apresentam o modelo tridimensional do edifício.

Figura 16 – Vista frontal e lateral da estrutura.



Fonte: Autor (2023).

Figura 17 – 3D da estrutura.



Fonte: Autor (2023).

Para as fundações, o tipo de estaca escolhido foi a pré-moldada circular com diâmetro de 23cm, cuja compressão máxima admitida é de 600 kN, obtida diretamente do catálogo de uma fabricante que conta no Anexo A. A partir destas informações e das características do solo presentes no ensaio de SPT que consta no Anexo B, foi calculada a capacidade de carga da estaca para cada metro de profundidade, tanto pelo Método de Aoki e Velloso, quanto pelo Método de Decourt e Quaresma. A partir desses dados, determinou-se 10 metros para a profundidade máxima das estacas e que estas apresentam uma capacidade de carga final de 520 kN. Os cálculos de ambos os métodos se situam no Apêndice B.

O perfil de sondagem do solo utilizado para o dimensionamento das fundações é da cidade de Porto Alegre/RS e esse documento fez parte do projeto da disciplina de Estruturas de Concreto Armado deste mesmo curso de graduação.

Além do citado acima, destaca-se que não foi considerada a interação entre o solo e as vigas baldrames. Nas fundações considerou-se também um afastamento de 3ϕ entre as estacas, que estas irão penetrar 15 cm no fundo dos blocos e que a ligação com a superestrutura é rotulada, de maneira que as estacas não absorvam momentos fletores.

3.3.2 Ações permanentes

Uma das principais ações permanentes é o peso próprio da estrutura. No Eberick 2022, o seu cálculo é feito diretamente a partir dos dados das seções dos elementos e do peso específico do concreto armado, cujo valor adotado foi de 25 kN/m³.

Para as alvenarias, tinha-se no projeto arquitetônico 2 composições diferentes. A primeira é formada por bloco de vedação cerâmico vazado de 19 cm e revestimentos de 1,5 cm nas faces interna e externa, totalizando 22 cm de espessura, e é aplicada nas paredes externas, platibandas e paredes internas que dividem diferentes unidades autônomas. Já a segunda tem espessura de 17 cm e é composta por bloco de vedação cerâmico vazado de 14 cm e revestimentos de 1,5 cm em ambas as faces, cujo tipo é aplicado nas paredes internas dentro de um mesmo apartamento. Cada uma destas composições resultou em cargas de 2,1 kN/m² e 1,7 kN/m², respectivamente.

Além das paredes de alvenaria, considerou-se também guarda corpos na região da escada com espessura de 12 cm, sendo 9 cm referente à espessura do bloco de vedação e 1,5 cm de revestimento em cada uma das faces, resultando em uma carga de 1,3 kN/m²

Salienta-se que para se obter os valores citados anteriormente, foi feita uma média aritmética dos valores presentes na Tabela 2 da ABNT NBR 6120:2019, a qual apresenta cargas de alvenaria somente para duas espessuras de revestimento nas faces, 1 e 2 cm.

Ainda é importante citar que ao lançar os carregamentos das paredes foram descontadas as alturas das vigas que se encontram acima delas, mas não foi considerado o alívio no peso devido a presença de aberturas de janelas e portas. Em contraposição a isso, optou-se por também não levar em conta a carga dos caixilhos, visto que os carregamentos provenientes destes são inferiores quando comparado com paredes sem a presença de vazios para esquadrias, estando assim a favor da segurança.

Como ação de revestimento nas lajes, adotou-se uma carga de 1,02 kN/m² referente à um piso composto por uma camada de 4 cm de argamassa e lajotas cerâmicas sobre ela. Também foi levado em conta um carregamento de 0,25 kN/m², alusivo ao emprego de forro de gesso acartonado para revestimento das faces inferiores.

Já nas lajes de cobertura do último pavimento, há o carregamento proveniente do telhado, cujo valor empregado foi de 0,40 kN/m², relativo à uma cobertura composta de telhas onduladas de fibrocimento de 5 mm e estrutura de madeira.

Para o revestimento dos lances das escadas foi adotado a mesma composição das lajes, 4 cm de contrapiso e lajotas cerâmicas, além de uma camada de reboco de 1,5 cm nas faces inferiores para acabamento do fundo dos lances e patamares, resultando num peso extra de 1,34 kN/m².

Por fim, ainda foi considerado na laje de piso do ático a existência do reservatório de 7500 litros, ou seja, 75 kN, o qual foi lançado de maneira distribuída na área em que ele se encontra em planta. Além disso, tanto na laje de piso como na de cobertura deste andar, foi empregado um carregamento de 0,11 kN/m² referente a uma impermeabilização de manta asfáltica de 0,5 mm de espessura.

Todos os carregamentos citados anteriormente vão de encontro com o recomendado nas Tabelas 1, 2, 4, 5 e 8 da ABNT NBR 6120:2019 e os seus respectivos cálculos encontram-se no Apêndice C.

3.3.3 Ações variáveis

3.3.3.1 Ações acidentais

Os valores das sobrecargas de utilização variam de acordo com a uso específico de cada uma das lajes e são fixados pela ABNT NBR 6120:2019, ver Quadro 1.

Quadro 1 – Ações variáveis.

Uso da Laje:	Sobrecarga
Áreas técnicas - Barrilete	1,5 kN/m ²
Coberturas com acesso apenas para manutenção	1,0 kN/m ²
Copas, cozinhas e salas	1,5 kN/m ²
Corredores de uso comum	3,0 kN/m ²
Corredores dentro de unidade autônoma	1,5 kN/m ²
Dormitórios	1,5 kN/m ²
Escadas Residenciais de uso comum	3,0 kN/m ²
Sanitários	1,5 kN/m ²

Fonte: Adaptado da ABNT (2019).

3.3.3.2 Ações horizontais

Como ação horizontal atuante na edificação tem-se exclusivamente a influência do vento. Para sua determinação, ponderou-se que a edificação se encontra na cidade de Porto Alegre/RS, cuja velocidade básica do vento (V_0) é de 45m/s, obtida a partir das isopletras presente na ABNT NBR 6123:1988.

Para análise do vento, foi levado em conta que o terreno é plano e que a rugosidade do mesmo está dentro da Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e poucos espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada, cuja cota média de todos os obstáculos é considerada igual a 10 m. Já a edificação enquadrou-se na Classe A, em que a maior dimensão vertical ou horizontal não excede 20 m, além de que será usada para residências.

Como o software Eberick tem o processo automatizado para determinar as forças devido ao vento, foi necessário somente fornecer os dados citados anteriormente, que se encontram resumidos no Quadro 2.

Quadro 2 – Fatores de Análise do Vento.

Fatores para Análise do Vento	
V_0	45 m/s
S_1	Terreno plano
S_2	Classe A e categoria IV
S_3	Edifício Residencial

Fonte: Autor (2023).

3.4 ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO

Para as verificações do ELU, o ponderador de ações γ_f utilizado foi 1,4 enquanto que o fator de combinação (Ψ_0) adotado foi 0,5.

Já para as verificações do ELS, os fatores de redução (Ψ_1 e Ψ_2) empregados para as ações variáveis foram 0,4 e 0,3, respectivamente. Nos estados limites de serviços, o valor de γ_f depende da verificação a ser realizada, onde tem-se, para combinações raras, frequentes e quase-permanentes, $\gamma_f = 1$, $\gamma_f = \Psi_1 = 0,4$ e $\gamma_f = \Psi_2 = 0,3$, respectivamente.

Salienta-se que eles foram retirados das Tabelas 11.1 e 11.2 da ABNT NBR 6118:2014 e seu valores foram definidos para combinações de ações normais e classes de cargas acidentais atuantes em locais que não há predominância de pesos de equipamentos que ficam fixos por longos períodos de tempo, nem de elevada concentração de pessoas.

3.5 APLICAÇÃO DA REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS

Depois de ter a modelagem da edificação finalizada, as cargas atuantes devidamente aplicadas e o edifício dimensionado para o ELS e ELU, foi possível então realizar a redistribuição de esforços na estrutura.

O primeiro passo aqui foi analisar o coeficiente γ_z da estrutura processada inicialmente. Tinha-se da análise linear $\gamma_z=1,05$, logo, a estrutura classificou-se como sendo de nós fixos, podendo redistribuir até 25% dos esforços.

Tendo este critério atendido, prosseguiu-se para a redistribuição dos esforços. No Eberick, esse processo ocorre por meio da aplicação de nós semirrígidos nas ligações viga-pilar. Nesta etapa foi adotada uma redução nos engastes entre os elementos de 25% para toda a edificação. A partir de então, tinha-se dois modelos estruturais. O primeiro deles, em que não há redistribuição de esforços, as ligações viga-pilar são rígidas e no segundo, a redistribuição de esforços ocorre por meio das ligações viga-pilar semirrígidas, onde há uma redução na rigidez de 25%.

Como o primeiro modelo é aquele elaborado inicialmente e não teve nenhuma alteração, foi necessário então processar e dimensionar o segundo, para que, a partir dos dados de saída, se comparasse o dimensionamento das duas estruturas.

Tendo os relatórios de resultados de ambos os modelos, montou-se tabelas para comparar os momentos positivos, negativos, o coeficiente de redistribuição e a área de aço efetiva nas seções das vigas dos pavimentos térreo, tipo, cobertura e reservatório.

Para melhor visualizar os resultados das vigas, separou-se os dados das mesmas em três tabelas diferentes, uma para as seções dos vãos das vigas contínuas/engastadas, outra para as seções dos apoios das vigas contínuas/engastadas e a terceira somente para as vigas biapoiadas

em outras vigas, as quais não apresentam momentos negativos nas extremidades, uma vez que elas são rotuladas nos apoios.

Além disso, também se comparou as armaduras dimensionadas em todos os lances de pilares, a fim de analisar o efeito que a redistribuição de esforços nas vigas tem sobre eles.

Por fim, foi realizada um comparativo entre os coeficientes γ_z , deslocamentos horizontais e quantitativo de materiais entre os dois modelos.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 ESTABILIDADE GLOBAL DA EDIFICAÇÃO

No dimensionamento por meio da análise linear, a edificação foi classificada como de nós fixos, pois apresenta coeficiente γ_z menor que 1,10 para ambas as direções, X e Y. Ao lançar os nós semirrígidos nas ligações viga-pilar, a estrutura ficou mais deslocável, por conta disso, é necessário verificar o novo coeficiente de estabilidade. Ambos estão apresentados no Quadro 3.

Quadro 3 – Variação do coeficiente Gama Z.

Direção	Sem Redistribuição	Com Redistribuição
X+	1,06	1,08
X-	1,06	1,08
Y+	1,05	1,07
Y-	1,05	1,07

Fonte: Autor (2023).

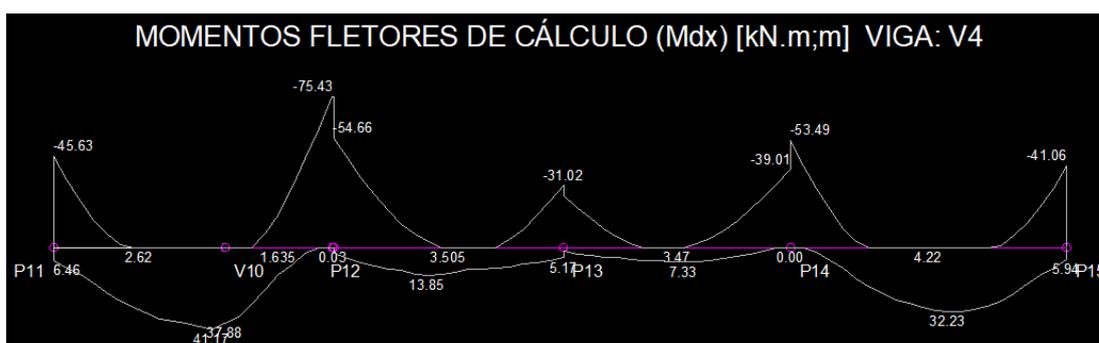
Constatou-se que apesar de aumentar a instabilidade da estrutura, o modelo estrutural continuou sendo classificado com nós fixos, mantendo a possibilidade de redistribuir até 25% dos esforços nas vigas.

3.2 ESFORÇOS NAS VIGAS

Neste item, com o intuito de elucidar melhor o efeito da redistribuição de esforços, será tomado como exemplo a viga V4 do pavimento tipo.

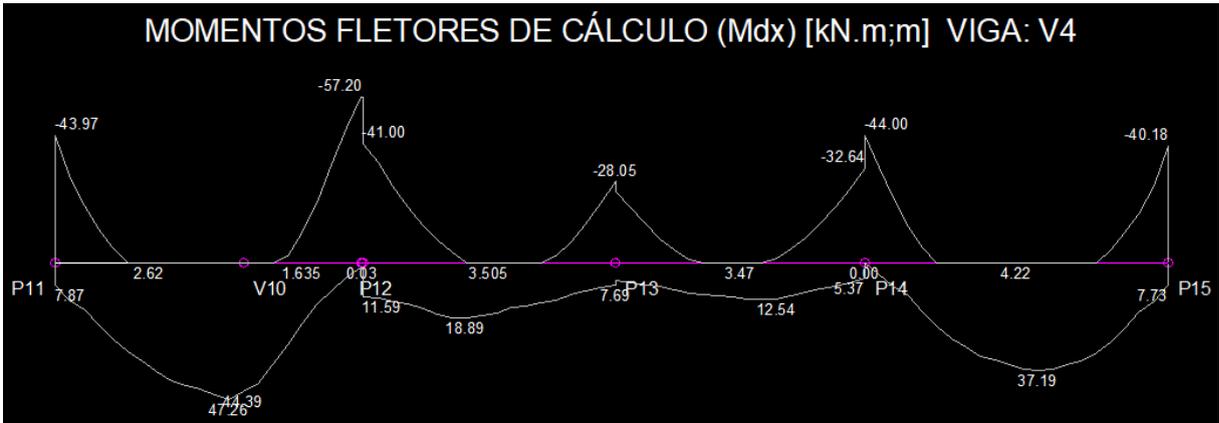
Na Figuras 18 e 19 podem ser observados os diagramas de envoltória dos momentos fletores da viga exemplo, obtidos pela análise linear e pela análise linear com redistribuição.

Figura 18 – Envoltória de momento fletor da V4 pela análise linear



Fonte: AltoQI (2023).

Figura 19 – Envoltória de momento fletor da V4 pela análise linear com redistribuição.



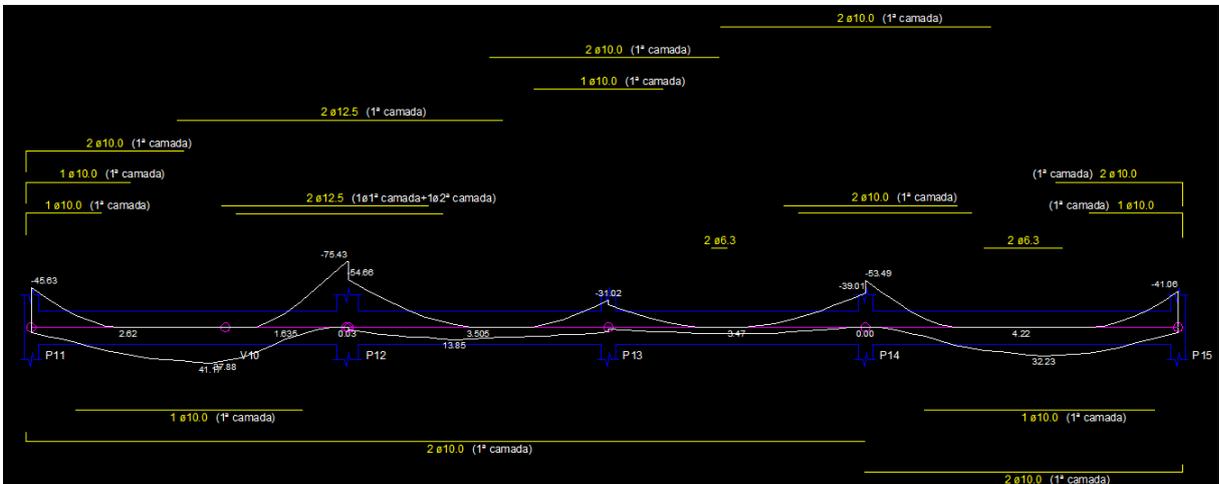
Fonte: AltoQI (2023).

Já em relação a armadura dimensionada para as seções, apesar de estarem atuando menores esforços nos apoios, somente sobre os pilares P12 e P14 que houve uma diminuição na quantidade de barras, que apresentaram redução de 1φ12,5 mm e 1φ10 mm, respectivamente. Um comportamento similar é notado nas armaduras positivas, onde, mesmo com o aumento dos momentos fletores em todos os vãos, nem todos apresentaram aumento nas armaduras, sendo o vão P11-P12 o único que passou ser necessário 1φ10 mm a mais na seção.

A seguir, nas Figuras 20 e 21, podem ser visualizados os detalhamentos das armaduras gerados pelo Eberick 2022 para a viga V4 do pavimento tipo, obtidos pela análise linear e análise linear com redistribuição.

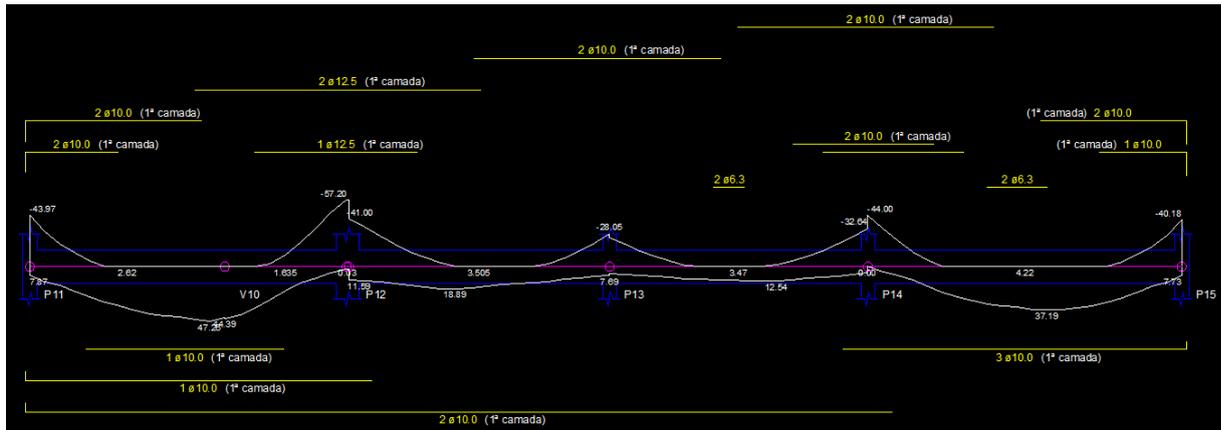
Por fim, nas Tabelas 1 e 2, podem ser vistos resumidamente os momentos fletores e armaduras para os dois modelos analisados, bem como a variação entre ambos.

Figura 20 – Armaduras da V4 pela análise linear



Fonte: AltoQI (2023).

Figura 21 – Armaduras da V4 pela análise linear com redistribuição.



Fonte: AltoQI (2023).

Tabela 1 – Dimensionamento das seções dos vãos da V4 do pavimento tipo.

Vão	Sem Redistribuição			Com Redistribuição			Aumento M+	Variação Armadura	
	M+ (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm²)	M+ (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm²)		Nº Barras	As Efetiva
1	41,17	3φ10	2,36	47,26	4φ10	3,14	15%	+1φ10	33%
2	13,85	2φ10	1,57	18,89	2φ10	1,57	36%	0	0%
3	7,33	2φ10	1,57	12,54	2φ10	1,57	71%	0	0%
4	32,23	3φ10	2,36	37,19	3φ10	2,36	15%	0	0%

Fonte: Autor (2023).

Tabela 2 – Dimensionamento das seções dos apoios das vigas do pavimento tipo.

Apoio	Sem Redistribuição			Com Redistribuição			Coef. de Redistr. δ	Variação Armadura	
	M- (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm²)	M- (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm²)		Nº Barras	As Efetiva
P11	-45,63	4φ10	3,14	-43,97	4φ10	3,14	0,96	0	0%
P12	-75,43	4φ12,5	4,88	-57,2	3φ12,5	3,66	0,76	-1φ12,5	-25%
P13	-31,02	3φ10	2,36	-28,05	2φ10	1,57	0,90	-1φ10	-33%
P14	-53,49	4φ10	3,14	-44	4φ10	3,14	0,82	0	0%
P15	-41,06	3φ10	2,36	-40,18	3φ10	2,36	0,98	0	0%

Fonte: Autor (2023).

Os resultados do dimensionamento das vigas de todos os pavimentos para os dois modelos estruturais analisados, encontram-se tabelados no Apêndice D, onde foram comparados os momentos fletores máximo positivo e negativo, a quantidade de barras e área de aço efetiva de cada seção.

A partir das tabelas que compõem o Apêndice D, observou-se que de fato os momentos fletores positivos nos vãos das vigas aumentaram com a aplicação da redistribuição de esforços,

porém em poucas seções este acréscimo de momento implicou num aumento na armadura efetiva, sendo que na maioria delas, a armadura dimensionada se manteve a mesma em ambos os casos. Notou-se também que os percentuais de variação dos esforços nestas seções foram bastante divergentes, onde algumas apresentaram significativos aumentos nos valores máximos, enquanto que em outras o percentual foi mais baixo. Em vigas contínuas com vãos muito distintos entre apoios, é comum que os momentos fletores dos maiores vãos tendem a aliviar o momento fletor dos vãos menores, efeito que é reduzido com a consideração da redistribuição de esforços, já que as ligações semirrígidas alteram a distribuição de esforços entre os tramos das vigas.

Já nas seções dos apoios ocorreu o inverso, os momentos fletores negativos reduziram com a aplicação da redistribuição de esforços, o que implicou numa menor quantidade de barras e área de aço dimensionadas em alguns casos. Nota-se das tabelas que as vigas do pavimento tipo foram as que apresentaram maior efeito da redistribuição, uma vez que a armadura negativa decaiu em um maior número de seções. Isso explica-se pelo fato de que o carregamento neste pavimento é maior quando comparado com os pavimentos térreo, cobertura e reservatório, e isso provoca maiores momentos fletores negativos nos apoios, e por consequência, maior redistribuição para os vãos das vigas. Tendo isso em vista, é possível afirmar que efeito da redistribuição de esforços na estrutura depende das ações aos quais os elementos estão submetidos, quanto maior for este carregamento, maior será o efeito observado na estrutura.

Um ponto importante constatado na análise dos resultados é que o uso de ligações semirrígidas com redução de rigidez de 25% não ocasionou numa redistribuição de esforços na mesma ordem de grandeza para as seções dos apoios. Em algumas seções o coeficiente de redistribuição chegou a 0,75, equivale a redistribuir 25% dos esforços, entretanto, em muitas outras esse coeficiente ficou abaixo do esperado. Indo de encontro ao revisado bibliograficamente, verificou-se na prática que os esforços não se redistribuem igualmente nas vigas, sendo que, as regiões com menores rigidezes tendem a apresentar maior redistribuição de esforços, já que estes migram para as regiões com rigidezes suficientes para resisti-los, gerando desta forma os diferentes coeficientes de redistribuição.

Já as vigas biapoiadas sobre outras vigas, a redistribuição de esforços não se aplica nas mesmas pois elas possuem as extremidades rotuladas, logo, esperava-se que elas não apresentassem resultados diferentes entre os dois modelos dimensionados. Esta expectativa comprovou-se, já que não houve mudança significativa nos momentos máximos e em nenhuma das armaduras dimensionadas para as seções. Constatou-se que ocorreram pequenas variações nos momentos positivos, entre -4% e 5%, mas que pode elas podem ser consideradas

desprezíveis, tendo em vista que a diferença é mínima e não alterou o dimensionamento das seções. Esses percentuais podem ser justificados pela alteração dos deslocamentos nas vigas de apoio, ocasionada pela aplicação dos nós semirrígidos nas vigas contínuas. A flexibilização das ligações alterou as rotações relativas entre a viga e a viga de apoio, ocasionando uma pequena divergência nos momentos fletores das vigas apoiadas.

3.3 ESFORÇOS NOS PILARES

Neste item, para demonstrar de maneira mais clara o efeito da redistribuição de esforços das vigas sobre os pilares da edificação, será tomado como exemplo o lance do pilar P10 do pavimento cobertura.

No pilar de exemplo, tinha-se os momentos atuantes conforme estão apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 – Momentos fletores do pilar P10 da cobertura.

Momentos (kN.m)	Sem Redistribuição		Com Redistribuição		Variação do Momento	
	X	Y	X	Y	X	Y
Msd topo	2,41	25,02	1,49	21,64	-0,92 (-38,17%)	-3,38 (-13,51%)
Msd centro	0,96	10,01	0,6	8,66	-0,36 (-37,50%)	-1,35 (-13,49%)
Msd base	2,35	23,39	1,45	18,14	-0,9 (-38,30%)	-5,25 (-22,45%)

Fonte: Autor (2023).

É possível notar que os momentos fletores que atuam no eixo Y apresentaram a maior redução em termos de valor absoluto, uma vez que o pilar é um apoio de extremidade para as vigas que transmitem os esforços nessa direção. Já em relação aos momentos fletores atuantes no eixo X, o pilar é um apoio interno para as vigas e recebe uma parcela menor de esforço das destas, visto que parte dos momentos fletores é equilibrado entre os diferentes tramos que se apoiam no pilar.

Por fim, em valores percentuais, observa-se que as reduções dos momentos fletores em X foram superiores às reduções ocorridas em Y.

Em consequência dessa alteração nos momentos transmitidos das vigas para o pilar P10, se constata também que houve uma redução na armadura dimensionada para sua seção, conforme apresentadas na Tabela 4. Pela análise linear sem redistribuição de esforços, para o lance em questão, seriam necessárias 8 barras de 10 mm, entretanto, essa quantidade de barras diminui para 6 barras de 10 mm se for considerada a análise linear com redistribuição.

Tabela 4 – Dimensionamento do pilar P10 da cobertura

Pilar	Seção (cm)	Tipo de Pilar	Sem Redistribuição		Com Redistribuição		Variação Armadura	
			Nº Barras	As Efetiva (cm ²)	Nº Barras	As Efetiva (cm ²)	Nº Barras	As Efetiva (cm ²)
P10	19x30	Borda	8φ10	6,28	6φ10	4,71	-2φ10	-25,0%

Fonte: Autor (2023).

Os resultados do dimensionamento de todos os demais pilares para os dois modelos estruturais analisados, encontram-se tabelados no Apêndice E, onde foram comparadas a quantidade de barras e área de aço efetiva de cada um.

No lance dos pilares do reservatório, dois deles tiveram suas armaduras reduzidas em duas barras cada um, o que representou uma variação de 33,3% na área de aço efetiva, quando comparado ao que foi dimensionado no modelo sem considerar a redistribuição de esforços nas vigas.

Já no pavimento de cobertura, houve redução de 33,3% na área de aço efetiva de 7 dos 22 pilares. Inicialmente esses pilares haviam sido dimensionados com 6φ10mm e, após ter sido redistribuído os esforços, passou a serem necessárias somente 4 barras de mesmo diâmetro. Destaca-se que entre esses 7 pilares em que houve alteração no dimensionamento, 3 são classificados como de canto e 4 como de borda.

Entre os pilares do 5º pavimento tipo, nota-se uma redução na armadura de 3 deles, os quais passaram de 6φ10mm para 4φ10mm, representando uma variação de 33,3% em relação ao modelo sem redistribuição de esforços. Entre esses pilares, dois deles são do tipo de borda e o outro é de canto.

No 4º pavimento tipo, somente no P11 que houve redução de 2φ10mm na armadura. Todos os demais apresentaram as mesmas taxas de aço em ambos os modelos estruturais analisados, tanto sem a presença da redistribuição como no modelo em que ela foi incluída.

Nos pilares do 3º pavimento tipo, percebe-se um significativo aumento, em relação ao pavimento superior, no número de pilares que tiveram uma redução na área de aço efetiva. Neste pavimento, em 6 deles ocorreu uma variação de 2 barras de 10mm, sendo que 2 são de canto, 2 são de borda e outros 2 são internos.

Já nos pilares do segundo pavimento tipo, houve redução de 2 barras de 10 mm em 8 pilares, dos quais 2 são classificados como de canto, 2 de borda e outros 4 internos.

Por fim, nos pilares do pavimento térreo percebe-se uma redução na armadura em 7 deles, onde diminuiu 2 barras de 10 mm. Entre estes, 5 são internos e outros 2 de borda.

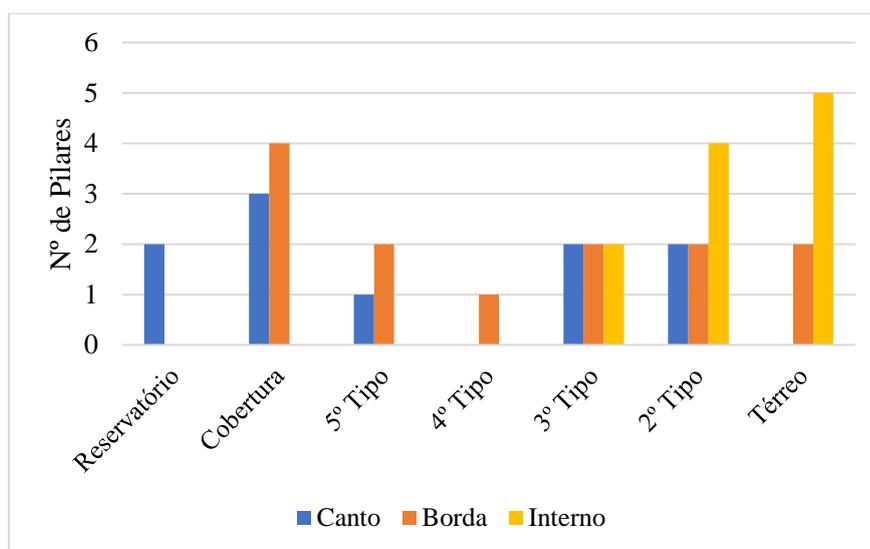
A Tabela 5 apresenta o resumo com o número de pilares por pavimento em que ocorreu a redução na armadura dimensionada quando aplicada a redistribuição de esforços. Na sequência, apresentam-se as Figuras 22 e 23, que contém gráficos que ilustram esses dados.

Tabela 5 – Quantidade de pilares com redução de aço por pavimento.

Pavimento	Total de pilares no pay.	Quantidade de pilares com redução				% de pilares no pavimento com redução na armadura
		Canto	Borda	Interno	Total	
Reservatório	4	2	0	0	2	50,0%
Cobertura	22	3	4	0	7	31,8%
5° Tipo	22	1	2	0	3	13,6%
4° Tipo	22	0	1	0	1	4,5%
3° Tipo	22	2	2	2	6	27,3%
2° Tipo	22	2	2	4	8	36,4%
Térreo	22	0	3	4	7	31,8%

Fonte: Autor (2023).

Figura 22 – Quantidade de pilares com redução de aço por pavimento.



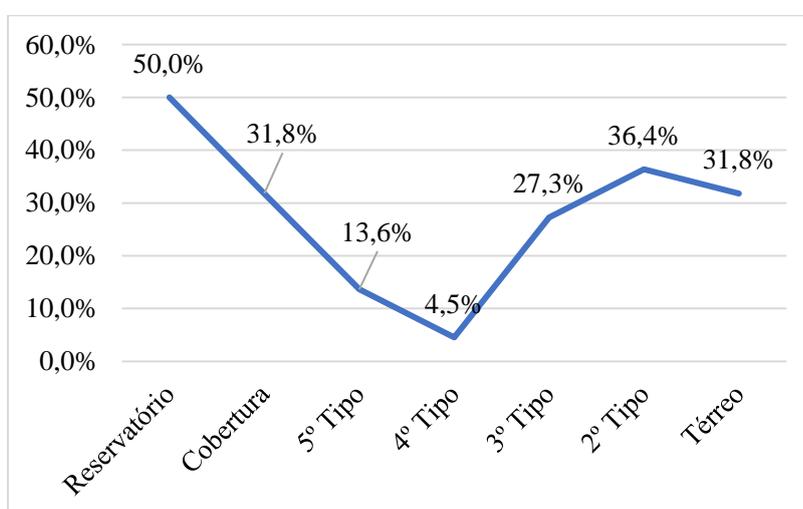
Fonte: Autor (2023).

Tendo como base esses dados, observa-se na Figura 23 que nos pavimentos mais altos da edificação, a redução no aço dos pilares ocorreu somente nos pilares de canto ou de borda da edificação. Como se tratam de lances mais altos e com áreas de influência menores que os pilares internos, os esforços axiais atuantes são mais baixos, de forma que os momentos provenientes das vigas e do vento passam a ser preponderantes para o dimensionamento dos mesmos. Assim sendo, a redistribuição de esforços nas vigas reduz os momentos transmitidos destas para os pilares, influenciando significativamente na armadura destes.

Já nos pavimentos inferiores, o efeito da redistribuição é observado com maior frequência nos pilares internos. Estes formam os nós com as vigas em que houve os menores coeficientes de redistribuição, logo, os esforços redistribuídos dos apoios para os vãos da viga foram maiores, ocasionando uma redução na parcela de momentos fletores transmitidos aos pilares.

É importante destacar que os pilares do 4º pavimento praticamente não apresentaram diferenças entre os dois modelos, visto que em somente em um deles ocorreu redução na armadura.

Figura 23 – Porcentagem de pilares com redução de aço por pavimento.



Fonte: Autor (2023).

Por fim, pela análise do gráfico da Figura 23, é possível averiguar que, em relação ao número total de pilares nos pavimentos, aqueles localizados no topo ou na base da edificação foram os que apresentaram a maior porcentagem de pilares com redução nas armaduras quando considerou-se a redistribuição de esforços. Em contraposição a isso, observa-se que os pavimentos intermediários, especificamente no 4º tipo, a redistribuição de esforços nas vigas não provocou grande efeito no dimensionamento dos pilares.

3.4 QUANTITATIVOS DE MATERIAIS

Para finalizar neste trabalho a análise do efeito da redistribuição de esforços, são apresentados nas Tabelas 6 e 7 os resultados obtidos para os quantitativos de material das vigas e dos pilares de todos os pavimentos da edificação.

Salienta-se que gerar esses resumos foram mantidas as configurações padrão para detalhamento dos elementos que vem pré-definidas no programa Eberick 2022.

Tabela 6 – Quantitativo de material das vigas.

Pavimento	Sem Redistribuição			Com Redistribuição			Variação do Aço
	Aço (kg)	Concreto (m ³)	Forma (m ²)	Aço (kg)	Concreto (m ³)	Forma (m ²)	
Reservatório	38,5	1,0	11,6	39,6	1,0	11,6	2,9%
Cobertura	498,5	11,8	130,8	496,7	11,8	130,8	-0,4%
Pav. 5	690,1	11,3	126,8	663,4	11,3	126,8	-3,9%
Pav. 4	690,1	11,3	126,8	663,4	11,3	126,8	-3,9%
Pav. 3	690,1	11,3	126,8	663,4	11,3	126,8	-3,9%
Pav. 2	690,1	11,3	126,8	663,4	11,3	126,8	-3,9%
Térreo	566,6	10,6	137,4	556,0	10,6	137,4	-1,9%

Fonte: Autor (2023).

Tabela 7 – Quantitativo de material dos pilares.

Pavimento	Sem Redistribuição			Com Redistribuição			Variação de Aço
	Aço (kg)	Concreto (m ³)	Forma (m ²)	Aço (kg)	Concreto (m ³)	Forma (m ²)	
Reservatório	49,5	0,6	10,4	40,6	0,6	11,0	-18,0%
Cobertura	261,6	3,4	59,2	234,0	3,4	59,2	-10,6%
Pav. 5	259,6	3,4	59,2	243,7	3,4	59,2	-6,1%
Pav. 4	248,6	3,4	59,2	242,1	3,4	59,2	-2,6%
Pav. 3	313,0	3,4	59,2	294,2	3,4	59,2	-6,0%
Pav. 2	393,7	3,4	59,2	372,6	3,4	59,2	-5,4%
Térreo	128,8	0,3	4,9	121,8	0,3	4,9	-5,4%

Fonte: Autor (2023).

Constatou-se que a redistribuição de esforços reduziu em aproximadamente 4% o peso total do aço dos pavimentos tipos, 2º ao 5º pavimento. Já nos pavimentos térreo e cobertura, a redução foi menor, de 1,9% e 0,4%, respectivamente. Somente no pavimento do reservatório que houve um aumento no peso total do aço, visto que nesse pavimento não ocorreu redução na armadura em nenhum dos apoios das vigas, entretanto, ocorreu um aumento na armadura positiva em um dos vãos.

Já em relação ao quantitativo de pilares, verificou-se que o percentual de redução no peso total do aço foi maior nos pavimentos superiores da edificação. Nos pavimentos inferiores, apesar de um número significativo de pilares ter apresentado um número menor de barras em comparação com a análise sem redistribuição, essa variação nas armaduras representou porcentagens menores de redução no peso total, de 5,4% e 6%.

Por fim, destaca-se que não ocorreu mudanças no volume de concreto e na área de forma dos elementos, pois não foram alteradas as seções dos mesmos entre os dois modelos dimensionados.

4 CONCLUSÃO

4.1 CONCLUSÃO

O presente trabalho propôs uma análise acerca da influência da redistribuição de esforços num edifício de concreto armado, conforme o permitido pela ABNT NBR 6118:2014.

Depois de ter todas as vigas e pilares da edificação dimensionados por meio da análise linear com e sem redistribuição, foi possível fazer uma comparação entre os resultados obtidos do software Eberick 2022 em relação aos esforços e quantidade de armaduras nos elementos.

Primeiramente, verificou-se que ao ser aplicadas ligações semirrígidas nos nós das vigas e pilares, a estrutura na qual foi considerada redistribuição de esforços se tornou mais deslocável e apresentou um coeficiente de estabilidade γ_z maior, mas apesar disso, ainda manteve a classificação dos nós como sendo fixos.

Sabe-se que nas estruturas de concreto, as vigas estão sujeitas a momentos fletores negativos que geralmente exigem um número elevado de barras para as seções, resultando, em muitos casos, no congestionamento das armaduras na região dos apoios. Como a redistribuição de esforços aplica-se diretamente nesses locais, os esforços são remanejados para os vãos das vigas, resultando num maior equilíbrio entre os momentos máximos positivos e negativos, e por consequência disso, uma melhor distribuição de armadura entre as seções.

Verificou-se que a redistribuição de esforços de fato aumentou os momentos fletores dos vãos, porém este acréscimo de esforços não resultou num aumento significativo das armaduras nestas seções. Em muitos casos a quantidade de barras permaneceu inalterada, já que elas atenderam tanto a área de aço calculada pela análise linear quanto pela análise linear com redistribuição.

Já em relação aos momentos negativos, observou-se que eles reduziram em notáveis proporções, ocasionando uma variação das armaduras mais relevante do que a variação obtida pelo acréscimo de momentos positivos. Desta forma, demonstrou-se que a redistribuição de esforços teve maior efeito sobre o dimensionamento das seções dos apoios do que para os vãos das vigas, diminuindo o congestionamento das armaduras naquelas.

Outro ponto importante a ser destacado é que em poucas seções o coeficiente de redistribuição foi de 0,75, ou seja, apesar de ter aplicado 25% de redução na rigidez de todas as ligações viga-pilar, a redistribuição de esforços não ocorreu da forma proporcional à essa redução. Averiguou-se por meio dos modelos estudados, que alguns dos coeficientes de redistribuição chegaram ao máximo de 0,75 estabelecido por norma, porém muitos outros não

atingiram esse valor, sendo próximos ou igual a 1, indicando que não ocorreu a redistribuição de esforços na seção analisada. Pela percepção deste fato, conclui-se que os esforços migraram das regiões que não possuíam rigidez suficiente para resistir aos esforços solicitantes para aquelas que possuíam capacidade para tal, gerando assim, diferentes coeficientes de redistribuição entre as seções.

Já em relação aos pilares, notou-se que a redistribuição de esforços nas vigas tem maior efeito sobre o dimensionamento dos pilares de canto e borda dos pavimentos do topo da edificação, enquanto que na base da edificação o efeito é mais notável nos pilares internos. Já nos pavimentos intermediários, esse efeito reduz significativamente à medida que o pavimento se encontra mais próximo do meio do edifício.

No quantitativo de materiais das vigas obteve-se uma maior economia no peso total do aço do pavimento tipo, enquanto que nos demais pisos ela não foi muito relevante. Com relação à economia de aço nos pilares, ficou nítido que os pavimentos superiores apresentaram as maiores porcentagens de redução no consumo deste material. Por fim, não houve alteração no volume de concreto e área de formas, visto que não foram alteradas as dimensões de nenhum dos elementos.

Por meio da análise realizada neste trabalho, demonstrou-se a importância em se considerar a redistribuição de esforços no projeto de uma estrutura de concreto armado, pois, além de tornar o modelo computacional mais próximo do real comportamento da edificação, ela também traz benefícios em relação ao consumo de aço e uma melhor distribuição das armaduras nas vigas, evitando o congestionamento de barras nas regiões das ligações entre vigas e pilares.

4.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A ABNT NBR 6118:2014 ainda apresenta um vasto campo a ser estudado nas pesquisas referentes à análise estrutural. Sendo assim, seguem abaixo algumas maneiras de dar continuidade a este trabalho.

Aplicar ligações semirrígidas com redução no engaste superior à 25% a fim de obter coeficientes de redistribuição mais uniformes ou próximos.

Variar o número de pavimentos e analisar se há um padrão nos resultados.

Fazer um comparativo da análise com redistribuição de esforços por meio de diferentes softwares de cálculo estrutural.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, A. F.; GOMES, G.; QUARESMA, W. M. G. Análise da porcentagem da ligação semirrígida de uma viga locada em projeto estrutural de concreto armado. **Brazilian Journal of Development**, Curitiba, v. 5, n. 11, p. 23834–23861, nov. 2019.

ARAÚJO, J. M. DE. **Curso de Concreto Armado**. 3ª ed. v. 1. Rio Grande: Dunas, 2010.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro: 2019.

BARBOZA, M. R. **Concepção e análise de estruturas de edifícios em concreto armado**. Relatório de Iniciação Científica (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Estadual Paulista, Bauru, SP, 2008.

CORRÊA, M. R. S. **Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 1991.

FONTES, F. F. **Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118:2003**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2005.

FONTES, F. F.; PINHEIRO, L. M. Análise Linear com redistribuição e análise plástica de vigas de edifícios. **IBRACON**, v. 12, p. 72–85, 2005.

IGLESIA, S. M. **O efeito P-Delta nas estruturas de edifícios**. Florianópolis: AltoQi, 2016. *E-book*.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: Cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. 1º ed. São Paulo: Pini, 2007.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de concreto: Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**. 1ª ed. v. 1. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 1977.

MONCAYO, W. J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2011.

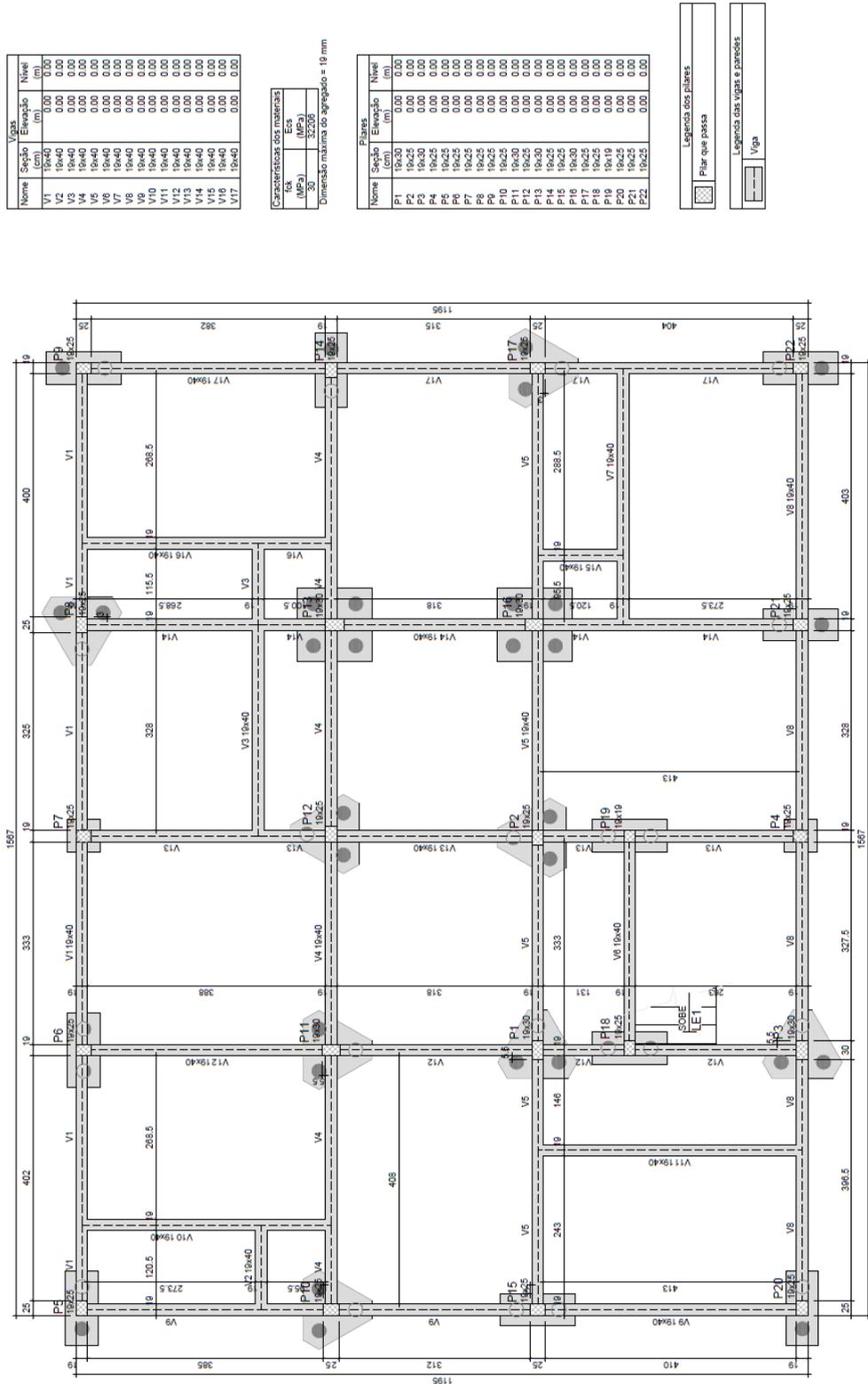
PORTO, T. B. **Curso Básico de Concreto Armado**. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2015.

SANTOS, J. B. DOS. **Análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar no comportamento estrutural de edifícios de múltiplos pavimentos em concreto armado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, MG, 2016.

WORDELL, F. **Avaliação da instabilidade global de edifícios altos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2003.

APÊNDICE A – PLANTAS DE FORMA

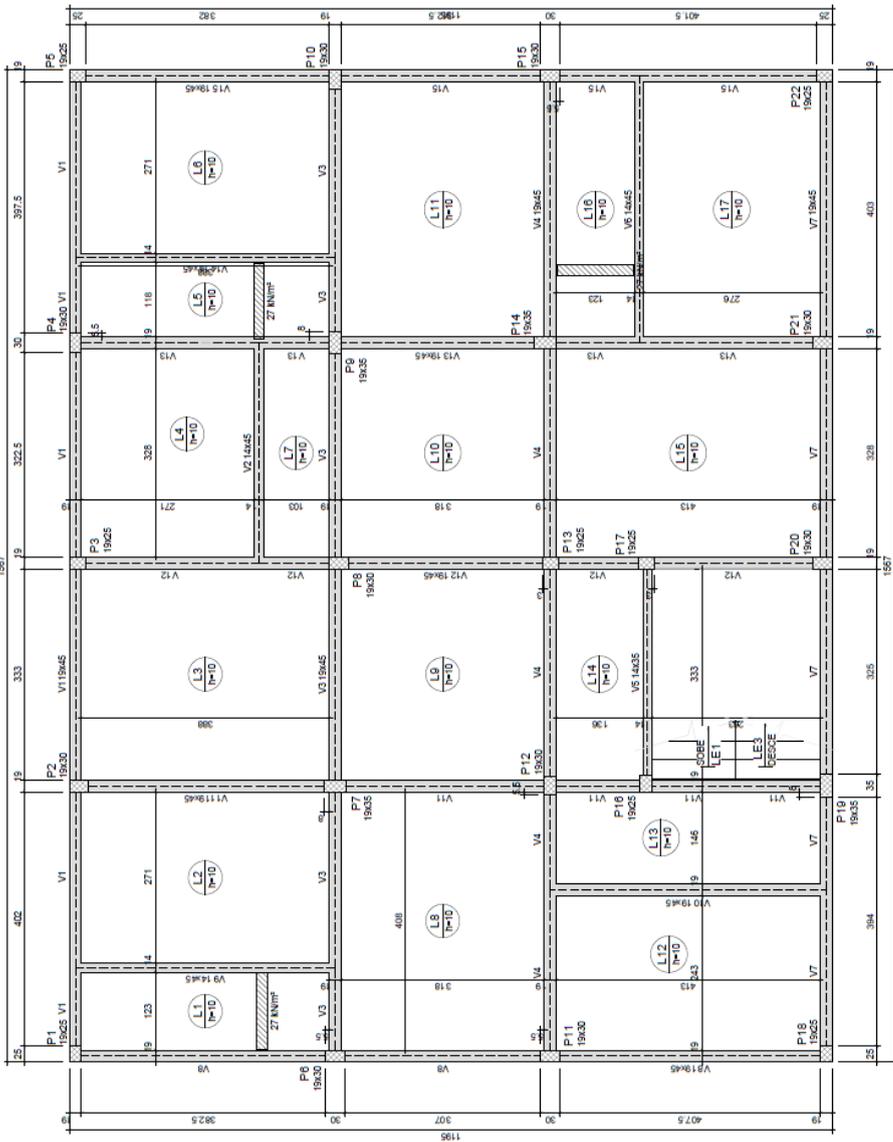
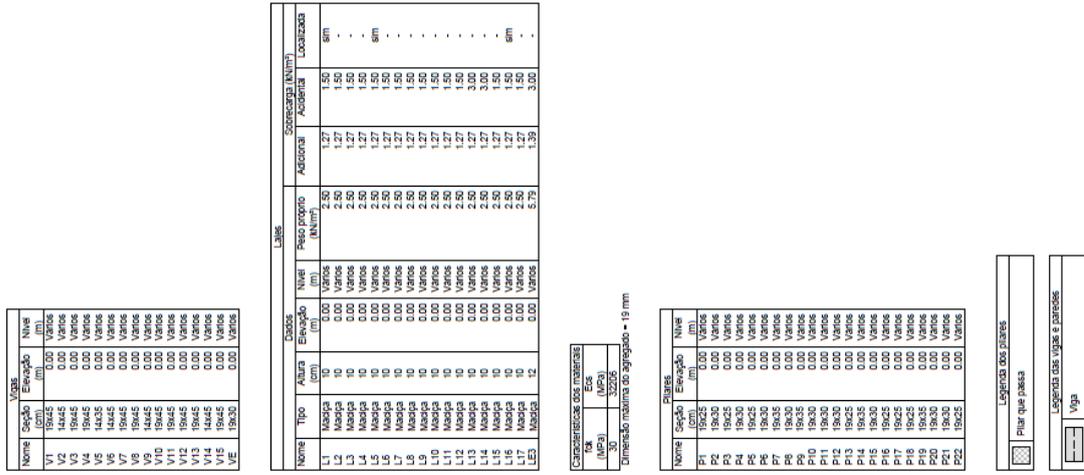
Figura 24 – Planta de forma do pavimento térreo.



Forma do Pavimento Térreo
escala 1:50

Fonte: Autor (2023).

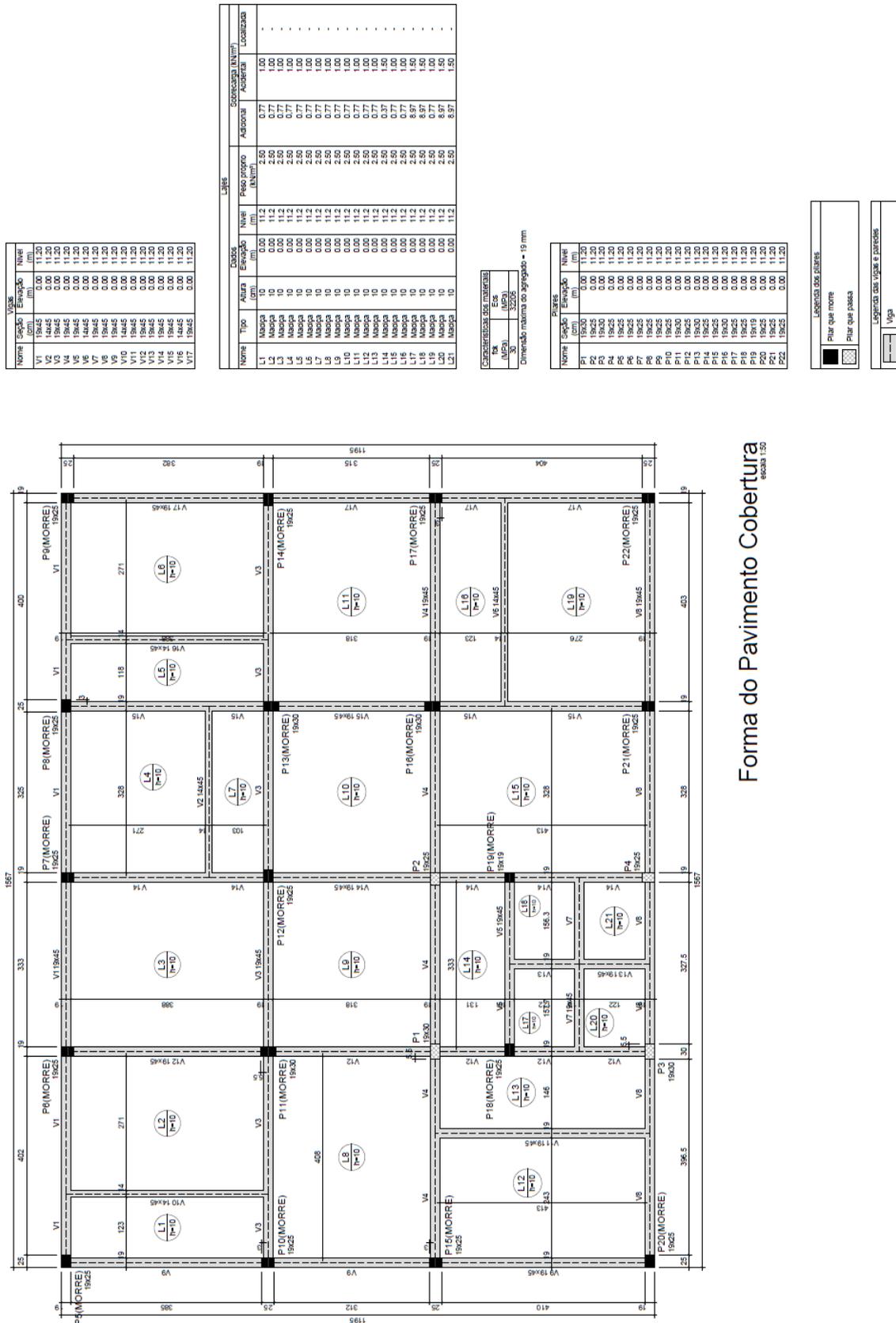
Figura 25 – Planta de forma do pavimento tipo.



Forma do Pavimento Tipo
 escala 1:50

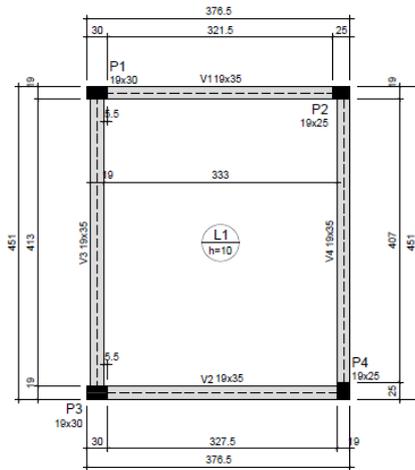
Fonte: Autor (2023).

Figura 26 – Planta de forma do pavimento cobertura.



Fonte: Autor (2023).

Figura 27 – Planta de forma do reservatório.



Forma do Reservatório (Nível 14.00)
escala 1:50

Vigas			
Nome	Seção (cm)	Elevação (m)	Nível (m)
V1	19x35	0.00	14.00
V2	19x35	0.00	14.00
V3	19x35	0.00	14.00
V4	19x35	0.00	14.00

Lajes								
Nome	Tipo	Altura (cm)	Dados		Sobrecarga (kN/m ²)			
			Elevação (m)	Nível (m)	Peso próprio (kN/m ²)	Adicional	Acidental	Localizada
L1	Maciça	10	0.00	14	2.50	0.52	1.00	-

Características dos materiais	
f _{ck} (MPa)	Ecs (MPa)
30	32206

Dimensão máxima do agregado = 19 mm

Pilares			
Nome	Seção (cm)	Elevação (m)	Nível (m)
P1	19x30	0.00	14.00
P2	19x25	0.00	14.00
P3	19x30	0.00	14.00
P4	19x25	0.00	14.00

Legenda dos pilares	
	Pilar que morre

Legenda das vigas e paredes	
	Viga

Fonte: Autor (2023).

APÊNDICE B – CAPACIDADE DE CARGA DO SOLO

A seguir estão apresentados os cálculos da capacidade de carga das fundações para os Métodos de Aoki e Veloso e também para o Método de Decourt e Quaresma. O valor final da capacidade de carga foi obtido tomando a média entre os dois modelos e levando em consideração a resistência máxima admitida pela estaca, conforme consta no Anexo A.

1) Método de cálculo de Aoki e Veloso:

Quadro 4 – Dados para Aoki e Veloso.

Dados:	
F1:	2,5
F2:	3,5
Diâmetro:	0,23 m
Área Seção:	0,0415 m ²
Perímetro:	0,72 m
Fator de Segurança da Ponta:	3
Fator de Segurança da Lateral:	1,5
Fator de Segurança Global:	2

Fonte: Autor (2023).

Quadro 5 – Tipos e parâmetros dos solos para Aoki e Veloso.

Solo	K	α
Argila	200 kN/m ²	6 %
Argila arenosa	350 kN/m ²	2,4 %
Silte arenoso	550 kN/m ²	2,2 %
Areia	1000 kN/m ²	1,4 %

Fonte: Autor (2023).

Tabela 8 – Capacidade de carga por Aoki e Veloso.

Profund. (m)	Nspt	ΔL (m)	Nspt Médio	Tipo de Solo	K	α	Sem Fator de Segurança			Fator de Segurança Parcial			FS Global Qt (kN)	Qt Médio (kN)
							Qp (kN)	Ql (kN)	Qt (kN)	Qp (kN)	Ql (kN)	Qt (kN)		
1				Camada de aterro desconsiderada										
2	8	1	15	Argila arenosa	350	0,024	46,5	25,9	72,4	15,5	17,3	32,8	36,2	34,5
3	14	1	14	Argila arenosa	350	0,024	81,3	23,6	151,4	27,1	33,0	60,1	75,7	67,9
4	19	1	15	Argila arenosa	350	0,024	110,4	25,9	264,1	36,8	50,3	87,1	132,1	109,6
5	12	1	16	Argila arenosa	350	0,024	69,7	28,2	336,2	23,2	69,1	92,4	168,1	130,2
6	18	1	15	Silte arenoso	550	0,022	164,3	37,3	509,6	54,8	94,0	148,8	254,8	201,8
7	15	1	19	Silte arenoso	550	0,022	137,0	48,1	657,3	45,7	126,1	171,7	328,7	250,2
8	25	1	22	Silte arenoso	550	0,022	228,3	53,9	891,4	76,1	162,0	238,1	445,7	341,9
9	25	1	29	Silte arenoso	550	0,022	228,3	71,4	1137,1	76,1	209,6	285,7	568,5	427,1
10	36	1	37	Silte arenoso	550	0,022	328,7	92,9	1487,3	109,6	271,6	381,1	743,7	562,4
11	51	1	38	Silte arenoso	550	0,022	465,6	94,6	1954,6	155,2	334,6	489,8	977,3	733,6
12	27	1	33	Silte arenoso	550	0,022	246,5	82,1	2188,7	82,2	389,4	471,6	1094,3	783,0
13	21	1	24	Silte arenoso	550	0,022	191,7	58,9	2357,2	63,9	428,7	492,6	1178,6	835,6
14	23	1	25	Silte arenoso	550	0,022	210,0	62,2	2570,5	70,0	470,1	540,1	1285,2	912,7
15	31	1	31	Silte arenoso	550	0,022	283,0	77,2	2868,5	94,3	521,6	615,9	1434,2	1025,1
16	39	1	40	Areia	1000	0,014	647,4	114,2	3552,9	215,8	597,8	813,6	1776,5	1295,0
17	49	1	46	Areia	1000	0,014	813,4	132,5	4384,6	271,1	686,1	957,2	2192,3	1574,7
18	50	1	50	Impenetrável	1000	0,014	830,0	143,0	5225,1	276,7	781,4	1058,1	2612,6	1835,3

Fonte: Autor (2023).

2) Método de cálculo de Decourt e Quaresma:

Quadro 6 – Dados considerados para Decourt e Quaresma.

Dados:	
F1:	2,5
F2:	3,5
Diâmetro:	0,23 m
Área Seção:	0,0415 m ²
Perímetro:	0,72 m
Fator de Segurança da Ponta:	4
Fator de Segurança da Lateral:	1,3
Fator de Segurança Global:	2

Fonte: Autor (2023).

Quadro 7 – Tipos e parâmetros dos solos para Decourt e Quaresma.

Solo	K
Argila	120 kPa
Silte argiloso	200 kPa
Silte arenoso	250 kPa
Areia	400 kPa

Fonte: Autor (2023).

Tabela 9 – Capacidade de carga por Decourt e Quaresma.

Profund. (m)	Nspt	ΔL (m)	Nspt Médio	Tipo de Solo	K	Sem Fator de Segurança			Fator de Segurança Parcial			FS Global Qt (kN)	Qt Médio (kN)
						Qp (kN)	Ql (kN)	Qt (kN)	Qp (kN)	Ql (kN)	Qt (kN)		
1				Camada de aterro desconsiderada									
2	8	1	15	Argila	120	74,7	26,4	101,1	57,5	13,2	70,7	50,6	60,6
3	14	1	14	Argila	120	68,1	40,8	135,3	52,4	20,4	72,8	67,6	70,2
4	19	1	15	Argila	120	74,7	52,8	194,7	57,5	46,8	104,3	97,4	100,8
5	12	1	16	Argila	120	81,3	36,0	237,3	62,6	64,8	127,4	118,7	123,0
6	18	1	15	Silte arenoso	250	155,6	50,4	362,0	119,7	90,0	209,7	181,0	195,4
7	15	1	19	Silte arenoso	250	200,6	43,2	450,2	154,3	111,6	265,9	225,1	245,5
8	25	1	22	Silte arenoso	250	224,8	67,2	541,6	172,9	145,2	318,1	270,8	294,5
9	25	1	29	Silte arenoso	250	297,4	67,2	681,4	228,8	178,8	407,6	340,7	374,1
10	36	1	37	Silte arenoso	250	387,3	93,6	864,9	297,9	225,6	523,5	432,5	478,0
11	51	1	38	Silte arenoso	250	394,3	129,6	1001,5	303,3	290,4	593,7	500,7	547,2
12	27	1	33	Silte arenoso	250	342,4	72,0	1021,6	263,4	326,4	589,8	510,8	550,3
13	21	1	24	Silte arenoso	250	245,5	57,6	982,3	188,9	355,2	544,1	491,2	517,6
14	23	1	25	Silte arenoso	250	259,4	62,4	1058,6	199,5	386,4	585,9	529,3	557,6
15	31	1	31	Silte arenoso	250	321,6	81,6	1202,4	247,4	427,2	674,6	601,2	637,9
16	39	1	40	Areia	400	658,5	100,8	1640,1	506,5	477,6	984,1	820,0	902,1
17	49	1	46	Areia	400	763,6	124,8	1870,0	587,4	540,0	1127,4	935,0	1031,2
18	50	1	50	Impenetrável	400	824,5	127,2	2058,1	634,2	603,6	1237,8	1029,0	1133,4

Fonte: Autor (2023).

3) Média entre os dois Métodos de Cálculo:

Tabela 10 – Capacidade de carga média.

Profundidade (m)	Qt Médio (kN) Aoki e Veloso	Qt Médio (kN) Decourt e Quaresma	Capacidade de Carga Média (kN)
1	Camada de aterro desconsiderada		
2	34,5	60,6	47,5
3	67,9	70,2	69,1
4	109,6	100,8	105,2
5	130,2	123,0	126,6
6	201,8	195,4	198,6
7	250,2	245,5	247,9
8	341,9	294,5	318,2
9	427,1	374,1	400,6
10	562,4	478,0	520,2
11	733,6	547,2	640,4
12	783,0	550,3	666,6
13	835,6	517,6	676,6
14	912,7	557,6	735,1
15	1025,1	637,9	831,5
16	1295,0	902,1	1098,5
17	1574,7	1031,2	1303,0
18	1835,3	1133,4	1484,4

Fonte: Autor (2023).

Como a resistência máxima a compressão das estacas foi estabelecida pela fabricante em 60 tf, tem-se para as fundações uma profundidade limite de 10 metros com capacidade de carga de 520 kN, sem que ocorra a ruptura do elemento por um possível carregamento excessivo.

APÊNDICE C – AÇÕES PERMANENTES

Todas as ações descritas abaixo foram calculadas de acordo com o recomendado nas Tabelas 1, 2, 4, 5 e 8 da ABNT NBR 6120:2019.

Embora aqui também estejam apresentados os valores do peso próprio dos elementos, as ações provenientes destas não foram lançadas no programa computacional, visto que ele já as considera automaticamente em função da geometria dos elementos.

1) Ações nas Lajes:

Quadro 8 – Ações nas lajes do 2º ao 5º pavimento.

Ação:	Dados:	
Peso Próprio:	Peso específico concreto:	25,0 kN/m ³
	Altura das lajes:	0,10 m
	Peso próprio:	2,50 kN/m ²
Revestimento Superior:	Peso específico argamassa:	21,0 kN/m ³
	Espessura contrapiso:	0,04 m
	Peso específico cerâmicas:	18,0 kN/m ³
	Espessura cerâmicas:	0,01 m
	Carga:	1,02 kN/m ²
Forro em placas de gesso acartonado:		0,25 kN/m ²

Fonte: Autor (2023).

Quadro 9 – Ações nas lajes da cobertura.

Ação:	Dados:	
Peso Próprio:	Peso específico concreto:	25,0 kN/m ³
	Espessura:	0,10 m
	Peso próprio:	2,50 kN/m ²
Impermeabilização (manta asfáltica 0,5mm):		0,11 kN/m ²
Forro em placas de gesso acartonado:		0,25 kN/m ²
Telhado em fibrocimento (0,5mm) e madeira: ⁽¹⁾		0,40 kN/m ²

Fonte: Autor (2023).

¹ Não aplicada nas lajes de piso do ático.

Quadro 10 – Ações na laje do 7º pavimento (reservatório).

Ação:	Dados:	
Peso Próprio:	Peso específico concreto:	25,0 kN/m ³
	Espessura:	0,10 m
	Peso próprio:	2,50 kN/m ²
Impermeabilização (manta asfáltica 0,5mm):		0,11 kN/m ²

Fonte: Autor (2023).

Quadro 11 – Ações nas lajes dos patamares da escada.

Ação:	Dados:	
Peso Próprio:	Peso específico concreto:	25,0 kN/m ³
	Espessura:	0,12 m
	Peso próprio:	3,00 kN/m ²
Revestimento Superior:	Peso específico argamassa:	21,0 kN/m ³
	Espessura contrapiso:	0,04 m
	Peso específico cerâmicas:	18,0 kN/m ³
	Espessura cerâmicas:	0,01 m
Revestimento Inferior:	Carga:	1,02 kN/m ²
	Peso Específico Argamassa:	21,0 kN/m ³
	Espessura reboco:	0,015 m
	Carga:	0,32 kN/m ²

Fonte: Autor (2023).

Quadro 12 – Ações nas lajes dos lances da escada.

Ação:	Dados:	
Peso Próprio:	Peso específico concreto:	25,0 kN/m ³
	Espessura:	0,226 m
	Peso próprio:	5,66 kN/m ²
Revestimento Superior:	Peso específico argamassa:	21,0 kN/m ³
	Espessura contrapiso:	0,04 m
	Peso específico cerâmicas:	18,0 kN/m ³
	Espessura cerâmicas:	0,01 m
Revestimento Inferior:	Carga:	1,02 kN/m ²
	Peso específico argamassa:	21,0 kN/m ³
	Espessura reboco:	0,015 m
	Carga:	0,32 kN/m ²

Fonte: Autor (2023).

2) Ações nas Vigas:

Para as vigas considerou-se 25 kN/m³ para o peso específico do concreto.

Quadro 13 – Peso próprio das vigas.

Seção:	Dados:	
14x45 cm	Largura da seção:	0,14 m
	Altura da seção:	0,45 m
	Peso próprio:	1,58 kN/m
19x30 cm	Largura da seção:	0,19 m
	Altura da seção:	0,30 m
	Peso próprio:	1,43 kN/m

(continua)

(conclusão)

Seção:	Dados:	
19x35 cm	Largura da seção:	0,19 m
	Altura da seção:	0,35 m
	Peso próprio:	1,66 kN/m
19x45 cm	Largura da seção:	0,19 m
	Altura da seção:	0,45 m
	Peso próprio:	2,14 kN/m

Fonte: Autor (2023).

Quadro 14 – Peso aparente das alvenarias.

Largura:	Dados:	
12 cm	Revestimento por face:	0,015 m
	Bloco cerâmico:	0,09 m
	Espessura total:	0,12 m
	Peso/m ² : ⁽¹⁾	1,3 kN/m ²
17 cm	Revestimento por face:	0,015 m
	Bloco cerâmico:	0,14 m
	Espessura total:	0,17 m
	Peso/m ² : ⁽¹⁾	1,7 kN/m ²
22 cm	Revestimento por face:	0,015 m
	Bloco cerâmico:	0,17 m
	Espessura total:	0,22 m
	Peso/m ² : ⁽¹⁾	2,1 kN/m ²

Fonte: Autor (2023).

⁽¹⁾ Média dos valores da NBR 6120:2019 para revestimento de 1 e 2 cm.

Quadro 15 – Altura das alvenarias sobre as vigas.

Pavimento:	Dados:	
Térreo 2º Pav. 3º Pav. 4º Pav. 5º Pav.	Pé direito do pavimento superior:	2,80 m
	Altura das lajes do pavimento superior:	0,10 m
	Altura das vigas do pavimento superior:	0,45 m
	Altura da viga do patamar escada:	0,30 m
	Altura da alvenaria do guarda-corpo:	1,10 m
	Altura da alvenaria sobre o patamar:	0,95 m
	Altura da alvenaria inferior do patamar:	1,10 m
	Altura das alvenarias até lajes superiores:	2,70 m
Cobertura	Altura das alvenarias até vigas superiores:	2,35 m
	Pé direito do reservatório:	2,80 m
	Altura das vigas do teto do reservatório:	0,35 m
	Altura das platibandas de alvenaria:	1,40 m
	Altura das alvenarias até vigas superiores:	2,45 m

Fonte: Autor (2023).

Quadro 16 – Cargas das alvenarias sobre as vigas.

Tipo:	Descrição	Altura	Peso Aparente	Carga Linear
12cm	Guarda-corpo:	1,10 m	1,3 kN/m ²	1,43 kN/m
17cm	Até lajes superiores:	2,70 m	1,7 kN/m ²	4,59 kN/m
	Até vigas superiores:	2,35 m	1,7 kN/m ²	4,00 kN/m
22cm	Sobre o patamar:	0,95 m	2,1 kN/m ²	2,00 kN/m
	Até a viga do patamar:	1,10 m	2,1 kN/m ²	2,31 kN/m
	Até lajes superiores:	2,70 m	2,1 kN/m ²	5,67 kN/m
	Até vigas superiores: ⁽¹⁾	2,35 m	2,1 kN/m ²	4,94 kN/m
	Até vigas do teto do reservatório: ⁽²⁾	2,45 m	2,1 kN/m ²	5,15 kN/m
	Platibandas:	1,40 m	3,1 kN/m ²	4,34 kN/m

Fonte: Autor (2023).

⁽¹⁾ Aplicados nas vigas do piso do térreo ao piso do 5º pavimento.

⁽²⁾ Aplicados nas vigas do pavimento cobertura.

APÊNDICE D – ESFORÇOS NAS VIGAS

As Tabelas 11 e 12 apresentam o dimensionamento das seções dos vãos e dos apoios das vigas contínuas/engastadas do teto do reservatório, respectivamente.

Tabela 11 – Dimensionamento das seções dos vãos das vigas do teto do reservatório.

Viga	Vão	Sem Redistribuição			Com Redistribuição			Aumento M+	Variação Armadura	
		M+ (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)	M+ (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)		Nº Barras	As Efetiva
V1	1	9,21	2φ8	1,00	9,89	2φ8	1,00	7%	0	0%
V2	1	8,28	2φ8	1,00	9,18	2φ8	1,00	11%	0	0%
V3	1	13,34	2φ8	1,00	14,41	3φ8	1,51	8%	+1φ8	51%
V4	1	11,62	2φ8	1,00	13,01	2φ8	1,00	12%	0	0%

Fonte: Autor (2023).

Tabela 12 – Dimensionamento das seções dos apoios das vigas do teto do reservatório.

Viga	Apoio	Sem Redistribuição			Com Redistribuição			Coef. de Redistr. δ	Variação Armadura	
		M- (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)	M- (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)		Nº Barras	As Efetiva
V1	P12	-10,33	2φ8	1,00	-9,18	2φ8	1,00	0,89	0	0%
	P13	-7,95	2φ8	1,00	-7,41	2φ8	1,00	0,93	0	0%
V2	P19	-11,12	2φ8	1,00	-9,66	2φ8	1,00	0,87	0	0%
	P20	-9,1	2φ8	1,00	-8,31	2φ8	1,00	0,91	0	0%
V3	P12	-11,22	2φ8	1,00	-10,09	2φ8	1,00	0,90	0	0%
	P19	-12,07	2φ8	1,00	-10,95	2φ8	1,00	0,91	0	0%
V4	P13	-12,38	2φ8	1,00	-10,98	2φ8	1,00	0,89	0	0%
	P20	-13,06	2φ8	1,00	-11,53	2φ8	1,00	0,88	0	0%

Fonte: Autor (2023).

Nas Tabelas 13 e 14 estão presentes o dimensionamento das seções dos vãos e dos apoios das vigas contínuas/engastadas da cobertura, respectivamente.

Tabela 13 – Dimensionamento das seções dos vãos das vigas da cobertura.

(continua)

Viga	Vão	Sem Redistribuição			Com Redistribuição			Aumento M+	Variação Armadura	
		M+ (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)	M+ (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)		Nº Barras	As Efetiva
V1	1	20,43	2φ10	1,57	22,92	2φ10	1,57	12%	0	0%
	2	4,32	2φ10	1,57	7,08	2φ10	1,57	64%	0	0%
	3	5,62	2φ10	1,57	8,58	2φ10	1,57	53%	0	0%
	4	18,79	2φ10	1,57	21,62	2φ10	1,57	15%	0	0%

Tabela 13 – Dimensionamento das seções dos vãos das vigas da cobertura.

(conclusão)

Viga Vão	Sem Redistribuição			Com Redistribuição			Aumento M+	Variação Armadura		
	M+ (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)	M+ (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)		Nº Barras	As Efetiva	
V4	1	25,95	2φ10	1,57	29,07	3φ10	2,36	12%	+1φ10	50%
	2	10,61	2φ10	1,57	14,07	2φ10	1,57	33%	0	0%
	3	5,13	2φ10	1,57	8,83	2φ10	1,57	72%	0	0%
	4	20,33	2φ10	1,57	22,92	2φ10	1,57	13%	0	0%
V5	1	26,91	2φ10	1,57	28,96	3φ10	2,36	8%	+1φ10	50%
V8	1	18,39	2φ10	1,57	22,31	2φ10	1,57	21%	0	0%
	2	21,81	2φ10	1,57	26,66	2φ10	1,57	22%	0	0%
	3	1,8	2φ10	1,57	5,26	2φ10	1,57	192%	0	0%
	4	17,67	2φ10	1,57	19,27	2φ10	1,57	9%	0	0%
V9	1	16,2	2φ10	1,57	18,45	2φ10	1,57	14%	0	0%
	2	3,4	2φ10	1,57	6,49	2φ10	1,57	91%	0	0%
	3	13,44	2φ10	1,57	15,00	2φ10	1,57	12%	0	0%
V12	1	22,56	2φ10	1,57	27,77	2φ10	1,57	23%	0	0%
	2	1,4	2φ10	1,57	2,76	2φ10	1,57	97%	0	0%
	3	11,68	2φ10	1,57	14,88	2φ10	1,57	27%	0	0%
	4	17,99	2φ10	1,57	21,80	2φ10	1,57	21%	0	0%
V14	1	21,25	2φ10	1,57	26,23	2φ10	1,57	23%	0	0%
	2	1,37	2φ10	1,57	2,64	2φ10	1,57	93%	0	0%
	3	9,62	2φ10	1,57	12,62	2φ10	1,57	31%	0	0%
	4	22,17	2φ10	1,57	25,05	2φ10	1,57	13%	0	0%
V15	1	22,95	2φ10	1,57	26,93	2φ10	1,57	17%	0	0%
	2	3,28	2φ10	1,57	7,90	2φ10	1,57	141%	0	0%
	3	22,2	2φ10	1,57	25,29	2φ10	1,57	14%	0	0%
V17	1	18,92	2φ10	1,57	22,10	2φ10	1,57	17%	0	0%
	2	3,58	2φ10	1,57	5,76	2φ10	1,57	61%	0	0%
	3	14,51	2φ10	1,57	16,48	2φ10	1,57	14%	0	0%

Fonte: Autor (2023).

Tabela 14 – Dimensionamento das seções dos apoios das vigas da cobertura.

(continua)

Viga Apoio	Sem Redistribuição			Com Redistribuição			Coef. de Redistr. δ	Variação Armadura		
	M- (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)	M- (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)		Nº Barras	As Efetiva	
V1	P1	-15,78	2φ10	1,57	-14,48	2φ10	1,57	0,92	0	0%
	P2	-21,33	2φ10	1,57	-15,9	2φ10	1,57	0,75	0	0%
	P3	-11,58	2φ10	1,57	-9,14	2φ10	1,57	0,79	0	0%
	P4	-25,36	2φ10	1,57	-18,99	2φ10	1,57	0,75	0	0%
	P5	-11,72	2φ10	1,57	-11,29	2φ10	1,57	0,96	0	0%
V3	P6	-15,87	2φ10	1,57	-14,99	2φ10	1,57	0,94	0	0%

Tabela 14 – Dimensionamento das seções dos apoios das vigas da cobertura.

(conclusão)

Viga	Apoio	Sem Redistribuição			Com Redistribuição			Coef. de Redistr. δ	Variação Armadura	
		M- (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)	M- (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)		Nº Barras	As Efetiva
V3	P7	-30,34	3 ϕ 10	2,36	-22,78	2 ϕ 10	1,57	0,75	-1 ϕ 10	-33%
	P8	-17,05	2 ϕ 10	1,57	-14,36	2 ϕ 10	1,57	0,84	0	0%
	P9	-29,69	3 ϕ 10	2,36	-22,64	2 ϕ 10	1,57	0,76	-1 ϕ 10	-33%
	P10	-26,22	2 ϕ 10	1,57	-22,33	2 ϕ 10	1,57	0,85	0	0%
V4	P11	-16,74	2 ϕ 10	1,57	-15,87	2 ϕ 10	1,57	0,95	0	0%
	P12	-36,14	3 ϕ 10	2,36	-27,05	2 ϕ 10	1,57	0,75	-1 ϕ 10	-33%
	P13	-22,45	2 ϕ 10	1,57	-16,93	2 ϕ 10	1,57	0,75	0	0%
	P14	-23,29	2 ϕ 10	1,57	-17,55	2 ϕ 10	1,57	0,75	0	0%
	P15	-13,71	2 ϕ 10	1,57	-13,17	2 ϕ 10	1,57	0,96	0	0%
V5	P16	-14,48	2 ϕ 10	1,57	-13,34	2 ϕ 10	1,57	0,92	0	0%
	P17	-10,27	2 ϕ 10	1,57	-9,96	2 ϕ 10	1,57	0,97	0	0%
V8	P18	-16,95	2 ϕ 10	1,57	-15,89	2 ϕ 10	1,57	0,94	0	0%
	P19	-32,20	3 ϕ 10	2,36	-24,37	2 ϕ 10	1,57	0,76	-1 ϕ 10	-33%
	P20	-27,81	2 ϕ 10	1,57	-21,41	2 ϕ 10	1,57	0,77	0	0%
	P21	-16,75	2 ϕ 10	1,57	-13,04	2 ϕ 10	1,57	0,78	0	0%
	P22	-10,36	2 ϕ 10	1,57	-10,08	2 ϕ 10	1,57	0,97	0	0%
V9	P18	-10,01	2 ϕ 10	1,57	-9,86	2 ϕ 10	1,57	0,99	0	0%
	P11	-23,39	2 ϕ 10	1,57	-17,97	2 ϕ 10	1,57	0,77	0	0%
	P6	-15,81	2 ϕ 10	1,57	-12,26	2 ϕ 10	1,57	0,78	0	0%
	P1	-9,49	2 ϕ 10	1,57	-9,30	2 ϕ 10	1,57	0,98	0	0%
V12	P19	-17,22	2 ϕ 10	1,57	-16,19	2 ϕ 10	1,57	0,94	0	0%
	P16	-29,50	3 ϕ 10	2,36	-22,05	2 ϕ 10	1,57	0,75	-1 ϕ 10	-33%
	P12	-7,81	2 ϕ 10	1,57	-6,77	2 ϕ 10	1,57	0,87	0	0%
	P7	-24,68	2 ϕ 10	1,57	-19,42	2 ϕ 10	1,57	0,79	0	0%
	P2	-22,70	2 ϕ 10	1,57	-19,68	2 ϕ 10	1,57	0,87	0	0%
V14	P20	-21,41	2 ϕ 10	1,57	-18,58	2 ϕ 10	1,57	0,87	0	0%
	P17	-26,21	2 ϕ 10	1,57	-19,62	2 ϕ 10	1,57	0,75	0	0%
	P13	-8,91	2 ϕ 10	1,57	-8,3	2 ϕ 10	1,57	0,93	0	0%
	P8	-28,28	2 ϕ 10	1,57	-21,08	2 ϕ 10	1,57	0,75	0	0%
	P3	-18,46	2 ϕ 10	1,57	-16,74	2 ϕ 10	1,57	0,91	0	0%
V15	P21	-27,03	2 ϕ 10	1,57	-23,12	2 ϕ 10	1,57	0,86	0	0%
	P14	-32,55	3 ϕ 10	2,36	-24,30	2 ϕ 10	1,57	0,75	-1 ϕ 10	-33%
	P9	-24,99	2 ϕ 10	1,57	-18,77	2 ϕ 10	1,57	0,75	0	0%
	P4	-14,47	2 ϕ 10	1,57	-14,03	2 ϕ 10	1,57	0,97	0	0%
V17	P22	-16,92	2 ϕ 10	1,57	-15,66	2 ϕ 10	1,57	0,93	0	0%
	P15	-25	3 ϕ 10	2,36	-19,19	2 ϕ 10	1,57	0,77	-1 ϕ 10	-33%
	P10	-16,18	2 ϕ 10	1,57	-12,32	2 ϕ 10	1,57	0,76	0	0%
	P5	-12,21	2 ϕ 10	1,57	-11,61	2 ϕ 10	1,57	0,95	0	0%

Fonte: Autor (2023).

Os resultados das seções dos vãos e dos apoios das vigas contínuas/engastadas do pavimento tipo estão apresentados nas Tabelas 15 e 16, respectivamente.

Tabela 15 – Dimensionamento das seções dos vãos das vigas do pavimento tipo.

Viga	Vão	Sem Redistribuição			Com Redistribuição			Aumento M+	Variação Armadura	
		M+ (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)	M+ (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)		Nº Barras	As Efetiva
V1	1	35,36	3φ10	2,36	39,31	3φ10	2,36	11%	0	0%
	2	7,19	2φ10	1,57	10,69	2φ10	1,57	49%	0	0%
	3	10,90	2φ10	1,57	15,33	2φ10	1,57	41%	0	0%
	4	28,59	2φ10	1,57	34,13	3φ10	2,36	19%	+1φ10	50%
V3	1	43,80	4φ10	3,14	49,03	4φ10	3,14	12%	0	0%
	2	7,42	2φ10	1,57	12,92	2φ10	1,57	74%	0	0%
	3	17,36	2φ10	1,57	23,29	2φ10	1,57	34%	0	0%
	4	34,32	3φ10	2,36	41,48	3φ10	2,36	21%	0	0%
V4	1	41,17	3φ10	2,36	47,26	4φ10	3,14	15%	+1φ10	33%
	2	13,85	2φ10	1,57	18,89	2φ10	1,57	36%	0	0%
	3	7,33	2φ10	1,57	12,54	2φ10	1,57	71%	0	0%
	4	32,23	3φ10	2,36	37,19	3φ10	2,36	15%	0	0%
V5	1	11,30	2φ8	1,00	10,81	2φ8	1,00	-4%	0	0%
V7	1	38,36	3φ10	2,36	44,91	4φ10	3,14	17%	+1φ10	33%
	2	17,03	2φ10	1,57	19,68	2φ10	1,57	16%	0	0%
	3	9,25	2φ10	1,57	13,68	2φ10	1,57	48%	0	0%
	4	23,34	2φ10	1,57	26,12	2φ10	1,57	12%	0	0%
V8	1	22,64	2φ10	1,57	25,65	2φ10	1,57	13%	0	0%
	2	18,56	2φ10	1,57	21,11	2φ10	1,57	14%	0	0%
	3	19,72	2φ10	1,57	23,50	2φ10	1,57	19%	0	0%
V11	1	25,95	2φ10	1,57	28,95	3φ10	2,36	12%	+1φ10	50%
	2	9,76	2φ10	1,57	12,88	2φ10	1,57	32%	0	0%
	3	18,94	2φ10	1,57	25,08	2φ10	1,57	32%	0	0%
	4	29,59	3φ10	2,36	34,50	3φ10	2,36	17%	0	0%
V12	1	35,23	3φ10	2,36	37,87	3φ10	2,36	7%	0	0%
	2	21,89	2φ10	1,57	23,18	2φ10	1,57	6%	0	0%
	3	14,48	2φ10	1,57	19,86	2φ10	1,57	37%	0	0%
	4	30,13	3φ10	2,36	34,94	3φ10	2,36	16%	0	0%
V13	1	36,92	3φ10	2,36	43,39	4φ10	3,14	18%	+1φ10	33%
	2	15,06	2φ10	1,57	20,12	2φ10	1,57	34%	0	0%
	3	33,79	3φ10	2,36	38,87	3φ10	2,36	15%	0	0%
V15	1	30,37	3φ10	2,36	35,94	3φ10	2,36	18%	0	0%
	2	11,40	2φ10	1,57	16,55	2φ10	1,57	45%	0	0%
	3	24,15	2φ10	1,57	26,99	2φ10	1,57	12%	0	0%
VE	1	23,48	3φ10	2,36	18,01	3φ10	2,36	-23%	0	0%

Fonte: Autor (2023).

Tabela 16 – Dimensionamento das seções dos apoios das vigas do pavimento tipo.

(continua)

Viga	Apoio	Sem Redistribuição			Com Redistribuição			Coef. de Redistr. δ	Variação Armadura	
		M- (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)	M- (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)		Nº Barras	As Efetiva
V1	P1	-45,75	4 ϕ 10	3,14	-42,39	3 ϕ 10	2,36	0,93	-1 ϕ 10	-25%
	P2	-45,00	4 ϕ 10	3,14	-36,85	3 ϕ 10	2,36	0,82	-1 ϕ 10	-25%
	P3	-25,08	2 ϕ 10	1,57	-23,28	2 ϕ 10	1,57	0,93	0	0%
	P4	-56,62	3 ϕ 12,5	3,66	-46,75	3 ϕ 12,5	3,66	0,83	0	0%
	P5	-35,49	3 ϕ 10	2,36	-34,74	3 ϕ 10	2,36	0,98	0	0%
V3	P6	-47,12	4 ϕ 10	3,14	-44,67	4 ϕ 10	3,14	0,95	0	0%
	P7	-58,54	3 ϕ 12,5	3,66	-46,18	3 ϕ 12,5	3,66	0,79	0	0%
	P8	-34,91	3 ϕ 10	2,36	-32,78	3 ϕ 10	2,36	0,94	0	0%
	P9	-79,10	4 ϕ 12,5	4,88	-65,88	3 ϕ 12,5	3,66	0,83	-1 ϕ 12,5	-25%
	P10	-67,69	4 ϕ 12,5	4,88	-58,7	3 ϕ 12,5	3,66	0,87	-1 ϕ 12,5	-25%
V4	P11	-45,63	4 ϕ 10	3,14	-43,97	4 ϕ 10	3,14	0,96	0	0%
	P12	-75,43	4 ϕ 12,5	4,88	-57,2	3 ϕ 12,5	3,66	0,76	-1 ϕ 12,5	-25%
	P13	-31,02	3 ϕ 10	2,36	-28,05	2 ϕ 10	1,57	0,90	-1 ϕ 10	-33%
	P14	-53,49	4 ϕ 10	3,14	-44	4 ϕ 10	3,14	0,82	0	0%
	P15	-41,06	3 ϕ 10	2,36	-40,18	3 ϕ 10	2,36	0,98	0	0%
V5	P16	-20,41	2 ϕ 10	1,57	-17,48	2 ϕ 10	1,57	0,86	0	0%
	P17	-17,38	2 ϕ 10	1,57	-15,52	2 ϕ 10	1,57	0,89	0	0%
V7	P18	-52,14	4 ϕ 10	3,14	-48,15	4 ϕ 10	3,14	0,92	0	0%
	P19	-70,27	4 ϕ 12,5	4,88	-58,48	3 ϕ 12,5	3,66	0,83	-1 ϕ 12,5	-25%
	P20	-28,23	2 ϕ 10	1,57	-26,4	2 ϕ 10	1,57	0,94	0	0%
	P21	-39,14	3 ϕ 10	2,36	-32,68	3 ϕ 10	2,36	0,83	0	0%
	P22	-29,93	3 ϕ 10	2,36	-29,17	3 ϕ 10	2,36	0,97	0	0%
V8	P18	-31,52	3 ϕ 10	2,36	-30,72	3 ϕ 10	2,36	0,97	0	0%
	P11	-48,37	4 ϕ 10	3,14	-43,19	4 ϕ 10	3,14	0,89	0	0%
	P6	-44,63	4 ϕ 10	3,14	-40,31	3 ϕ 10	2,36	0,90	-1 ϕ 10	-25%
	P1	-31,95	3 ϕ 10	2,36	-30,68	3 ϕ 10	2,36	0,96	0	0%
V11	P19	-35,26	3 ϕ 10	2,36	-35,26	3 ϕ 10	2,36	1,00	0	0%
	P16	-38,22	3 ϕ 10	2,36	-30,99	3 ϕ 10	2,36	0,81	0	0%
	P12	-29,22	3 ϕ 10	2,36	-28,49	3 ϕ 10	2,36	0,98	0	0%
	P7	-69,41	4 ϕ 12,5	4,88	-58,71	3 ϕ 12,5	3,66	0,85	-1 ϕ 12,5	-25%
	P2	-62,90	3 ϕ 12,5	3,66	-56,42	3 ϕ 12,5	3,66	0,90	0	0%
V12	P20	-47,23	4 ϕ 10	3,14	-41,32	3 ϕ 10	2,36	0,87	-1 ϕ 10	-25%
	P17	-36,26	3 ϕ 10	2,36	-32,25	3 ϕ 10	2,36	0,89	0	0%
	P13	-31,38	3 ϕ 10	2,36	-30,76	3 ϕ 10	2,36	0,98	0	0%
	P8	-63,35	3 ϕ 12,5	3,66	-50,91	3 ϕ 12,5	3,66	0,80	0	0%
	P3	-50,34	4 ϕ 10	3,14	-47,75	4 ϕ 10	3,14	0,95	0	0%
V13	P21	-72,31	4 ϕ 12,5	4,88	-63,53	3 ϕ 12,5	3,66	0,88	-1 ϕ 12,5	-25%
	P14	-77,04	4 ϕ 12,5	4,88	-62,70	3 ϕ 12,5	3,66	0,81	-1 ϕ 12,5	-25%
	P9	-53,63	4 ϕ 10	3,14	-45,91	4 ϕ 10	3,14	0,86	0	0%
	P4	-41,26	3 ϕ 10	2,36	-40,85	3 ϕ 10	2,36	0,99	0	0%

Tabela 16 – Dimensionamento das seções dos apoios das vigas do pavimento tipo.

(conclusão)

Viga	Apoio	Sem Redistribuição			Com Redistribuição			Coef. de Redistr. δ	Variação Armadura	
		M- (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)	M- (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)		Nº Barras	As Efetiva
V15	P22	-49,65	4 ϕ 10	3,14	-47,22	4 ϕ 10	3,14	0,95	0	0%
	P15	-58,92	3 ϕ 12,5	3,66	-50,67	3 ϕ 12,5	3,66	0,86	0	0%
	P10	-35,92	3 ϕ 10	2,36	-31,78	3 ϕ 10	2,36	0,88	0	0%
	P5	-37,3	3 ϕ 10	2,36	-37,09	3 ϕ 10	2,36	0,99	0	0%

Fonte: Autor (2023).

Por fim, nas Tabelas 17 e 18 encontram-se os resultados das seções dos vãos e dos apoios, respectivamente, das vigas contínuas/engastadas do pavimento térreo.

Tabela 17 – Dimensionamento das seções dos vãos das vigas do pavimento térreo.

(continua)

Viga	Vão	Sem Redistribuição			Com Redistribuição			Aumento M+	Variação Armadura	
		M+ (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)	M+ (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)		Nº Barras	As Efetiva
V1	1	19,95	2 ϕ 10	1,57	23,71	2 ϕ 10	1,57	19%	0	0%
	2	6,10	2 ϕ 10	1,57	8,90	2 ϕ 10	1,57	46%	0	0%
	3	7,32	4 ϕ 10*	3,14	9,97	4 ϕ 10*	3,14	36%	0	0%
	4	15,84	2 ϕ 10	1,57	20,28	2 ϕ 10	1,57	28%	0	0%
V4	1	19,23	2 ϕ 10	1,57	22,63	2 ϕ 10	1,57	18%	0	0%
	2	9,92	4 ϕ 10*	3,14	10,73	4 ϕ 10*	3,14	8%	0	0%
	3	10,08	4 ϕ 10*	3,14	11,77	4 ϕ 10*	3,14	17%	0	0%
	4	15,93	4 ϕ 10*	3,14	19,65	4 ϕ 10*	3,14	23%	0	0%
V5	1	19,34	2 ϕ 10	1,57	23,66	2 ϕ 10	1,57	22%	0	0%
	2	7,83	4 ϕ 10*	3,14	10,51	4 ϕ 10*	3,14	34%	0	0%
	3	8,00	4 ϕ 10*	3,14	9,96	4 ϕ 10*	3,14	25%	0	0%
	4	10,65	2 ϕ 10	1,57	13,66	2 ϕ 10	1,57	28%	0	0%
V6	1	13,61	4 ϕ 10*	3,14	14,07	4 ϕ 10*	3,14	3%	0	0%
V8	1	22,29	2 ϕ 10	1,57	27,38	3 ϕ 10	2,36	23%	+1 ϕ 10	50%
	2	9,68	4 ϕ 10*	3,14	11,62	4 ϕ 10*	3,14	20%	0	0%
	3	6,84	4 ϕ 10*	3,14	9,60	4 ϕ 10*	3,14	40%	0	0%
	4	11,20	2 ϕ 10	1,57	13,52	2 ϕ 10	1,57	21%	0	0%
V9	1	11,52	2 ϕ 10	1,57	14,17	2 ϕ 10	1,57	23%	0	0%
	2	12,98	2 ϕ 10	1,57	14,18	2 ϕ 10	1,57	9%	0	0%
	3	12,24	2 ϕ 10	1,57	16,22	2 ϕ 10	1,57	33%	0	0%
V12	1	10,85	2 ϕ 10	1,57	14,48	2 ϕ 10	1,57	33%	0	0%
	2	16,49	2 ϕ 10	1,57	16,87	2 ϕ 10	1,57	2%	0	0%
	3	10,63	4 ϕ 10*	3,14	13,87	5 ϕ 10*	3,93	30%	+1 ϕ 10	25%
	4	12,12	4 ϕ 10*	3,14	14,15	4 ϕ 10*	3,14	17%	0	0%

Tabela 17 – Dimensionamento das seções dos vãos das vigas do pavimento térreo.

(conclusão)

Viga Vão	Sem Redistribuição			Com Redistribuição			Aumento M+	Variação Armadura		
	M+ (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)	M+ (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)		Nº Barras	As Efetiva	
V13	1	20,80	5φ10*	3,93	20,27	5φ10*	3,93	-3%	0	0%
	2	23,95	5φ10*	3,93	21,30	5φ10*	3,93	-11%	0	0%
	3	10,08	4φ10*	3,14	13,08	4φ10*	3,14	30%	0	0%
	4	12,02	2φ10	1,57	15,59	2φ10	1,57	30%	0	0%
V14	1	19,24	4φ10*	3,14	23,36	4φ10*	3,14	21%	0	0%
	2	15,40	4φ10*	3,14	16,05	4φ10*	3,14	4%	0	0%
	3	20,93	2φ10	1,57	26,65	3φ10	2,36	27%	+1φ10	50%
V17	1	18,73	2φ10	1,57	18,73	2φ10	1,57	0%	0	0%
	2	9,01	4φ10*	3,14	9,01	4φ10*	3,14	0%	0	0%
	3	11,85	2φ10	1,57	11,85	2φ10	1,57	0%	0	0%

Fonte: Autor (2023).

*Considerando 2φ10 de A's.

Tabela 18 – Dimensionamento das seções dos apoios das vigas do pavimento térreo.

(continua)

Viga Apoio	Sem Redistribuição			Com Redistribuição			Coef. de Redistr. δ	Variação Armadura		
	M- (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)	M- (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)		Nº Barras	As Efetiva	
V1	P1	-32,96	3φ10	2,36	-30,29	3φ10	2,36	0,92	0	0%
	P2	-32,03	3φ10	2,36	-28,49	3φ10	2,36	0,89	0	0%
	P3	-19,38	4φ10*	3,14	-18,91	4φ10*	3,14	0,98	0	0%
	P4	-36,25	6φ10*	4,71	-31,25	5φ10*	3,93	0,86	-1φ10	-17%
	P5	-27,68	3φ10	2,36	-26,56	3φ10	2,36	0,96	0	0%
V4	P6	-30,82	3φ10	2,36	-28,74	3φ10	2,36	0,93	0	0%
	P7	-29,95	5φ10*	3,93	-27,38	5φ10*	3,93	0,91	0	0%
	P8	-21,28	5φ10*	3,93	-20,24	5φ10*	3,93	0,95	0	0%
	P9	-38,47	6φ10*	4,71	-32,87	6φ10*	4,71	0,85	0	0%
	P10	-35,55	5φ10*	3,93	-31,87	5φ10*	3,93	0,90	0	0%
V5	P11	-26,68	3φ10	2,36	-26	3φ10	2,36	0,97	0	0%
	P12	-38,27	6φ10*	4,71	-32,7	5φ10*	3,93	0,85	-1φ10	-17%
	P13	-18,79	4φ10*	3,14	-18,67	4φ10*	3,14	0,99	0	0%
	P14	-26,00	6φ10*	4,71	-23,69	6φ10*	4,71	0,91	0	0%
	P15	-23,78	2φ10	1,57	-22,94	2φ10	1,57	0,96	0	0%
V6	P16	-19,31	4φ10*	3,14	-18,31	4φ10*	3,14	0,95	0	0%
	P17	-16,44	4φ10*	3,14	-16,37	4φ10*	3,14	1,00	0	0%
V8	P18	-37,80	4φ10	3,14	-34,89	3φ10	2,36	0,92	-1φ10	-25%
	P19	-46,64	7φ10*	5,50	-39,39	6φ10*	4,71	0,84	-1φ10	-14%
	P20	-22,61	5φ10*	3,93	-21,96	5φ10*	3,93	0,97	0	0%

Tabela 18 – Dimensionamento das seções dos apoios das vigas do pavimento térreo.

(conclusão)

Viga	Apoio	Sem Redistribuição			Com Redistribuição			Coef. de Redistr. δ	Variação Armadura	
		M- (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)	M- (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)		Nº Barras	As Efetiva
V8	P21	-26,30	5 ϕ 10*	3,93	-24,07	5 ϕ 10*	3,93	0,92	0	0%
	P22	-22,00	2 ϕ 10	1,57	-21,9	2 ϕ 10	1,57	1,00	0	0%
V9	P18	-24,35	2 ϕ 10	1,57	-23,97	2 ϕ 10	1,57	0,98	0	0%
	P11	-30,69	3 ϕ 10	2,36	-28,72	3 ϕ 10	2,36	0,94	0	0%
	P6	-32,96	3 ϕ 10	2,36	-29,4	3 ϕ 10	2,36	0,89	0	0%
	P1	-26,20	3 ϕ 10	2,36	-26,04	3 ϕ 10	2,36	0,99	0	0%
V12	P19	-21,43	2 ϕ 10	1,57	-21,02	2 ϕ 10	1,57	0,98	0	0%
	P16	-25,32	3 ϕ 10	2,36	-23,35	2 ϕ 10	1,57	0,92	-1 ϕ 10	-33%
	P12	-19,69	5 ϕ 10*	3,93	-19,6	5 ϕ 10*	3,93	1,00	0	0%
	P7	-31,11	6 ϕ 10*	4,71	-28,32	6 ϕ 10*	4,71	0,91	0	0%
	P2	-31,35	5 ϕ 10*	3,93	-29,31	5 ϕ 10*	3,93	0,93	0	0%
V13	P20	-27,46	6 ϕ 10*	4,71	-25,12	5 ϕ 10*	3,93	0,91	-1 ϕ 10	-17%
	P17	-27,46	6 ϕ 10*	4,71	-23,63	5 ϕ 10*	3,93	0,86	-1 ϕ 10	-17%
	P13	-27,89	5 ϕ 10*	3,93	-23,52	5 ϕ 10*	3,93	0,84	0	0%
	P8	-30,6	5 ϕ 10*	3,93	-28,54	5 ϕ 10*	3,93	0,93	0	0%
	P3	-27,88	3 ϕ 10	2,36	-27,58	3 ϕ 10	2,36	0,99	0	0%
V14	P21	-38,29	6 ϕ 10*	4,71	-35,66	5 ϕ 10*	3,93	0,93	-1 ϕ 10	-17%
	P14	-40,62	6 ϕ 10*	4,71	-36,42	6 ϕ 10*	4,71	0,90	0	0%
	P9	-41,88	7 ϕ 10*	5,50	-37,17	6 ϕ 10*	4,71	0,89	-1 ϕ 10	-14%
	P4	-30,71	3 ϕ 10	2,36	-29,73	3 ϕ 10	2,36	0,97	0	0%
V17	P22	-34,91	3 ϕ 10	2,36	-33,55	3 ϕ 10	2,36	0,96	0	0%
	P15	-40,66	6 ϕ 10*	4,71	-36,33	6 ϕ 10*	4,71	0,89	0	0%
	P10	-26,55	5 ϕ 10*	3,93	-25,29	5 ϕ 10*	3,93	0,95	0	0%
	P5	-24,57	2 ϕ 10	1,57	-24,3	2 ϕ 10	1,57	0,99	0	0%

Fonte: Autor (2023).

*Considerando 2 ϕ 10 de A's.

Para concluir a análise das vigas, são apresentadas as Tabelas 19, 20 e 21, que contém o dimensionamento das vigas biapoiadas em outras vigas dos pavimentos cobertura, tipo e térreo, respectivamente.

Tabela 19 – Dimensionamento das vigas biapoiadas em vigas da cobertura.

(continua)

Viga	Vão	Sem Redistribuição			Com Redistribuição			Variação M+	Variação Armadura	
		M+ (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)	M+ (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)		Nº Barras	As Efetiva
V2	1	9,31	4 ϕ 10*	3,14	9,26	4 ϕ 10*	3,14	-1%	0	0%
V6	1	18,60	4 ϕ 10*	3,14	18,59	4 ϕ 10*	3,14	0%	0	0%

Tabela 19 – Dimensionamento das vigas biapoiadas em vigas da cobertura.

(conclusão)

Viga	Vão	Sem Redistribuição			Com Redistribuição			Variação M+	Variação Armadura	
		M+ (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)	M+ (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)		Nº Barras	As Efetiva
V7	1	17,27	2φ10	1,57	17,08	2φ10	1,57	-1%	0	0%
V10	1	17,17	4φ10*	3,14	17,24	4φ10*	3,14	0%	0	0%
V11	1	18,58	4φ10*	3,14	17,90	4φ10*	3,14	-4%	0	0%
V13	1	18,58	2φ10	1,57	18,29	2φ10	1,57	-2%	0	0%
V16	1	17,70	4φ10*	3,14	17,41	4φ10*	3,14	-2%	0	0%

Fonte: Autor (2023).

*Considerando 2φ10 de A's.

Tabela 20 – Dimensionamento das vigas biapoiadas em vigas do pavimento tipo.

Viga	Vão	Sem Redistribuição			Com Redistribuição			Variação M+	Variação Armadura	
		M+ (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)	M+ (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)		Nº Barras	As Efetiva
V2	1	12,83	4φ10*	3,14	12,66	4φ10*	3,14	-1%	0	0%
V6	1	29,11	5φ10*	3,93	29,30	5φ10*	3,93	1%	0	0%
V9	1	28,21	5φ10*	3,93	28,35	5φ10*	3,93	0%	0	0%
V10	1	40,20	5φ10*	3,93	39,11	5φ10*	3,93	-3%	0	0%
V14	1	27,14	4φ10*	3,14	27,07	4φ10*	3,14	0%	0	0%

Fonte: Autor (2023).

*Considerando 2φ10 de A's.

Tabela 21 – Dimensionamento das vigas biapoiadas em vigas do pavimento térreo.

Viga	Vão	Sem Redistribuição			Com Redistribuição			Variação M+	Variação Armadura	
		M+ (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)	M+ (kN.m)	Nº Barras	As Efet. (cm ²)		Nº Barras	As Efetiva
V2	1	2,20	2φ10	1,57	2,20	2φ10	1,57	0%	0	0%
V3	1	6,71	2φ10	1,57	7,04	2φ10	1,57	5%	0	0%
	2	0,00	2φ10	1,57	0,00	2φ10	1,57	0%	0	0%
V7	1	21,68	2φ10	1,57	21,75	2φ10	1,57	0%	0	0%
V10	1	20,50	2φ10	1,57	20,59	2φ10	1,57	0%	0	0%
V11	1	25,71	3φ10	2,36	25,73	3φ10	2,36	0%	0	0%
V15	1	2,20	2φ10	1,57	2,20	2φ10	1,57	0%	0	0%
V16	1	14,31	2φ10	1,57	14,56	2φ10	1,57	2%	0	0%

Fonte: Autor (2023).

APÊNDICE E – ESFORÇOS NOS PILARES

As Tabelas 22, 23, 24, 25, 26, 27 e 28 a seguir, contém o dimensionamento da análise sem e com redistribuição para os lances de pilares do teto do reservatório, cobertura, 5º tipo, 4º tipo, 3º tipo, 2º tipo e térreo (1º tipo), respectivamente.

Tabela 22 – Dimensionamento dos pilares do pavimento reservatório.

Pilar	Seção (cm)	Tipo de Pilar	Sem Redistribuição		Com Redistribuição		Variação Armadura	
			Nº Barras	As Efetiva (cm ²)	Nº Barras	As Efetiva (cm ²)	Nº Barras	As Efetiva
P12	19x30	Canto	6φ10	4,71	4φ10	3,14	-2φ10	-33,3%
P13	19x25	Canto	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P19	19x35	Canto	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P20	19x30	Canto	6φ10	4,71	4φ10	3,14	-2φ10	-33,3%

Fonte: Autor (2023).

Tabela 23 – Dimensionamento dos pilares do pavimento cobertura.

Pilar	Seção (cm)	Tipo	Sem Redistribuição		Com Redistribuição		Variação Armadura	
			Nº Barras	As Efetiva (cm ²)	Nº Barras	As Efetiva (cm ²)	Nº Barras	As Efetiva
P1	19x25	Canto	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P2	19x30	Borda	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P3	19x25	Borda	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P4	19x30	Borda	6φ10	4,71	4φ10	3,14	-2φ10	-33,3%
P5	19x25	Canto	6φ10	4,71	4φ10	3,14	-2φ10	-33,3%
P6	19x25	Borda	6φ10	4,71	6φ10	4,71	0	0,0%
P7	19x30	Interno	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P8	19x30	Interno	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P9	19x35	Interno	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P10	19x30	Borda	6φ10	4,71	4φ10	3,14	-2φ10	-33,3%
P11	19x30	Borda	6φ10	4,71	6φ10	4,71	0	0,0%
P12	19x30	Interno	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P13	19x25	Interno	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P14	19x35	Interno	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P15	19x30	Borda	6φ10	4,71	4φ10	3,14	-2φ10	-33,3%
P16	19x25	Interno	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P17	19x25	Interno	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P18	19x25	Canto	6φ10	4,71	4φ10	3,14	-2φ10	-33,3%
P19	19x35	Borda	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P20	19x30	Borda	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P21	19x30	Borda	6φ10	4,71	4φ10	3,14	-2φ10	-33,3%
P22	19x25	Canto	6φ10	4,71	4φ10	3,14	-2φ10	-33,3%

Fonte: Autor (2023).

Tabela 24 – Dimensionamento dos pilares do 5º pavimento tipo.

Pilar	Seção (cm)	Tipo de Pilar	Sem Redistribuição		Com Redistribuição		Variação Armadura	
			Nº Barras	As Efetiva (cm ²)	Nº Barras	As Efetiva (cm ²)	Nº Barras	As Efetiva (cm ²)
P1	19x25	Canto	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P2	19x30	Borda	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P3	19x25	Borda	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P4	19x30	Borda	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P5	19x25	Canto	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P6	19x25	Borda	6φ10	4,71	4φ10	3,14	-2φ10	-33,3%
P7	19x30	Interno	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P8	19x30	Interno	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P9	19x35	Interno	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P10	19x30	Borda	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P11	19x30	Borda	6φ10	4,71	4φ10	3,14	-2φ10	-33,3%
P12	19x30	Interno	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P13	19x25	Interno	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P14	19x35	Interno	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P15	19x30	Borda	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P16	19x25	Interno	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P17	19x25	Interno	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P18	19x25	Canto	6φ10	4,71	4φ10	3,14	-2φ10	-33,3%
P19	19x35	Borda	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P20	19x30	Borda	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P21	19x30	Borda	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P22	19x25	Canto	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%

Fonte: Autor (2023).

Tabela 25 – Dimensionamento dos pilares do 4º pavimento tipo.

(continua)

Pilar	Seção (cm)	Tipo de Pilar	Sem Redistribuição		Com Redistribuição		Variação Armadura	
			Nº Barras	As Efetiva (cm ²)	Nº Barras	As Efetiva (cm ²)	Nº Barras	As Efetiva (cm ²)
P1	19x25	Canto	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P2	19x30	Borda	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P3	19x25	Borda	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P4	19x30	Borda	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P5	19x25	Canto	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P6	19x25	Borda	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P7	19x30	Interno	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P8	19x30	Interno	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P9	19x35	Interno	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P10	19x30	Borda	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P11	19x30	Borda	6φ10	4,71	4φ10	3,14	-2φ10	-33,3%
P12	19x30	Interno	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%

Tabela 25 – Dimensionamento dos pilares do 4º pavimento tipo.

(conclusão)

Pilar	Seção (cm)	Tipo de Pilar	Sem Redistribuição		Com Redistribuição		Variação Armadura	
			Nº Barras	As Efetiva (cm ²)	Nº Barras	As Efetiva (cm ²)	Nº Barras	As Efetiva (cm ²)
P13	19x25	Interno	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P14	19x35	Interno	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P15	19x30	Borda	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P16	19x25	Interno	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P17	19x25	Interno	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P18	19x25	Canto	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P19	19x35	Borda	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P20	19x30	Borda	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P21	19x30	Borda	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P22	19x25	Canto	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%

Fonte: Autor (2023).

Tabela 26 – Dimensionamento dos pilares do 3º pavimento tipo.

Pilar	Seção (cm)	Tipo de Pilar	Sem Redistribuição		Com Redistribuição		Variação Armadura	
			Nº Barras	As Efetiva (cm ²)	Nº Barras	As Efetiva (cm ²)	Nº Barras	As Efetiva (cm ²)
P1	19x25	Canto	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P2	19x30	Borda	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P3	19x25	Borda	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P4	19x30	Borda	6φ10	4,71	6φ10	4,71	0	0,0%
P5	19x25	Canto	6φ10	4,71	4φ10	3,14	-2φ10	-33,3%
P6	19x25	Borda	8φ10	6,28	6φ10	4,71	-2φ10	-25,0%
P7	19x30	Interno	6φ10	4,71	6φ10	4,71	0	0,0%
P8	19x30	Interno	6φ10	4,71	6φ10	4,71	0	0,0%
P9	19x35	Interno	10φ10	7,85	8φ10	6,28	-2φ10	-20,0%
P10	19x30	Borda	6φ10	4,71	6φ10	4,71	0	0,0%
P11	19x30	Borda	8φ10	6,28	6φ10	4,71	-2φ10	-25,0%
P12	19x30	Interno	6φ10	4,71	6φ10	4,71	0	0,0%
P13	19x25	Interno	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P14	19x35	Interno	8φ10	6,28	6φ10	4,71	-2φ10	-25,0%
P15	19x30	Borda	6φ10	4,71	6φ10	4,71	0	0,0%
P16	19x25	Interno	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P17	19x25	Interno	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P18	19x25	Canto	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P19	19x35	Borda	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P20	19x30	Borda	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P21	19x30	Borda	6φ10	4,71	6φ10	4,71	0	0,0%
P22	19x25	Canto	6φ10	4,71	4φ10	3,14	-2φ10	-33,3%

Fonte: Autor (2023).

Tabela 27 – Dimensionamento dos pilares do 2º pavimento tipo.

Pilar	Seção (cm)	Tipo de Pilar	Sem Redistribuição		Com Redistribuição		Variação Armadura	
			Nº Barras	As Efetiva (cm ²)	Nº Barras	As Efetiva (cm ²)	Nº Barras	As Efetiva (cm ²)
P1	19x25	Canto	6φ10	4,71	4φ10	3,14	-2φ10	-33,3%
P2	19x30	Borda	6φ10	4,71	6φ10	4,71	0	0,0%
P3	19x25	Borda	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P4	19x30	Borda	8φ10	6,28	8φ10	6,28	0	0,0%
P5	19x25	Canto	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P6	19x25	Borda	8φ10	6,28	6φ10	4,71	-2φ10	-25,0%
P7	19x30	Interno	12φ10	9,42	10φ10	7,85	-2φ10	-16,7%
P8	19x30	Interno	10φ10	7,85	8φ10	6,28	-2φ10	-20,0%
P9	19x35	Interno	16φ10	12,57	14φ10	11,00	-2φ10	-12,5%
P10	19x30	Borda	8φ10	6,28	8φ10	6,28	0	0,0%
P11	19x30	Borda	8φ10	6,28	6φ10	4,71	-2φ10	-25,0%
P12	19x30	Interno	10φ10	7,85	10φ10	7,85	0	0,0%
P13	19x25	Interno	6φ10	4,71	6φ10	4,71	0	0,0%
P14	19x35	Interno	12φ10	9,42	10φ10	7,85	-2φ10	-16,7%
P15	19x30	Borda	8φ10	6,28	8φ10	6,28	0	0,0%
P16	19x25	Interno	6φ10	4,71	6φ10	4,71	0	0,0%
P17	19x25	Interno	6φ10	4,71	6φ10	4,71	0	0,0%
P18	19x25	Canto	6φ10	4,71	6φ10	4,71	0	0,0%
P19	19x35	Borda	6φ10	4,71	6φ10	4,71	0	0,0%
P20	19x30	Borda	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P21	19x30	Borda	8φ10	6,28	8φ10	6,28	0	0,0%
P22	19x25	Canto	6φ10	4,71	4φ10	3,14	-2φ10	-33,3%

Fonte: Autor (2023).

Tabela 28 – Dimensionamento dos pilares do pavimento térreo.

(continua)

Pilar	Seção (cm)	Tipo de Pilar	Sem Redistribuição		Com Redistribuição		Variação Armadura	
			Nº Barras	As Efetiva (cm ²)	Nº Barras	As Efetiva (cm ²)	Nº Barras	As Efetiva (cm ²)
P1	19x25	Canto	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P2	19x30	Borda	6φ10	4,71	6φ10	4,71	0	0,0%
P3	19x25	Borda	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P4	19x30	Borda	6φ10	4,71	6φ10	4,71	0	0,0%
P5	19x25	Canto	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P6	19x25	Borda	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P7	19x30	Interno	8φ10	6,28	6φ10	4,71	-2φ10	-25,0%
P8	19x30	Interno	6φ10	4,71	6φ10	4,71	0	0,0%
P9	19x35	Interno	18φ10	14,14	16φ10	12,57	-2φ10	-11,1%
P10	19x30	Borda	6φ10	4,71	4φ10	3,14	-2φ10	-33,3%
P11	19x30	Borda	6φ10	4,71	4φ10	3,14	-2φ10	-33,3%
P12	19x30	Interno	8φ10	6,28	8φ10	6,28	0	0,0%

Tabela 28 – Dimensionamento dos pilares do pavimento térreo.

(conclusão)

Pilar	Seção (cm)	Tipo de Pilar	Sem Redistribuição		Com Redistribuição		Variação Armadura	
			Nº Barras	As Efetiva (cm ²)	Nº Barras	As Efetiva (cm ²)	Nº Barras	As Efetiva (cm ²)
P13	19x25	Interno	6φ10	4,71	6φ10	4,71	0	0,0%
P14	19x35	Interno	8φ10	6,28	6φ10	4,71	-2φ10	-25,0%
P15	19x30	Borda	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P16	19x25	Interno	6φ10	4,71	4φ10	3,14	-2φ10	-33,3%
P17	19x25	Interno	6φ10	4,71	4φ10	3,14	-2φ10	-33,3%
P18	19x25	Canto	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P19	19x35	Borda	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P20	19x30	Borda	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%
P21	19x30	Borda	6φ10	4,71	6φ10	4,71	0	0,0%
P22	19x25	Canto	4φ10	3,14	4φ10	3,14	0	0,0%

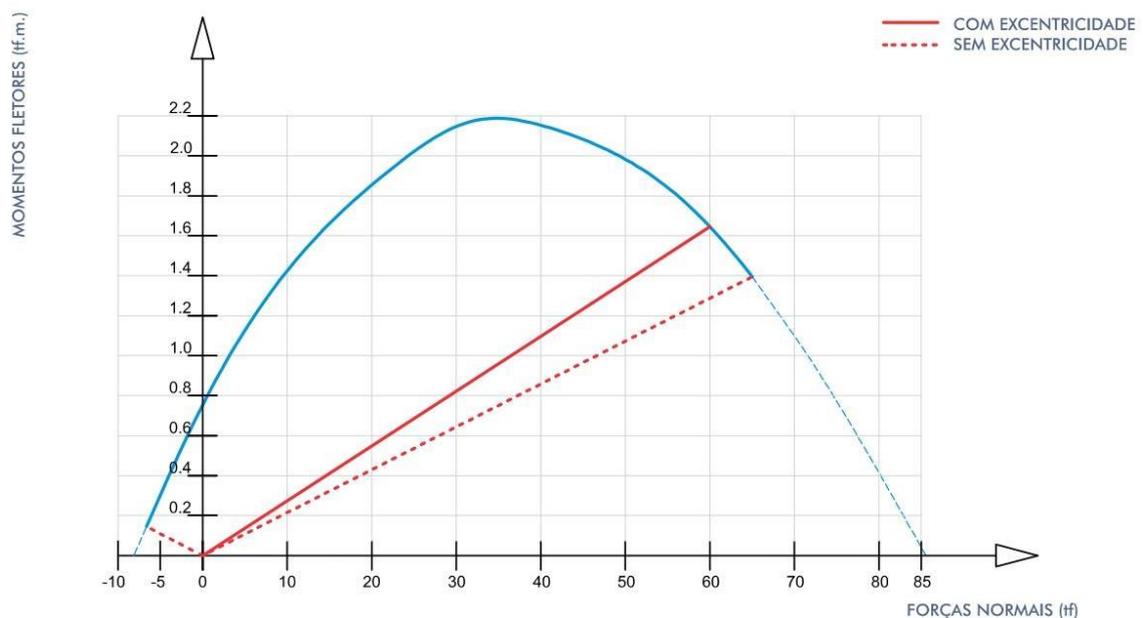
Fonte: Autor (2023).

ANEXO B – CATÁLOGO DAS ESTACAS PRÉ MOLDADAS

CARACTERÍSTICAS	UND.	ø18	ø23	ø26	ø33	ø38	ø42	ø50	ø60	NOTAS
Área de seção cheia	cm ²	254	415	531	855	1134	1385	1963	2827	<p>1- As cargas admissíveis apresentadas na tabela acima referem-se às estacas como elementos estruturais.</p> <p>A capacidade de carga das estacas cravadas é função de suas interações com o solo, dependendo do perfil geotécnico onde as estacas estiverem embutidas;</p> <p>2- Norma Brasileira de referência; ABNT NBR 16258:2014-ESTACAS PRÉ-FABRICADAS DE CONCRETO;</p> <p>3- Concreto $f_{ck} \geq 40,0 \text{ MPa}$;</p> <p>4- AÇO CA60 (estribos), AÇO CA 50 (armadura longitudinal);</p> <p>5- Esc = Módulo de Deformação Secante $\geq 26 \text{ GPa}$.</p> <p>6- Fator água cimento: $a/c \leq 0,45$;</p> <p>7- Coeficiente de Majoração dos Esforços: $\gamma_f = 1,4$;</p> <p>8- Coeficientes de Ponderação dos Materiais: Concreto $\gamma_c = 1,30$ Aço, $\gamma_s = 1,10$;</p> <p>9- Teor de Argamassa (TA): 40 a 50%;</p> <p>10- Absorção de água por imersão $\leq 6\%$.</p>
Área de seção de concreto	cm ²	254	415	531	601	754	895	1257	1693	
Perímetro	cm	56	72	82	104	119	132	157	188	
Massa nominal	Kg/m	64	104	133	150	188	224	314	423	
Raio de giração (i)	cm	4,5	5,8	6,5	7,9	9,0	9,8	11,7	13,7	
Momento de inércia (I)	cm ⁴	5153	13737	22432	53061	90855	133570	267035	533819	
Momento resistente (w)	cm ³	572	1194	1725	3216	4782	6360	10681	17794	
Armação longitudinal		5ø6.3	5ø8.0	5ø8.0	7ø8.0	8ø8.0	10ø8.0	13ø8.0	18ø8.0	
Compressão admissível SEM excentricidade	tf	40	65	85	115	140	165	220	325	
Compressão admissível COM excentricidade	tf	37	60	80	100	120	150	210	300	
Tração admissível	tf	3,8	6,6	6,6	9,6	11,2	14,1	18,5	26	
Equações das retas COM excentricidade		$M = 0,0204N$	$M = 0,0219N$	$M = 0,0228N$	$M = 0,0249N$	$M = 0,0264N$	$M = 0,0276N$	$M = 0,03N$	$M = 0,033N$	

Estaca Armada Ø23 (5Ø8 - CA50)

DIAGRAMA DE INTERAÇÃO (Ns x Ms)



De acordo com ABNT NBR 16.258:2014 - Estacas Pré-Fabricadas de Concreto