

UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL - UCS
ÁREA DE CONHECIMENTO DAS CIÊNCIAS EXATAS E ENGENHARIAS
ENGENHARIA CIVIL

GEISSIELI LOTTERMANN

**ANÁLISE COMPARATIVA DE DIMENSIONAMENTO ENTRE UMA ESTRUTURA
DE CONCRETO PRÉ-FABRICADO E UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL (*IN
LOCO*) DE UMA EDIFICAÇÃO COMERCIAL**

BENTO GONÇALVES

2023

GEISSIELI LOTTERMANN

**ANÁLISE COMPARATIVA DE DIMENSIONAMENTO ENTRE UMA ESTRUTURA
DE CONCRETO PRÉ-FABRICADO E UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL (*IN
LOCO*) DE UMA EDIFICAÇÃO COMERCIAL**

Trabalho de Conclusão de Curso Engenharia
Civil apresentado como requisito parcial para
obtenção do título de Bacharel em Engenharia
Civil na Universidade de Caxias do Sul.

Orientador: Prof. Me. Luciano Zatti

BENTO GONÇALVES

2023

GEISSIELI LOTTERMANN

**ANÁLISE COMPARATIVA DE DIMENSIONAMENTO ENTRE UMA ESTRUTURA
DE CONCRETO PRÉ-FABRICADO E UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL (*IN
LOCO*) DE UMA EDIFICAÇÃO COMERCIAL**

Trabalho de Conclusão de Curso do curso de Engenharia Civil da Universidade de Caxias do Sul apresentado como requisito para a obtenção do título de Engenheira Civil.

Banca Examinadora

Professor Me. Luciano Zatti
Universidade de Caxias do Sul - UCS

Professor Dr. Gustavo Ribeiro da Silva
Universidade de Caxias do Sul - UCS

Prof. Esp. Mauricio Monteiro Almeron
Universidade de Caxias do Sul - UCS

AGRADECIMENTOS

Ao concluir este trabalho, gostaria de expressar a minha mais sincera gratidão a todas as pessoas que de alguma forma contribuíram para tornar possível a realização de mais este desafio ao longo da graduação. Agradeço a Deus por me guiar sempre nesta trajetória. Agradeço minha família pelo apoio incondicional, encorajamento e compreensão ao longo desta jornada acadêmica, com certeza foram fundamentais para chegar até aqui. Agradeço aos meus amigos que presenciaram estes anos de graduação e que estiveram me incentivando e torcendo por mim. Agradeço ao meu orientador Me. Luciano Zatti pela sua orientação, paciência, empenho, suporte e conhecimento repassado ao decorrer da faculdade e para elaboração deste trabalho. Ainda, um agradecimento a todos os professores pelos ensinamentos compartilhados. Agradeço ao meu chefe Eng. Civil Leandro Kaefer pela compreensão, suporte e conhecimento partilhado. Por fim, quero expressar minha gratidão a mim mesma, por toda dedicação, esforço e perseverança que dediquei a este trabalho e ao longo da graduação.

*“Um sonho custa caro, mas
desistir custa um sonho.”*

Fátima Andrade

RESUMO

A construção civil vem empregando técnicas associadas à utilização de elementos pré-fabricados com objeção de acompanhar os avanços da indústria como em outros ramos. Este trabalho apresentou uma análise comparativa de dimensionamento entre uma estrutura de concreto pré-fabricado e uma estrutura moldada *in loco* de uma edificação comercial, com este desenvolvimento o objetivo foi realizar uma análise comparativa de dimensionamento de ambas as estruturas, considerando fatores técnicos e construtivos. Inicialmente, foi realizada uma revisão bibliográfica abrangendo sobre os métodos construtivos em questão, explorando princípios de funcionamento e normas técnicas aplicáveis, são verificadas as características e os princípios de cada método, enfatizando os processos de dimensionamento. A análise comparativa foi realizada a partir do método de coleta de dados de informações relevantes sobre as características da edificação comercial, como dimensões, número de pavimentos, localização e ações, levando em consideração as normativas técnicas vigentes. Ainda foi realizado o dimensionamento a partir do *software* Ebercik para a estrutura pré-fabricada e moldada *in loco*. Ao realizado a análise de resultados, se verificou a partir dos dois modelos estruturais com elementos de mesma seção, que o pré-fabricado apresentou um consumo de material, aço e concreto, maior que o moldado *in loco*.

Palavras-chave: estrutura de concreto pré-fabricado, estrutura moldada *in loco*, dimensionamento, edificação comercial, análise comparativa.

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
fck	Resistência Característica do Concreto à compressão
kg	quilo
p.	página
CA	Concreto Armado
NBR	Norma Técnica Brasileira
L	Comprimento
cm	centímetros
ML	Moldado no local
mm	milímetro
MPa	Mega Pascal
tf	tonelada força
kgf	quilograma força
CPV-ARI	Cimento Portland de alta resistência inicial
CP 190RB	Cordoalha para concreto Protendido categoria 190 Relação Baixa
kN	kiloNewton
PF	Pré-fabricado
S1	Fator topográfico
S2	Rugosidade do terreno
S3	Fator estatístico

LISTA DE SÍMBOLOS

m^2	metro quadrado
m^3	metro cúbico
ϕ	diâmetro
β_a	coeficiente de amplificação dinâmica
γ_n	coeficiente adicional
N_k	somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura com seu valor característico
$\frac{1}{3}$	um terço
%	por cento
m/s	metros por segundo
V_0	Velocidade básica do vento
$\frac{a}{d}$	distância da força até a face do pilar/altura útil do consolo

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Fluxograma de cargas.....	20
Figura 2 - Características das barras e fios.....	23
Figura 3 - Propriedades mecânicas exigíveis para armadura em concreto armado.	24
Figura 4 - Classe de agressividade ambiental.....	25
Figura 5 - Exigências de qualidade do concreto em função da agressividade do ambiente.....	26
Figura 6 - Cobrimento estrutura convencional.....	27
Figura 7 - Peso específico dos materiais de construção.....	28
Figura 8 - Revestimento de pisos e impermeabilizações.....	29
Figura 9 - Peso específico alvenarias.....	30
Figura 10 - Valores característicos nominais das cargas variáveis.....	31
Figura 11 - Mapa isopletas de velocidade básica do vento.....	33
Figura 12 - Valores mínimos do fator estatístico.....	33
Figura 13 - Desaprumo.....	34
Figura 14 - Denominações dos elementos pré-moldados de uso mais comum.....	36
Figura 15 - Detalhe de armadura do Gerber.....	41
Figura 16 - Montagem Neoprene.....	42
Figura 17 - Arranjo da armadura do consolo de concreto.....	45
Figura 18 - Formas de alças de içamento.....	47
Figura 19 - Comprimentos mínimos de embutimento do pilar.....	49
Figura 20 - Ligação rotulada.....	50
Figura 21 - Ligação semi-rígida.....	51
Figura 22 - Projeto arquitetônico pavimento térreo.....	63
Figura 23 - Projeto arquitetônico pavimento mezanino.....	64
Figura 24 - Lançamento dos pavimentos.....	67
Figura 25 - Localização elementos pavimento térreo.....	69
Figura 26 - Localização elementos pavimento mezanino.....	70
Figura 27 - Localização elementos pavimento cobertura.....	71
Figura 28 - Forma PF pavimento térreo.....	75
Figura 29 - Forma PF pavimento mezanino.....	76
Figura 30 - Forma PF pavimento cobertura.....	77

Figura 31 - Forma ML pavimento térreo.....	78
Figura 32 - Forma ML pavimento mezanino.....	79
Figura 33 - Forma ML pavimento cobertura.....	80
Figura 34 - Deslocamento horizontal.....	81
Figura 35 - Momento fletor positivo vigas pavimento térreo (kN.m).....	83
Figura 36 - Momento fletor positivo vigas pavimento mezanino (kN.m).....	85
Figura 37 - Momento fletor positivo vigas pavimento cobertura (kN.m).....	86
Figura 38 - Esforço cortante vigas pavimento térreo (kN).....	88
Figura 39 - Esforço cortante vigas pavimento mezanino (kN).....	89
Figura 40 - Esforço cortante vigas pavimento cobertura (kN).....	90
Figura 41 - Momento fletor máximo na direção x (kN.m).....	91
Figura 42 - Momento fletor máximo na direção y (kN.m).....	92
Figura 43 - Diagrama momentos fletores PF.....	92
Figura 44 - Diagrama momentos fletores ML.....	93
Figura 45 - Volume de concreto.....	94
Figura 46 - Consumo de aço.....	95
Figura 47 - Taxa de aço.....	96

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Elementos estruturais.....	18
---------------------------------------	----

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classes de resistência do concreto.....	21
Tabela 2 - Coeficiente de redução da resistência devido ao dobramento da barra...47	
Tabela 3 - Valores pré-dimensionamento pilares.....	72
Tabela 4 - Valores pré-dimensionamento vigas	72
Tabela 5 - Deslocamento horizontal (cm).....	81
Tabela 6 - Momento fletor positivo vigas pavimento térreo.....	82
Tabela 7 - Momento fletor positivo vigas pavimento mezanino.....	84
Tabela 8 - Momento fletor positivo vigas pavimento cobertura.....	85
Tabela 9 - Esforço cortante vigas pavimento térreo (kN).....	87
Tabela 10 - Esforço cortante vigas pavimento mezanino (kN).....	88
Tabela 11 - Esforço cortante pavimento cobertura (kN).....	89

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	15
1.1 QUESTÃO DE PESQUISA.....	16
1.2 OBJETIVOS.....	16
1.2.1 Objetivo principal.....	16
1.2.2 Objetivos específicos.....	16
1.3 PRESSUPOSTO.....	16
1.4 PREMISSAS/DELIMITAÇÕES.....	16
1.5 DELINEAMENTO.....	17
2 REFERENCIAL TEÓRICO.....	18
2.1 CONCEÇÃO ESTRUTURAL.....	18
2.2 MATERIAIS.....	20
2.2.1 Concreto armado.....	20
2.2.2 Aço.....	22
2.2.3 Durabilidade concreto armado.....	24
2.3 AÇÕES.....	27
2.3.1 Cargas permanentes.....	28
2.3.2 Cargas acidentais.....	31
2.3.3 Ações do vento.....	32
2.3.4 Imperfeições geométricas.....	34
2.4 MÉTODOS CONSTRUTIVOS.....	35
2.4.1 Estrutura pré-fabricada de concreto armado.....	35
2.4.1.1 Dimensionamento.....	36
2.4.1.1.1 <i>Análise estrutural</i>	38
2.4.1.1.2 <i>Vigas</i>	39
2.4.1.1.3 <i>Dente Gerber</i>	40
2.4.1.1.4 <i>Neoprenes</i>	41
2.4.1.1.5 <i>Pilares</i>	42
2.4.1.1.6 <i>Consolos</i>	43
2.4.1.1.7 <i>Alça de içamento</i>	45
2.4.1.1.8 <i>Fundações</i>	47
2.4.1.1.9 <i>Ligações</i>	49
2.4.1.2 Vantagens.....	52
2.4.1.3 Desvantagens.....	53
2.4.2 Estrutura moldada in loco.....	55
2.4.2.1 Dimensionamento.....	55
2.4.2.1.1 <i>Análise estrutural</i>	56
2.4.2.1.2 <i>Vigas</i>	56
2.4.2.1.3 <i>Pilares</i>	57
2.4.2.1.4 <i>Fundações</i>	58
2.4.2.2 Vantagens.....	59
2.4.2.3 Desvantagens.....	60

3 MÉTODOS E MATERIAIS.....	62
3.1 APRESENTAÇÃO PROJETO ARQUITETÔNICO.....	62
3.1.1 Localização.....	65
3.2 SOFTWARES.....	65
3.2.1 Eberick.....	65
3.2.2 Autocad.....	66
3.3 DADOS DO PROJETO.....	66
3.4 METODOLOGIA DE LANÇAMENTO NO SOFTWARE.....	67
3.5 PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	68
4 RESULTADOS.....	74
4.1 FORMAS MÉTODOS CONSTRUTIVOS.....	74
4.2 DESLOCAMENTO HORIZONTAL.....	81
4.3 MOMENTOS POSITIVOS NAS VIGAS.....	82
4.4 ESFORÇOS CORTANTES NAS VIGAS.....	87
4.5 MOMENTOS NOS PILARES.....	91
4.6 VOLUME DE CONCRETO.....	93
4.7 CONSUMO DE AÇO.....	94
4.8 TAXA DE AÇO.....	96
5 CONCLUSÃO.....	97
5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	98
REFERÊNCIAS.....	99

1 INTRODUÇÃO

A construção civil como outros ramos da indústria está em constante evolução, e juntamente com os avanços tecnológicos vêm buscando métodos construtivos mais eficientes, a fim de aumentar a produtividade, diminuir o desperdício de materiais e obter melhor controle de qualidade. Desta forma, o emprego de estruturas pré-fabricadas, principalmente para edificações comerciais e industriais têm aumentado significativamente (DEBS, 2017).

A estrutura pré-fabricada vem ganhando espaço na construção civil, este método construtivo é caracterizado pela fabricação dos elementos pré-moldados - vigas, lajes, pilares, fundações e placas - fora do local de utilização, neste caso, em empresas especializadas no ramo. O método apresenta amplo campo de aplicação, mas principalmente é utilizado em edificações industriais e comerciais. O emprego da estrutura pré-fabricada aumenta o grau de desenvolvimento tecnológico e social do país, devido acarretar maior oferta de equipamentos, valorização de mão-de-obra e exigências mais severas em relação à qualidade dos produtos (DEBS, 2017).

A estrutura moldada *in loco* ainda é predominante no Brasil na construção civil. Este método consiste na execução em seu local definitivo e apresenta vantagens quanto a flexibilidade e personalização arquitetônica, o que impacta muito na definição da utilização deste método para edificações residenciais. Ainda, frente a integração com sistemas complementares também apresenta benefícios, uma vez que estas instalações são realizadas simultaneamente à construção e podem proporcionar otimização de tempo e evitar interferências futuras (SOUZA et al).

Diante destes sistemas estruturais, se faz interessante a análise comparativa de dimensionamento entre ambos os métodos construtivos para edificação comercial, que apresenta algumas particularidades, como amplos espaços e cargas aplicadas. Esta análise com embasamento teórico e consulta a normas técnicas visa verificar e analisar as diferenças em termos de desempenho estrutural a fim de fornecer informações determinantes para escolha do sistema mais adequado para a edificação em questão.

1.1 QUESTÃO DE PESQUISA

Através do dimensionamento estrutural da edificação comercial em estrutura pré-fabricada *versus* estrutura convencional, qual apresenta menor consumo de materiais?

1.2 OBJETIVOS

Os objetivos estão classificados em geral e específicos, buscando nortear a pesquisa de trabalho como pode-se observar a seguir.

1.2.1 Objetivo principal

Avaliar os resultados de dimensionamento e consumo de material entre uma estrutura de concreto pré-fabricada e uma estrutura de concreto convencional moldada no local, a partir do dimensionamento da estrutura, através da utilização de *software* de análise de dimensionamento dos elementos e ligações.

1.2.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos são:

- a) adaptar dimensões de ambas estruturas, observando consumo de concreto e aço;
- b) comparar diferentes resultados para cada modelo de estrutura e pontuar diferenças entre os métodos.

1.3 PRESSUPOSTO

Para realização do estudo do presente projeto e dimensionamento das estruturas serão seguidas as normas técnicas brasileiras, conforme a ABNT.

1.4 PREMISSAS/DELIMITAÇÕES

O referido trabalho abordará parâmetros como:

- a) um projeto arquitetônico para ambos modelos estruturais;
- b) estudo somente para a edificação analisada.

1.5 DELINEAMENTO

O delineamento da pesquisa tem por objetivo estipular e organizar as atividades realizadas no decorrer deste estudo seguindo as seguintes etapas:

- a) definição do tema de pesquisa;
- b) desenvolvimento do plano de trabalho, introdução, informações e considerações do tema;
- c) revisão bibliográfica;
- d) método de pesquisa levando em consideração critérios de análise e utilização do *software Eberick* para dimensionamento;
- e) análise comparativa de resultados referente a momentos, esforços e consumo de materiais;
- f) conclusões finais apontando possíveis otimizações para próximos estudos.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Este referencial teórico prevê apresentar os temas coletados e analisados para o desenvolvimento deste trabalho, percorrendo sobre conceitos importantes para o assunto, como: estrutura pré-fabricada, estrutura moldada *in loco* e dimensionamento.

2.1 CONCEÇÃO ESTRUTURAL

A concepção estrutural é considerada a etapa mais importante do projeto estrutural e é de extrema importância para a segurança da edificação, pois consiste em determinar um sistema estrutural que seja eficiente fornecendo resistência e durabilidade para a mesma de acordo com os requisitos previstos em normas técnicas. Esta etapa, implica na definição dos elementos a serem utilizados e suas posições, sendo capazes de absorver os esforços resultantes das ações atuantes e conseguir transmitir estes ao solo através de fundação. Entretanto, simultaneamente consiste em atender o projeto arquitetônico, ainda assim, garantindo os aspectos de segurança quanto aos Estados Limites (ALVA, 2016).

Após definir o sistema estrutural, o engenheiro realiza os cálculos estruturais, que incluem dimensionamento de elementos como vigas, pilares, lajes, fundações, entre outros. Esses cálculos são baseados em princípios da mecânica estrutural, levando em consideração os esforços solicitantes (forças, momentos e deslocamentos) e as propriedades dos materiais utilizados na construção. De acordo com Alva (2016) na concepção estrutural, deve-se levar em conta o comportamento primário e de fundação dos elementos estruturais, sendo resumidos conforme Quadro 1 e com as especificidades de acordo com as alíneas citadas logo abaixo.

Quadro 1 - Elementos estruturais

Elementos Estruturais Básicos	Elementos Estruturais de Fundação	Elementos Estruturais Complementares
Vigas	Sapatas	Reservatórios
Lajes	Blocos/Estacas	Muros de Arrimo
Pilares	Tubulões	Escadas

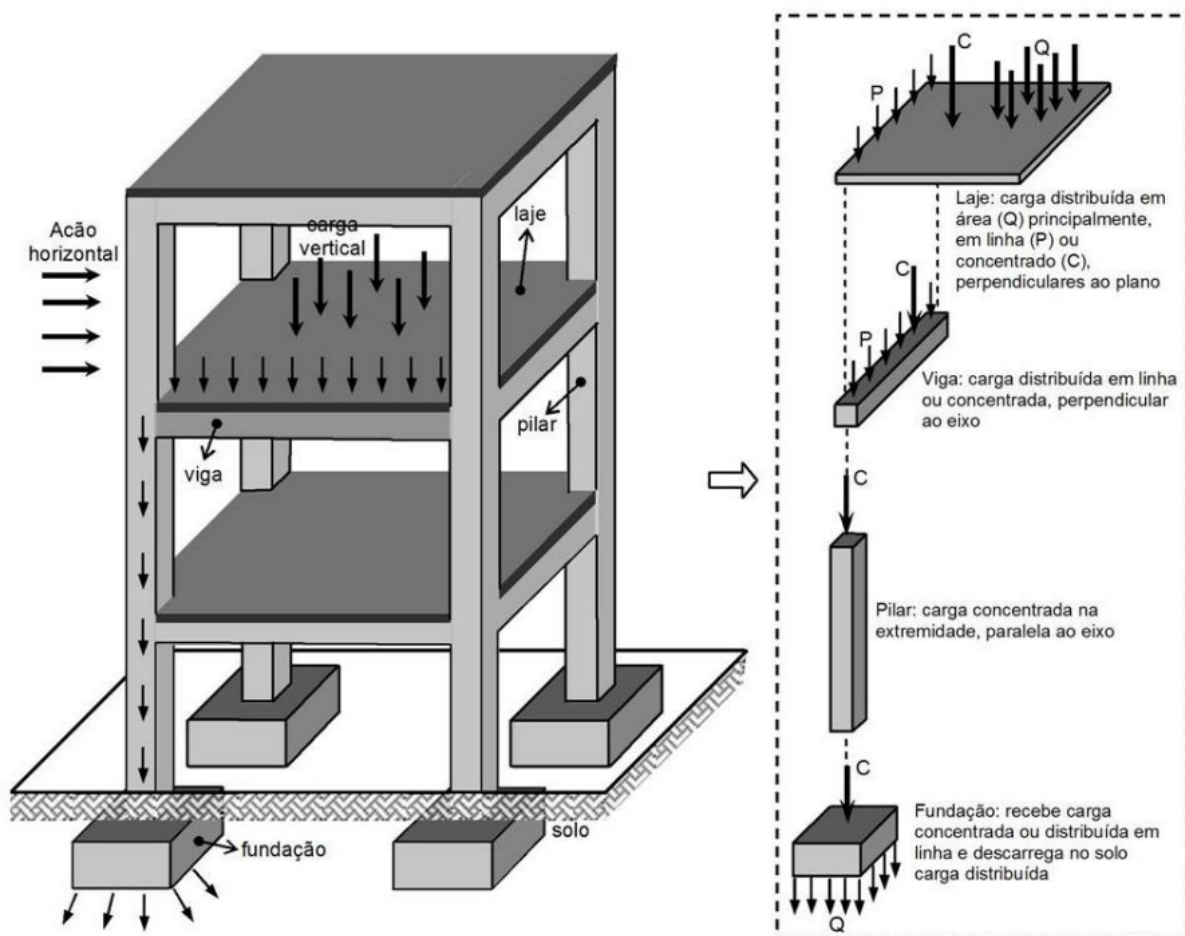
Fonte: Adaptado de Alva (2016)

- a) laje: consiste em um elemento de interface entre pavimentos de uma edificação apoiado sobre vigas que constitui os pisos dos pavimentos, este, recebe as cargas que são transferidas para as vigas;
- b) viga: elemento sujeito à flexão, esta é apoiada sobre os pilares e transfere para estes o peso das paredes e as reações oriundas das lajes;
- c) pilares: elemento sujeito à flexo-compressão que serve de apoio para as vigas e transfere as cargas para as fundações. Ainda, possuem função de resistir aos carregamentos horizontais resultantes da ação do vento, através da formação de pórticos em conjunto com as vigas.
- d) fundação: elemento que recebe as ações atuantes da edificação , sendo elas, profundas ou superficiais. As fundações profundas, estacas e tubulões, são utilizadas quando por questões econômicas não é viável a aplicação de fundações diretas. As fundações superficiais, sapatas e radiers, são utilizadas quando o terreno possui solo superficial com resistência elevada e baixa compressibilidade.

A concepção estrutural também abrange a definição das conexões entre os elementos estruturais, como ligação entre vigas e pilares, lajes e vigas, entre outros. Essas conexões devem ser projetadas de forma a garantir a estabilidade global da estrutura, transferência adequada de esforços e resistência suficiente para evitar falhas (COPPETI, 2021).

No entanto, cada elemento estrutural deve apresentar função compatível com os esforços solicitados e fornecer segurança em relação aos estados limites últimos e de serviço. Então, para elaborar o arranjo estrutural é importante levar em consideração o comportamento de cada elemento supracitado conforme pode-se observar na Figura 1.

Figura 1 - Fluxograma de cargas



Fonte: Freitas (2016)

2.2 MATERIAIS

O aço e o concreto armado são dois materiais bastante utilizados na construção civil, uma vez que desempenham um papel fundamental na criação de estruturas resistentes e duráveis. Quando combinados estes dois materiais, concreto e aço, os mesmos proporcionam uma solução construtiva eficiente, sendo capaz de suportar cargas elevadas e resistir a diversos tipos de solicitações (ARAÚJO, 2003).

2.2.1 Concreto armado

O concreto armado é denominado como um sistema estrutural que possui em sua composição cimento, água e agregados miúdos e graúdos com barras de aço, estas características combinadas visam oferecer resistência aos esforços de tração e compressão, uma vez que o aço implica a resistência à tração e o concreto

oferece boa resistência à compressão (ARAÚJO, 2003). Assim, as barras de aço tem como função absorver os esforços oriundos de tração na estrutura, servindo também para aumentar a capacidade de carga das peças comprimidas. Por ser maleável e resistente, o concreto armado se transformou no principal sistema estrutural do século XX (MARTINO, 2022).

Para apresentar uma boa resistência, além da combinação supracitada, é necessário que haja solidariedade entre o conjunto, que haja aderência entre o aço e o concreto, sendo preciso considerar algumas propriedades, como, a trabalhabilidade atendendo às dimensões da peça a ser concretada; a distribuição de armadura e o processo de lançamento e adensamento que serão utilizados; a durabilidade quanto ao grau de agressividade do ambiente; a resistência mecânica sendo o f_{ck} compatível com a resistência adotada ao projeto (COELHO, 2008).

A aderência entre os conjuntos faz com que as deformações das barras de aço sejam praticamente as mesmas que as deformações do concreto que envolve-as. Devido o concreto apresentar baixa resistência à tração, ele fatura na zona tracionado do elemento estrutural, ou seja, a partir de então, os esforços passam a ser absorvidos pela armadura que impede que ocorra ruptura brusca da estrutura. O concreto além de absorver os esforços de compressão, tem como função proteger as armaduras contra a corrosão, uma vez que estas devem atingir um comprimento mínimo dependendo da agressividade do meio (ARAÚJO, 2003).

Os concretos são classificados em grupos de resistência, sendo eles I e II, de acordo com a resistência característica à compressão. Eles possuem em sua nomenclatura a letra C em conjunto com o valor da resistência característica à compressão aos 28 dias como pode-se observar na Tabela 1. Para o concreto armado, deve-se considerar a classe maior ou igual a C20. Os concretos normais, são denominados aqueles que após estarem secos compreendem uma massa específica entre 2000kg/m^3 e 2800kg/m^3 , em que normalmente para efeito de cálculo para o concreto armado adota-se 2500kg/m^3 (ARAÚJO, 2003).

Tabela 1 - Classes de resistência do concreto

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
-----------------------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

Fonte: Adaptado ABNT (2018)

O concreto armado comparado a outros materiais estruturais apresenta inúmeras vantagens, como: facilidade de execução em variados tipos de formas, economia, resistência ao fogo, aos agentes atmosféricos e ao desgaste mecânico. Quanto às suas desvantagens, pode ser levado em consideração o elevado peso das construções, maior dificuldade para a realização de reformas ou demolições e menor proteção térmica (ARAÚJO, 2003).

2.2.2 Aço

As armaduras para o concreto armado podem ser classificadas em barras e fios como podemos observar na Figura 2, sendo que, as barras são denominadas aquelas que apresentam diâmetro nominal igual ou superior a 6,3mm e são obtidas através de laminação quente sem processo posterior de deformação mecânica; e os fios são denominados aqueles que possuem diâmetro nominal igual ou inferior a 10,0mm e são obtidos por fio-máquina por trefilação ou laminação a frio. As barras são consideradas as categorias CA-25 e CA-50, já os fios a categoria CA-60 (ABNT NBR 7480:2007). Contudo, na nomenclatura usual de projeto, ambas as classificações são consideradas simplesmente por barras de armadura (ARAÚJO, 2003).

Figura 2 - Características das barras e fios

Diâmetro nominal ^(A) (mm)		Massa e tolerância por unidade de comprimento (kg/m)					Valores nominais	
Fios	Barras	Massa mínima -10%	Massa mínima -6%	Massa nominal ^(B)	Massa máxima +6%	Massa máxima +10%	Área da seção (mm ²)	Perímetro (mm)
2,4	-	-	0,034	0,036	0,038	-	4,5	7,5
3,4	-	-	0,067	0,071	0,075	-	9,1	10,7
3,8	-	-	0,084	0,089	0,094	-	11,3	11,9
4,2	-	-	0,102	0,109	0,115	-	13,9	13,2
4,6	-	-	0,123	0,130	0,137	-	16,6	14,5
5,0	5,0	0,139	0,145	0,154	0,163	0,169	19,6	17,5
5,5	-	-	0,175	0,187	0,198	-	23,8	17,3
6,0	-	-	0,209	0,222	0,235	-	28,3	18,8
-	6,3	0,220	0,230	0,245	0,259	0,269	31,2	19,8
6,4	-	-	0,238	0,253	0,268	-	32,2	20,1
7,0	-	-	0,284	0,302	0,320	-	38,5	22,0
8,0	8,0	0,355	0,371	0,395	0,418	0,434	50,3	25,1
9,5	-	-	0,523	0,558	0,589	-	70,9	29,8
10,0	10,0	-	0,580	0,617	0,654	-	78,5	31,4
-	12,5	-	0,906	0,963	1,021	-	122,7	39,3
-	16,0	-	1,484	1,578	1,673	-	201,1	50,3
-	20,0	-	2,318	2,466	2,614	-	314,2	62,8
-	22,0	-	2,805	2,984	3,163	-	380,1	69,1
-	25,0	-	3,622	3,853	4,084	-	490,9	78,5
-	32,0	-	5,935	6,313	6,692	-	804,2	100,5
-	40,0	-	9,273	9,865	10,456	-	1256,6	125,7

Fonte: ABNT NBR 7480:2007

Para o aço, a nomenclatura é definida por CA que indica que a mesma é para concreto armado, juntamente com com a tensão de escoamento característica, sendo assim então, classificadas em barras de categorias CA-25, CA-50 e CA-60. As barras de categoria CA-25 são lisas e apresentam baixa aderência, a categoria CA-50 deve ser nervurada e a categoria CA-60 pode ser lisa ou possuir entalhes para oferecer melhor aderência ao concreto. As barras são submetidas a ensaio de dobramento a 180° sem que haja ruptura ou fissuração na zona tracionada. A deformação de ruptura é medida em comprimento de 10φ (ARAÚJO, 2003). Estas características mencionadas podem ser observadas na Figura 3.

Figura 3 - Propriedades mecânicas exigíveis para armadura em concreto armado

Categoria	Ensaio de tração (valores mínimos)			Ensaio de dobramento a 180°		Aderência
	Resistência característica de escoamento ^(A) f_y (MPa) ^(F)	Limite de resistência ^(B) f_{st} (MPa) ^(F)	Alongamento em 10ϕ ^(C) (%)	Diâmetro de pino ^(D) (mm)		Coeficiente de conformação superficial mínimo para $\phi \geq 10$ mm η
				$\phi < 20$	$\phi \geq 20$	
CA-25	250	$1,20 f_y$	18	2ϕ	4ϕ	1,0
CA-50	500	$1,10 f_y$	8	4ϕ	6ϕ	1,5
CA-60	600	$1,05 f_y$ ^(E)	5	5ϕ	-	1,5

Fonte: ABNT NBR 7480:2007

2.2.3 Durabilidade concreto armado

A durabilidade das estruturas de concreto armado é considerado um aspecto crucial a ser levado em conta durante o projeto e a construção, prevendo uma vida útil adequada e total segurança da edificação. Esta está relacionada à capacidade de resistir a condições ambientais agressivas, ações químicas e ataques biológicos ao longo do tempo. As exigências referente à durabilidade se tornam cada vez mais rígidas de acordo com as normas técnicas que prevêm garantir a conservação das características das estruturas ao decorrer de sua vida útil (ARAÚJO, 2003). A vida útil entende-se pelo período de tempo em que a edificação se mantém com características adequadas sem intervenções significativas, desde que estejam sendo atendidos requisitos de utilização e manutenção prescritos pelo projetista e construtor. Dessa maneira, as estruturas de concreto devem ser projetadas e executadas de maneira que atendam às condições ambientais previstas na época em que foram desenvolvidas, visando conservar a segurança, estabilidade e aptidão em serviço (ABNT NBR 6118:2014).

Referente a durabilidade, devem ser considerados mecanismos de deterioração relativos ao concreto, como lixiviação, expansão por sulfato e reação álcali-agregado; deterioração relacionados às ações mecânicas, ações físicas e químicas que estão relacionadas com a agressividade do ambiente; e por fim

deterioração referente à armadura, o que impacta no mecanismo de corrosão relativo às armaduras (ARAÚJO, 2003). Contudo, visto isso, a ABNT NBR 6118:2014 estabelece de acordo com a Figura 4 classes de agressividade de acordo com o local em que estará inserida a edificação.

Figura 4 - Classe de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	
^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura). ^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove. ^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.			

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

A durabilidade das estruturas está diretamente relacionada com as características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento. Sendo que a qualidade do concreto está ligada a relação água cimento, devido ser quem determina a porosidade da massa endurecida. Desta forma, em função entre relação água-cimento e resistência a compressão, pode-se definir a partir da Figura 5, a resistência do concreto à compressão a partir da classe de agressividade ambiental (ARAÚJO, 2003).

Figura 5 - Exigências de qualidade do concreto em função da agressividade do ambiente

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40
^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655. ^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado. ^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.					

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Juntamente às considerações de exigências de qualidade do concreto, deve-se levar em consideração a especificidade de cobrimento mínimo para armaduras, e para garantir este, tanto o projeto quanto a execução devem considerar o cobrimento nominal estabelecidos de acordo com a Figura 6.

Figura 6 - Cobrimento estrutura convencional

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

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

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

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

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

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Arelado aos quesitos de qualidade supracitados, ainda, deve-se considerar o detalhamento das armaduras, em que as barras devem ser dispostas dentro do elemento estrutural de maneira que permita e facilite a boa qualidade das operações de lançamento e adensamento do concreto. Ainda, deve-se prever estratégia para realização de inspeção e manutenção preventiva da construção (ABNT NBR 6118:2014).

2.3 AÇÕES

As ações são forças, cargas, momentos ou deformações que atuam em uma estrutura e que devem ser previstas no projeto a fim de garantir segurança e estabilidade. Estas ações, podem ser classificadas de diferentes tipos, sendo estas, cargas permanentes, cargas variáveis, carga vertical e ações do vento. Para se considerar estas ações nos projetos estruturais deve-se seguir as diretrizes e normas específicas levando em consideração as características da edificação e sua localização.

2.3.1 Cargas permanentes

As cargas permanentes são denominadas aquelas que constituem o peso próprio da estrutura e peso dos elementos construtivos que forem fixos e instalações que forem permanentes na edificação (ABNT NBR 6120:2019). Neste caso leva-se em conta algumas considerações como:

- a) peso próprio: calculado de acordo com o elemento analisado, levando em consideração o peso específico do concreto armado de 2500kgf/m³;
- b) revestimento: para obtenção do peso referente ao revestimento, leva-se em conta a Figura 7 e a Figura 8;
- c) alvenaria: considera-se o peso específico da alvenaria de acordo com a Figura 9 pela altura.

Figura 7 - Peso específico dos materiais de construção

Material		Peso específico aparente γ_{ap} kN/m ³
2 Blocos artificiais e pisos	Blocos de concreto vazados (função estrutural, classes A e B, ABNT NBR 6136)	14
	Blocos cerâmicos vazados com paredes vazadas (função estrutural, ABNT NBR 15270-1)	12
	Blocos cerâmicos vazados com paredes maciças (função estrutural, ABNT NBR 15270-1)	14
	Blocos cerâmicos maciços	18
	Blocos de concreto celular autoclavado (Classe C25 – ABNT NBR 13438)	5,5
	Blocos de vidro	9
	Blocos sílico-calcáreos	20
	Lajotas cerâmicas	18
	Porcelanato	23
	Terracota	21

Fonte: ABNT NBR 6120:2019

Figura 8 - Revestimento de pisos e impermeabilizações

Material	Espessura cm	Peso kN/m²
Impermeabilização com manta asfáltica simples (apenas manta com 15 % de sobreposição e pintura asfáltica, sem camada de regularização nem proteção mecânica)	0,3	0,08
	0,4	0,10
	0,5	0,11
Piso elevado interno com placas de aço, sem revestimento (até 30 cm de altura)	–	0,5
Piso elevado interno com placas de polipropileno, sem revestimento (até 30 cm de altura)	–	0,15
Revestimentos de pisos de edifícios residenciais e comerciais ($\gamma_{ap-m} = 20 \text{ kN/m}^3$)	5	1,0
	7	1,4
Revestimentos de pisos de edifícios industriais ($\gamma_{ap-m} = 34 \text{ kN/m}^3$)	5	1,7
	7	2,4
Impermeabilizações em coberturas com manta asfáltica e proteção mecânica, sem revestimento ($\gamma_{ap-m} = 18 \text{ kN/m}^3$)	10	1,8
	15	2,7
NOTA Calcular caso a caso, considerando a espessura dos componentes do revestimento de pisos e seus respectivos pesos específicos. Na falta de informações mais precisas, podem ser considerados os pesos específicos médios indicados.		

Fonte: ABNT NBR 6120:2019

Figura 9 - Peso específico alvenarias

Alvenaria	Espessura nominal do elemento cm	Peso - Espessura de revestimento por face kN/m ²		
		0 cm	1 cm	2 cm
ALVENARIA ESTRUTURAL				
Bloco de concreto vazado (Classes A e B – ABNT NBR 6136)	14	2,0	2,3	2,7
	19	2,7	3,0	3,4
Bloco cerâmico vazado com paredes maciças (Furo vertical - ABNT NBR 15270-1)	14	2,0	2,3	2,7
Bloco cerâmico vazado com paredes vazadas (Furo vertical - ABNT NBR 15270-1)	9	1,1	1,5	1,9
	11,5	1,4	1,8	2,2
	14	1,7	2,1	2,5
Tijolo cerâmico maciço (ABNT NBR 15270-1)	19	2,3	2,7	3,1
	9	1,6	2,0	2,4
	11,5	2,1	2,5	2,9
Bloco sílico-calcário vazado (Classe E - ABNT NBR 14974-1)	14	2,5	2,9	3,3
	19	3,4	3,8	4,2
	9	1,1	1,5	1,9
Bloco sílico-calcário perfurado (Classes E, F e G - ABNT NBR 14974-1)	14	1,5	1,9	2,3
	19	1,9	2,3	2,7
	11,5	1,9	2,3	2,7
Bloco sílico-calcário perfurado (Classes E, F e G - ABNT NBR 14974-1)	14	2,1	2,5	2,9
	17,5	2,8	3,2	3,6
	ALVENARIA DE VEDAÇÃO			
Bloco de concreto vazado (Classe C – ABNT NBR 6136)	6,5	1,0	1,4	1,8
	9	1,1	1,5	1,9
	11,5	1,3	1,7	2,1
	14	1,4	1,8	2,2
	19	1,8	2,2	2,6
Bloco cerâmico vazado (Furo horizontal - ABNT NBR 15270-1)	9	0,7	1,1	1,6
	11,5	0,9	1,3	1,7
	14	1,1	1,5	1,9
Bloco de concreto celular autoclavado (Classe C25 – ABNT NBR 13438)	19	1,4	1,8	2,3
	7,5	0,5	0,9	1,3
	10	0,6	1,0	1,4
	12,5	0,8	1,2	1,6
	15	0,9	1,3	1,7
Bloco de vidro (decorativo, sem resistência ao fogo)	17,5	1,1	1,5	1,9
	20	1,2	1,6	2,0
<p>NOTA Na composição de pesos de alvenarias desta Tabela foi considerado o seguinte:</p> <ul style="list-style-type: none"> — argamassa de assentamento vertical e horizontal de cal, cimento e areia com 1 cm de espessura e peso específico de 19 kN/m³; — revestimento com peso específico médio de 19 kN/m³; — proporção de um meio bloco para cada três blocos inteiros; — sem preenchimento de vazios (com graute etc.). 				

Fonte: ABNT NBR 6120:2019

2.3.2 Cargas acidentais

As cargas acidentais ou variáveis são as cargas que podem variar ao longo do tempo, ou seja, áreas que estão sujeitas a diversas categorias de uso devem ser calculadas levando em consideração a categoria a produzir os efeitos mais desfavoráveis, a fim de suportar as cargas indicadas na Figura 10. Estas cargas, devem ser consideradas como quase-estáticas. É necessário considerar fatores dinâmicos ou realizar uma análise dinâmica específica ao lidar com cargas que possam causar ressonância ou outra resposta dinâmica significativa na estrutura, como danças, saltos, movimentos de máquinas, etc.

Figura 10 - Valores característicos nominais das cargas variáveis

Local		Carga uniformemente distribuída kN/m ²	Carga concentrada kN
Edifícios comerciais, corporativos e de escritórios	Salas de uso geral e sanitários	2,5	–
	Regiões de arquivos deslizantes	5	–
	<i>Call center</i>	3	–
	Corredores dentro de unidades autônomas	2,5	–
	Corredores de uso comum	3	–
	Áreas técnicas (ver item nesta Tabela)		
	Jardins (ver item nesta Tabela)		
Edificações industriais ^{a,s} As cargas devem ser validadas caso a caso, porém com os valores mínimos indicados nesta Tabela.	Áreas de produção, processos, manufatura etc.	(ver 6.8)	(ver 6.8)
	Refeitórios	3	–
	Sanitários, vestiários	2	–
	Cozinhas	3	–
	Salas administrativas	2,5	–
	Corredores	3	–
	Áreas técnicas (ver item nesta Tabela)		–
Escadas e passarelas ^t	Hospitais	3	–
	Residenciais, hotéis (dentro de unidades autônomas)	2,5	–
	Residenciais, hotéis (uso comum)	3	–
	Edifícios comerciais, clubes, escritórios, bibliotecas	3	–
	Centros de exposição	5	–
	Centros de convenções e locais de reunião de pessoas, teatros, igrejas	5	–
	Escolas	3	–
	Cinemas, centros comerciais, <i>shopping centers</i>	4	–
	Servindo arquibancadas	5	–
	Com acesso público	3	–
	Sem acesso público	2,5	–

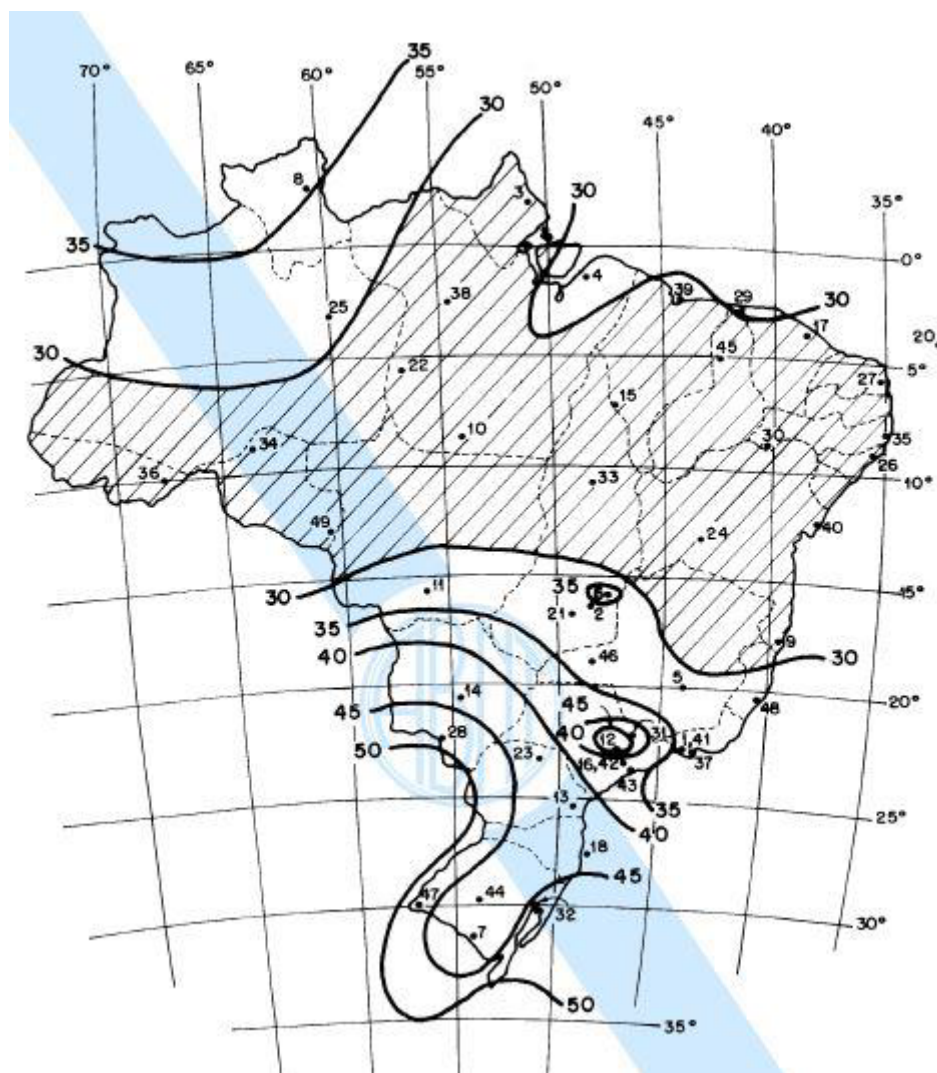
Fonte: ABNT NBR 6120:2019

2.3.3 Ações do vento

A ação do vento se refere às condições quanto às forças devidas à ação estática e dinâmica do vento e estas ações são determinadas a partir do local de implantação da edificação. Desta forma, para obtenção da força devida ao vento, pressão dinâmica do vento e velocidade característica do vento leva-se em conta as considerações que constam na ABNT NBR 6123:2019:

- a) velocidade básica: definido a partir da Figura 11;
- b) fator topográfico (S1): para terrenos planos ou fracamente acidentado igual a 1,0; para taludes e morros alongados leva-se em conta as considerações do item 5.2 da ABNT NBR 6120:2019; para vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção igual 0,9;
- c) rugosidade do terreno (S2): categoria I referente a superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente; categoria II referente a terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, como árvores e edificações baixas; categoria III referente a terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas; categoria IV referente a terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada, tendo como cota média do topo dos obstáculos inferior ou igual a 10m; categoria V referente a terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados, tendo cota média do topo dos obstáculos igual ou maior a 25m;
- d) dimensões da edificação: classe A em que todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda a 20m; classe B em que toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m; classe C em que toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.
- e) fator estatístico: definido a partir da Figura 12;

Figura 11 - Mapa isopletas de velocidade básica do vento



Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Figura 12 - Valores mínimos do fator estatístico

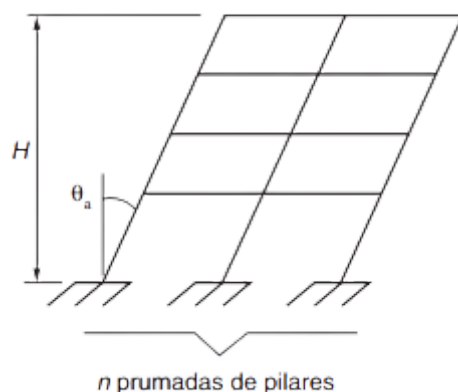
Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações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

Fonte: Adaptado ABNT NBR 6123:1988

2.3.4 Imperfeições geométricas

Ao verificar o estado-limite último das estruturas reticuladas, deve-se levar em consideração as imperfeições geométricas do eixo dos elementos estruturais da estrutura descarregada. Na análise global das estruturas se considera um desaprumo dos elementos verticais conforme Figura 13 (ABNT NBR 6118:2014).

Figura 13 - Desaprumo



Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Considerando de acordo com a ABNT 6118:2014, para o cálculo do desaprumo as Equações 1 e 2.

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

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

Onde:

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

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

H = é a altura total da edificação, expressa em metros (m);

N = é o número de prumadas de pilares no pórtico plano.

O desaprumo é uma ação importante para o dimensionamento da estrutura e deve ser considerado, somente não será considerado quando a ação do vento for

maior em 30% que a ação do desaprumo, que nestes casos então, considera-se somente a ação do vento (ABNT NBR 6118:2014).

2.4 MÉTODOS CONSTRUTIVOS

A engenharia civil abrange uma gama significativa de métodos construtivos, com intuito de se adequar a cada situação, oferecendo maiores possibilidades de construção garantindo qualidade. A escolha do método inicia-se pelo processo de projeto junto com a verificação para definir o aspecto formal e arquitetônico. No entanto, o método construtivo refere-se ao tipo de estrutura, como exemplo deste trabalho, estrutura pré-moldada e moldada *in loco* (LIMA, 2013).

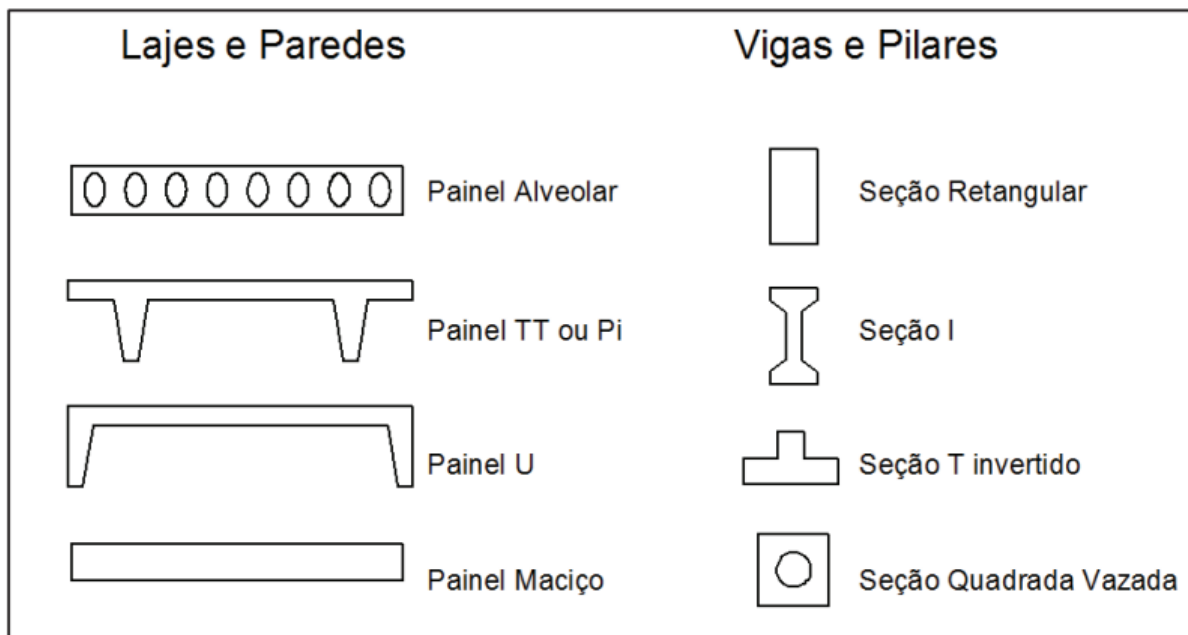
2.4.1 Estrutura pré-fabricada de concreto armado

As estruturas pré-fabricadas de acordo com a ABNT NBR 9062:2014 são elementos pré-moldados produzidos de forma industrial, desta forma, sendo executadas em instalações permanentes, como uma empresa destinada para fabricação das peças. Já os elementos pré-moldados, são considerados aqueles que são moldados fora do local em que serão utilizados definitivamente (ABNT NBR 9062:2017).

No início do século XXI a construção Civil era considerada atrasada quando comparada com outros ramos industriais, isso, devido apresentar, de forma geral, produtividade baixa, desperdício excessivo de materiais e baixo controle quanto a qualidade. Com isso, como maneira de diminuir estes atrasos, passou-se considerar as técnicas ligadas à utilização de elementos pré-moldados (DEBS, 2017).

Com aplicação de estruturas pré-moldadas, aumenta-se o grau de desenvolvimento quanto à tecnologia do país, uma vez que este gera maior disponibilidade de equipamentos, valorização de mão-de-obra e se exige eficiência quanto à qualidade das peças. Contudo, visto que a pré-moldagem consiste na aplicação de elementos pré-moldados, prevê-se uma determinada padronização das denominações dos elementos conforme pode ser observado na Figura 14 (DEBS, 2017).

Figura 14 - Denominações dos elementos pré-moldados de uso mais comum



Fonte: Debs (2000).

O concreto pré-fabricado tem amplo campo de aplicação, abrangendo edificações, construções pesadas e várias outras obras civis. Quanto às edificações, pode ser aplicada em estruturas de prédio industriais, habitacionais e comerciais. Contudo, o emprego da pré-moldagem não se aplica somente à estrutura principal, mas sim, pode ser utilizada também para os fechamentos de paredes. Para as construções pesadas é bastante utilizada em túneis, pontes de grande porte, obras portuárias e usinas de geração de energia elétrica. Nas demais obras civis, emprega-se em pontes de médio e pequeno porte, canais, reservatórios de água, muros de contenção e galerias (DEBS, 2000).

2.4.1.1 Dimensionamento

Para realização de dimensionamento das estruturas pré-moldadas devem ser verificadas algumas considerações, como análise de esforços específicos e orientações de acordo com a ABNT NBR 9062:2017. As resistências do concreto apresentam valores diferentes em função do tempo, por isso é importante observar que a resistência da peça de concreto pré-moldado esteja compatível com a etapa que se encontra, uma vez que os elementos são desmoldados, transportados e montados em obra.

El Debs (2017) revela que os princípios que regem o dimensionamento de elementos pré-moldados são idênticos aos de outros métodos construtivos, podendo ser utilizados os mesmos *softwares* e critérios. No entanto, alguns detalhes devem ser levados em consideração. Os elementos pré-moldados são construídos em um local diferente de onde serão usados, necessitando assim de transporte e montagem no local final. Embora os controles de qualidade e execução sejam geralmente mais precisos do que nas estruturas tradicionais, a resistência deve ser aceita com algum grau de valor prematuro, pois a produção em massa, no local ou na indústria, exige um nível específico de produtividade e realização frequente de equipamentos e moldes. O texto explica e desenvolve detalhadamente essas particularidades, incluindo as normas brasileiras que regulamentam o uso de elementos pré-moldados que são fornecidas em cada cotação, permitindo que o leitor se familiarize com elas.

Ainda, há especificidades importantes a se considerar para o dimensionamento de estruturas pré-moldadas de acordo com a ABNT NBR 9062:2017, como:

- a) conceitos gerais: as estruturas precisam ser analisadas em relação aos graus de liberdade adicionais, completos ou parciais, que são introduzidos pelos elementos e por suas ligações; deve-se tomar cuidados especiais na concepção geral da estrutura e nos detalhes construtivos, de maneira a minimizar um possível colapso progressivo; deve-se levar em conta as retrações e possíveis deformações diferenciais entre concretos de idades diferentes, composições e propriedades mecânicas;
- b) análise de estabilidade: sistemas estruturais que garantam a estabilidade global, eles podem atuar isolados ou em combinação entre si; classificação segundo a deslocabilidade, que pode ser reduzida, moderada ou acentuada. A reduzida é quando os deslocamentos horizontais são pequenos e considera-se os efeitos locais e localizados de 2ª ordem. A moderada é quando os efeitos de 2ª ordem não são desprezíveis, estão entre 10% e 30% dos efeitos de 1ª ordem. E a acentuada é quando os deslocamentos horizontais são significativos e então deve-se considerar os efeitos da não linearidade geométrica e não linearidade física;
- c) critérios de projeto: a capacidade das estruturas deve ser dirigida pelo esgotamento da resistência dos elementos e não através do esgotamento da

resistência de ligações; deve-se analisar a estrutura em relação à estabilidade, considerando em todas as fases o comportamento das ligações no momento da montagem;

- d) esforços solicitantes: deve-se considerar a influências de ações oriundas das cargas permanentes, variáveis, efeitos de temperatura, deslocamentos de apoio, vibrações, entre outros. A determinação dos esforços deve ser realizada levando em consideração as combinações desfavoráveis das ações e respectivos coeficientes de ponderação conforme consta na ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 8681:2004;
- e) dimensionamento e verificação: estado-limite último conforme atendendo a ABNT NBR 6118:2014; estado-limite de serviço de acordo com as especificações da ABNT NBR 6118:2014; estado-limites de deformação excessiva da estrutura a partir da combinação de serviço e levando em consideração o módulo de elasticidade secante do concreto. As considerações referentes aos deslocamentos-limites devem ser observadas de acordo com a ABNT NBR 6118:2014;
- f) elementos em flexão simples - estabilidade lateral de vigas: deve-se considerar as fases de carregamento; na falta de cálculo rigoroso, considera-se o vão L a distância entre as alças; deve-se utilizar os coeficientes β_a definidos pela ABNT NBR 9062:2017 para majorar o carregamento de peso próprio nesta verificação; os elementos devem ter rigidez lateral o suficiente para evitar deformações ou fissuras nas fases de manuseio, transporte e montagem;
- g) armadura: para a disposição das armaduras deve-se considerar as exigências que constam na ABNT NBR 6118:2014; o espaçamento entre as barras deve ser no mínimo igual a 2 cm ou 1,2 vez a dimensão máxima do agregado graúdo.

2.4.1.1.1 Análise estrutural

De acordo com Debs (2000, p. 79) para o projeto e análise de estruturas pré-moldadas deve-se levar em conta algumas considerações, como:

- a) análise do comportamento da estrutura finalizada: posterior a serem efetivadas as ligações definitivas, deve-se verificar dois aspectos, a modelagem do comportamento estrutural e das ligações;
- b) incertezas referente a transmissão de forças nas ligações: estas incertezas estão relacionadas aos desvios que podem ocorrer em função da geometria, da posição em que estão dispostos os elementos e os apoios, da variação de volume que pode ocorrer nas peças. Estes aspectos acabam por impactar no dimensionamento das ligações e dos elementos;
- c) ajustes na introdução de coeficientes de segurança: de modo geral, considera-se as mesmas regras em relação a resistência e utilização das estruturas de concreto moldado no local, porém, devido às particularidades da produção, há coeficientes que podem ser diferentes, para isso, deve-se considerar os coeficientes conforme ABNT NBR-9062:2017;
- d) disposições construtivas específicas: quanto a dimensões e armaduras mínimas, espaçamentos máximos e mínimos da armadura, do cobrimento, entre outros, de maneira geral, se aplica as mesmas regras da estrutura moldada *in loco*, porém, devem ser levadas em conta algumas peculiaridades que constam na ABNT NBR 9062:2017;
- e) possíveis mudanças do esquema estático: isto está relacionado devido a construção ocorrer em diferentes estágios e por ser possível realizar as ligações por etapas;
- f) situações transitórias: este aspecto está ligado ao transporte dos elementos, desta forma, estes devem ser projetados a modo de satisfazer as etapas de desmolde, armazenamento, transporte e montagem, sendo levado em conta as resistências efetivas do concreto.

2.4.1.1.2 Vigas

As vigas são um dos elementos mais verificados e estudados quando falamos de cálculo estrutural. Elas podem ter seção retangular, I, seção T e seção L, porém, as mais usuais são as vigas retangulares e de seção "I" (MELO, 2007). De maneira geral, o dimensionamento das vigas para este método é o mesmo que para o método moldado *in loco*, porém, ao fazer o dimensionamento estrutural considera-se a ligação como bi-apoiada ou semi-rígida (DEBS, 2000). Também deve

ser observado situações transitórias como nas etapas de içamento para a desforma, transporte e montagem, onde podem ocorrer solicitações diferentes daquelas que ocorrem nas situações definitivas (DEBS, 2000). Dentro de uma estrutura pré-moldada, as vigas devem ter a maior repetitividade possível e devem ser projetadas de forma racional e fáceis de serem executadas (MELO, 2007).

2.4.1.1.3 Dente Gerber

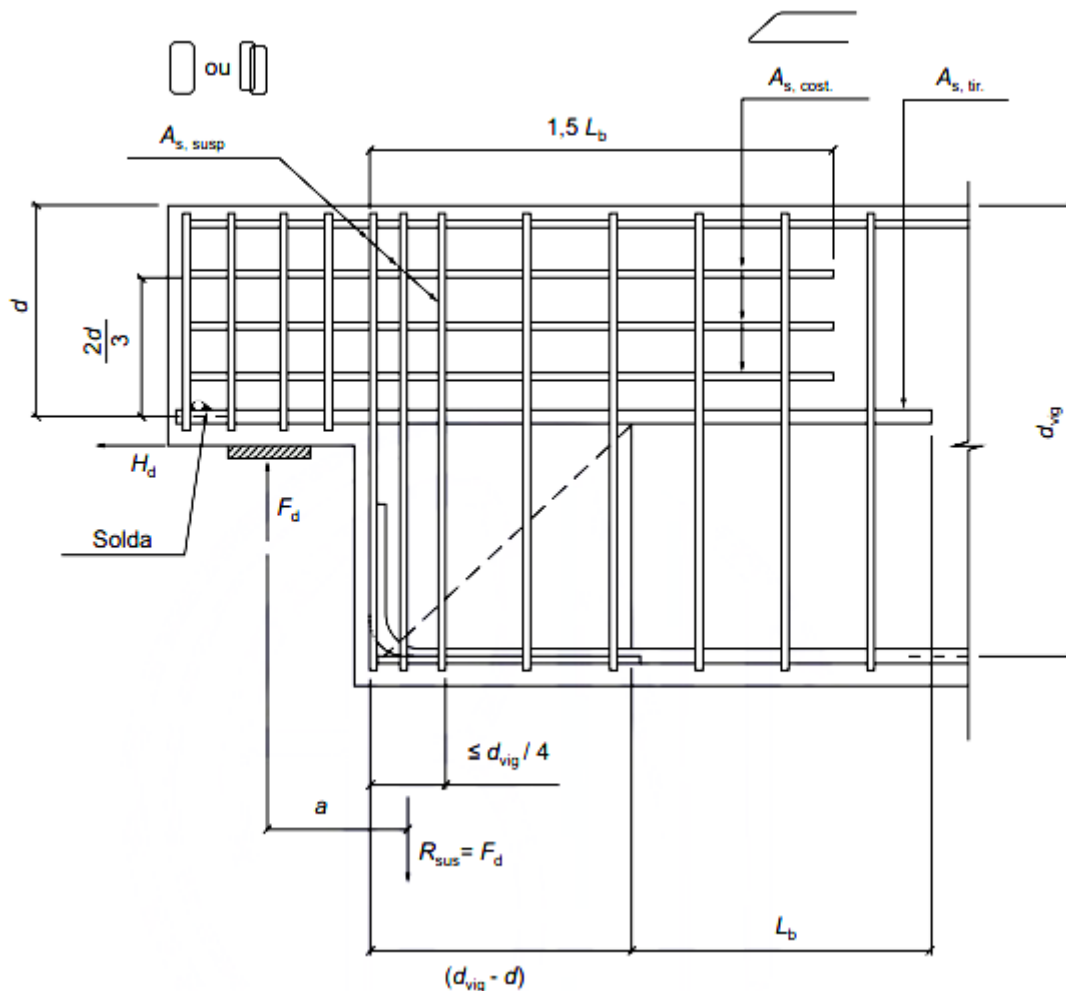
O gerber também conhecido como dente de apoio é bastante empregado nas estruturas de concreto pré-moldado, são elementos que oferecem apoio a extremidades de vigas, placas ou painéis (ABNT NBR 9062:2017). O comportamento do gerber em um primeiro momento pode ser considerado como os dos consolos. Porém, o apoio da biela de compressão, que sai da posição da força é diferente, sendo quando comparado ao consolo, menos rígido. Contudo, de modo geral, para o dimensionamento da parte saliente do gerber se aplica o mesmo critério do que de consolos. Quando há utilização de vigas T, ocorrem elevadas tensões de cisalhamento no gerber, uma vez que há uma redução de altura do elemento na região de apoio, o que resulta em um mecanismo complexo de transferência (DEBS, 2000).

Para o dimensionamento como já supracitado, se permite assemelhar a um consolo, desta forma, pode-se levar em conta os mesmos critérios do item 7.3.2 da norma ABNT NBR 9062:2017 e complementos especificados pela ABNT NBR 6118:2014. Também de acordo com a ABNT NBR 9062:2017 para o dimensionamento considera-se critérios conforme serão previstos a seguir com a objeção de obter o detalhe conforme Figura 15.

- a) quando considerados curtos $0,5 < a/d \leq 1,0$, as dimensões e inclinação da biela de compressão são presumidas variáveis;
- b) o tirante é ancorado no gerber por barra transversal de mesmo diâmetro, soldado na extremidade ou por alças horizontais;
- c) Os estribos, são necessários tanto horizontalmente quanto verticalmente;
- d) deve haver armadura de suspensão capaz de conseguir resistir as cargas totais verticais aplicadas no gerber com tensão, tensão esta que não pode ultrapassar a 435 MPa;
- e) a tensão de compressão na biela deve atender a ABNT NBR 6118:2014;

- f) a força horizontal do tirante do gerber deve ser acrescida do valor da força resultante da restrição ao livre movimento do elemento pelos efeitos de retração e fluência ocorridos posteriormente à montagem.

Figura 15 - Detalhe de armadura do Gerber



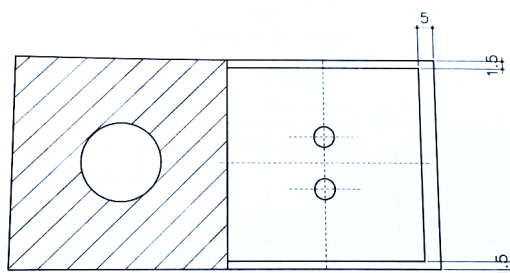
Fonte: ABNT NBR 9062:2017

2.4.1.1.4 Neoprenes

Os neoprenes são acessórios que devem estar dispostos entre o apoio da viga e os consolos, estes então, devem possuir espessura de 1 cm. O diâmetro que consta neste acessório, para pinos de 25 mm deve ser de 40 mm e o centro do furo, deve estar a 35 mm no mínimo de distância da borda do Neoprene. Estes aparelhos geralmente devem ter dureza Shore A 60, com exceção de quando é indicada alguma situação especial. Para a sua utilização, deve-se considerar que o mesmo cubra toda a área da peça de apoio, no entanto, nos consolos leva-se em

consideração a dimensão destes e se reduz 3 cm. Então, quando realizar a montagem do Neoprene, considera-se este encostado na face do pilar, o que de fato resulta na distância de 5 cm da borda frontal do consolo como pode ser observado na Figura 16 (MELO, 2007).

Figura 16 - Montagem Neoprene



Fonte: Melo (2007)

Na montagem do Neoprene somente é permitido a utilização de uma única peça, não podendo considerar sobreposição. Se for necessário somente pode se usar duas almofadas ou mais quando estas forem dispostas uma ao lado da outra, exercendo função provisória de apoio, ou seja, antes da injeção do graute (MELO, 2007).

2.4.1.1.5 Pilares

Os pilares são os elementos de maior complexidade e dificuldade quanto sua execução, e isso se dá tanto para o projeto quanto para a fábrica. De maneira geral, devido aos detalhes considerados no projeto individual dos pilares, os torna as peças de menor padronização do sistema de concreto pré-moldado. Estas diferenças de geometria com a inclusão de consolos acaba por demandar maior tempo para execução dos pilares do que de outras peças (MELO, 2007).

Para o dimensionamento de pilares de acordo com as orientações da ABNT NBR 9062:2017, especificações conforme Melo (2007, p.198) e Debs (2000, p. 251) devem ser consideradas:

- a) dimensões: as dimensões dos pilares costumam seguir as dimensões dos chamados fundos de forma; o manuseio, transporte e montagem influenciam na dimensão, desta forma, o pilar para estruturas pré-moldadas não deverá

ter menos que 20 cm de largura em uma de suas faces; as seções usualmente devem seguir variação múltipla de 10 cm, conseqüentemente podendo ter formatos quadrados e retangulares; o comprimento do pilar pode atingir os 30 m, contanto, devido ao transporte recomenda-se limitar a 20 m; de acordo com orientações de Melo (2007, p. 198) a carga máxima que um pilar pré-fabricado pode assimilar-se é de 24tf; e o peso máximo próprio com distribuição igual de cargas nas alças, é de 20tf devido ao manuseio através de equipamentos na obra;

- b) cobertura: o cobrimento mínimo é de 2 cm; o cobrimento é definido de acordo com o grau de agressividade ambiental conforme ABNT NBR 6118:2014; de acordo com orientações de Melo (2007, p.198) o espaçamento entre as barras deve ser de no mínimo 15mm; usualmente utiliza-se barras de 16, 20 e 25 mm, porém, para casos de pilares com dimensão menor que 40 cm utiliza-se barras de 12,5mm;
- c) mudança de seção: há necessidade de utilizar um maior número de barras finas - bitola de 8mm a cada 10 cm no mínimo - para evitar fissuras;
- d) parâmetros do concreto: preferencialmente o F_{ck} deve ser maior ou igual 40MPa; fator água cimento menor ou igual a 0,45; consumo de cimento 285 kg/m³; módulo de elasticidade secante maior ou igual 1.800.000kgf/cm² (este valor para concreto de 24 horas); resistência média do concreto à compressão individual maior ou igual a 21 MPa para 24 horas (saque e manuseio até o estoque); resistência média do concreto à compressão igual ou maior a 27 MPa quanto a data mínima de transporte e montagem (mínimo três dias após a concretagem). Para estas considerações anteriores referente a resistência é levado em conta o cimento CPV-ARI.

2.4.1.1.6 Consolos

Os consolos são peças estruturais que são projetadas nos pilares para servir de ligação entre os pilares e as vigas. Estes estão dispostos em balanço, porém, costumam ser curtos, sendo necessário verificar à parte do dispensado das vigas, pois de maneira geral, não vale a teoria técnica de flexão (DEBS, 2000). Os consolos podem ser simples ou duplos, ainda sendo subdivididos em trapezoidal

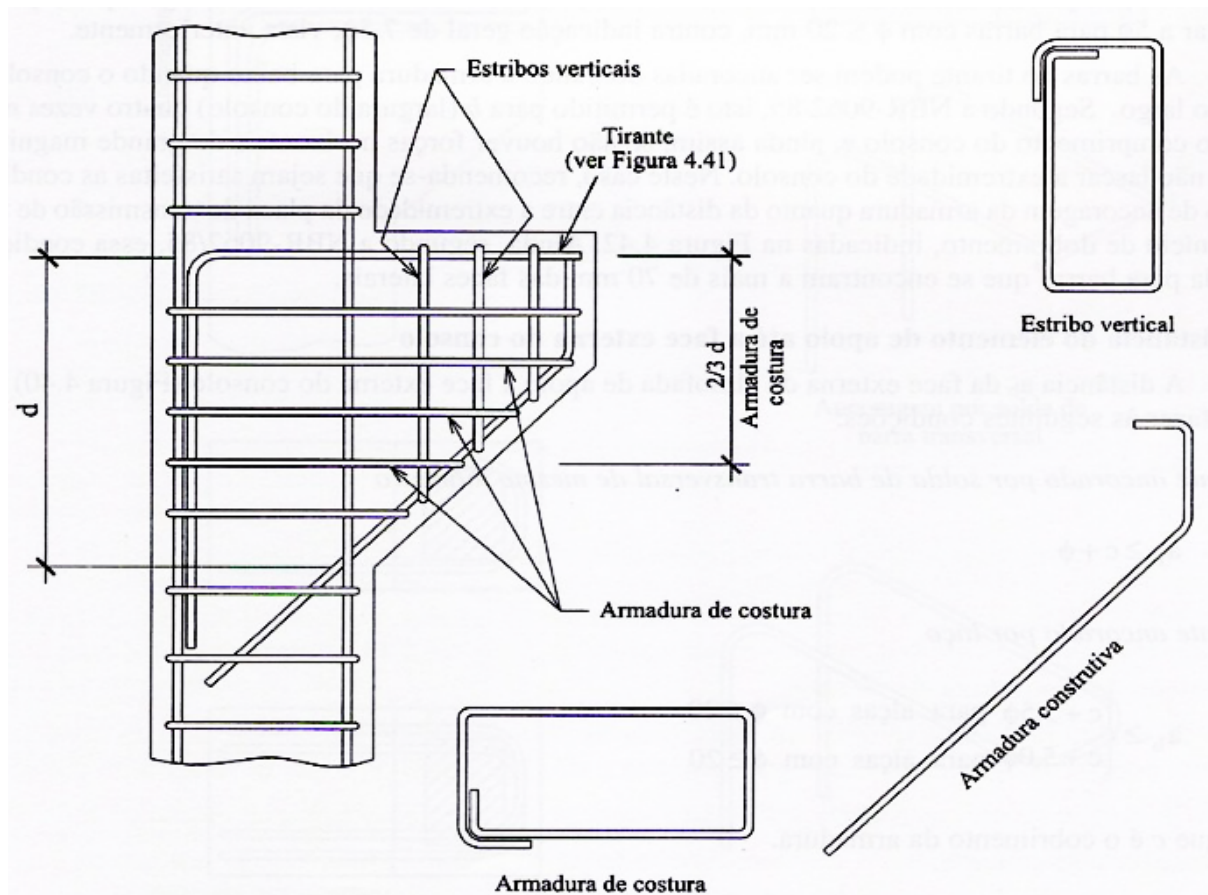
para viga I, retangular, para apoio de laje alveolar e complementar (console retangular empregado para aumentar a seção de apoio da viga) (MELO, 2007).

Para o dimensionamento dos consoles de acordo com Debs (2000, p. 138) e conforme orientações da ABNT NBR 9062:2017 deve-se considerar:

- a) comportamento do consolo: verificação das tensões principais em regime elástico;
- b) verificação de ruptura: podem ocorrer por: deformação excessiva da armadura do tirante, que conseqüentemente leva ao esmagamento do concreto na parte inferior do consolo; fissuração diagonal que inicia do ponto onde está aplicada a força seguindo até o canto do consolo, que conseqüentemente indica o esmagamento do concreto; escorregamento do consolo acompanhado por fissuração juntamente à face do pilar, o que caracteriza uma ruptura por corte direto; detalhamento incorreto que é quando ocorre junto a borda em função de deficiência da ancoragem da armadura tirante; análise incorreta que é devido ocorrência não prevista de força horizontal;
- c) cálculo dos consolos pelo modelo biela-tirante, sendo que a hipótese para o cálculo deve respeitar: para $1,0 < a/d \leq 2,0$: o dimensionamento é considerado como viga em balanço; para $0,5 < a/d \leq 1,0$ (consolos curtos): dimensionado a partir de método matemático de uma treliça de barras, uma tirante - tracionada - e outra biela - comprimida - e as demais como barras da armadura de costura; para $a/d \leq 0,5$ (consolos muito curtos): dimensionamento é realizado supondo a ruptura ao longo do plano de ligação do consolo com seu suporte;
- d) critérios de segurança: quanto a estes critérios de segurança, valores característicos, valores de cálculo, coeficientes de minoração e majoração considerados em ligações através de consoles, deve-se considerar de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 o coeficiente de majoração multiplicado por fator γ_n , este que considera-se 1,1 quando a carga permanente for preponderante e 1,2 caso contrário;
- e) calcula-se a força de cálculo, a verificação de esmagamento do concreto, e área da armadura do tirante obtendo-se o arranjo de armadura de acordo com a Figura 17;

- f) no detalhamento do console, considerar a altura mínima, ancoragem da armadura do tirante, distância do elemento de apoio até a face externa do consolo, diâmetro e espaçamento máximo da armadura do tirante, posição da armadura do tirante, armadura de costura, estribos verticais, armadura mínima do tirante de acordo com a ABNT NBR 9062:2017.

Figura 17 - Arranjo da armadura do consolo de concreto



Fonte: Debs (2000)

2.4.1.1.7 Alça de içamento

As alças de içamento são ligações consideradas temporariamente entre o gancho de levantamento e a peça, estas ligações devem ser estudadas e detalhadas pelo projeto, pois garante a segurança da obra (MELO, 2007). Na sua parte externa de maneira predominante funciona à tração e na parte que está dentro do concreto funciona ao cisalhamento por aderência (ABNT NBR 9062:2017).

As alças de içamento devem ser solicitadas por barras de aço ou cordoalha ou cabos de modo que formem com o elemento um ângulo de 45° . Quando não for

possível, deve-se prever dispositivos especiais para realizar o içamento ou detalhamento específico. De qualquer forma, devem ser analisadas as condições de estabilidade da peça devido à componente de compressão adquirida por meio do equilíbrio de forças (ABNT NBR 9062:2017).

Quando analisa-se a função da responsabilidade, conforme recomendação de Debs 2000, as alças devem ser projetadas para suportar 4 vezes o que está previsto a ser levantado. A alça padrão foi desenvolvida para suportar o valor de $N_k = 2,2tf$ (de acordo com Debs, não consta padronizado em norma), isto, já considerando todos os coeficientes de segurança, em função dos esforços estáticos e dinâmicos. Caso seja necessário utilizar alças maiores que a resistência nominal da alça padrão, deve-se indicar o tipo de alça a ser considerado (MELO, 2007). Para as alças de içamento o concreto próximo à disposição das mesmas deve ser analisado quanto às tensões radiais atuantes, sendo necessário verificar quanto à necessidade de admitir armadura complementar de reforço para prevenir a aparição de fissuras. Ainda, é preciso verificar o comprimento de ancoragem por aderência das barras tracionadas de acordo com a ABNT NBR 6118:2014. Quanto aos aços, para confeccionar as alças de içamento é desautorizado de acordo com a norma de pré-moldado, a utilização de aços CA25, CA50 e CA60 pois estes não apresentam a deformação necessária para o uso especificado. (ABNT NBR 9062:2017)

Ao utilizar cordoalhas que são de 12,7mm para a confecção das alças devem ser seguidas as especificações que constam na ABNT NBR 7483:2008. Estas usualmente são utilizadas em empresas que usam a protensão e seu detalhamento deve ser realizado de maneira que garanta que não irá ocorrer a separação dos fios da cordoalha quando estiver sendo utilizada (ABNT NBR 9062:2017).

O dimensionamento das alças de içamento baseia-se na verificação da resistência da barra e na ancoragem quanto ao concreto. Esta verificação de resistência é realizada considerando o coeficiente de segurança 4. Contudo, devido a severa curvatura das alças, deve-se reduzir a resistência da barra utilizando os coeficientes conforme Tabela 2. Para a ancoragem por aderência, calcula-se o comprimento considerando a tensão de aderência constante (DEBS, 2000).

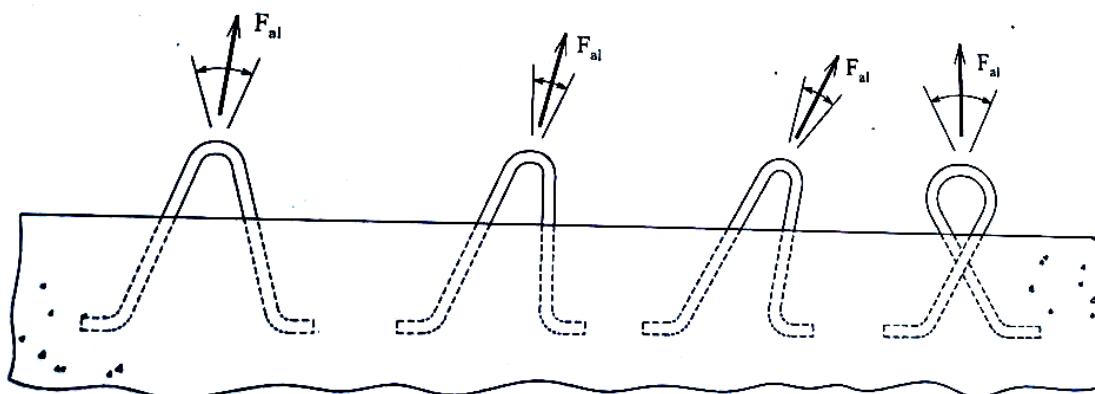
Tabela 2 - Coeficiente de redução da resistência devido ao dobramento da barra

ϕ (mm)	Coeficiente de redução α
<12,5	1,00
16	0,95
20	0,90

Fonte: Adaptado de Debs (2000)

Contudo, considerando as especificações de acordo com a norma ABNT NBR 9062:2017 e orientações conforme Debs (2000, p. 94) as alças podem ser dispostas conforme Figura 18.

Figura 18 - Formas de alças de içamento



Fonte: Debs (2000)

2.4.1.1.8 Fundações

As obras pré-moldadas geralmente são contratadas de maneira que toda a estrutura seja fornecido por uma só empresa e desta forma as fábricas de pré-moldado acabam assumindo também a fundação (MELO, 2007). A metodologia de construção das fundações de estruturas que são compostas por elementos pré-moldados, difere dos modelos construtivos tradicionais, somente no quesito ligação entre o pilar e a fundação. Existem quatro tipos distintos de ligações entre fundação e pilares, sendo, cálice de concreto, chapa de base, emenda de armadura com bainha e graute com emenda de armadura saliente e concretagem posterior (ACCKER, 2002).

A fundação por meio de cálice consiste na introdução de um determinado trecho do pilar em elemento estrutural da fundação. Este método de ligação se apresenta de fácil execução quanto a montagem e ajustes de desvios e, ainda, transmite bem os momentos fletores. A transferência dos esforços por meio de cálice com colarinho acontece conforme orientações previstas no livro Concreto Pré-moldado: Fundamentos e Aplicações de Mounir K. El Debs (DEBS, 2000).

Quanto ao dimensionamento deste tipo de fundação têm sido empregadas orientações de referência conforme Debs (2000 p. 179) em que são consideradas:

- a) duas situações limites: paredes do pilar e o do cálice lisas e paredes do pilar e do cálice rugoso. Quanto à parede lisa normalmente admite-se a situação extrema de que toda força normal do pilar seja aplicada na base. Desta forma, ao verificar a punção da sapata deve-se considerar as dimensões do pilar. Para as paredes rugosas se admite que as solicitações sejam transferidas através do conjunto pilar mais colarinho. Desta forma o dimensionamento é feito considerando que o pilar tem as dimensões externas do colarinho;
- b) o comprimento de embutimento não deve ser menor que 40 cm de acordo com a ABNT NBR 9062:2017, que define o comprimento de embutimento conforme Figura 19;
- c) o concreto de preenchimento deve ter resistência maior ou igual a do pilar e seu adensamento deve ser realizado através de vibrador de agulha;
- d) recomenda-se espaço mínimo entre as paredes internas do colarinho e pilar de 50mm;
- e) a espessura mínima da parede do colarinho não deve ser menor a $\frac{1}{3}$ da dimensão interna e nem menor que 100mm;
- f) a espessura da base do cálice não deve ser menor a 200mm.

Figura 19 - Comprimentos mínimos de embutimento do pilar

Interfaces	$\frac{M_d}{N_d h} \leq 0,15$	$\frac{M_d}{N_d h} \geq 2$
Lisas ou rugosas (ver NOTA 3)	1,5 h	2,0 h
Com chaves de cisalhamento	1,2 h	1,6 h

NOTA 1 h é a dimensão da seção transversal do pilar, paralela ao plano de ação do momento M_d .
 NOTA 2 Interpolare valores intermediários da relação $M_d/(N_d h)$.
 NOTA 3 Valores menores de embutimento para interface rugosa podem ser utilizados desde que validados experimentalmente (ver 5.5).

Fonte: ABNT NBR 9062:2017

2.4.1.1.9 Ligações

As ligações entre as peças precisam levar em consideração os mínimos detalhes no momento da montagem. A existência delas é o principal fator que diferencia a estrutura pré-moldada para a estrutura moldada *in loco*, pois de maneira geral, os demais conceitos e funcionamento das peças são basicamente os mesmos para ambos os sistemas. As ligações são proporcionais quanto à complexidade, custo e eficiência da estrutura, caso estas não sejam executadas de acordo com o que o projeto prevê não apresentaram um bom desempenho estrutural. As ligações de forma didática são classificadas em quatro tipos, isostáticas, rotulada, semi-rígida e engastada, sendo que a maioria dos projetos considera a ligação rotulada, uma vez que esta apresenta melhor relação de custo/benefício (MELO, 2007).

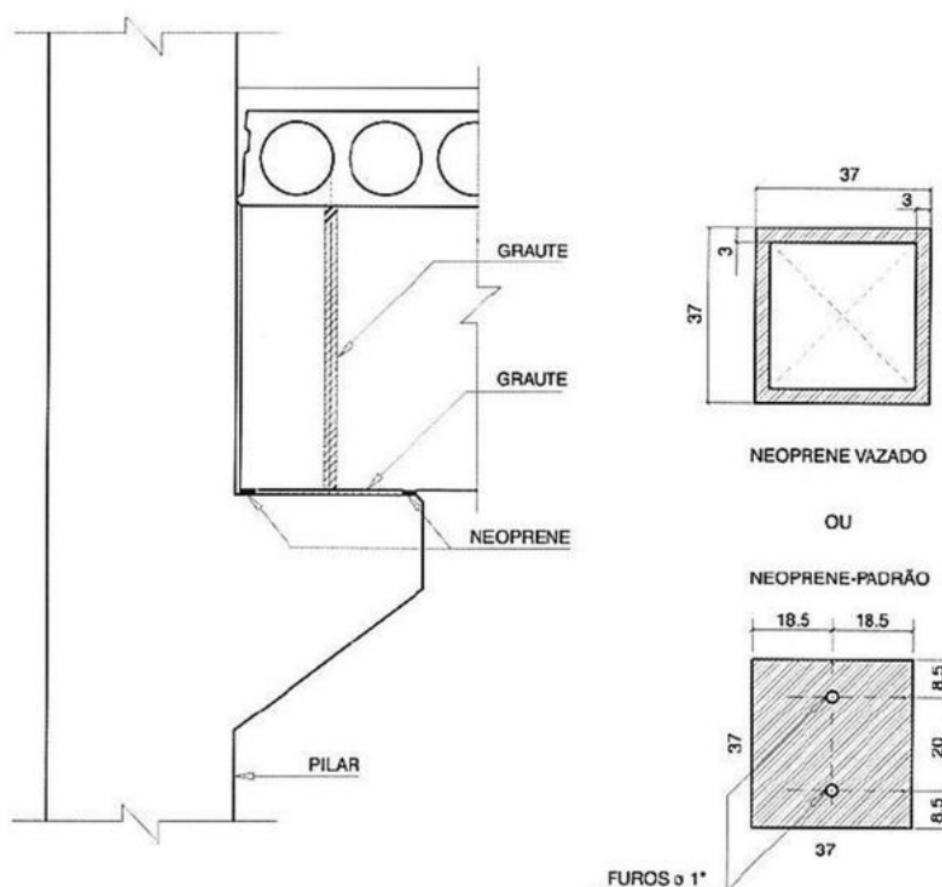
As ligações isostáticas acabam sendo teóricas, visto que dificilmente na prática ocorre o funcionamento correto, isso, devido os procedimentos no momento da montagem não utilizarem argamassa para preenchimento dos pinos de montagem da viga. Ainda, este tipo de ligação se caracteriza por não transmitir momentos fletores e esforços horizontais entre os elementos, o que faz com que não ocorra o efeito pórtico na estrutura, uma vez que as peças trabalham de maneira isolada (MELO, 2007).

As ligações rotuladas possuem por característica a transferência dos esforços horizontais entre as peças. Para esta transmissão as ligações são projetadas levando em consideração que os esforços são encaminhados pela resistência do Neoprene ao cisalhamento. Este tipo de ligação o fator de restrição à rotação é apresentado abaixo de 0,15, sendo obrigatoriamente necessário aplicar os

estudos de segunda ordem com linearidade física. A ligação rotulada precisa apresentar a capacidade rotacional prevista, de forma principal no Estado-Limite de serviço, mas não desobrigando a verificação do Estado-Limite último. Com esta capacidade os esforços indesejados e não previstos não são introduzidos (MELO, 2007).

Este tipo de ligação ocorre através de pino conforme pode ser observado na Figura 20 e é caracterizada pela transmissão de esforços pelo cisalhamento puro do pino, tendo como característica principal o preenchimento dos furos das vigas, este que é feito com graute que exerce função de apoio vertical definitivo para a peça. Para os pinos, podem ser adotados pinos cordoalhas CP 190RB de aço com, 12,5mm ou 9,5mm de diâmetro ou então, para situações especiais pode-se utilizar pinos de CA-50. Contudo, o ideal é utilizar o pino em CA-25 (MELO, 2007).

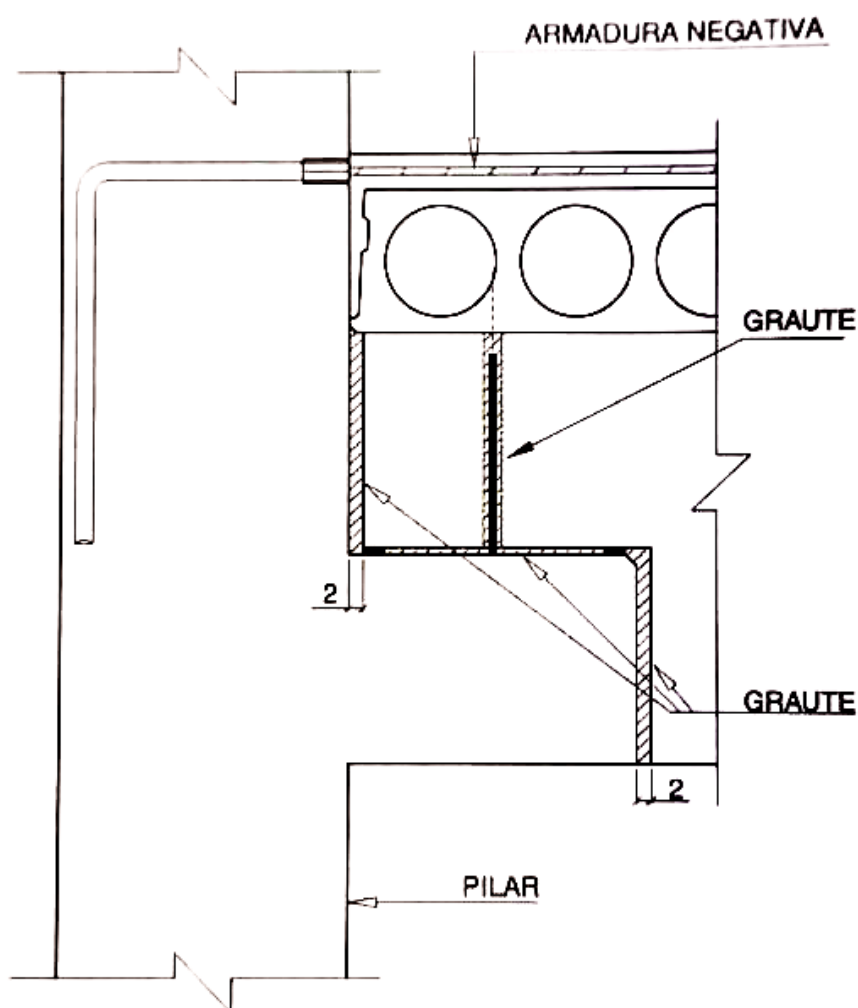
Figura 20 - Ligação rotulada



Fonte: Melo (2007)

As ligações semi-rígidas apresentadas conforme Figura 21 são aquelas que apresentam aprimoramento técnico na consideração da estrutura em relação às ligações rotuladas, sendo semi-engastada. Todas as ligações apontam alguma capacidade de restrição ao momento e poderiam ser consideradas como semi-rígidas. Para aplicar o tratamento destas ligações, o fator de restrição à rotação deve ser considerado maior que 0,15 e menor que 0,85. Para as forças horizontais, leva-se em conta o mesmo estudo que é realizado para as ligações rotuladas (MELO, 2007).

Figura 21 - Ligação semi-rígida



Fonte: MELO (2000)

Este tipo de ligação semi-rígida apresenta propriedade que resiste a uma parte do momento fletor de engastamento das peças. Para que este efeito ocorra, é necessário que haja resistência à rotação, de forma que ocorra o surgimento do

binário - que pode ser resistido pela armadura superior e a compressão de uma região da parte de baixo da viga ou que pode ser resistido pelos pinos utilizados como guia de montagem da viga - relativo ao momento aplicado (MELO, 2007).

As ligações engastadas são aquelas em que o fator de restrição à rotação é maior que 0,85, então, podendo ser considerada igual a realizada *in loco*. Esta ligação é tida a partir da concretagem do nó entre o pilar e a viga, podendo-se deixar os arranques nas vigas assim como nos pilares. Com esta consolidação posterior a montagem destes elementos obtém-se a ligação engastada (MELO, 2007).

2.4.1.2 Vantagens

As vantagens da utilização de estruturas pré-moldadas estão diretamente ligadas quanto sua execução fora do local em que será utilizada definitivamente, uma vez que oferece facilidade quanto a sua produção e redução do cimbramento. Já para grandes séries de produções, apresenta vantagens significativas quanto a possibilidade de se reutilizar as fôrmas, empregar a protensão com armadura pré-tracionada, empregar seções com um aproveitamento melhor dos materiais, oferecer maior produtividade quanto a mão de obra e maior controle de qualidade. Ainda, em países de clima frio, a utilização de pré-moldado também se destaca, visto que devido às baixas temperaturas, não se é possível executar a estrutura moldada *in loco* na maior parte do ano (DEBS, 2000).

De modo geral, são diversas as vantagens que se possui quanto a utilização deste método construtivo e conforme Grossklaus, Surmas e Slomp (2015), apontam que para eles as principais vantagens quanto a aplicação são:

- a) flexibilidade, pois permite executar galpões de 20 a 25 metros de vão livre através de análise técnica que calcula precisamente a distribuição de pesos e necessidades estruturais;
- b) agilidade, pois as peças são produzidas antes mesmo de chegar ao canteiro de obras e tornam a construção da edificação mais rápida;
- c) economia obtida a partir da mão de obra, uma vez que as peças chegam prontas ao canteiro, da redução de imprevistos de ordem financeira e da redução de custo do cimbramento;

- d) segurança, visto que se tem uma melhor organização do canteiro e como as peças são industrializadas, há um controle rígido quanto sua produção que é executada de acordo com a ABNT. Ainda por exigir que a empresa esteja de acordo com as regulamentações impostas pelo Ministério do Trabalho;
- e) qualidade, uma vez que o concreto usinado possui dosagem controlada, e conseqüentemente garante resistência e características desejadas e designadas em projeto;
- f) diminuição de resíduos devido pois não é necessário que haja um local para a produção do concreto, dobra de ferragem e outros processos que necessitam ser realizados em obra quando a estrutura é moldada *in loco*.

As vantagens quanto à estrutura pré-moldada para Fernández Ordóñez são distribuídas por características técnicas, sociais e econômicas, dentre estas, ele especifica o que se enquadra em cada uma delas.

Para as características técnicas ele classifica como: melhor qualidade dos trabalhos realizados de forma mecânica; melhor aproveitamento das seções resistentes; mais fácil de controlar a qualidade; necessidade de menor número de juntas de dilatação; possibilidade de se evitar interrupções da concretagem, possibilidade de se recuperar elementos ou partes da construção em determinadas desmontagens; e desaparecimento quase em sua totalidade do cimbramento e das fôrmas. Quanto às características sociais ele aponta: diminuição dos acidentes de trabalho e segurança de emprego; trabalho protegido de intempéries climáticas; elevação quanto a remuneração dos trabalhadores; é o método mais efetivo para buscar reduzir o déficit mundial da construção civil; e oferece ao funcionário um trabalho pouco rude e penoso. Para as características econômicas considera que: há grande economia quanto a execução; maior agilidade; evita que sejam realizadas improvisações; é de mais fácil cumprimento de controle; é uma metodologia valiosa de planificação (ORDÓÑEZ, 1974).

2.4.1.3 Desvantagens

As desvantagens provenientes da utilização do método pré-moldado são decorrentes da necessidade de colocar cada elemento em seu local definitivo de utilização e da necessidade de haver a ligação entre os diversos elementos que compõem a estrutura. Com a necessidade de colocar os elementos em seu local

definitivo acaba-se impactando na questão de custos e limitações do transporte - gabaritos de transporte - e montagem - disponibilidade e condições de acesso de equipamentos - dos elementos (DEBS, 2000).

Apesar do método de pré-moldagem apresentar diversas vantagens quanto sua utilização, há fatores que podem implicar ou até impedir que o mesmo seja aplicado, desta forma, dentre as desvantagens Edimar Grossklaus, Letícia Surmas e Rafael Slomp (2015), apontam as principais para eles:

- a) dificuldade de mobilidade, uma vez que para acesso de equipamentos até o local onde está localizada a obra, depende das condições do terreno;
- b) custos elevados, relacionados ao processo de produção, devido a automatização de execução e necessidade de uso do concreto de alto desempenho, que conseqüentemente possui maior valor. E ainda, devido a necessidade de equipamentos adequados para o manuseio das peças na obra, transporte e montagem de ligação final.

Como para as vantagens, as desvantagens que Fernández Ordóñez denomina de inconvenientes, também são divididas em três características, técnicas, sociais e econômicas.

Para as desvantagens de característica técnica ele aponta: falta de monolitismo da construção, principalmente nas regiões de frequentes terremotos; necessidade de certos elementos serem superdimensionados em função de situações desfavoráveis que podem ocorrer durante o transporte ou montagem; há necessidade de respeitar gabaritos de transportes; dificuldades de modificar nas distribuições dos espaços primitivos; e não é tão adaptável quanto à topografia. Referente às características sociais, cita-se: maior produção de desemprego; inconvenientes provenientes das linhas de produção; especialização de mão de obra, restringindo os funcionários. Por fim, para as características econômicas considera-se: de maneira técnica, é mais cara; necessita de um investimento inicial maior para sua produção; é necessário um volume de demanda adequado; e o transporte do elementos é mais caro do que o transporte da matéria prima dos componentes (ORDÓÑEZ, 1974).

2.4.2 Estrutura moldada *in loco*

Atualmente no Brasil, o método construtivo mais utilizado é a moldagem de concreto armado *in loco*, modelagem esta, que é composta por fundações, pilares, vigas e lajes e consiste na produção das peças de concreto no local onde será utilizado. O método consiste em modelagem no local definitivo de uso, com fôrmas de madeiras ou metálicas. Para a execução de cada elemento é necessário preparar as fôrmas no local adequadamente, sendo fixadas com sarrafos de madeira para que se mantenham imóveis durante o processo de execução. Logo, dentro destas são dispostas as armaduras que também devem ser fixadas com intuito de não se moverem durante a concretagem. Logo, o concreto é lançado, vibrado, curado e aguarda-se então, em torno de 7 sete dias para deformar (ALLEN, IANO, 2013).

2.4.2.1 Dimensionamento

Para dimensionar estruturas de concreto armado moldado *in loco* devem ser levadas em conta algumas considerações de propriedade dos materiais, fundamentos de segurança, flexões, verificação de seções, esforços, ações e outras orientações constantes na ABNT NBR 6118:2014 e de acordo com Araújo (2003). Todas orientações quanto ao dimensionamento de estruturas de concreto armado visam um bom funcionamento do conjunto dos elementos estruturais (NÓBREGA; FERREIRA; HANAI, 2004).

Como parte do dimensionamento, é necessário realizar o detalhamento da estrutura de concreto armado. Nessa etapa, são elaborados os desenhos técnicos que indicam a disposição da armadura, as dimensões dos elementos estruturais e os detalhes construtivos (ALVA, 2007). O detalhamento da armadura envolve a definição da quantidade, o diâmetro, o espaçamento e a disposição das barras de aço, levando em consideração as tensões atuantes na estrutura. Essas informações são representadas nos desenhos, utilizando símbolos padronizados e indicando a posição das barras em relação ao elemento estrutural (NÓBREGA; FERREIRA; HANAI, 2004).

2.4.2.1.1 Análise estrutural

Para realizar a análise estrutural da estrutura moldada *in loco* de concreto armado, são aplicadas as diretrizes estabelecidas pelas normas técnicas, como a ABNT NBR 6118:2014, que define os procedimentos para o projeto de estruturas de concreto armado, e a ABNT NBR 16055:2012, que trata especificamente das paredes de concreto moldadas no local.

2.4.2.1.2 Vigas

As vigas são elementos lineares em que a flexão é preponderante, é uma estrutura tridimensional, que têm por função receber e transmitir as cargas aos apoios, estas cargas, podem ser recebidas de alvenarias, lajes, peso próprio e cargas acidentais, contudo, geralmente o que ocorre é cargas transferidas das lajes para as vigas que por conseguinte transferem as cargas para os pilares (ARAÚJO, 2003).

Para o dimensionamento das vigas, leva-se em conta de acordo com a NBR 6118 e conforme Araújo (2003) as seguintes orientações:

- a) analisar as cargas atuantes nas vigas, que são elas, peso próprio, alvenarias, ações das lajes, ações de vigas no caso de viga apoiada sobre viga e ações de pilares no caso de pilares que nascem sobre vigas;
- b) verificar os vãos teórico: distância entre os centros dos apoios, e para vigas em balanço comprimento da extremidade livre até o centro do apoio;
- c) calcular-se os esforços de acordo com orientações previstas por Araújo (2003);
- d) calcular as armaduras longitudinais e transversais;
- e) verificar o escalonamento de armadura longitudinal;
- f) analisar armadura mínima nos apoios seguindo o prolongamento das mesmas de conforme orientações da ABNT NBR 6118:2014;
- g) verificar disposições construtivas referente a largura mínima e largura efetiva da seção transversal, cobrimentos das armaduras definidos de acordo com a classe de agressividade ambiental, espaçamento de barras longitudinais, armaduras em mais de uma camada, verificação da necessidade de

armadura de pele, armadura de amarração e análise da disposição dos estribos.

2.4.2.1.3 Pilares

Os pilares são elementos verticais que tem por função receber as cargas oriundas das vigas e transmitir estas para as fundações. Estes podem ser classificados como curtos, moderadamente esbeltos e esbeltos. Os pilares curto são o que não é preciso considerar os efeitos de segunda ordem, pois os esforços solicitantes tidos a partir da configuração deformada são basicamente os mesmos tidos a partir da configuração indeformada. Nos pilares moderadamente esbeltos, os efeitos de segunda ordem se mostram importantes e não devem ser desprezados, nesse processo, estipula-se uma configuração deformada para o eixo do pilar e se calcula o momento fletor máximo ao longo do eixo. Já os pilares esbeltos, não devem ser considerados processos simplificados para o seu cálculo e deve-se considerar de todo modo, os efeitos de segunda ordem, pois para estes é considerada uma análise rigorosa, que leva em consideração a não-linearidade física obtido em função do comportamento mecânico dos materiais. (ARAÚJO, 2003)

Os pilares ainda podem ser classificados como contraventados e de contraventamento de acordo com sua principal função na estrutura. Estes pilares de contraventamento, de modo geral, devem possuir uma rigidez que seja suficientemente capaz de garantir que os deslocamentos oriundos das ações horizontais da estrutura sejam pequenos, desta forma, considera-se que a estrutura é de nós fixos e pode ser considerado uma análise de primeira ordem para obtenção dos esforços solicitantes. Caso ele não ofereça esta rigidez, então a estrutura deve ser analisada levando em consideração os feitos de segunda ordem. Contudo, para definir a utilização dos efeitos de primeira ou segunda ordem dependerá ainda de como o pilar será considerado, se será curto, esbelto ou moderadamente esbelto. Os pilares contraventados são os pilares que resistem às cargas verticais e estes podem ser calculados como se fossem apoiados nos níveis das lajes. (ARAÚJO, 2003)

Para o dimensionamento dos pilares, de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 e conforme orientações de Araújo (2003) devem-se considerar:

- a) verificar critérios de estruturas se será nós fixos ou nós móveis;
- b) classificar situações de projeto, de canto, de extremidade ou intermediário;
- c) verificar cargas atuantes;
- d) determinar dimensões mínimas do pilar;
- e) determinar o índice de esbeltez;
- f) classificar os pilares entre pouco esbeltos, esbeltos ou moderadamente esbeltos;
- g) situação de cálculo conforme a classificação do pilar.

2.4.2.1.4 Fundações

As fundações são consideradas uma das etapas mais complexas quando estudado um projeto, pois envolve estudos relativos referente às características - deformabilidade e resistência - do solo para escolha do tipo de fundação adequada. Ainda, esta etapa deve levar em consideração a compatibilidade com as características da superestrutura, como capacidade de acomodação plástica e cargas atuantes (ARAÚJO, 2003).

Para que uma fundação atinja uma boa satisfação deve-se atender os requisitos de: estar situada a uma profundidade adequada a fim de evitar danos ocasionados por escavações ou por futuras construções na vizinhança próxima; deve apresentar segurança quanto a ruptura do solo; os recalques devem estar em compatibilidade com a capacidade de acomodação da estrutura, em especial os recalques diferenciais (ARAÚJO, 2003).

As fundações são classificadas em profundas e superficiais. As fundações profundas são as estacas, enquanto as fundações superficiais são as sapatas e placas, também conhecido como radier. As sapatas são recomendadas quando o terreno já apresenta na superfície a resistência necessária para suportar as cargas da estrutura e recalques diferenciais. Já as placas de fundação são utilizadas em solos com menor resistência ou para estruturas que são mais pesadas e com menor capacidade de se acomodar e para fundações que devem ficar situadas abaixo do nível do lençol freático. As estacas são indicadas quando o solo têm menor resistência quanto a grandes profundidades e quando é preciso que a fundação resista a ações horizontais importantes (ARAÚJO, 2003).

Para o dimensionamento das fundações devem ser considerados os aspectos a seguir de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 e orientações de Araújo (2003, p. 176):

- a) definir o tipo de fundação para o caso em questão, sendo classificadas em: sapatas rígidas sob paredes; sapatas rígidas isoladas; sapatas contínuas sob pilares; blocos rígidos sobre estacas; sapatas e blocos flexíveis;
- b) verificar as distribuições das pressões atuantes entre a superfície inferior da fundação e o terreno;
- c) estimar conforme orientações de Araújo (2003) o peso de acordo com a sapata determinada;
- d) verificar conforme orientações de Araújo (2003) as tensões no concreto levando em consideração a sapata determinada;
- e) realizar conforme orientações de Araújo (2003) o cálculo de armadura de acordo com a sapata determinada.

2.4.2.2 Vantagens

As vantagens consideradas quanto a estruturas moldadas in loco são muitas, como para o método pré-moldado. Destas vantagens, aponta-se: a apresentação de boa resistência referente a maior parte das solicitações; é possível obter estruturas monolíticas, diferentemente das estruturas de aço, madeira e pré-moldada. Há aderência entre o concreto já endurecido e o que é lançado após, que conseqüentemente facilita a transmissão de esforços; apresenta boa trabalhabilidade, desta forma, se adapta a diversas formas, sendo assim, podendo ser considerada do ponto de vista estrutural a mais conveniente, oferecendo mais liberdade para quem irá executar o projeto; é um material de alta durabilidade, desde que seja executado de maneira adequada conforme as normas e evitado a utilização de aceleradores de pega, cujo os produtos químicos podem vir a corroer as armaduras; pode vir a competir em diversas situações com estruturas de aço quanto a termos econômicos; as execuções técnicas são dominadas em todo o território brasileiro; oferece durabilidade e resistência perante ao fogo comparadas a madeira e ao aço, porém isto, somente se o cobrimento e qualidade do concreto estiverem de acordo com as condições do meio a qual está inserida a estrutura; é possível utilizar a pré-moldagem proporcionando maior agilidade e facilidade de

execução; e apresenta resistência quanto a choques e vibrações, efeitos climáticos, atmosféricos e desgastes mecânicos (CARVALHO E FIGUEIREDO, 2014).

No método construtivo de estrutura moldada *in loco*, ainda de modo geral, como principais vantagens para Edimar Grossklaus, Letícia Surmas e Rafael Slomp (2015), são apontadas:

- a) flexibilidade quanto a vencer grandes vãos, sendo inúmera sua versatilidade na aplicação civil;
- b) durabilidade do material a partir da realização de manutenções preventivas;
- c) mão de obra acessível, uma vez que é fácil de se obter trabalhadores para estas execuções e fácil de resolver problemas obtidos na obra a partir do projeto;
- d) material acessível pois não há necessidade de equipamentos que exijam treinamento e/ou licença para operação destes e porque os materiais necessários podem ser adquiridos facilmente em uma loja de materiais de construção.

2.4.2.3 Desvantagens

Mesmo que para este método hajam diversas vantagens quanto sua utilização também são apontadas algumas desvantagens como: necessidade de realizar reformas e adaptações costuma ser de difícil execução; é preciso fazer um sistema de formas e utilizar escoramentos até que o concreto atinja a resistência adequada; apresenta boa condução de calor e som, desta forma, exige em alguns casos a utilização de outros materiais para sanar estes problemas; e os elementos acabam por ter maiores dimensões comparados ao concreto pré-moldado, o que conseqüentemente devido seu peso específico elevado, limita a sua utilização e restringe a determinadas situações (CARVALHO E FIGUEIREDO, 2014).

Ainda para este método construtivo há algumas desvantagens, citadas como principais Edimar Grossklaus, Letícia Surmas e Rafael Slomp (2015) conforme segue:

- a) baixa produtividade devido a produção de todos os elementos ocorrer na obra e depender de influências climáticas para suas execuções;
- b) baixo controle de qualidade em função de ser uma indústria que não costuma oferecer treinamentos de mão de obra em larga escala ;

- c) desperdício de material referente a pedaços de ferro, madeira, pregos, arames, entre outros, dentro do canteiro de obra;
- d) acúmulo de resíduos como a execução é praticamente toda realizada dentro do canteiro de obra;
- e) imprecisão de custos, pois é difícil determinar com precisão o custo total de um estrutura moldada in loco, devido vários fatores que estão envolvidos.

3 MÉTODOS E MATERIAIS

O desenvolvimento deste trabalho prevê-se a partir das informações teóricas que foram referenciadas através das pesquisas bibliográficas citadas, o que permite assim, detalhar o processo de concepção estrutural buscando analisar e otimizar o dimensionamento tanto para estrutura moldada *in loco* quanto para a estrutura pré-moldada. A partir destes estudos, visa-se atender os aspectos necessários para execução de um projeto de edificação comercial eficiente.

3.1 APRESENTAÇÃO PROJETO ARQUITETÔNICO

Para o desenvolvimento deste estudo, inicialmente definiu-se o tipo de edificação a ser implementada, esta, que foi definida como comercial, prevendo atender uma loja de venda de lareiras de alta performance. Esta edificação conta com pavimento térreo e pavimento mezanino como pode ser observado na Figura 22 e na Figura 23, possuindo no total área de 301,50 m², em que a largura do pavimento térreo será de 10 metros e o comprimento de 20 metros, já o mezanino com dimensões de 10 metros de largura e 10,15 metros de comprimento. A edificação tem 6 metros de altura considerando desde o pavimento térreo até a projeção do pavimento de cobertura.

Figura 22 - Projeto arquitetônico pavimento térreo

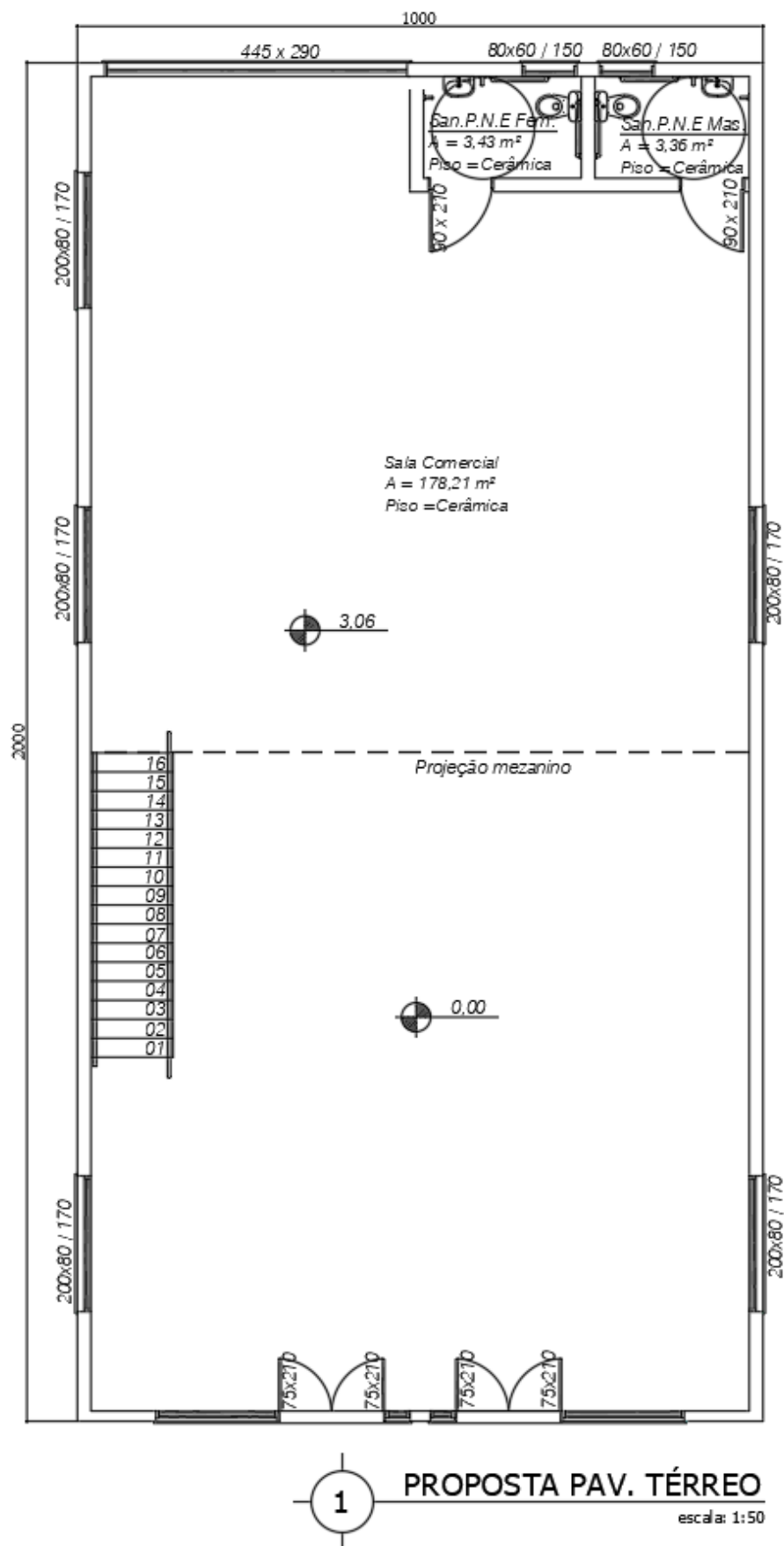
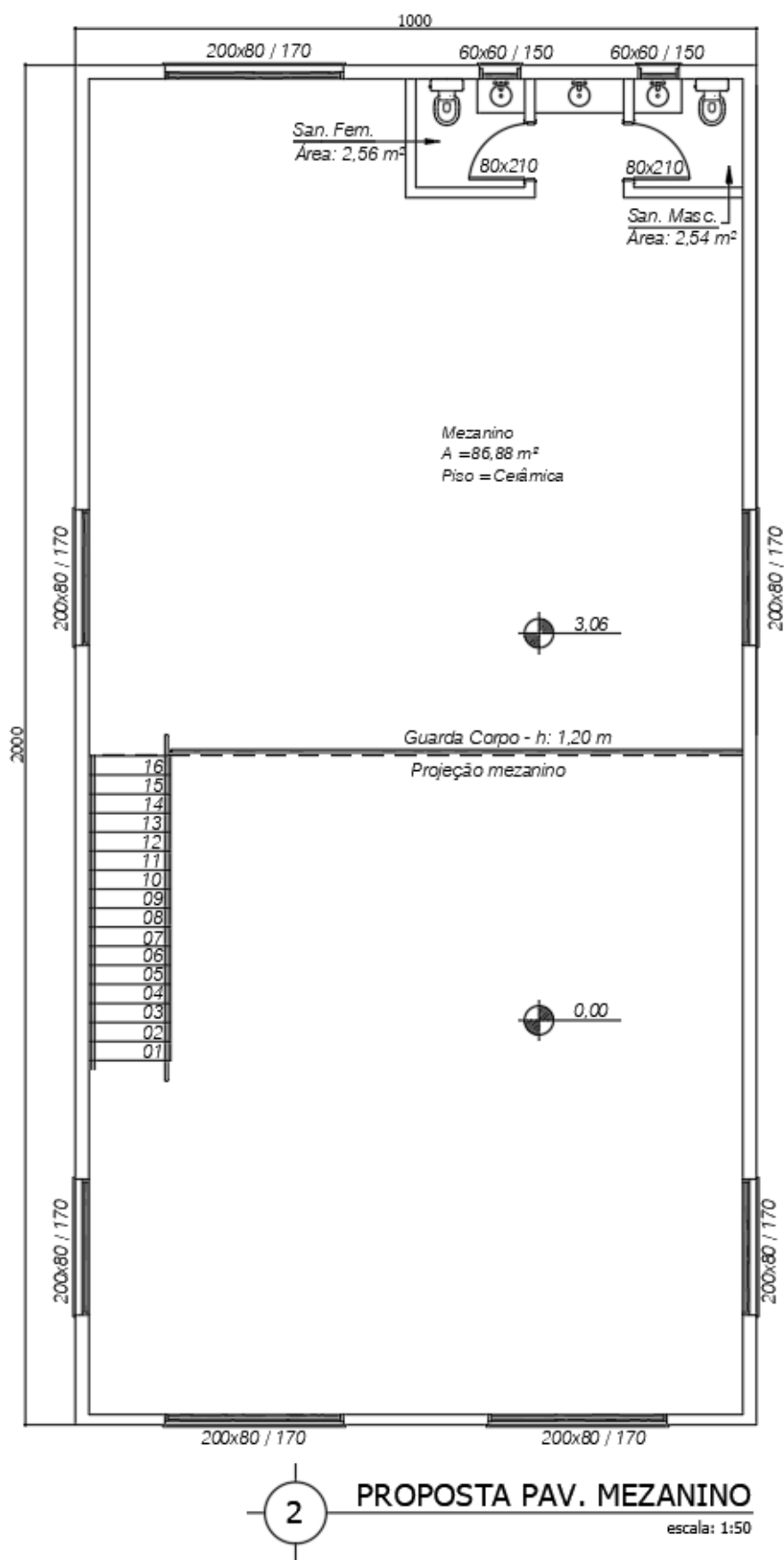


Figura 23 - Projeto arquitetônico pavimento mezanino



3.1.1 Localização

O projeto desta edificação está localizado na cidade de Salvador do Sul, Rio Grande do Sul, Brasil. O terreno em que foi implementado possui 1085 m², sendo de esquina e possuindo dimensões de 31 metros de frente e 35 metros de comprimento.

Com esta definição obteve-se os dados de entrada, como classe de agressividade e dados referente a ação do vento conforme segue:

- a) classe de agressividade: II;
- b) classe de resistência concreto: 30MPa
- c) cobrimento: 2,5 cm para lajes e 3,0 cm para vigas e pilares;
- d) velocidade básica do vento: 45 m/s;
- e) fator topográfico (S1): 1
- f) rugosidade do terreno (S2): Categoria IV; classe A
- g) fator estatístico (S3): 1,0

3.2 SOFTWARES

Para desenvolvimento do projeto utilizou-se os *softwares* Eberick módulo para dimensionamento de estruturas moldadas *in loco* e módulo para dimensionamento de estruturas pré-moldadas. Para elaboração do projeto arquitetônico, locação dos pilares, plantas de formas, cortes e fachadas foi utilizado o *software* Autocad.

3.2.1 Eberick

O Eberick é o *software* de elaboração de projetos estruturais com recursos que compreendem todo o ciclo do projeto, a partir dele estarão sendo realizados os dimensionamentos de ambos os métodos construtivos. Este permitiu analisar os esforços e deslocamentos da estrutura como o dimensionamento de peças estruturais conforme normas técnicas, identificando possíveis erros e parâmetros que extrapolam limites. Ainda, o mesmo oferece detalhamentos executivos dos elementos estruturais e demais plantas, gerando um resumo de materiais da estrutura e conseqüentemente oferecendo a extração de quantitativos e orçamento.

O Eberick possui o módulo de pré-moldados de concreto com a mesma qualidade das estruturas moldadas *in loco*. Este módulo mais especificamente foi utilizado para realizar o dimensionamento da estrutura pré-fabricada. Ele permite lançar pilares e vigas - com ou sem Gerber - juntamente os consolos e pinos de ancoragem, sendo que os consolos podem ser retangulares ou trapezoidais estando ligados a pilares e vigas. A partir dele, como para estruturas moldadas *in loco*, para o pré-moldado também gera o detalhamento completo, incluindo a representação das alças de içamento para vigas e pilares.

3.2.2 Autocad

O Autocad permite o desenvolvimento das plantas e detalhamentos de elementos de desenhos técnicos sendo utilizado usualmente em duas dimensões. A partir dele foi realizado o projeto arquitetônico inicial e será preparado o arquivo para importação no *software* Ebercik.

3.3 DADOS DO PROJETO

Inicialmente definiu-se critérios para elaboração deste trabalho conforme pode ser observado:

- a) tipo de estrutura: pré-moldado, moldado *in loco*
- b) pavimentos: 2, sendo estes térreo e mezanino
- c) tipo estrutural: concreto armado
- d) aço: CA-50 e CA-60
- e) utilização: Comercial, sendo previsto como loja de venda de lareiras
- f) cargas permanentes consideradas:
 - Peso próprio do elemento
 - Revestimento: 1,2 kN/m²
 - Alvenaria: 2,3 kN/m² (conforme Tabela 2 da ABNT NBR 6120:2019 considerando bloco cerâmico de espessura nominal 19cm)
- g) carga acidental: pavimento mezanino 3,0 kN/m² (levando em consideração a utilização da edificação)
 - banheiro: 2,0 kN/m² (estipulou-se de acordo com ocupação)
 - cobertura: 0,5 kN/m² (levando em consideração eventuais manutenções)

3.4 METODOLOGIA DE LANÇAMENTO NO SOFTWARE

Para iniciar o lançamento da estrutura no *software* Eberick, realizou-se a preparação do projeto arquitetônico em arquivo *dwg*, este que será importado para dentro do *software* Eberick. Esta preparação é baseada na limpeza do arquivo, deixando somente os elementos estruturais e preferencialmente configurar tudo na mesma *layer*. Logo, criou-se o projeto no Eberick onde realizou-se o lançamento dos pavimentos, que para o desenvolvimento em questão consiste em pavimento térreo, pavimento mezanino e pavimento de cobertura. Nesta etapa, define-se já os níveis que serão utilizados, que para o projeto conforme Figura 24 são - 1,50m da fundação até o pavimento térreo (estimativa de profundidade do assentamento das sapatas e arranque dos pilares), 3,06m do pavimento térreo até o mezanino e 6,0m do pavimento térreo até o pavimento de cobertura.

Figura 24 - Lançamento dos pavimentos

The screenshot shows the 'Pavimentos' (Floors) window in the Eberick software. It features a table with columns for 'Pavimento', 'Altura (cm)', 'Nível (cm)', and 'Lance'. The first three rows are filled with data: COBERTURA (294.00 cm, 600.00 cm, 3), MEZANINO (306.00 cm, 306.00 cm, 2), and TÉRREO (150.00 cm, 0.00 cm, 1). Below the table, there are input fields for 'Nível inferior' (0 cm), 'Nível solo' (0 cm), and 'Lance inicial' (1). To the right of the table are several buttons: 'Insere acima', 'Insere abaixo', 'Exclui', 'Para cima', 'Para baixo', 'Fechar', and 'Ajuda'.

	Pavimento	Altura (cm)	Nível (cm)	Lance
1	COBERTURA	294.00	600.00	3
2	MEZANINO	306.00	306.00	2
3	TÉRREO	150.00	0.00	1
4				
5				
6				
7				

Nível inferior: 0 cm
 Nível solo: 0 cm
 Lance inicial: 1

Fonte: Elaborado pela autora (2023)

Seguindo para o lançamento dos elementos estruturais, este foi realizado por pavimento, sendo iniciado pelos pilares, após as vigas, por consideração de cargas, a escada e posteriormente as lajes em que considerou-se carga acidental de 3,0 kN/m² para o pavimento mezanino, 2,0 kN/m² para o banheiro e 0,5 kN/m² para a cobertura, sendo do tipo pré-moldada para ambos os métodos definido devido modo de dimensionamento das lajes pelo *software*.

Em seguida, realizou-se o lançamento das cargas lineares/paredes, onde considerou-se 2,66 m de altura do pavimento térreo para o pavimento mezanino e 2,54 m do pavimento mezanino para o pavimento cobertura.

Logo, foram configurados os parâmetros de ações de vento, onde considerou-se com previamente citado, velocidade básica de 45m/s pois está localizado em Salvador do Sul - RS; fator topográfico 1 considerando que a edificação foi prevista em um terreno plano; rugosidade o terreno IV devido ser coberto por obstáculos pouco espaçados em zona urbanizada; maior dimensão horizontal e vertical entre 20 m e 50 m; e fator estatístico 1 ABNT NBR 6123/1988 pois trata de uma edificação comercial com alto fator de ocupação.

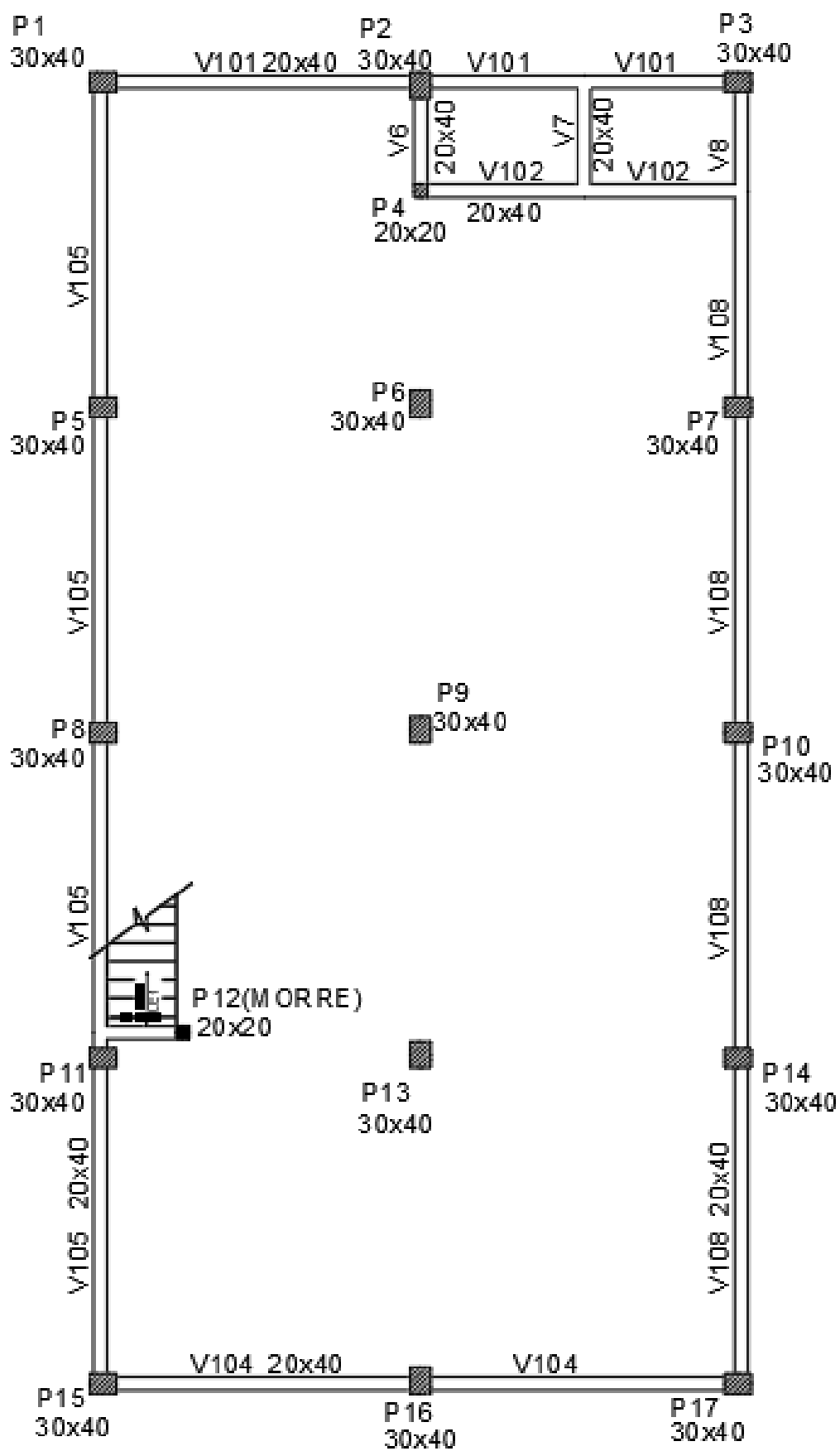
Partiu-se então para a configuração dos materiais e durabilidade, onde considerou-se a classe de agressividade II (moderada); dimensão do agregado 19mm referente a brita 2, agregado graúdo de acordo com a ABNT NBR 7211/2005; classe de resistência do concreto de 30 MPa; e cobrimento de 3 cm para pilares e vigas, 2,5 cm para lajes e 4,5 cm para fundações.

Por fim, realizou-se a análise da estrutura, em que ambas foram processadas e verificados os resultados e mensagens. Então, logo, dimensiona-se as vigas, pilares e fundações, obtendo-se nas respectivas abas de cada elemento as informações e dados referente a cada um, sendo possível observar e verificar a necessidade de ajustes na existência de erros.

3.5 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

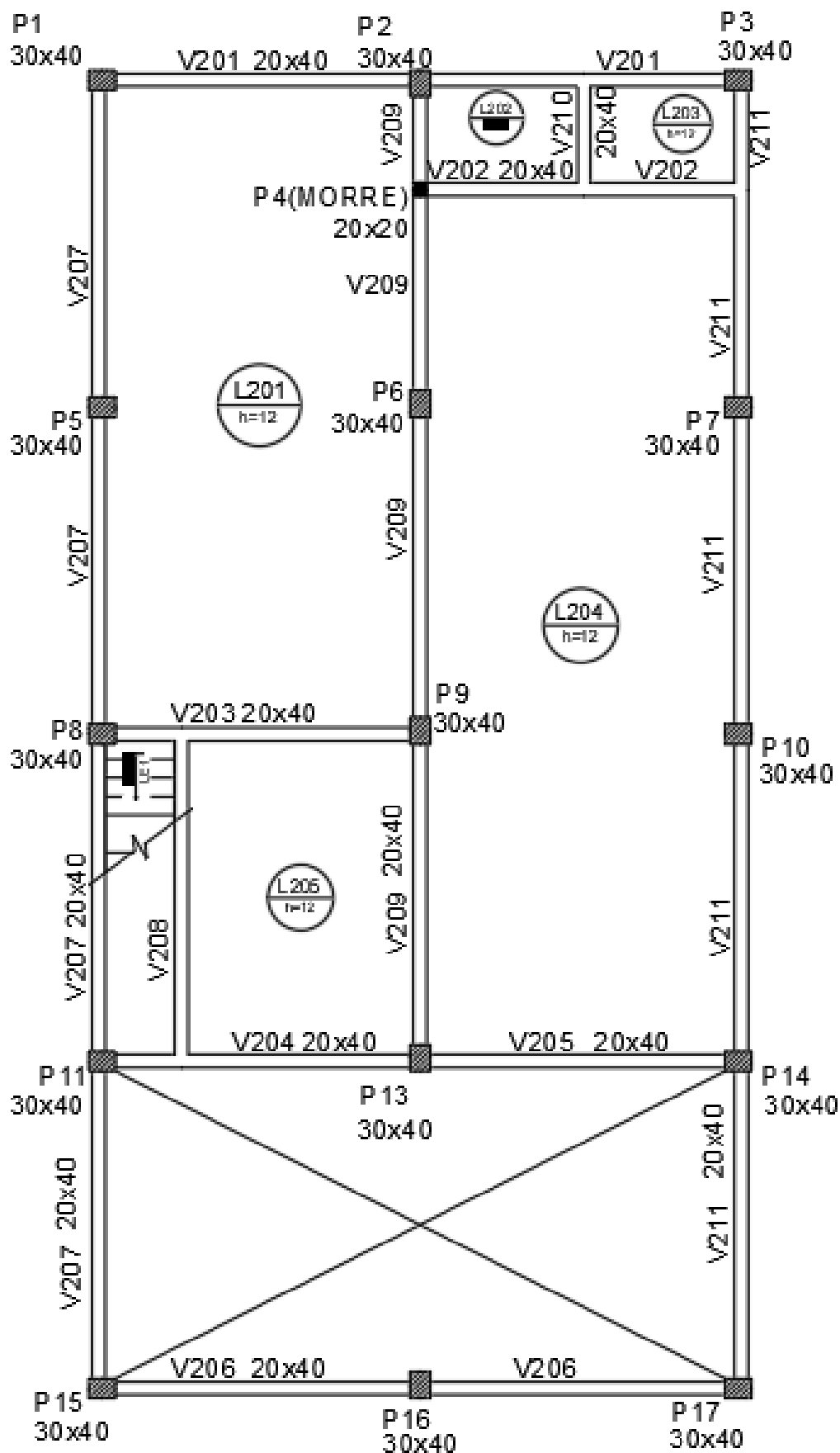
Realizou-se o posicionamento dos elementos estruturais a partir do projeto arquitetônico conforme Figura 25, Figura 26 e Figura 27 para obtenção do pré-dimensionamento, levando em consideração as especificidades que constam em normas técnicas, a partir do software obteve-se os dados conforme Tabela 3 e 4, considerados inicialmente para ambos os métodos. Embora as representações dos elementos sejam diferentes em cada método, o que poderemos observar ao decorrer do trabalho, as Figuras 25, 26 e 27 visam oferecer entendimento da localização dos elementos e suas respectivas dimensões.

Figura 25 - Localização elementos pavimento térreo



Fonte: Autora (2023)

Figura 26 - Localização elementos pavimento mezanino



Fonte: Autora (2023)

Figura 27 - Localização elementos pavimento cobertura

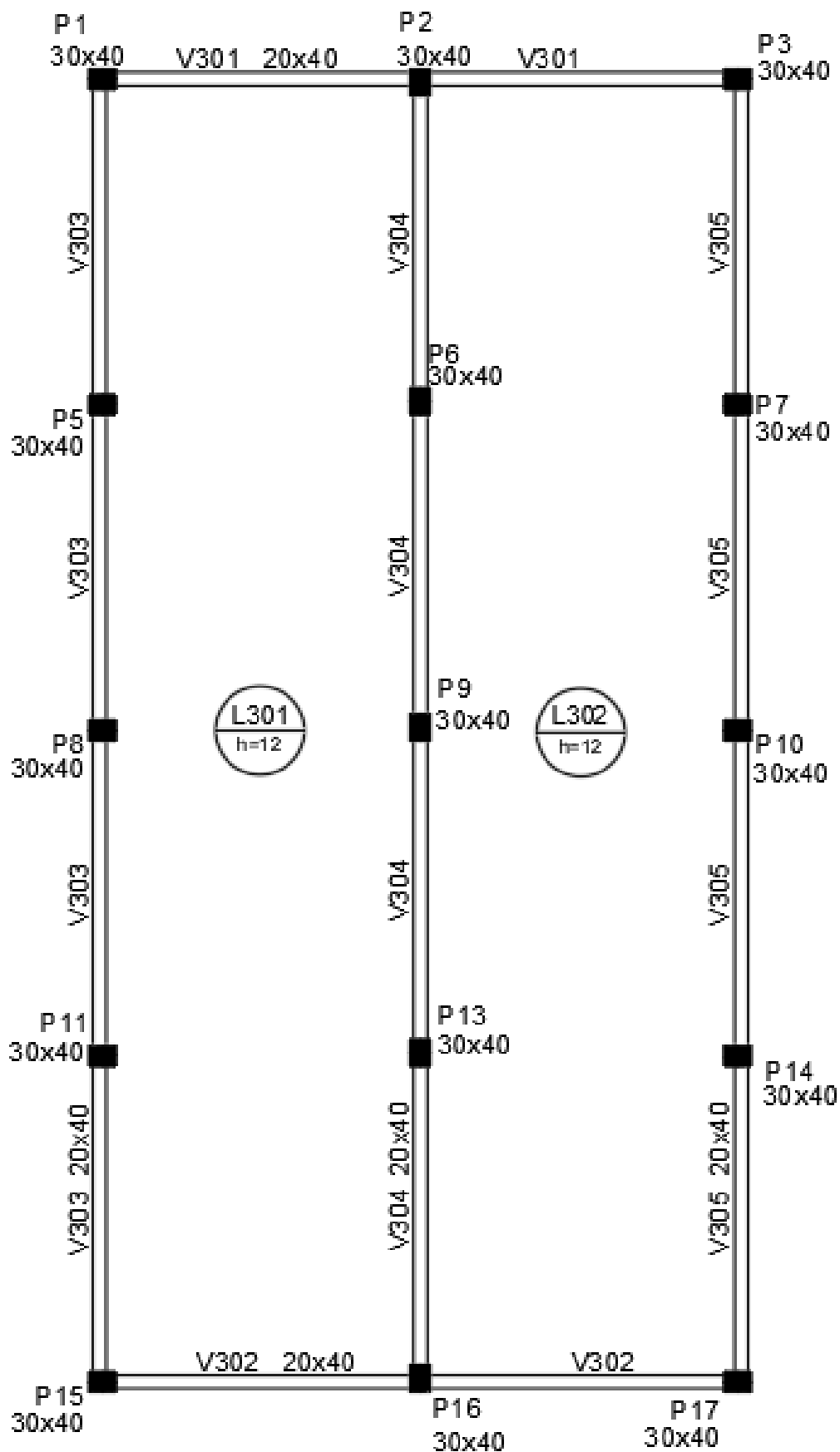


Tabela 3 - Valores pré-dimensionamento pilares

	TÉRREO	MEZANINO	COBERTURA
Pilares	Seção(cm)	Seção(cm)	Seção(cm)
P1	30x40	30x40	30x40
P2	30x40	30x40	30x40
P3	30x40	30x40	30x40
P4	20x20	20x20	
P5	30x40	30x40	30x40
P6	30x40	30x40	30x40
P7	30x40	30x40	30x40
P8	30x40	30x40	30x40
P9	30x40	30x40	30x40
P10	30x40	30x40	30x40
P11	30x40	30x40	30x40
P12	20x20		
P13	30x40	30x40	30x40
P14	30x40	30x40	30x40
P15	30x40	30x40	30x40
P16	30x40	30x40	30x40
P17	30x40	30x40	30x40

Fonte: Autora (2023)

Tabela 4 - Valores pré-dimensionamento vigas

(contínua)

Vigas pavimento térreo		
Viga	BW	H
V1	20	40
V2	20	40

V3	20	40
V4	20	40
V5	20	40
V6	20	40
V7	20	40
V8	20	40
Vigas pavimento mezanino		
V201	20	40
V202	20	40
V203	20	40
V204	20	40
V205	20	40
V206	20	40
V207	20	40
V208	20	40
V209	20	40
V210	20	40
V211	20	40
Vigas pavimento cobertura		
V301	20	40
V302	20	40
V303	20	40
V304	20	40
V305	20	40

Fonte: Autora (2023)

4 RESULTADOS

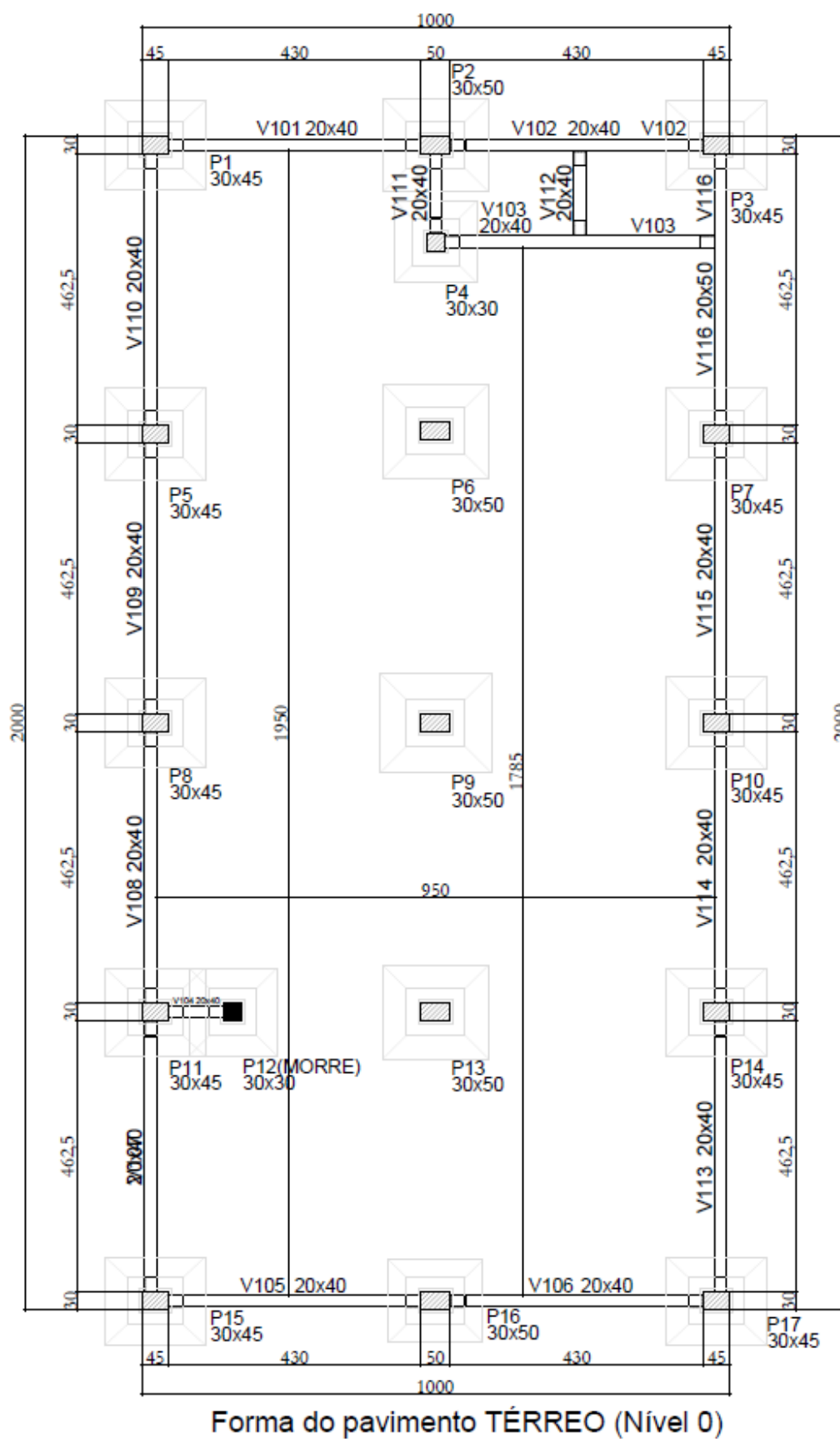
O presente estudo previu avaliar e analisar o dimensionamento de dois métodos construtivos diferentes, o convencional (moldado *in loco*) e pré-fabricado, partindo de um mesmo projeto arquitetônico, levando em consideração elementos de mesma seção para ambos os tipos de estrutura. O objetivo foi analisar as divergências entre um método e outro, sendo, momentos, esforços cortantes, volume de concreto, consumo de aço e taxa de aço.

Ao realizar o lançamento de ambos os métodos no *software* Eberick que foi utilizado para os dimensionamentos, rodou-se as estruturas diversas vezes, uma vez que o intuito era atender os deslocamentos horizontais limites e as estruturas não apresentarem erros. Contudo, ao decorrer do desenvolvimento foram realizados ajustes de dimensões dos elementos até que fosse possível rodar ambas as estruturas sem ocorrer erros. Previsto estes lançamentos foram obtidos os resultados apresentados a seguir.

4.1 FORMAS MÉTODOS CONSTRUTIVOS

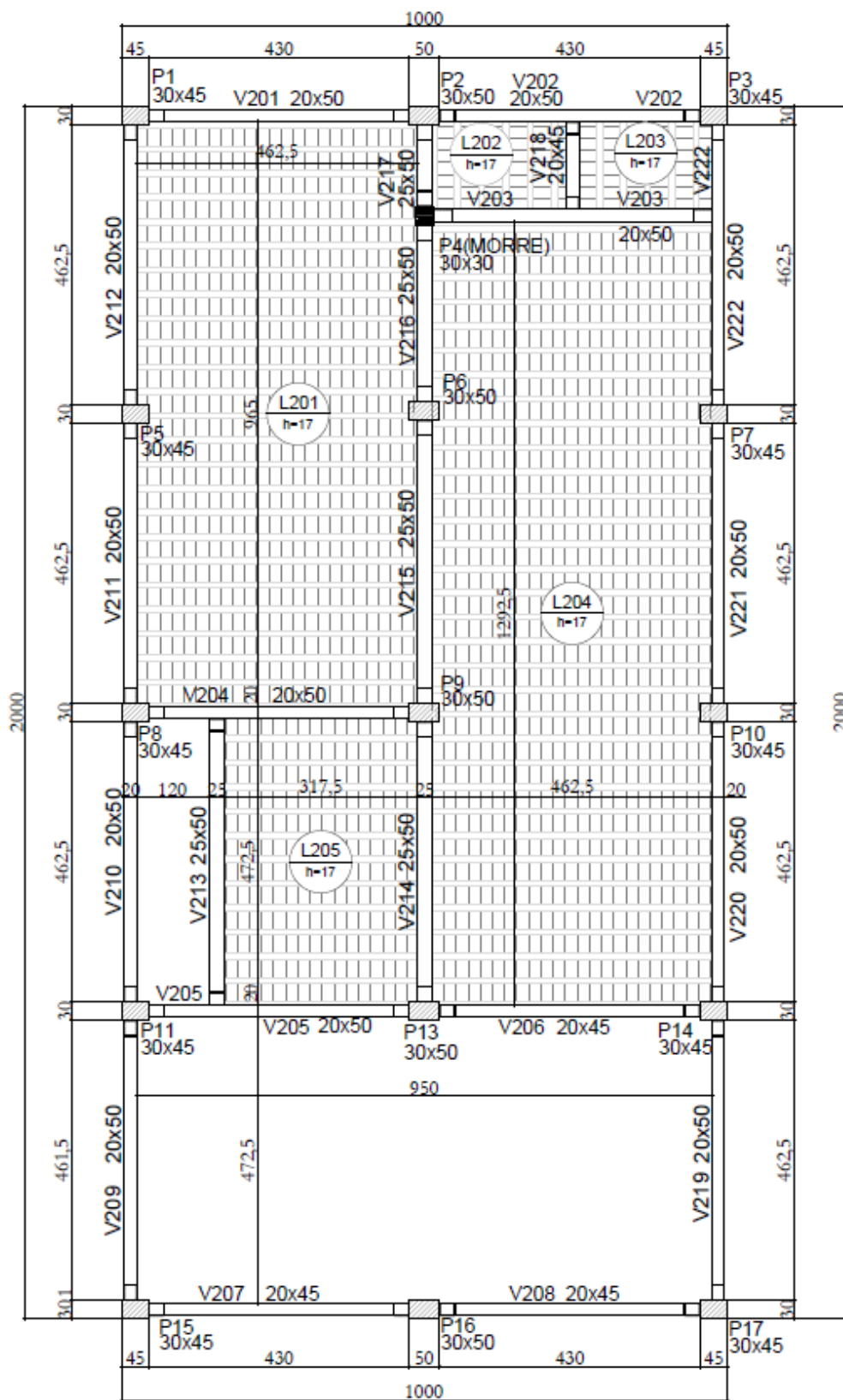
Com a realização do lançamento no *software* da estrutura para o método pré-fabricado obteve-se então as dimensões dos elementos, conforme Figura 28, 29 e 30.

Figura 28 - Forma PF pavimento térreo



Fonte: Elaborado pela Autora (2023)

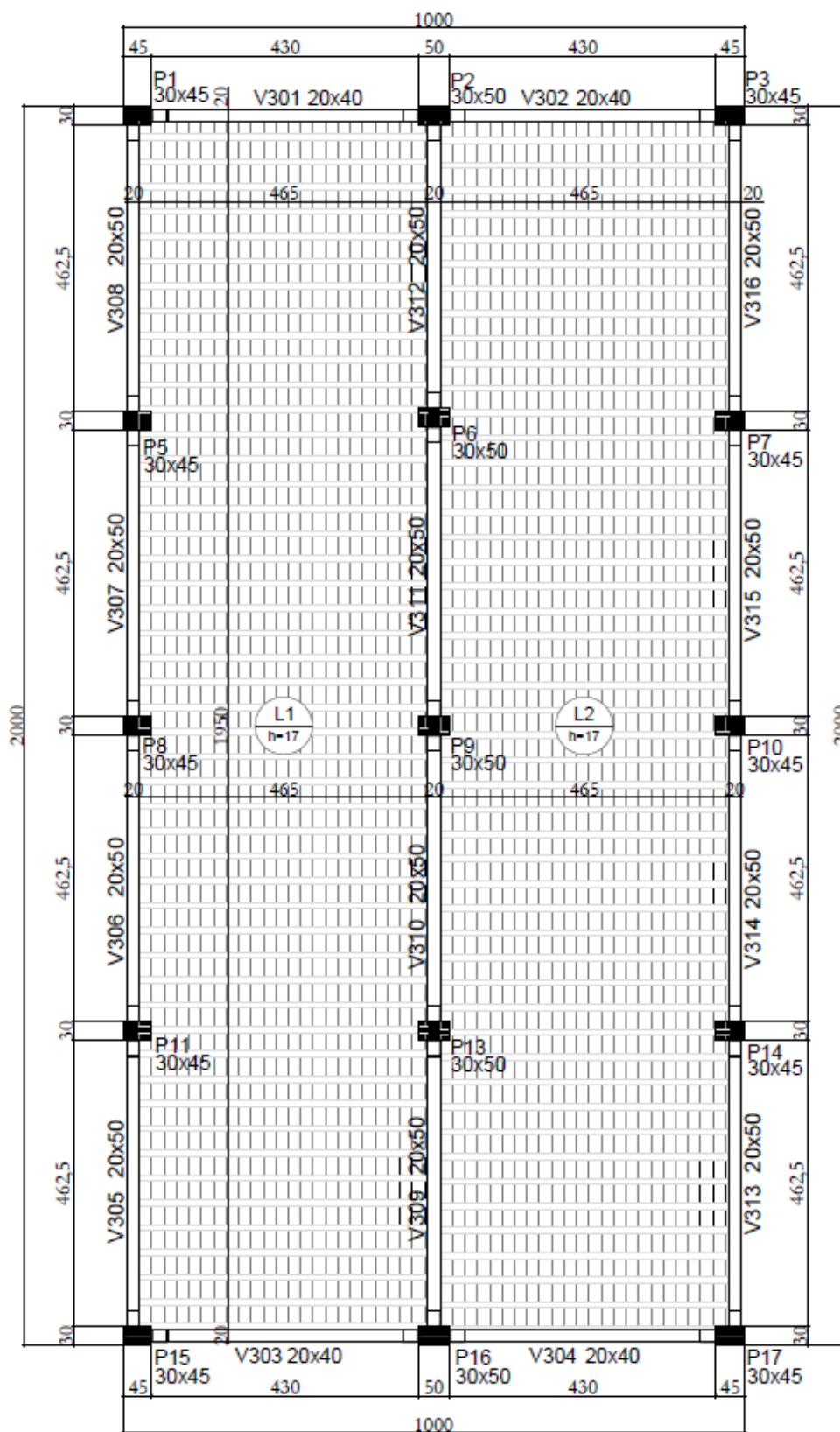
Figura 29 - Forma PF pavimento mezanino



Forma do pavimento MEZANINO (Nível 306)

Fonte: Elaborado pela autora (2023)

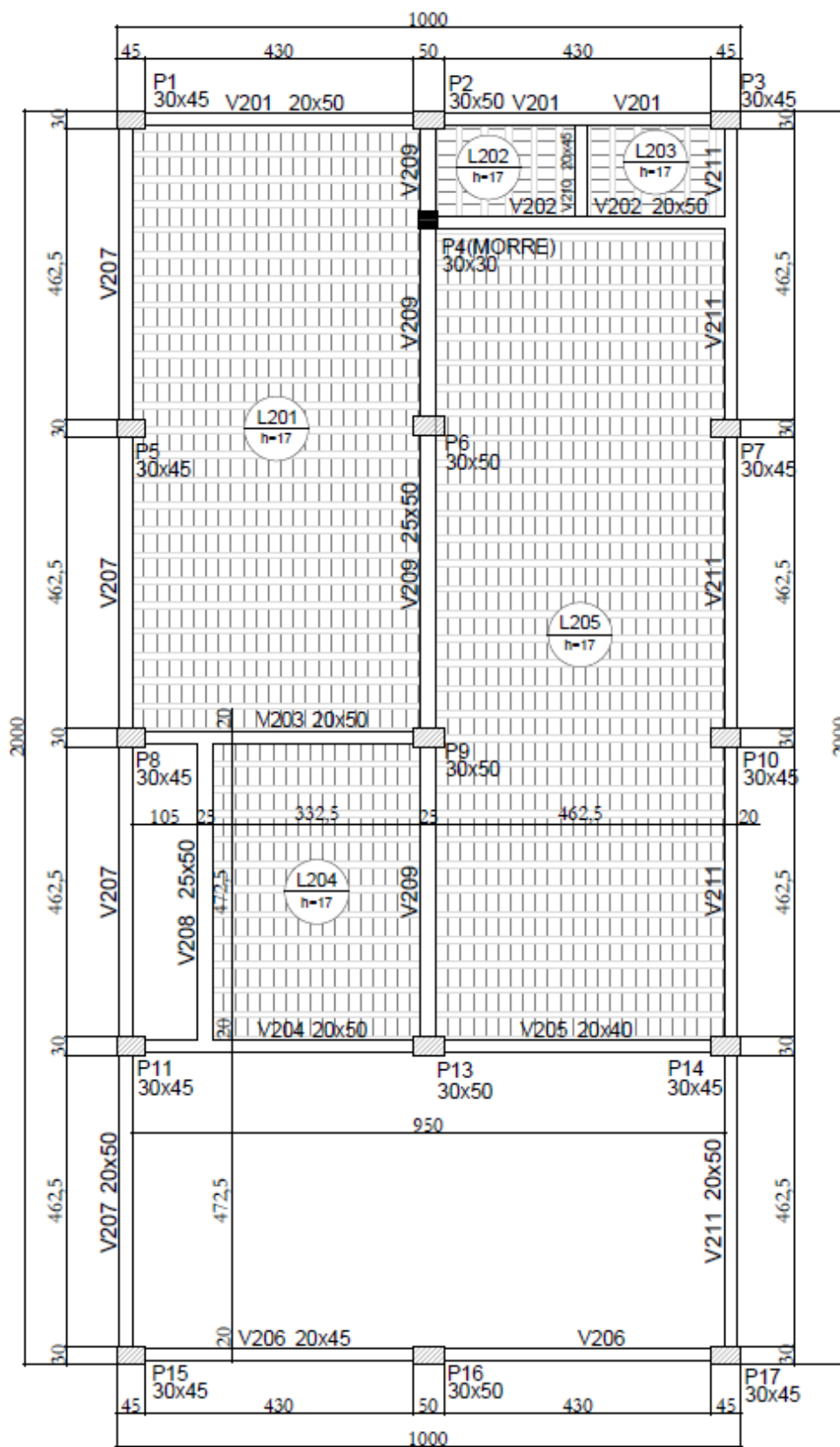
Figura 30 - Forma PF pavimento cobertura



Forma do pavimento COBERTURA (Nível 600)

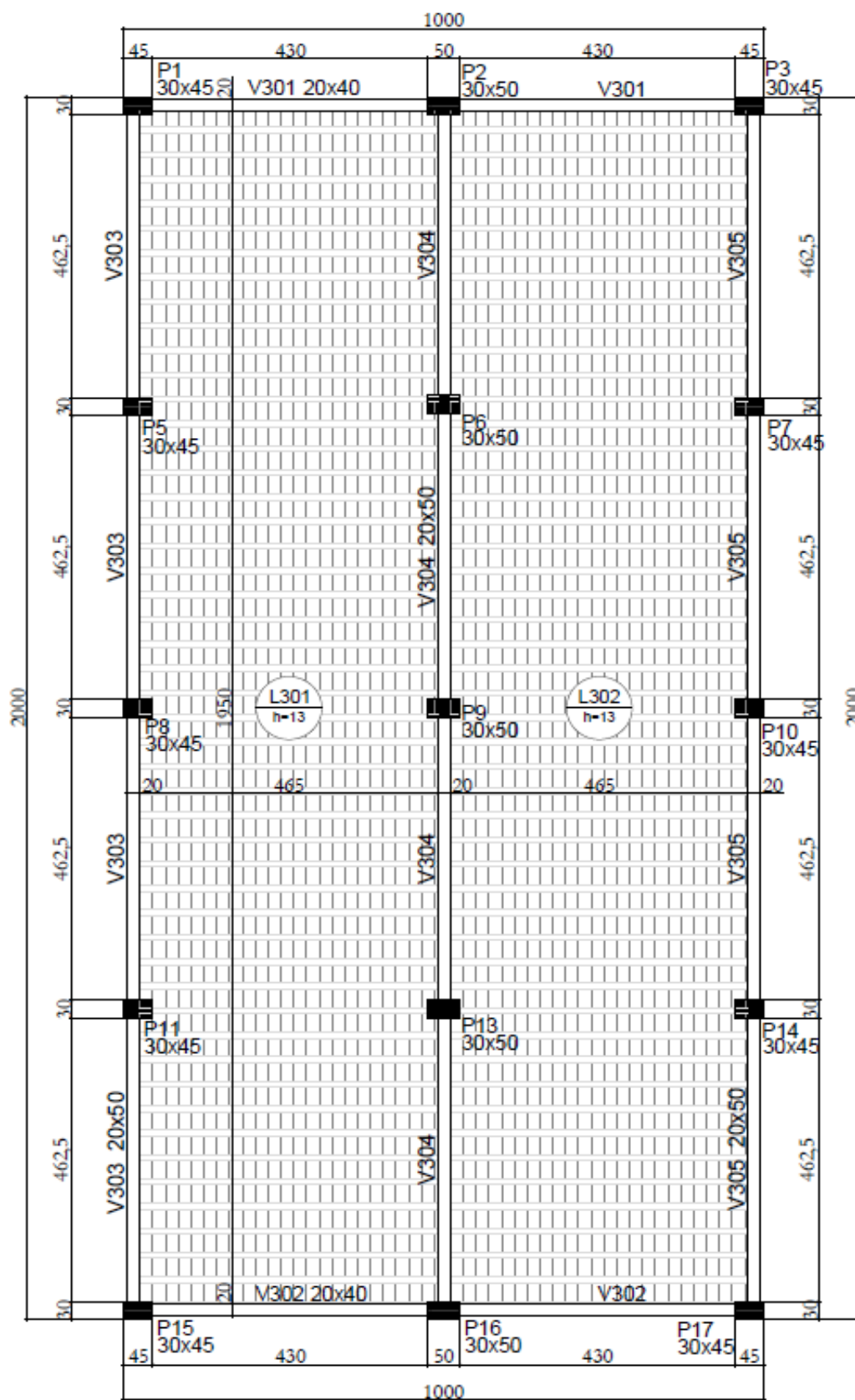
Fonte: Elaborado pela autora (2023)

Figura 32 - Forma ML pavimento mezanino



Forma do pavimento MEZANINO (Nível 306)

Figura 33 - Formas ML pavimento cobertura



Forma do pavimento COBERTURA (Nível 600)

Fonte: Elaborado pela autora (2023)

Com o dimensionamento de ambos os métodos através do *software* Eberick analisou-se e comparou-se os resultados obtidos, sendo observado, deslocamentos horizontais, momentos máximos nos pilares, momentos positivos nas vigas e esforços cortantes nas vigas. Além disso, comparou-se ainda o consumo de aço e concreto.

4.2 DESLOCAMENTO HORIZONTAL

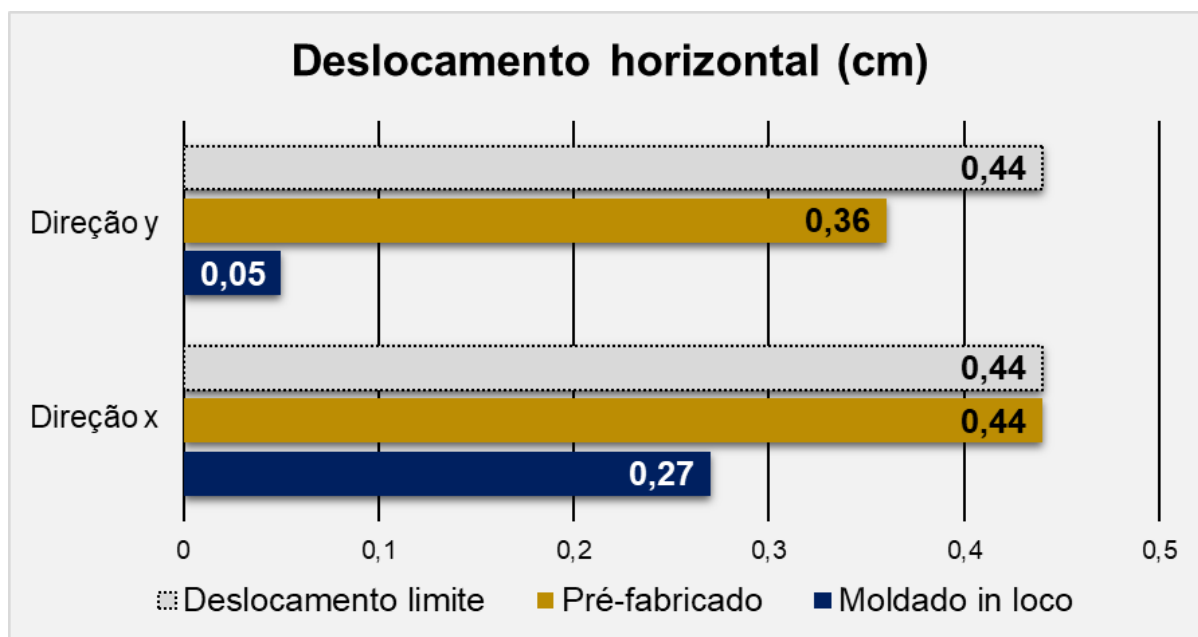
Ao processar ambas as estruturas no *software* Eberick obteve-se o relatório referente ao deslocamento horizontal, em que o limite considerado é a relação entre a altura da edificação, que neste caso é 7,5m no total por 1700. Estes resultados podem ser observados na Tabela 5 e Figura 34.

Tabela 5 - Deslocamento horizontal (cm)

Direção	Diferença em % a maior para pré-fabricado
X	38,64
Y	86,11

Fonte: Autora (2023)

Figura 34 - Deslocamento horizontal



Fonte: Autora (2023)

Uma vez que para ambos os métodos construtivos buscou-se considerar as mesmas seções para os elementos e que as estruturas apresentam diferentes rigidez em função dos tipos de ligação, pode-se observar que para o método pré-fabricado obteve-se um deslocamento horizontal na direção x de 0,44 cm, ou seja, no limite, enquanto na direção y resultou em 0,36 cm. Já para o método moldado *in loco* obteve-se resultados com deslocamento bem menor, 0,05 cm na direção x e 0,27 na direção y. Este resultado, de 38,64% na direção x e 86,11% na direção y para o pré-fabricado se dá devido um método (moldado *in loco*) apresentar elementos engastados que oferecem maior rigidez para estrutura e conseqüentemente exigem menor seção dos elementos e outro método (pré-fabricado) apresentar elementos apoiados, o que implica em uma estrutura de menor rigidez.

4.3 MOMENTOS POSITIVOS NAS VIGAS

Com o dimensionamento das estruturas analisou-se os momentos positivos gerados nas vigas para cada pavimento conforme pode-se observar nas Tabelas 6, 7 e 8, Figuras 35, 36 e 37, o estudo em questão levou-se em consideração somente os momentos positivos, uma vez que determinou-se para o método pré-fabricado vigas simplesmente apoiadas e que acabam por não gerar um momento negativo. Este método adotou-se devido ser a configuração mais usual para estruturas pré-fabricadas.

Tabela 6 - Momento fletor positivo vigas pavimento térreo

(contínua)

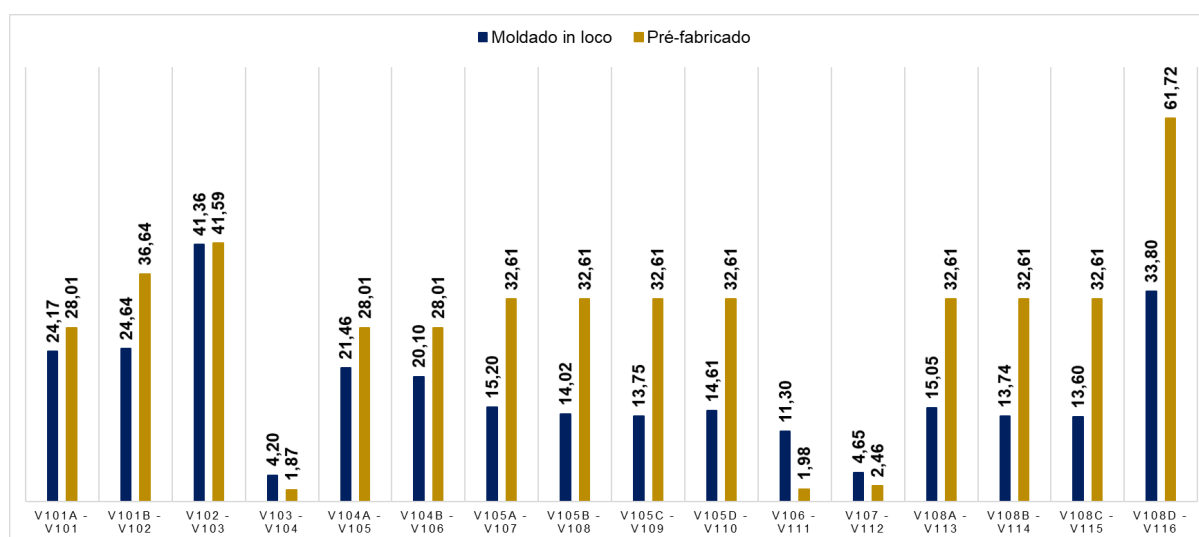
Viga	Moldado <i>in loco</i>	Pré-fabricado	Diferença em %
	Md (kN.m)	Md (kN.m)	
V101A - V101	24,17	28,01	13,71
V101B - V102	24,64	36,64	32,75
V102 - V103	41,36	41,59	0,55
V103 - V104	4,2	1,87	-124,60
V104A - V105	21,46	28,01	23,38
V104B - V106	20,1	28,01	28,24
V105A - V107	15,2	32,61	53,39
V105B - V108	14,02	32,61	57,01

(conclusão)

V105C - V109	13,75	32,61	57,84
V105D - V110	14,61	32,61	55,20
V106 - V111	11,3	1,98	-470,71
V107 - V112	4,65	2,46	-89,02
V108A - V113	15,05	32,61	53,85
V108B - V114	13,74	32,61	57,87
V108C - V115	13,6	32,61	58,30
V108D - V116	33,8	61,72	45,24
		% MÉDIA	41,33

Fonte: Autora (2023)

Figura 35 - Momento fletor positivo vigas pavimento térreo (kN.m)



Fonte: Autora (2023)

Para o pavimento térreo, de modo geral teve-se as vigas com momento maior para o pré-fabricado, levando em consideração que as vigas são somente apoiadas e já as moldadas *in loco* são engastadas, sendo que para este pavimento, de modo geral, em média, a diferença entre os momentos é de 41,33%, nesta porcentagem média desconsiderou-se as três vigas que o momento fletor ficou menor para o pré-fabricado, isto ocorreu, devido tratar de vigas pequenas e o *software* considerar um vão menor quando comparado com moldado *in loco*, pois leva em consideração de eixo a eixo do consolo, o que consequentemente apresenta uma viga “mais rígida” em função da relação comprimento x momento. Destas, as que

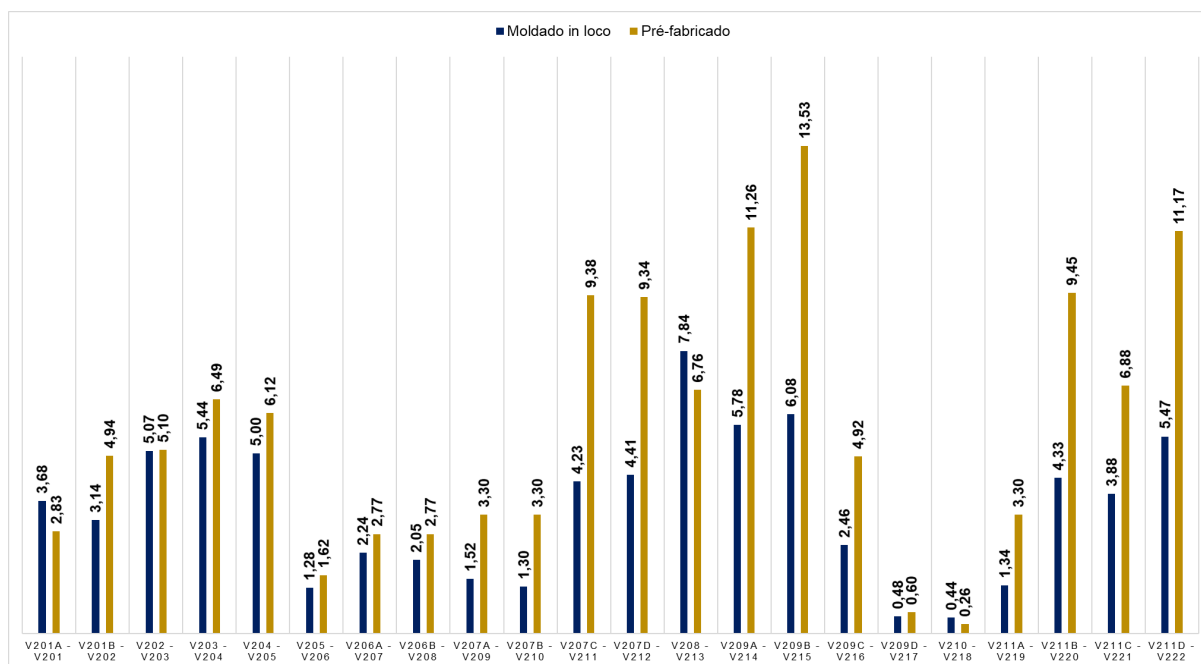
apresentaram maior discrepância foram V108C do moldado *in loco* e V115 do pré-fabricado.

Tabela 7 - Momento fletor positivo vigas pavimento mezanino

Viga	Moldado in loco	Pré-fabricado	Diferença em %
	Md (kN.m)	Md (kN.m)	
V201A - V201	3,68	2,83	-30,04
V201B - V202	3,14	4,94	36,44
V202 - V203	5,07	5,1	0,59
V203 - V204	5,44	6,49	16,18
V204 - V205	5	6,12	18,30
V205 - V206	1,28	1,62	20,99
V206A - V207	2,24	2,77	19,13
V206B - V208	2,05	2,77	25,99
V207A - V209	1,52	3,3	53,94
V207B - V210	1,3	3,3	60,61
V207C - V211	4,23	9,38	54,90
V207D - V212	4,41	9,34	52,78
V208 - V213	7,84	6,76	-15,98
V209A - V214	5,78	11,26	48,67
V209B - V215	6,08	13,53	55,06
V209C - V216	2,46	4,92	50,00
V209D - V217	0,48	0,6	20,00
V210 - V218	0,44	0,26	-69,23
V211A - V219	1,34	3,3	59,39
V211B - V220	4,33	9,45	54,18
V211C - V221	3,88	6,88	43,60
V211D - V222	5,47	11,17	51,03
% MÉDIA			39,02

Fonte: Autora (2023)

Figura 36 - Momento fletor positivo vigas pavimento mezanino (kN.m)



Fonte: Autora (2023)

Para as vigas do pavimento mezanino também tivemos os momentos positivos maiores para o método pré-fabricado, sendo que a maior discrepância pode-se observar nas vigas centrais, V-209B para o moldado *in loco* e V-215 do pré-fabricado, sendo basicamente 39,02 % a maior no pré-fabricado do que moldado *in loco*. Para este pavimento, também, pelo mesmo motivo do pavimento térreo desconsiderou-se as três vigas que apresentaram menor momento para o pré-fabricado.

Tabela 8 - Momento fletor positivo vigas pavimento cobertura

(contínua)

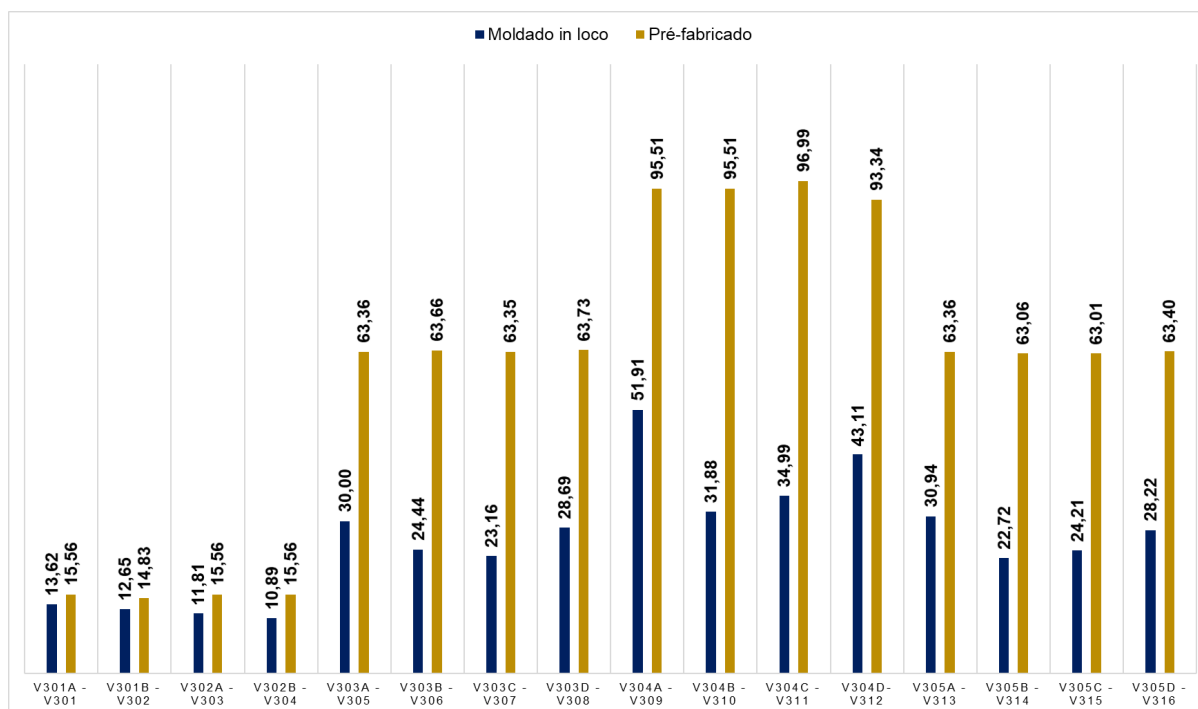
Viga	Moldado in loco	Pré-fabricado	Diferença em %
	Md (kN.m)	Md (kN.m)	
V301A - V301	13,62	15,56	12,47
V301B - V302	12,65	14,83	14,70
V302A - V303	11,81	15,56	24,10
V302B - V304	10,89	15,56	30,01
V303A - V305	30	63,36	52,65
V303B - V306	24,44	63,66	61,61
V303C - V307	23,16	63,35	63,44

(conclusão)

V303D - V308	28,69	63,73	54,98
V304A - V309	51,91	95,51	45,65
V304B - V310	31,88	95,51	66,62
V304C - V311	34,99	96,99	63,92
V304D- V312	43,11	93,34	53,81
V305A - V313	30,94	63,36	51,17
V305B - V314	22,72	63,06	63,97
V305C - V315	24,21	63,01	61,58
V305D - V316	28,22	63,4	55,49
% MÉDIA			48,51

Fonte: Autora (2023)

Figura 37 - Momento fletor positivo vigas pavimento cobertura (kN.m)



Fonte: Autora (2023)

Para o pavimento superior, como pode-se observar, todos os momentos positivos foram nas vigas do pré-fabricado, isso como já supracitado se dá devido o tipo de ligação das vigas. Ainda, neste pavimento todas as vigas possuem um vão maior, o que conseqüentemente também acaba justificando estas diferenças, uma vez que possuímos uma estrutura menos estável para o pré-fabricado. Em média possui-se 48,51% de diferença nos momentos positivos do moldado *in loco* para o

pré-fabricado, sendo que a maior discrepância entre as vigas são as centrais, mais especificamente V304B do moldado *in loco* e V310 do pré-fabricado.

De modo geral ao analisar os valores supracitados, pode-se observar que possui-se momentos positivos consideravelmente maiores, em média dos três pavimentos 42,95%, nas vigas pré-fabricadas (em dourado), estes momentos são resultantes do tipo de ligação, como as vigas pré-fabricadas são somente apoiadas e conseqüentemente não possuem momentos negativos, obtém-se então, um momento positivo maior, já para as vigas moldadas *in loco*, levando em consideração que são engastadas aos pilares gerando um momento negativo, possuem um momento positivo menor.

4.4 ESFORÇOS CORTANTES NAS VIGAS

Ao verificar os esforços cortantes nas vigas observou-se que o comportamento ocorreu diferente do que se pensava, obtendo os valores conforme Tabela 9, 10 e 11 e Figuras 38, 39 e 40.

Tabela 9 - Esforço cortante vigas pavimento térreo (kN)

(contínua)

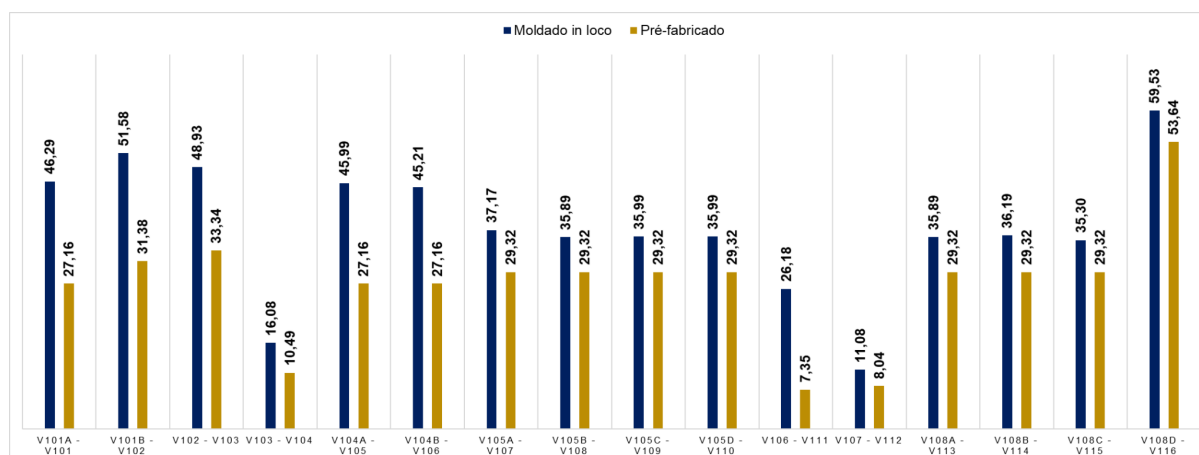
Viga	Moldado <i>in loco</i>	Pré-fabricado	Diferença em %
	Vd (kN)	Vd (kN)	
V101A - V101	46,29	27,16	41,33
V101B - V102	51,58	31,38	39,16
V102 - V103	48,93	33,34	31,86
V103 - V104	16,08	10,49	34,76
V104A - V105	45,99	27,16	40,94
V104B - V106	45,21	27,16	39,92
V105A - V107	37,17	29,32	21,12
V105B - V108	35,89	29,32	18,31
V105C - V109	35,99	29,32	18,53
V105D - V110	35,99	29,32	18,53
V106 - V111	26,18	7,35	71,93
V107 - V112	11,08	8,04	27,44
V108A - V113	35,89	29,32	18,31
V108B - V114	36,19	29,32	18,98

(conclusão)

V108C - V115	35,3	29,32	16,94
V108D - V116	59,53	53,64	9,89
		% MÉDIA	24,28

Fonte: Autora (2023)

Figura 38 - Esforço cortante vigas pavimento térreo (kN)



Fonte: Autora (2023)

Como pode-se observar tivemos os esforços cortantes para o pavimento térreo em média 24,28 % maior para o moldado in loco do que para o pré-fabricado. Em seguida, poderá ser entendido porque resultaram estes valores, uma vez que foi trabalhado com mesmas dimensões e cargas.

Tabela 10 - Esforço cortante vigas pavimento mezanino (kN)

(contínua)

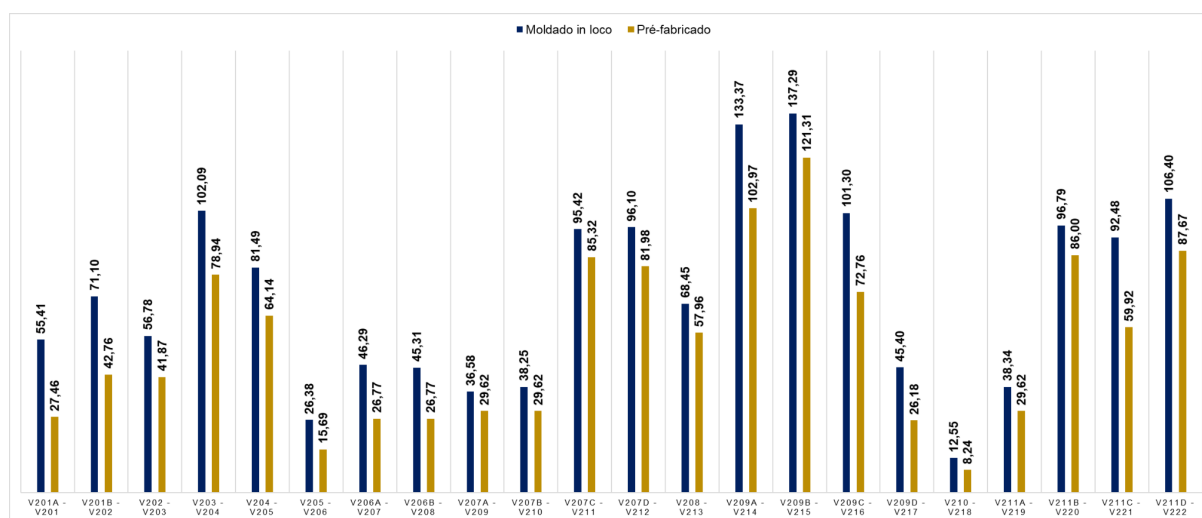
Viga	Moldado in loco	Pré-fabricado	Diferença em %
	Vd (kN)	Vd (kN)	
V201A - V201	55,41	27,46	50,44
V201B - V202	71,1	42,76	39,86
V202 - V203	56,78	41,87	26,26
V203 - V204	102,09	78,94	22,68
V204 - V205	81,49	64,14	21,29
V205 - V206	26,38	15,69	40,52
V206A - V207	46,29	26,77	42,17
V206B - V208	45,31	26,77	40,92
V207A - V209	36,58	29,62	19,03
V207B - V210	38,25	29,62	22,56

(conclusão)

V207C - V211	95,42	85,32	10,58
V207D - V212	96,1	81,98	14,69
V208 - V213	68,45	57,96	15,33
V209A - V214	133,37	102,97	22,79
V209B - V215	137,29	121,31	11,64
V209C - V216	101,3	72,76	28,17
V209D - V217	45,4	26,18	42,33
V210 - V218	12,55	8,24	34,34
V211A - V219	38,34	29,62	22,74
V211B - V220	96,79	86	11,15
V211C - V221	92,48	59,92	35,21
V211D - V222	106,4	87,67	17,60
		% MÉDIA	22,77

Fonte: Autora (2023)

Figura 39 - Esforço cortante vigas pavimento mezanino (kN)



Fonte: Autora (2023)

Para o pavimento mezanino, como pode ser observado, também apresentou esforço cortante em média 22,77 % maior no moldado *in loco* do que para o pré-fabricado.

Tabela 11 - Esforço cortante pavimento cobertura (kN)

(contínua)

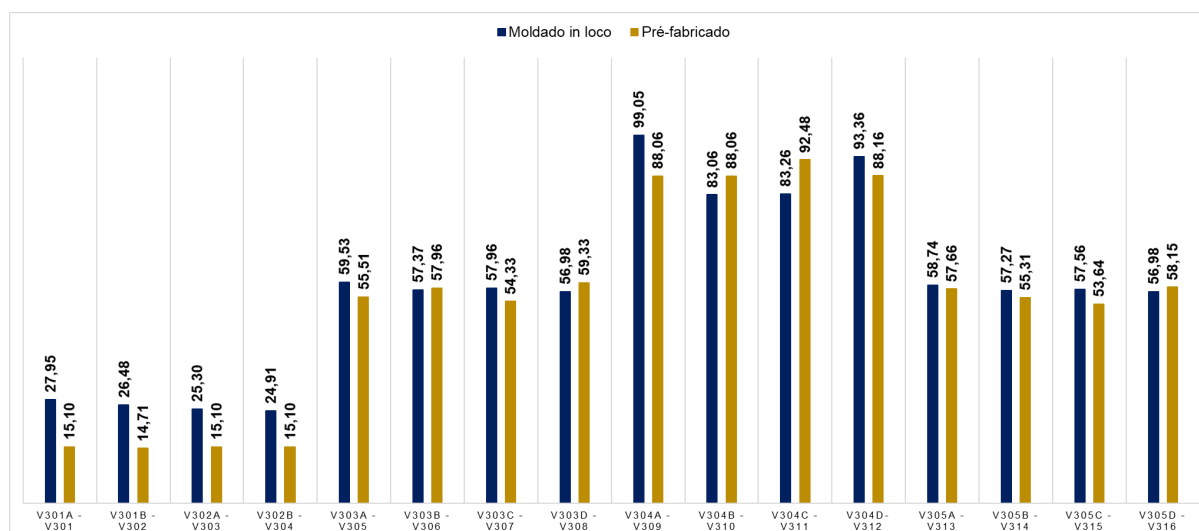
Viga	Moldado in loco	Pré-fabricado	Diferença em %
	Vd (kN)	Vd (kN)	

(conclusão)

V301A - V301	27,95	15,1	45,97
V301B - V302	26,48	14,71	44,45
V302A - V303	25,3	15,1	40,32
V302B - V304	24,91	15,1	39,38
V303A - V305	59,53	55,51	6,75
V303B - V306	57,37	57,96	-1,03
V303C - V307	57,96	54,33	6,26
V303D - V308	56,98	59,33	-4,12
V304A - V309	99,05	88,06	11,10
V304B - V310	83,06	88,06	-6,02
V304C - V311	83,26	92,48	-11,07
V304D - V312	93,36	88,16	5,57
V305A - V313	58,74	57,66	1,84
V305B - V314	57,27	55,31	3,42
V305C - V315	57,56	53,64	6,81
V305D - V316	56,98	58,15	-2,05
% MÉDIA			5,92

Fonte: Autora (2023)

Figura 40 - Esforço cortante vigas pavimento cobertura (kN)



Fonte: Autora (2023)

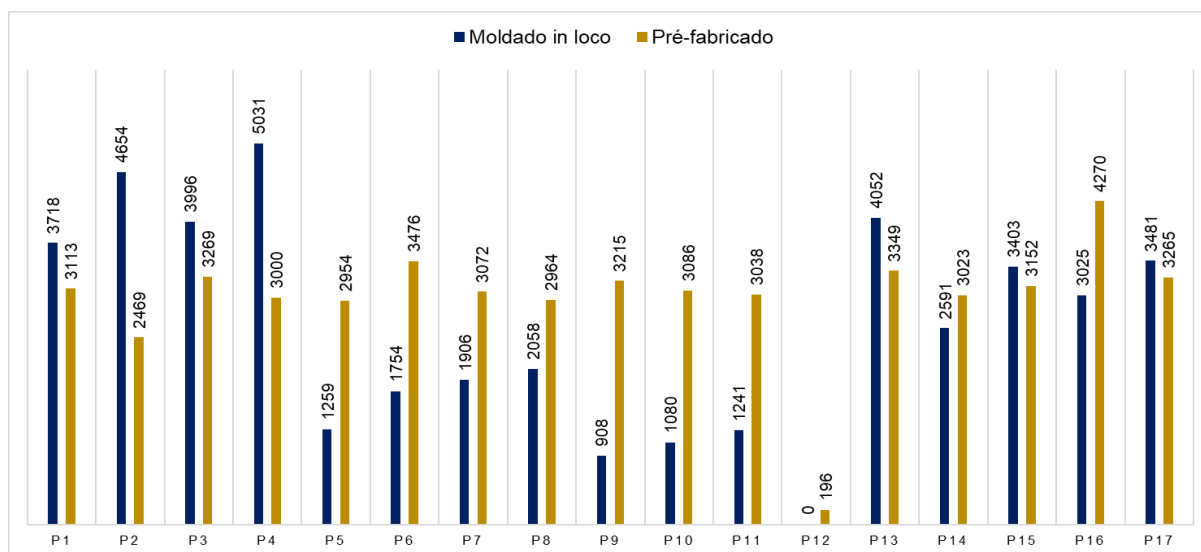
Para as vigas do pavimento cobertura também em média obteve-se os esforços cortantes maiores para o moldado *in loco*, sendo 5,92%. De modo geral, os três pavimentos apresentaram esforço cortante maior para o método convencional,

sendo em média 17,66%, isso ocorreu devido o vão que o *software* considera, para o moldado *in loco*, leva em consideração de eixo a eixo do pilar, já para o método pré-fabricado leva em consideração de eixo a eixo do consolo, ou seja, um vão menor que considerado para o moldado *in loco*. O resultado esperado era que os esforços fossem se igualar, uma vez que utilizou-se das mesmas dimensões dos elementos e cargas, contanto, de acordo com o que foi supracitado se explica estes valores distintos.

4.5 MOMENTOS NOS PILARES

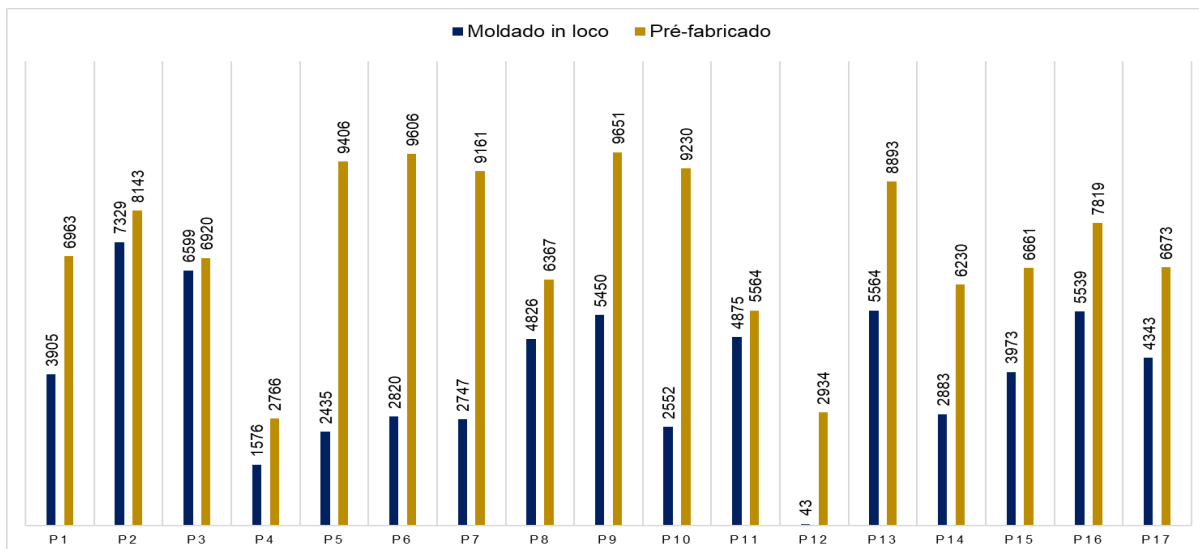
Os momentos nos pilares se comportam de maneira distintas quanto as duas estruturas, neste caso, podemos observar nas Figuras 41 e 42, os momentos máximos de cada pilar.

Figura 41 - Momento fletor máximo na direção x (kN.m)



Fonte: Autora (2023)

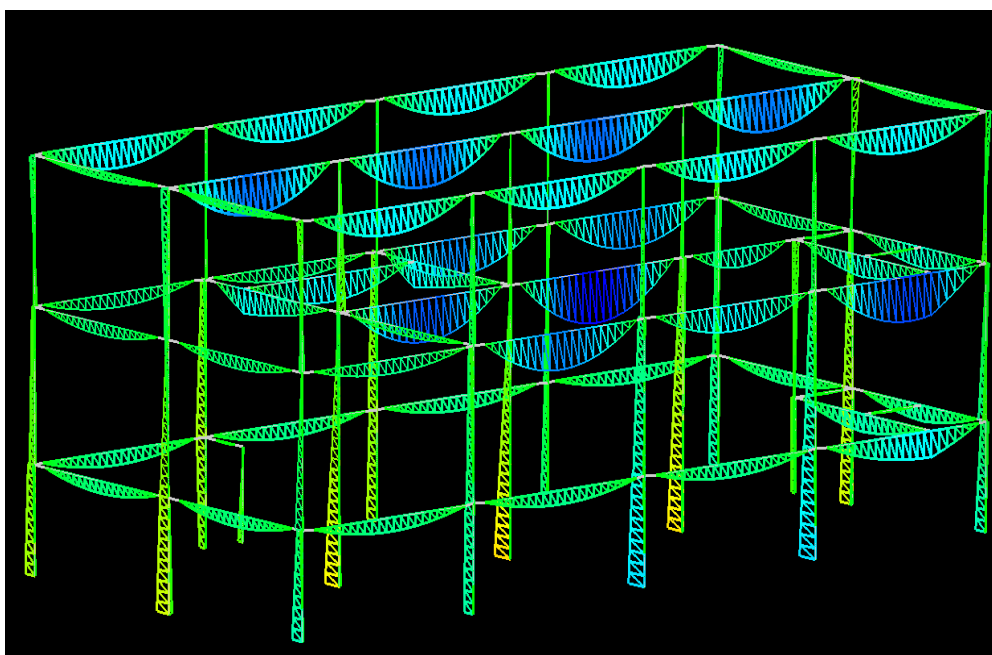
Figura 42 - Momento fletor máximo na direção y (kN.m)



Fonte: Autora (2023)

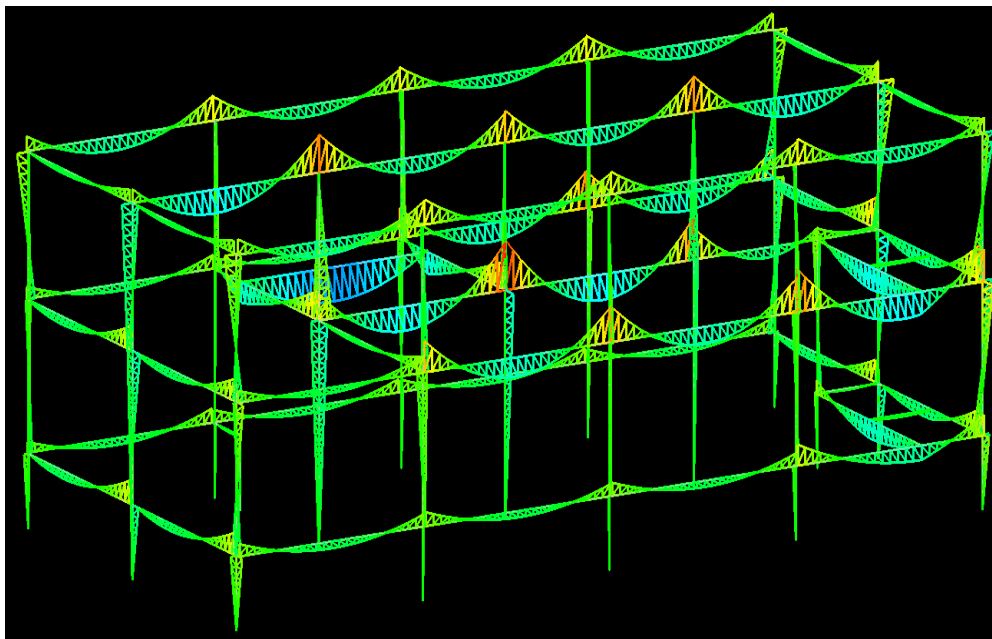
Ao analisar os momentos nos pilares de acordo com os dados acima e de acordo com a Figura 43 é possível observar que para a estrutura pré-fabricada sempre teremos os momentos máximos na base, isso se dá devido a estrutura ser mais instável quando comparado com a estrutura moldada in loco. Já no ML conforme Figura 44 vai depender das solicitações, neste caso, nunca será na base, a base sempre será 0.

Figura 43 - Diagrama momentos fletores PF



Fonte: Elaborado pela autora (2023)

Figura 44 - Diagrama momentos fletores ML

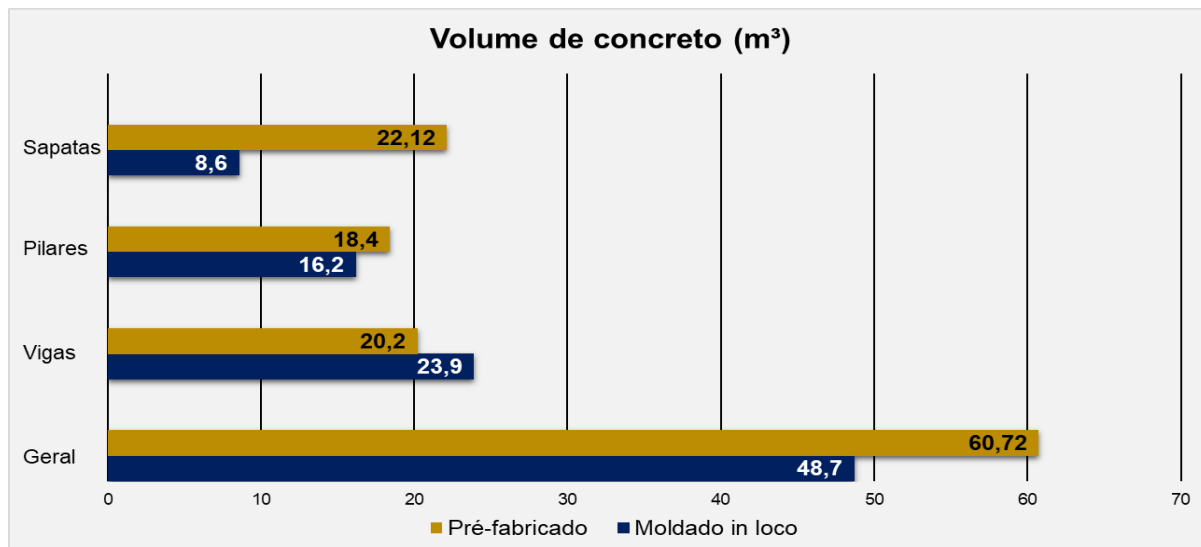


Fonte: Elaborado pela autora (2023)

4.6 VOLUME DE CONCRETO

Quando determina-se elementos de mesma dimensão, pensa-se que o volume de concreto deverá ser o mesmo para ambas as estruturas, porém, levando em consideração os modelos mais usuais tanto para o pré-fabricado quanto para o moldado *in loco* obteve-se volumes diferentes conforme pode-se observar na Figura 45.

Figura 45 - Volume de concreto



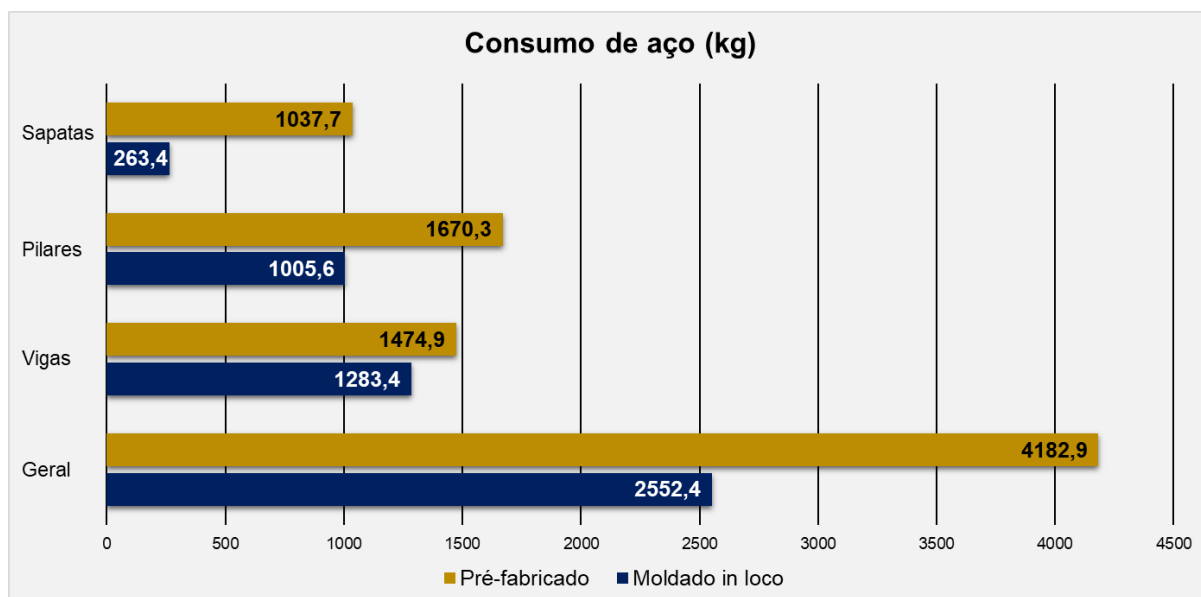
Fonte: Autora (2023)

Ao analisar pode-se observar que de modo geral possui-se um volume de concreto 19,80% maior para o pré-fabricado do que para o moldado *in loco*. Levando em consideração as vigas, já possui-se um volume menor para o moldado *in loco* do que para o pré-fabricado, isto se dá em função deste caso ter sido determinado a utilização de vigas com gerber ao invés de retangulares, desta forma, acaba-se por ter os recortes nas mesmas e conseqüentemente diminui o consumo de concreto. Quanto aos pilares, possui-se um volume de concreto maior para o pré-fabricado e isso é resultante da existência de consolos anexados nestes, os quais servem de apoio para as vigas. Contudo, considerando vigas e pilares os volumes basicamente se igualam. Já para as sapatas, obtém-se um volume de concreto bem maior para o método pré-fabricado, isso é consequência da necessidade de sapatas de dimensões maiores em função de possuir-se uma estrutura mais instável e também, devido o tipo de fundação, que foi determinado também o mais usual, que neste caso é cálice.

4.7 CONSUMO DE AÇO

O consumo de aço não diferente do volume de concreto também foi maior para o método pré-fabricado, como pode-se observar na Figura 46.

Figura 46 - Consumo de aço



Fonte: Autora (2023)

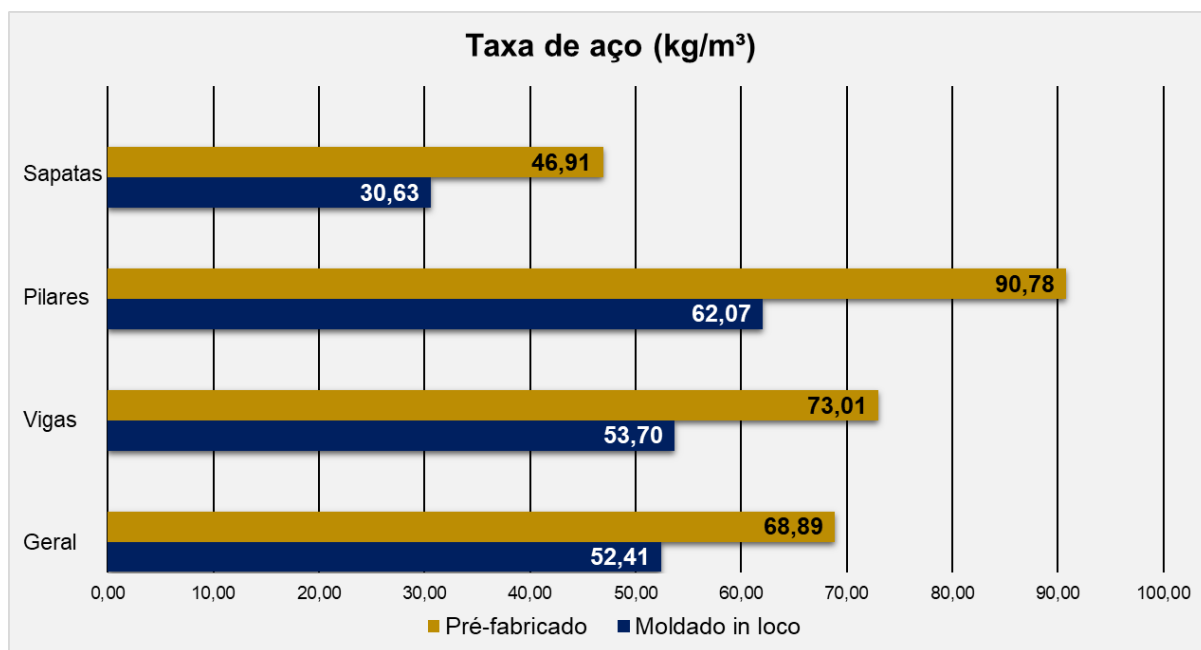
Observando o gráfico supracitado, de modo geral, obteve-se um consumo de aço 38,98% maior no método pré-fabricado do que para o moldado *in loco*. Sendo que para este caso do aço tem-se um consumo maior no pré-fabricado em todos os elementos (vigas, pilares e sapatas). As vigas possuem um consumo maior para o pré-fabricado devido a necessidade de utilizar uma quantidade maior de armadura positiva, em média, praticamente o dobro do que o moldado *in loco*, isso, consequência do tipo de ligação, não há engastamento com o pilar e então, se fazer necessário utilizar maior quantidade de aço.

Para os pilares, o consumo no pré-fabricado é maior pois há os consoles anexados e ainda, em função da estrutura não ser tão rígida, há uma necessidade de utilizar maior quantidade de aço, uma vez que estes sejam capazes de suportar as solicitações. Já para as sapatas, este consumo a maior se justifica em função da utilização de cálice e devido a dimensão que precisa ser maior para oferecer estabilidade para a estrutura, visto que esta se mostra menos estável como um todo perante a utilização de nós rotulados na ligação viga x pilar.

4.8 TAXA DE AÇO

Contudo, levando em consideração os dados supracitados de volume de concreto e consumo de aço, obteve-se a taxa de aço conforme Figura 47, a qual, já se previa com os resultados obtidos anteriormente.

Figura 47 - Taxa de aço



Fonte: Autora (2023)

Aplicando a relação de consumo de aço pelo volume de concreto, foi obtido a taxa de aço em que novamente possui-se um valor maior para o pré-fabricado, mais precisamente 23,92% maior.

5 CONCLUSÃO

Este trabalho proporcionou uma melhor compreensão referente aos diferentes aspectos de dimensionamento entre uma estrutura pré-fabricada e uma estrutura moldada *in loco*, tendo por objetivo avaliar e comparar os resultados obtidos para cada modelo de estrutura a partir do dimensionamento realizado por meio do *software* Eberick, buscando otimizar ambas as estruturas, mantendo uma mesma seção dos elementos (pilares e vigas).

Com o lançamento das estruturas realizado no *software* a partir do pré-dimensionamento, foi possível verificar a necessidade de ajuste e otimização da seção dos elementos para que a estrutura de pré-fabricado ficasse dentro do limite de deslocamento horizontal, enquanto que para a estrutura moldado *in loco*, o deslocamento era atendido com as seções iniciais. Desta forma, em função do tipo de ligação da estrutura pré-fabricada, e então, por não ser tão estável quanto a estrutura moldada *in loco*, prevê-se a necessidade de maiores dimensões dos elementos para o pré-fabricado, até que se atenda os deslocamentos horizontais. No entanto, pode-se visualizar que neste caso em que se padronizou as seções para ambas as estruturas, teve-se um deslocamento bem abaixo do limite para a estrutura moldado *in loco*, isto, tanto para direção x, quanto para direção y. Já para o pré-fabricado, o deslocamento horizontal na direção x ficou no limite e para a direção y, bem próximo ao limite.

Quanto aos momentos obtidos para as diferentes estruturas, considerando na estrutura pré-fabricada, as vigas, simplesmente apoiadas, não obtendo-se momentos negativos, somente momentos positivos, estes que comparados aos momentos positivos das vigas da estrutura moldada *in loco*, que são engastadas, são significativamente menores, em média 42,55%, levando em consideração o pavimento térreo, mezanino e cobertura, resultado este consideravelmente influenciado pelo tipo de ligação, em que na estrutura pré-fabricada temos nós rotulados e na estrutura moldada *in loco* possuímos nós engastados. Quanto aos momentos nos pilares, verifica-se que para o método pré-fabricado sempre teremos o momento fletor máximo na base, já para o moldado *in loco*, o momento máximo nunca será na base. Os esforços cortantes nas vigas não apresentaram os resultados esperados, uma vez que pensava-se que os valores seriam iguais, pois foram utilizados elementos de mesmas seções e mesmos carregamentos, contanto

obteve-se resultados maiores para o método moldado *in loco*, porém, de acordo com análises realizadas no *software*, isso ocorreu devido o *software* não utilizar o mesmo parâmetro para considerar os vãos nas diferentes estruturas.

O volume de concreto inicialmente previa-se que seria equivalente para ambas estruturas, levando em consideração que seriam utilizados elementos (viga e pilares) de mesma dimensão. Contudo devido ao tipo de fundação adotado, cálice, e a necessidade de sapatas com dimensões maiores para oferecer estabilidade à estrutura, obteve-se um consumo de concreto consideravelmente maior para o método pré-fabricado. Conseqüentemente, como o volume de concreto o consumo de aço também foi maior para o pré-fabricado, como já se imaginava, pois além de possuir consolos, fundação do tipo cálice, se exige maior quantidade de aço em função do modelo adotado para o trabalho.

Portanto, de modo geral, para este estudo em questão, verificou-se que o consumo de materiais acaba sendo 26,25% maior para o método pré-fabricado, mesmo considerando elementos de mesma seção. Contudo, analisando somente este quesito de consumo de material, concreto e aço, conclui-se que para a edificação em questão o método que apresenta maior viabilidade é o moldado *in loco*. Porém, pensa-se que ao otimizar o dimensionamento das estruturas e analisar outros parâmetros, pode-se conclusões distintas quanto a viabilidade entre os métodos.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Ao desenvolver este estudo foram verificados outros potenciais assuntos a serem estudados em trabalhos futuros:

- a) alterar o tipo de ligações para o pré-fabricado, por exemplo, semi-rígida, para possuir uma estrutura mais similar ao no moldado *in loco*;
- b) realizar a análise levando em consideração otimização das estruturas atendendo os deslocamentos, contudo, sem fixar mesmas seções;
- c) realizar análise levando em consideração tempo de execução para determinar qual apresenta maior viabilidade.

REFERÊNCIAS

ACKER, A. V. **Manual de Sistemas Pré-fabricados de Concreto**. Tradução: Marcelo Ferreira, ABCIC, 2002.

ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas. **Concepção estrutural de edifícios em concreto armado**. Disponível em: https://www.ufjf.br/pauvi/files/2019/03/Concep_Estrut_2007-PAUR-6.pdf. Acesso em: 30 abr. 2023.

ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas Alva. **AULA INTRODUTÓRIA**. Estruturas de Concreto. Disponível em:

<https://docplayer.com.br/2211178-Aula-introdutoria-gerson-moacyr-sisniegas-alva.html>. Acesso em: 18 maio 2023.

ARAÚJO, José Milton de Araújo. **Curso de Concreto Armado**. Rio Grande. Dunas, 2003. v.1, 2ed.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1985). **NBR 7211 – Agregados para concreto - Especificação**. São Paulo. Revisão de 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). **NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. São Paulo. Revisão de 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1985). **NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações**. São Paulo. Revisão de 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1985). **NBR 9062 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. São Paulo. Revisão de 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118:14 Projeto de estruturas – Procedimento**. Rio de Janeiro. ABNT, 2014

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16055: Parede de concreto moldada no local para a construção de edificações – Requisitos e procedimentos - Elaboração**. Rio de Janeiro, 2012.

ALLEN, Edward. Iano. Joseph. **Fundamentos da Engenharia de Edificações: Materias e Métodos**. Porto Alegre. Bookman, 2013. 5ed.

CARVALHO. R. C. FIGUEIREDO FILHO. J.R. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. São Carlos. EOUFS, 2014. 4ed.

EL DEBS, Mounir K. **CONCRETO PRÉ-MOLDADO: Fundamentos e Aplicações**. São Carlos, EESC-USP. 2000.

GROSSKLAUS, Edimar. SURMAS, Letícia, SLOMP, Rafael. **Análise comparativa do uso de estrutura pré-moldada em relação à construção convencional em uma obra de médio porte na cidade de União da Vitória - Pr**. Disponível em: <https://www.idd.edu.br/downloads-idd/?tcc=178>. Acesso em: 18 maio 2023.

MELO, Carlos Eduardo Emrich. Manual Munte de projetos em pré-fabricados de Concreto. 2. ed. São Paulo: Pini, 2007

PICCHI, Flávio Augusto. **Sistemas de qualidade: uso em empresas de construção de edifícios**. São Paulo, 1993. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

RUFINO, Sandra. **A importância do projeto no empreendimento**. Disponível em: <http://bt.fatecsp.br/system/articles/117/original/trabalho7.pdf>. Acesso em: 11 maio 2023.