

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

JAQUELINE MARIA BORSATTI

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DO ELEMENTO PILAR DE UM GALPÃO
DE CONCRETO PRÉ-FABRICADO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

PATO BRANCO

2018

JAQUELINE MARIA BORSATTI

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DO ELEMENTO PILAR DE UM GALPÃO
DE CONCRETO PRÉ-FABRICADO**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado como requisito parcial à
obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil da Universidade
Tecnológica Federal do Paraná-
Campus Pato Branco.

Orientadora Dr^a. Heloiza Piassa
Benetti

Pato Branco

2018



TERMO DE APROVAÇÃO

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DO ELEMENTO PILAR DE UM GALPÃO DE CONCRETO PRÉ-FABRICADO

JAQUELINE MARIA BORSATTI

No dia 18 de junho de 2018, às 13h05min, na SALA DE TREINAMENTO da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR), Câmpus Pato Branco, este trabalho de conclusão de curso foi julgado e, após arguição pelos membros da Comissão Examinadora abaixo identificados, foi aprovado como requisito parcial para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR), conforme Ata de Defesa Pública nº 06-TCC/2018.

Orientadora: Prof.^a Dra. HELOIZA A. PIASSA BENETTI (DACOC/UTFPR-PB)

Membro 1 da Banca: Prof. Dr. GUSTAVO LACERDA DIAS (DACOC/UTFPR-PB)

Membro 2 da Banca: Prof.^a. Esp. ANA CLÁUDIA DAL PRA VASATA (DACOC/UTFPR-PB)

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus e Nossa Senhora.

Agradeço aos meus pais Balduino Angelo Borsatti e Mariza Bortolan Borsatti, e ao meu noivo Joelmir Pedro Luvison, por todo apoio e incentivo e por nunca me deixarem desanimar, estando ao meu lado, durante toda a minha graduação.

Agradeço a minha orientadora Prof.^a Dra. Heloiza A. Piassa Benetti, pela oportunidade de ser sua orientanda, pela paciência que sempre teve e pela orientação durante o andamento do trabalho.

Ao corpo docente do Departamento Acadêmico de Construção Civil do Câmpus Pato Branco da UTFPR, em especial aos membros da banca examinadora, ao Prof. Dr. Gustavo Lacerda Dias, e a Prof.^a Esp. Ana Cláudia Dal Pra Vasata, pelo tempo dedicado à leitura e pelas considerações e sugestões.

Aos familiares, amigos e colegas que, de alguma maneira mesmo que indiretamente contribuíram para a realização e conclusão deste trabalho.

RESUMO

BORSATTI, Jaqueline. M. **Análise e dimensionamento do elemento pilar de um galpão de concreto pré-fabricado**. 2018. 93f. Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação em Engenharia Civil – Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR. Pato Branco, 2018.

Galpões pré-fabricados são amplamente utilizados, devido sua flexibilidade na arquitetura, pela possibilidade do uso de grandes vãos e espaços abertos. O presente trabalho tem como finalidade apresentar o dimensionamento de um pilar de um galpão pré-fabricado de concreto, com intuito de criar considerações de cálculo específicas a elas, como por exemplo a estimativa das forças de vento que geram grandes esforços, sendo que para projetos dessas estruturas a bibliografia é ainda limitada. Após isso, foi realizado um comparativo entre a taxa de armadura utilizada no pilar calculado, com a taxa de armadura de um pilar de um galpão existente. Para a realização do dimensionamento foram utilizadas as normas brasileiras ABNT NBR 6118:2014, ABNT NBR 6123:1988, e ABNT NBR 8800:2008, apresentando suas principais considerações de projeto para o dimensionamento no estado Limite Último. A realização do dimensionamento ocorreu por meio do levantamento das cargas atuantes na estrutura e das forças devido a ação do vento na região Sudoeste do Paraná, através do software *Visual Ventos*. A taxa de armadura foi calculada por meio do método exemplificado pelos autores Carvalho e Pinheiro (2009) e Bastos (2005). O dimensionamento permitiu avaliar a importância de analisar os muitos arranjos estruturais possíveis, com variação de altura dos pilares, distâncias entre pórticos, dimensões das peças de concreto e aço e a ligação entre os elementos. A partir das diferenças encontradas, durante a realização do comparativo do esforço de momento fletor e conseqüentemente as taxa de armaduras do pilar, acredita-se na viabilidade da utilização dos tipos de análises estruturais existentes e que houve variações no comportamento da estrutura, de acordo com os materiais que a constitui.

Palavras-chaves: Galpão pré-fabricado. Pilar. Dimensionamento. Ação do vento. Armadura.

ABSTRACT

BORSATTI, Jaqueline. M. **Analysis and design of the pillar element of a prefabricated concrete shed.** 2018. 93f. Final Paper – Civil Engineering, Federal Technological University of Paraná. Pato Branco, 2018.

Prefabricated sheds are widely used, due to their flexibility in the architecture, the possibility of using large spans and open spaces. The present work aims to present the design of a pillar of a prefabricated concrete shed, with the purpose of creating specific calculation considerations, such as the estimation of wind forces that generate great efforts, since, for projects of these structures, the bibliography is still limited. After that, a comparison was made between the steel reinforcement rate used in the calculated pillar, with the reinforcement rate of an existing shed pillar. The Brazilian standards ABNT NBR 6118: 2014, ABNT NBR 6123: 1988, and ABNT NBR 8800: 2008 were used to carry out the design, presenting the main considerations for the design in the Ultimate Limit State. The sizing was prepared through surveying the loads acting on the structure and the forces due to the wind action in the southwest region of Paraná, through Visual Ventos software. The steel reinforcement rate was calculated by the method exemplified by the authors Carvalho and Pinheiro (2009) and Bastos (2005). The sizing allowed to evaluate the importance of analyzing the many possible structural arrangements, with varying height of the pillars, distances between gates, dimensions of the concrete and steel pieces, and the connection between the elements. From the differences found, during the comparison of the bending momentum effort and consequently the pillar reinforcement rates, it is believed that the viability of using the existing types of structural analyzes, and that there were variations in the behavior of the structure, according to the materials that constitute it.

Keywords: Prefabricated shed. Pillar. Sizing. Wind action. Steel reinforcement.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Trelição triangular	25
Figura 2: Sistema estrutural de parede portante.....	25
Figura 3: Telhas utilizadas em galpões pré-fabricados	27
Figura 4: Terça metálica em perfil U.....	28
Figura 5: Terça protendida de seção T.....	28
Figura 6: Seções de viga-calha	29
Figura 7: Galpão com tesoura treliçada	30
Figura 8: Projeto para a determinação das dimensões do lanternim	31
Figura 9: Seções de vigas	31
Figura 10: Viga de apoio de laje.....	32
Figura 11: Viga de cobertura inclinada	33
Figura 12: Detalhe da viga I de ponte rolante	33
Figura 13: Viga de pórtico	34
Figura 14: Fechamentos laterais.....	35
Figura 15: Definições do vento	37
Figura 16: Mapa das Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s).....	38
Figura 17: Parâmetros meteorológicos	40
Figura 18: Coeficientes de pressão e forma, externos para paredes de planta retangular	42
Figura 19: Coeficientes de pressão e forma para edifícios em telhado duas águas.....	43
Figura 20: Ligação entre elementos pré-fabricados	47
Figura 21: Ligação viga-pilar por meio de elastômero e chumbador	48
Figura 22: Ligação do tipo viga-viga no pórtico principal	49
Figura 23: Ligação do tipo cálice.....	50
Figura 24: Ligação por meio de chapa de base.....	50
Figura 25: Ligação por emenda da armadura com bainha e graute	51
Figura 26: Ligação por emenda da armadura saliente.....	51
Figura 27: Diagrama de pesquisa	58
Figura 28: Fachada do Galpão	61
Figura 29: Vista lateral do Galpão.....	61
Figura 30: Modelo estrutural do pórtico.....	61

Figura 31: Carga de ação do vento a 0°	63
Figura 32: Carga de ação do vento a 90°	63
Figura 33: Seção da Terça Cartola	64
Figura 34: Carga de ação do vento na estrutura a 90°	66
Figura 35: Carga de ação do vento na estrutura a 90°	68
Figura 36: Carga de ação do vento na estrutura a 0°	68
Figura 37: Carregamento atuando no pórtico	70
Figura 38: Reações de apoio e diagrama de esforço normal em kN.	70
Figura 39: Diagrama de esforço cortante em kN	70
Figura 40: Diagrama momento fletor em kN.m	71
Figura 41: Diagrama de momento fletor atuando no pilar em kN.m	71
Figura 42: Arranjos de armaduras para pilar de seção retangular	79
Figura 43: Relação dos ábacos	80
Figura 44: Ábaco adimensional 29A	81
Figura 45: Disposição das armaduras longitudinais	83
Figura 46: Espaçamento entre as armaduras longitudinais	84
Figura 47: Detalhamento do estribo	85
Figura 48: Proteção contra flambagem da barras	86
Figura 49: Distância entre armaduras	86
Figura 50: Detalhamento do grampo suplementar	86

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Momentos dos pilares: existente e calculado..... 87

Gráfico 2: Taxa de armadura dos pilares: existente e calculado 88

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Sistemas estruturais com elementos de eixo reto.....	23
Tabela 2: Sistemas estruturais com elementos de eixo curvo.....	24
Tabela 3: Categorias do terreno.....	40
Tabela 4: Classes da edificação.....	40
Tabela 5: Valores do fator estatístico S3.....	41
Tabela 6: Comparativo entre pilares.....	87
Tabela 7: Estribos e espaçamento.....	88

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ELU	Estado-limite Último
ELS	Estado-limite de Serviço
ELS-F	Estado-limite de formação de fissuras
ELS-W	Estado-limite de abertura de fissuras
ELS-DEF	Estado-limite de deformação de excessiva
ELS-DP	Estado-limite de descompressão parcial
ELS-CE	Estado-limite de compressão excessiva
ELS-VE	Estado-limite de vibrações excessivas
EPS	Poliestireno expandido
NLF	Não linearidade física
NLG	Não linearidade geométrica

LISTA DE SÍMBOLOS

Ab	área de uma única barra de aço
Ac	área da seção transversal do pilar
Ae	área frontal efetiva
As	área de aço
$As, mín$	área de aço mínima
$As, máx$	área de aço máxima
b	parâmetro de rugosidade do terreno
c	cobrimento em concreto da armadura
Ca	coeficiente de arrasto
Cpe	coeficiente de pressão externa
$Cpe\ médio$	coeficiente de pressão externa médio
Cpi	coeficiente de pressão interna
$d'y; d'x$	distância entre o centro da barra longitudinal e a extremidade da peça de concreto
$e\ adot.$	excentricidade adotada para cálculo
$Ec . Ic$	somatório das rigidezes de todos os pilares
Ecs	módulo de elasticidade secante
Ep	grampo suplementar
$e1; e2; e3$	excentricidade de 1º ordem
$e4$	excentricidade de 2º ordem
$e1, mínimo$	excentricidade mínima de 1º ordem
fcd	resistência de cálculo a compressão do concreto
fck	resistência característica do concreto a compressão
Fd	valor da combinação de ação
Fg	força de arrasto
Fgk	ação permanente direta
$Fεgk$	ação indireta permanente da retração
Fgi, k	valor característico da ação permanente
Fgi, k	valor característico da ação variável secundária
$Fq1, k$	valor característico da ação variável principal

$F_{\varepsilon qk}$	ação indireta variável de temperatura
Fr	parâmetro de rugosidade do terreno
H_{tot}	altura total da estrutura
h_x	altura na menor inércia do pilar
h_y	altura na maior inércia do pilar
L	altura do pilar
le	comprimento de flambagem do pilar
$M_A; M_{base}$	momento de base
$M_B; M_{topo}$	momento de topo
$M_{d\ adot}$	momento fletor adotado para cálculo
$M_{intermediário}$	momento intermediário
$M_{mínimo}$	momento mínimo
n	número de andares acima da fundação
N_d	esforço normal de compressão
$N_h /$	esforço horizontal de compressão atuando no pilar;
N_k	somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura
P	peso do perfil
p	parâmetro de rugosidade do terreno
P_{ca}	peso da carga acidental
P_{pcm}	peso da cobertura metálica
P_{pp}	peso próprio do pilar
P_{pt}	peso próprio da terça
P_{pte}	peso próprio da tesoura
P_{sc}	peso da sobrecarga permanente
$P-\Delta$	método aproximado para cálculo dos esforços de 2º ordem
q_{vento}	pressão dinâmica do vento
r^2	distância do centro da barra de aço até a sua extremidade
r_x	raio de giração da peça na menor inércia
r_y	raio de giração da peça na maior inércia
$\frac{1}{r}$	curvatura na seção crítica

S_l	espaçamento entre armaduras longitudinais
S_t	espaçamento longitudinal entre estribos
S_1	fator topográfico do terreno
S_2	fator de rugosidade do terreno
S_3	fator estatístico
v	força normal adimensional
V_0	velocidade básica do vento
V_k	velocidade característica do vento
ω	taxa mecânica de armadura
z	altura da edificação
Δp	pressão efetiva
α	parâmetro de instabilidade para cálculo dos esforços de 2 ^o ordem
α_b	coeficiente conforme ligações das extremidades do pilar
γ_g	coeficiente de ponderação de ações permanentes diretas
$\gamma_{\varepsilon g}$	coeficiente de ponderação de ações permanentes indiretas
γ_q	coeficiente de ponderação de ações diretas variáveis
$\gamma_{\varepsilon q}$	coeficiente de ponderação de ações indiretas variáveis
μ_y	coeficiente de esforço reduzido adimensional na maior inércia
μ_x	coeficiente de esforço reduzido adimensional na menor inércia
λ	índice de esbeltez
λ_1	índice de esbeltez limite
Φ_l	diâmetro da barra de aço longitudinal
ϕ_t	diâmetro da barra de aço transversal
$\phi_{t \text{ mín}}$	diâmetro mínimo da barra de aço transversal

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	18
1.1	OBJETIVOS.....	19
1.1.1	Objetivo Geral.....	19
1.1.2	Objetivo Específico.....	19
1.2	JUSTIFICATIVA.....	19
2	REFERENCIAL TEÓRICO.....	21
2.1	DEFINIÇÃO DE GALPÃO.....	21
2.2	DIFERENCIAÇÃO ENTRE CONCRETO PRÉ- MOLDADO E CONCRETO PRÉ-FABRICADO.....	21
2.3	SISTEMAS ESTRUTURAIS DE GALPÕES PRÉ-FABRICADOS....	21
2.3.1	Sistema estrutural de elemento de eixo reto.....	22
2.3.2	Sistema estrutural com elementos compostos por eixo reto ou curvo 23	
2.3.3	Sistema estrutural com elementos com abertura entre os banzos ..	24
2.3.4	Sistema estrutural de parede portante.....	25
2.4	ELEMENTOS UTILIZADOS EM GALPÕES.....	26
2.4.1	ELEMENTOS DE COBERTURA.....	26
2.4.1.1	Telhas.....	26
2.4.1.2	Terças.....	27
2.4.1.3	Vigas calhas.....	28
2.4.1.4	Tesoura treliçada.....	29
2.4.1.5	Lanternim.....	30
2.5	VIGAS.....	31
2.6	PILARES.....	34
2.7	FECHAMENTOS LATERAIS E FRONTAIS.....	35
2.8	AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA.....	35
2.8.1	Ações permanentes.....	36
2.8.2	Ações variáveis.....	36
2.8.2.1	Ação do Vento.....	37
2.8.2.2	Cálculos dos Esforços devido ao Vento.....	38

2.8.2.2.1	Coeficientes de Pressão	41
2.9	ESTADOS LIMITES	44
2.9.1	Estado-limites Último (ELU)	44
2.9.2	Estado-limite de Serviço (ELS)	45
2.10	LIGAÇÕES ENTRE ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS	46
2.10.1	Ligação Viga-Pilar	48
2.10.2	Ligação Viga-Viga	49
2.10.3	Ligação Pilar-Fundação	49
2.11	ANÁLISE ESTRUTURAL DE GALPÕES	52
2.11.1	Análise Linear	52
2.11.2	Análise Linear com redistribuição	52
2.11.3	Análise Plástica	53
2.11.4	Análise não linear	53
2.11.4.1	Não linearidade física	53
2.11.4.2	Não linearidade geométrica	54
3	METODOLOGIA DE PESQUISA	57
3.1	CARACTERIAÇÃO DA PESQUISA	57
3.2	ETAPAS DA PESQUISA	58
4	DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DO PILAR EM CONCRETO ARMADO	60
4.1	DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA UTILIZADA NO ESTUDO	60
4.2	MODELO DE CÁLCULO ESTRUTURAL PARA DIMENSIONAMENTO	61
4.3	ANÁLISE DOS ESFORÇOS ATUANTES	62
4.3.1	Forças devido a ação do vento	62
4.3.2	Ações atuantes na tesoura	63
4.3.2.1	Peso próprio da cobertura metálica	64
4.3.2.2	Peso próprio da terça	64
4.3.2.3	Peso próprio da tesoura	65
4.3.2.4	Peso próprio do lanternim	65
4.3.2.5	Sobrecarga permanente	65
4.3.2.6	Ação do vento	66
4.3.2.7	Carga acidental	66
4.3.2.8	Combinações de ações	66
4.3.3	Ações atuantes no pilar de concreto armado	67

4.3.3.1	Peso próprio do pilar	68
4.3.3.2	Ação do vento	68
4.3.3.3	Combinação de ações	69
4.3.4	Análise do pórtico	69
4.4	DIMENSIONAMENTO DO PILAR.....	72
4.4.1	Método Aproximado – Pilar Padrão com Curvatura Aproximada.....	74
4.4.2	Armadura do pilar	77
4.4.2.1	Valores Limites para armaduras longitudinais de pilares	83
4.4.2.2	Valores Limites para armaduras transversais dos pilares.....	84
4.5	COMPARATIVO ENTRE O DIMENSIONAMENTO DO PILAR CALCULADO E PILAR EXISTENTE	87
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	90
	REFERÊNCIAS.....	91

1 INTRODUÇÃO

As construções de um pavimento geralmente são denominadas galpões. Seu emprego é muito comum no mundo e, no Brasil se destacam em termos de quantidade de obras. Os galpões de concreto pré-fabricado estão sendo cada vez mais usados e tem grande importância no mercado industrializado (SANTOS, 2010).

Ainda, segundo Serra, Ferreira e Pigosso (2005) a industrialização da construção civil, com utilização de peças de concreto pré-fabricado, fez com que os canteiros de obras, no Brasil, tivessem uma qualidade elevada. Pois, os componentes industrializados passaram a ter controle na produção, com materiais de boa qualidade, fornecedores selecionados e mão de obra treinada e qualificada, tornando as obras mais organizadas e seguras.

No entanto, percebe-se que tais edificações, apesar de aparentarem ser estruturas mais simples e possuírem um número de elementos inferior a um edifício de múltiplos pavimentos, há considerações de cálculo específicas direcionadas a elas. Por exemplo, a estimativa das forças devidas ao vento, que necessita de grande atenção e conceitos muito mais direcionados para galpões (CAMILLO, 2012).

Os pilares possuem grande importância no comportamento de uma estrutura. O mau posicionamento deles, ou a má avaliação do dimensionamento, pode levar a diversos problemas, como estruturas pouco estáveis globalmente, estruturas que não atendem as condições de serviço, e conseqüente o aumento no custo desses elementos (BRANDÃO, 1998).

Assim, frente às normas e considerando o uso crescente de galpões pré-moldados, deseja-se por meio deste trabalho investigar o dimensionamento e detalhar o elemento pilar componente do mesmo. Uma vez que a utilização de uma estrutura pré-moldada neste tipo de edificação está relacionada a uma forma mais econômica, durável e estruturalmente segura, desde que dimensionada de maneira correta.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho é elaborar o dimensionamento e detalhamento do elemento pilar componente de um galpões pré-fabricado, com um memorial de cálculo, obedecendo às normas atuais.

1.1.2 Objetivo Específico

Os objetivos específicos que deverão ser atendidos:

- Elaborar levantamento bibliográfico sobre o tema;
- Caracterizar os elementos que compõe os galpões de concreto pré-fabricado observando e relacionando a norma ABNT NBR 6118 (2014);
- Levantar as cargas atuantes para este tipo de estrutura;
- Fazer a análise da distribuição dos esforços;
- Dimensionar e detalhar o pilar de concreto armado;
- Realizar comparativo entre dimensionamento do elemento pilar do galpão calculado com o pilar de um galpão existente.

1.2 JUSTIFICATIVA

O concreto pré-fabricado pode ser aplicado em várias áreas na Construção Civil, como no caso deste trabalho, em galpões. No entanto, Santos (2010) considera que é possível prever que, boa parte dos projetos de galpão de concreto pré-moldado tem sido feita de maneira inadequada, podendo comprometer a segurança da estrutura, prejudicando a durabilidade e consequentemente diminuir a vida útil da estrutura. Contudo, para o projeto dessas estruturas, a bibliografia relacionada a concreto armado e análise estrutural ainda é limitada, principalmente no sudoeste do estado do Paraná, o que justifica a importância deste estudo, tanto para conhecimento próprio, como também para auxílio de futuros trabalhos.

Galpões de concreto pré-fabricado são apropriados para edificações que necessitam de alta flexibilidade na arquitetura, e isto se dá pela

possibilidade do uso de grandes vãos e espaços abertos, sem que haja a interferência de paredes e pilares em posições inadequadas (SANTOS, 2010).

Neste trabalho será realizado o dimensionamento de pilar a partir do levantamento das cargas atuantes de um sistema estrutural especificamente de um galpão industrial de concreto pré-fabricado recorrente na região, utilizando a metodologia de sistematização de cálculo e verificação de sistemas estruturais desenvolvido por Rodrigues (2012), que representa a originalidade deste trabalho.

Como resultado, espera-se ao obter um estudo das cargas atuantes sobre uma estrutura de galpão industrial de concreto pré-moldado, seja possível fazer um dimensionamento que resulte em uma edificação segura e estável e conforme as normas técnicas da ABNT.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 DEFINIÇÃO DE GALPÃO

Galpões podem ser definidos como uma edificação térrea, possuindo grande área construída, e grandes vãos, que se destinam a múltiplos usos, como industrial, comercial e agrícola. Portanto, justifica-se a ampla utilização destas edificações nas indústrias de construções pré-fabricadas no Brasil (MORENO JUNIOR, 1992).

2.2 DIFERENCIAÇÃO ENTRE CONCRETO PRÉ- MOLDADO E CONCRETO PRÉ-FABRICADO

A ABNT NBR 9062 (2017) que trata sobre estruturas pré-moldadas, define elemento pré-moldado como elemento executado fora do local de utilização definitiva, com condições de controle de qualidade menor comparado ao pré-fabricado. Já, elemento pré-fabricado é um elemento pré-moldado construído industrialmente em locais com recursos adequados para a produção com controle de qualidade inspecionadas.

2.3 SISTEMAS ESTRUTURAIS DE GALPÕES PRÉ-FABRICADOS

Para Camillo (2010), os edifícios de um pavimento como galpões podem ser divididos conforme seu esquema estrutural, sendo do tipo esqueleto ou do tipo parede portante. No modelo esqueleto o sistema é basicamente formado por um esqueleto resistente onde os componentes de fechamento lateral e de cobertura são fixados, sendo ele composto por elementos portantes principais (pórticos) e por elementos secundários (terças).


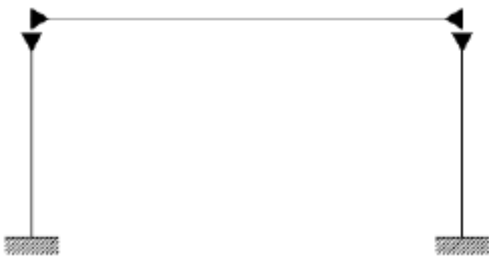
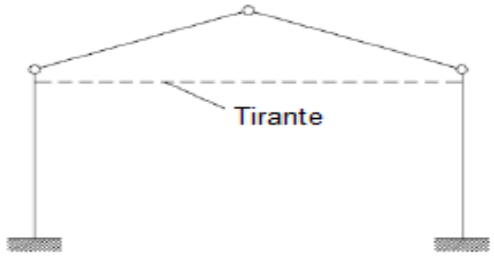
No sistema de parede portante, possui as paredes do fechamento lateral não só como vedação, mas também como apoio para a cobertura, sendo que somente as externas são portantes, que podem ser engastadas na fundação, garantindo maior estabilidade a estrutura (CAMILLO, 2010).

Segundo Rodrigues (2012) os sistemas estruturais de galpões de concreto pré-fabricados do tipo esqueleto são divididos em 4 tipos:

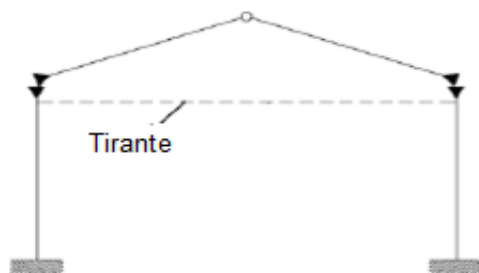
- Sistema estrutural com elementos de eixo reto;
- Sistema estrutural com elemento composto por trecho de reto ou curvo;
- Sistema estrutural com elementos com abertura entre os banzos.

2.3.1 Sistema estrutural de elemento de eixo reto

Conforme El Debs (2000), o sistema constituído de elementos de eixo reto possui maior facilidade de produção das estruturas para concreto pré-fabricado, mas eles são pouco favoráveis com relação a distribuição de esforços solicitantes. A Tabela 1 ilustra e explica as principais características dos sistemas estruturais de eixo reto mais utilizados.

Classificação	Forma Básica	Características
a) Pilares engastados na fundação e viga articulada nos pilares		Devido a facilidade na montagem e nas ligações é uma das formas mais utilizadas no mercado. A estabilidade global é garantida pelos pilares engastados na fundação.
b) Pilares engastados na fundação e viga engastada nos pilares		Forma básica utilizada quando os momentos fletores nos pilares atingem números significativos. Tal modelo é utilizado quando os pilares são altos ou quando há ou não a presença de pontes rolantes. A estabilidade global é garantida pela ligação viga-pilar se comportar como engaste.
c) Pilares engastados na fundação e dois elementos de cobertura articulados		Forma utilizada em construções pré-moldadas leves, onde a cobertura é inclinada e há presença de tirante no topo dos pilares. Para garantir a estabilidade global adota-se, normalmente, contraventamento na direção perpendicular aos pórticos.

d) Com ligação rígida entre os pilares e os dois elementos de cobertura



É menos empregada que a alternativa c, devido a ligação engastada entre pilar e elemento de cobertura. Os pilares podem ser engastados ou articulados na fundação. A estabilidade global é garantida da mesma maneira que a empregada na situação c.

Tabela 1: Sistemas estruturais com elementos de eixo reto
Fonte: Adaptado de Rodrigues, 2012.

2.3.2 Sistema estrutural com elementos compostos por eixo reto ou curvo

A utilização de elementos de trechos retos e curvos, em forma de arco, deriva em uma melhor distribuição dos esforços solicitantes na estrutura, comparado ao elemento somente de eixo reto, mas em contrapartida são mais trabalhosos de serem construídos, transportados e montados, sendo apropriados para produção no canteiro de obras (EL DEBS, 2000). Esses tipos de sistemas, classificação, forma básica e características, são demonstradas na Tabela 2.

Classificação	Forma Básica	Características
a) Com um elemento articulado nos pilares		O emprego de elementos na cobertura pode resultar na diminuição de até 50% no peso da estrutura
b) Com dois elementos articulados nos pilares e entre si		O uso de tirante neste caso e no caso a é obrigatório. São ideais para vãos acima de 30 metros

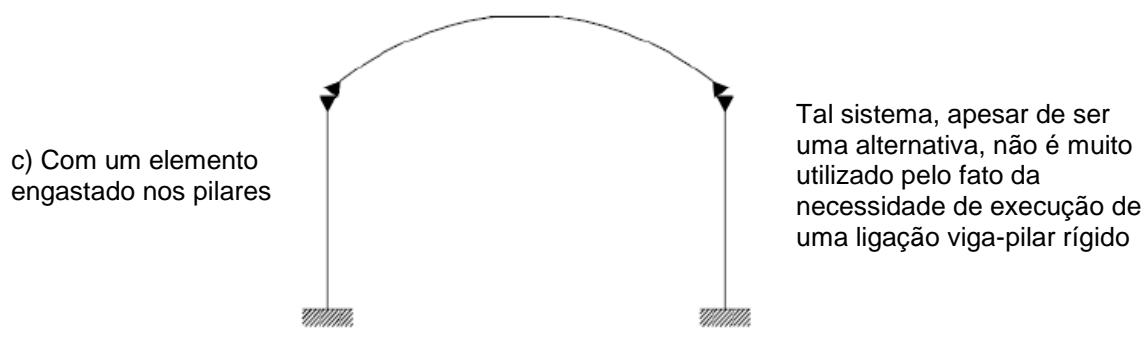


Tabela 2: Sistemas estruturais com elementos de eixo curvo
Fonte: Adaptado de Rodrigues, 2012.

2.3.3 Sistema estrutural com elementos com abertura entre os banzos

Rodrigues (2012) cita os elementos estruturais com abertura entre banzos, podendo ser em forma de treliça, vigas Vierendel (sistema estrutural em forma de quadro rígido formado por uma viga superior e uma inferior e dentro do quadro são colocados montantes, sendo que a influência de uma barra em outra provoca a diminuição de suas deformações, permitindo vencer grandes vãos e possui ausência de diagonais) ou vigas armadas, possuindo como principal característica a redução do consumo de materiais e dessa forma, a redução do peso dos elementos.

A propagação da utilização de elementos treliçados, comprova-se pelas suas propriedades, como elemento pré-fabricado, sendo que, as vigas em treliças são capazes de vencer grandes vãos e suportar grandes cargas, sendo ainda muito mais leve se comparado as vigas formadas por elementos em alma cheia, resultando em uma redução no processo construtivo e alta economia de material (EL DEBS, 2000).

A Figura 1 apresenta uma treliça triangular que pode vencer até 30 metros de vão, quando executadas em uma única peça, e no caso de maiores vãos, a peça pode ser subdividida em peças de tamanho inferior.

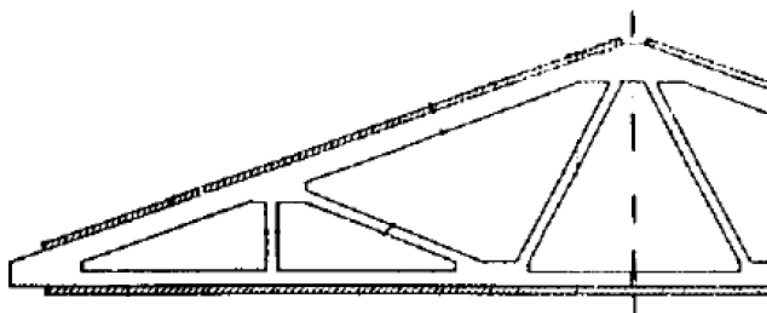


Figura 1: Treliça triangular
Fonte: Adaptado de Moreno Júnior, 1992.

Esse sistema estrutural apresentado na Figura 1 não é muito utilizado no Brasil devido à dificuldade de construção de tais peças em concreto armado, pelo fato de as peças não serem sempre iguais e as suas fôrmas não poderem ser reaproveitadas. No entanto, esse tipo de sistema estrutural é muito usual em estruturas metálicas (RODRIGUES, 2012).

2.3.4 Sistema estrutural de parede portante

O sistema de parede portante, além de atuar na vedação de galpões, serve de apoio para a cobertura, sendo que apenas as paredes externas são portantes. Quando se tem galpões com grandes dimensões em planta, a parte interna pode ser formada por sistema esqueleto conforme Figura 2.

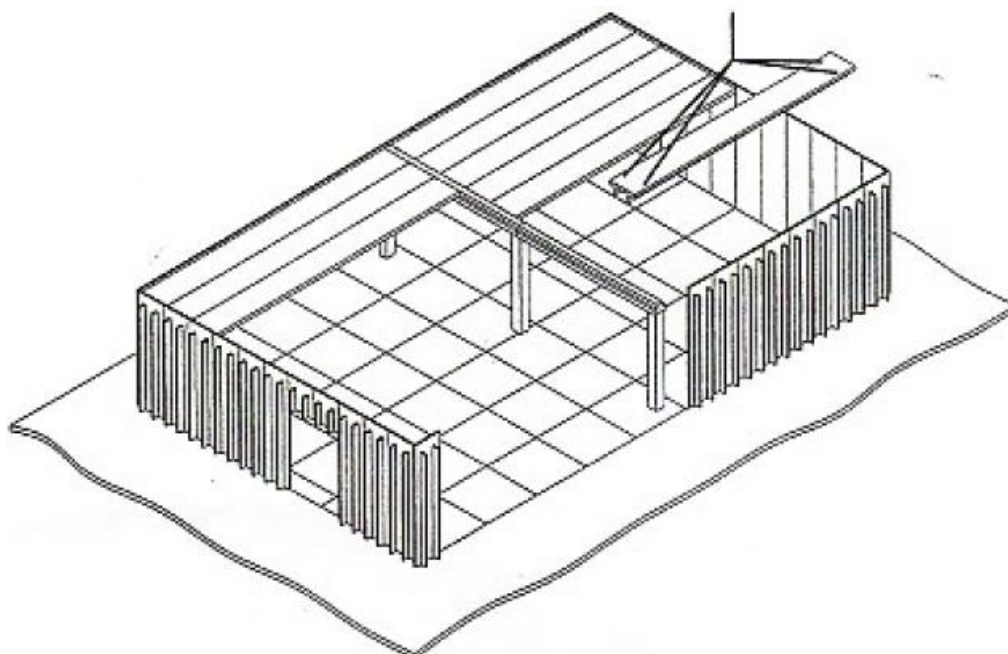


Figura 2: Sistema estrutural de parede portante
Fonte: El Debs, 2000.

2.4 ELEMENTOS UTILIZADOS EM GALPÕES

Conforme Camillo (2010), os galpões pré-fabricados são compostos por pilares, vigas e terças, sendo que as vigas e terças, em relação a seções transversais, podem ser de inúmeros formatos. Esses elementos podem ainda ser protendidos ou simplesmente armados. A seguir são apresentados os elementos que compõem os galpões pré-fabricados.

2.4.1 ELEMENTOS DE COBERTURA

Os elementos de cobertura como telhas, calhas, vigas calhas e terças, variam conforme o tipo de telha utilizada e do espaçamento adotado entre pórtico. Esses elementos são citados a seguir.

2.4.1.1 Telhas

As principais telhas empregadas em galpões pré-fabricados são (Figura 3):

- Telhas metálicas;
- Telhas termo acústicas;
- Telhas de fibrocimento;
- Telhas translúcidas.

As telhas metálicas mais utilizadas são as formadas por aço galvalume. Galvalume é o nome dado à chapa de aço revestida com camada de liga de alumínio (Al-Zn), na qual mantém a resistência estrutural do aço-base, proporcionando alta resistência a corrosão atmosférica, além de grande refletividade ao calor, gerando conforto térmico e resistência a oxidação em temperaturas elevadas. Esse tipo de telha possui grande leveza, proporcionando alívio de ações nos pilares (CAMILLO, 2010).

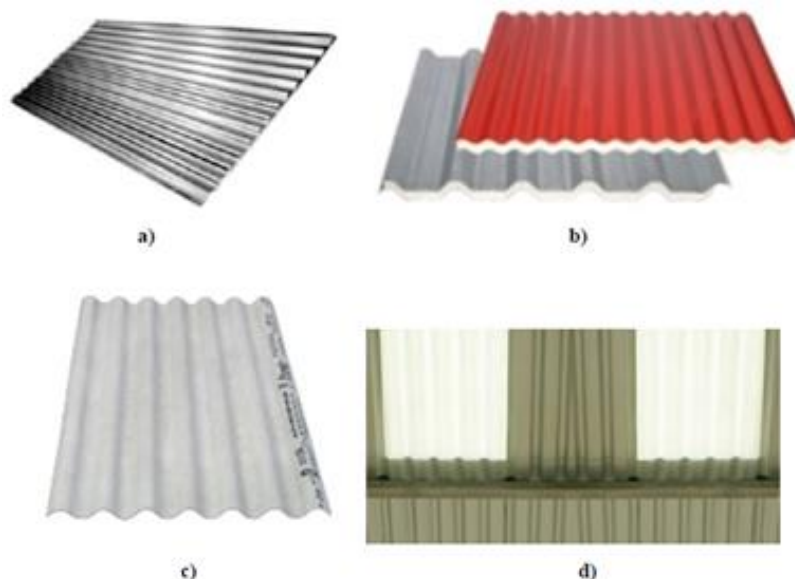


Figura 3: Telhas utilizadas em galpões pré-fabricados
Telha metálica; b) Telha termo acústica; c) Telha de fibrocimento; d) Telha translúcida.
Fonte: Rodrigues, 2012.

As telhas termo acústicas, segundo Camillo (2010), são constituídas por telhas metálicas e material isolante, e são utilizadas onde se deseja o conforto térmico e acústico, muito utilizado também quando há grande presença de umidade de ar, evitando assim o gotejamento que ocorre com a condensação da umidade interna quando estão em contato com as telhas aquecidas pelo sol. As telhas termo acústicas são feitas pelo sistema chamado sanduíche, possuindo duas camadas de telha metálica e uma camada interna entre as telhas de um material isolante podendo ser o EPS (poliestireno expandido) ou espuma de poliuretano.

2.4.1.2 Terças

As terças se apoiam nas vigas dos pórticos através de calços, e possuem como finalidade, suportar o peso das telhas, fôrros e luminárias, além das ações variáveis como o peso de pessoas para manutenção, peso de equipamentos, ação do vento e o peso da água da chuva (RODRIGUES, 2012).

As terças podem ser feitas em concreto armado, protendido, ou em perfis de chapas metálicas (Figura 4). Quando fabricadas em concreto pré-fabricado (Figura 5), podem possuir sua seção transversal em forma de T ou I (CAMILLO, 2010).

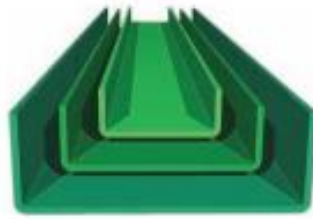


Figura 4: Terça metálica em perfil U
Fonte: Tuper - Transformando aço, conduzindo soluções, 2018.

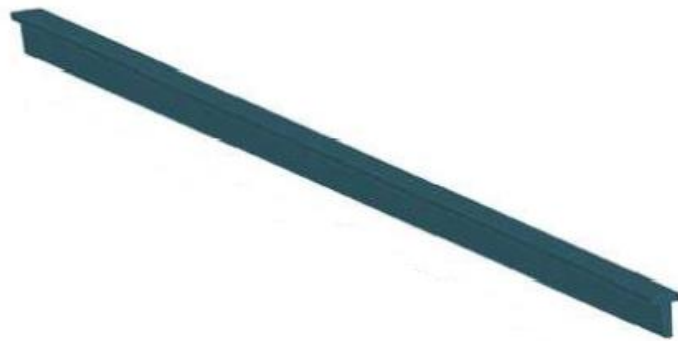
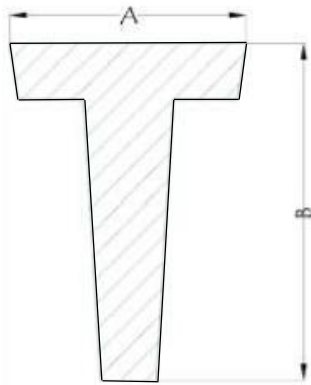


Figura 5: Terça protendida de seção T
Fonte: Rodrigues, 2012.

2.4.1.3 Vigas calhas

As vigas calhas (Figura 6) podem ser fabricadas de concreto armado ou protendido, podendo ter seção transversal em U e J, quando armadas e em seção U quando protendida. Tem por finalidade, além do escoamento da água pluvial, o travamento na direção perpendicular aos pórticos de um galpão e o apoio das telhas da cobertura (RODRIGUES, 2012).

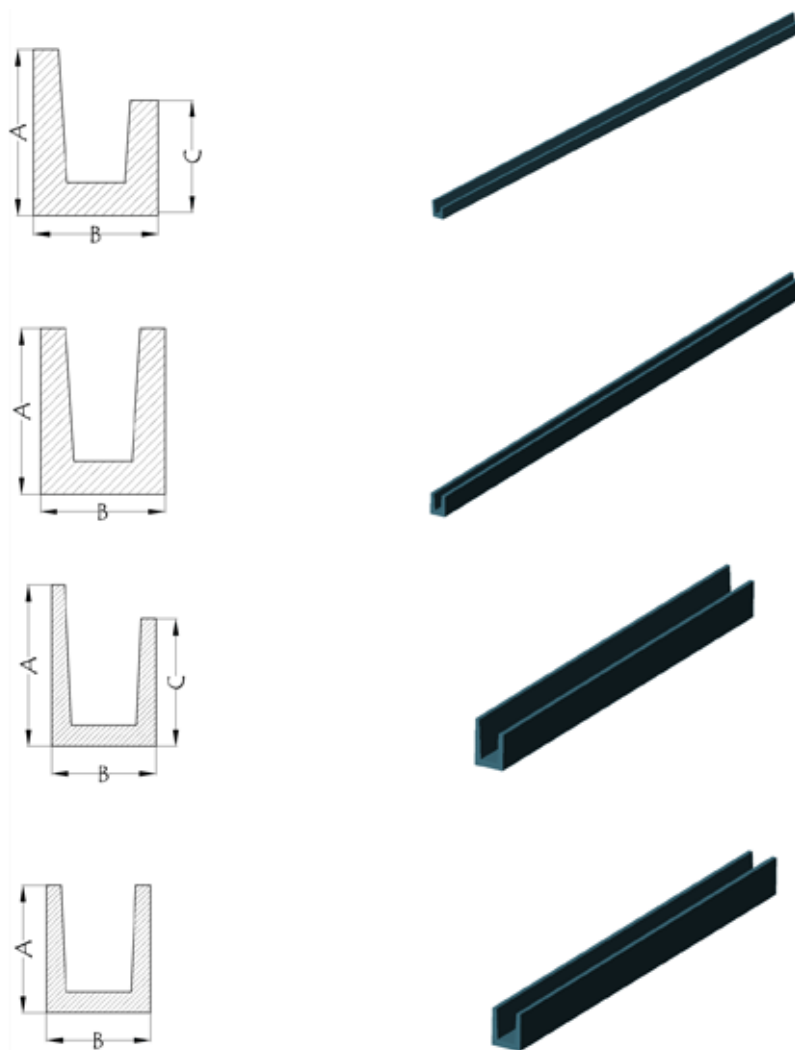


Figura 6: Seções de viga-calha
Fonte: Adaptado de Rodrigues, 2012.

2.4.1.4 Tesoura treliçada

A utilização de estrutura metálica na cobertura é feita por meio das treliças, denominado de coberturas de tesouras, sendo as vigas principais da estrutura que recebem cargas provindas das telhas, peso das terças, peso próprio, vento e cargas de utilização (GOMES, 2007).

O comprimento das tesouras é baseado conforme a distância entre os pilares, sendo a menor dimensão da área a ser coberta. As tesouras são feitas de barras de aço com perfis variados, sendo os mais utilizados para a construção de tesouras, os perfis “U”, cantoneiras com abas iguais ou não e ferros chatos. São formadas por banzos superiores, inferiores e intermediários, podendo ser inclinados, e suas ligações podem ser por meio de solda ou parafusos (GOMES, 2007).

A Figura 7 ilustra um galpão composto por cobertura em tesoura treliçada.

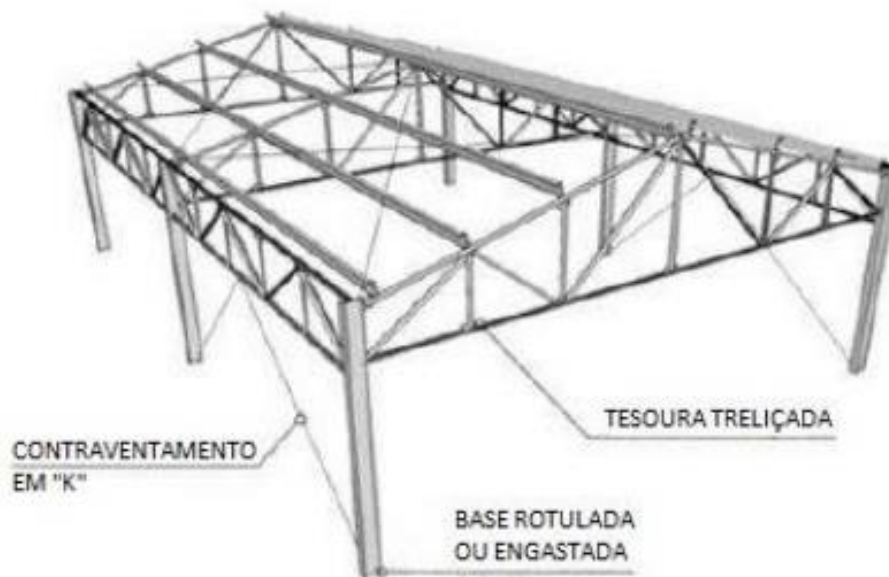


Figura 7:Galpão com tesoura treliçada
Fonte: Pratti Junior, 2015.

2.4.1.5 Lanternim

Lanternins são aberturas na cumeeira do telhado e que tem função de iluminação e ventilação do interior das edificações. O lanternim fica disposto longitudinalmente em toda a extensão da cobertura, e é construído em duas águas (MAZON, 2005).

Ainda segundo Mazon (2005), para galpões com largura acima de 8 metros, a abertura mínima do lanternim deve ser 10% da largura da edificação, com sobreposição de telhados com afastamento de 5% da largura da edificação, e as terminações do lanternim devem estar no máximo a 5 centímetros por cima da abertura do telhado para impedir a entrada de chuva, conforme a Figura 8.

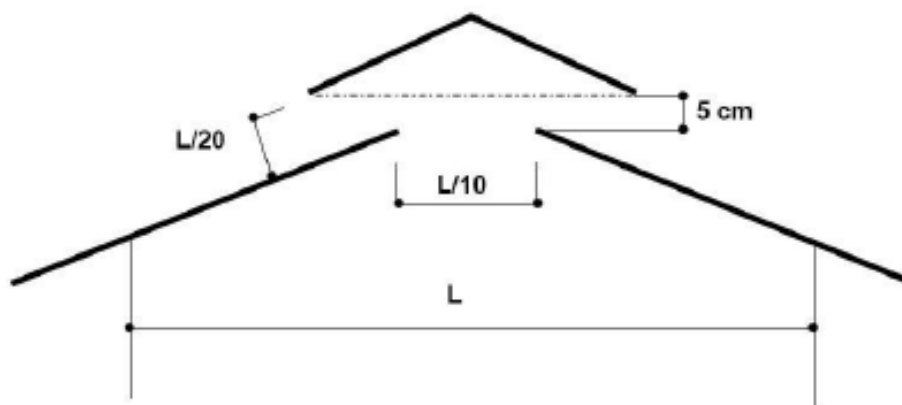


Figura 8: Projeto para a determinação das dimensões do lanternim
Fonte: Mazon, 2005.

2.5 VIGAS

Conforme a ABNT NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto- Procedimento, as vigas são elementos na qual seu comprimento longitudinal supera em no mínimo três vezes a seção transversal, sendo classificados como elementos de barra. Pode-se afirmar que as vigas tem a flexão como seu principal esforço. As vigas podem possuir diferentes tipos de seções transversais como retangular, T, I entre outras formas, sendo aplicados em diferentes partes da edificação, como fundações (vigas baldrame), mezaninos, apoio de pontes rolantes, calhas, coberturas de galpões industriais, e pavimentos de edifícios. Na Figura 9 é possível observar algumas seções transversais de vigas pré-fabricadas de concreto.

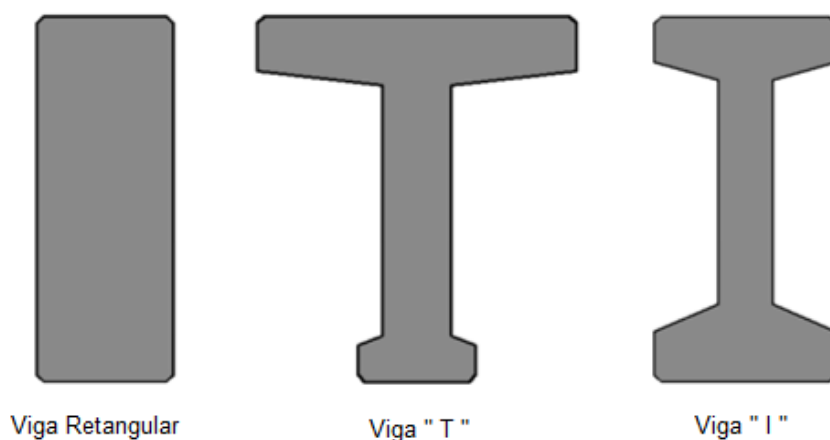


Figura 9: Seções de vigas
Fonte: Adaptado de Camillo, 2010.

Conforme Rodrigues (2012), as vigas podem ter a função apenas de travamento, recebendo o carregamento das vedações laterais e frontais da estrutura, auxiliando no travamento dos pilares e são classificadas conforme sua utilização em galpões como: viga de ponte rolante, viga calha (já exemplificada), viga de cobertura, viga de transição, viga de apoio de laje, e viga de travamento. As mais utilizadas são comentadas a seguir:

- Vigas de apoio de laje (Figura 10): geralmente são fabricadas em concreto armado ou protendido, variando é claro conforme o carregamento e o vão a que devem resistir. A seção mais utilizada é retangular e servem de apoio também para alvenaria;



Figura 10: Viga de apoio de laje
Fonte: Marka Soluções Pré-fabricadas, 2017.

- Vigas de cobertura (Figura 11): podem ser horizontais ou inclinadas, e tem como objetivo a sustentação da cobertura, além de transmitir as ações para os pilares dos galpões, formando assim o pórtico principal em conjunto com os pilares e tirantes no caso de pórticos atirantados. A seção mais usual de vigas para cobertura é com seção I;



Figura 11: Viga de cobertura inclinada
Fonte: Marka Soluções Pré-fabricadas, 2017.

- Vigas de ponte rolante (Figura 12): servem para fixação do rolamento da mesma, sendo feitas em concreto armado com seção T, I e retangular, e em concreto protendido com seção retangular e I;

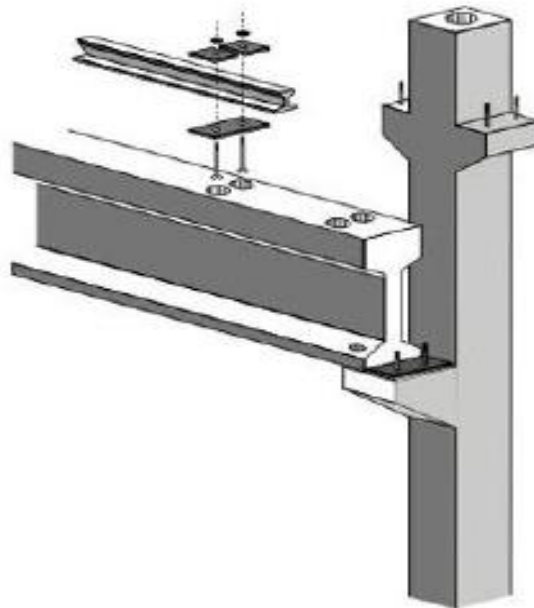


Figura 12: Detalhe da viga I de ponte rolante
Fonte: Cibe Pré-moldados, Concretos e Minerais, 2017.

- Viga de pórtico (Figura 13): apoiam as terças e localizam-se nos pórticos presentes na fachada, e são armadas e do tipo T, por terem vãos e carregamentos menores, comparados aos outros pórticos da estrutura.



Figura 13: Viga de pórtico
Fonte: Cibe Pré-moldados, Concretos e Minerais, 2017.

2.6 PILARES

Os pilares são elementos verticais que recebem ação predominante de compressão, podendo ser axial normal composta ou oblíqua, tendo grande importância estrutural por receberem cargas de vigas e lajes e as dirigirem a fundação (RODRIGUES, 2012).

Segundo Camillo (2010), para galpões de concreto pré-fabricado, os pilares estão dominados por grandes esforços de momentos, às vezes muito acima dos esforços de compressão. Os pilares têm como função garantir a estabilidade da estrutura devido a ações horizontais, possuindo dessa forma o diagrama de momento fletor semelhante ao de uma viga em balanço. As seções transversais mais usadas são as quadradas e as retangulares, sendo que os pilares podem ser classificados conforme sua aplicação nos galpões.

- Pilar de fechamento: posicionados nas fachadas da estrutura de galpões, para adequar vãos menores de fechamento, sendo dimensionados para esforços de vento derivados a 0° , possuindo seções maiores que os outros pilares do galpão;
- Pilar de ponte rolante: dimensionados a fim de receber vigas que sustentam as pontes rolantes e ou vigas de coberturas;
- Pilar de pórtico: são os principais pilares dos galpões, pois sustentam as vigas de cobertura, e muitas vezes apresentam esforços menores que

os pilares de fechamento, por serem pilares travados devido as vigas de cobertura, e dessa forma podem possuir seções mais esbeltas.

2.7 FECHAMENTOS LATERAIS E FRONTAIS

Os fechamentos laterais e frontais geralmente são feitos com alvenaria (blocos de concreto ou cerâmico), telhas metálicas e painéis de concreto. É comum em vários galpões a utilização em conjunto de telhas metálicas e alvenaria sendo a alvenaria executada da base da edificação até próximo aos dois metros de altura, e a telha metálica no restante da altura da edificação (RODRIGUES, 2012). A Figura 14 apresenta parte do fechamento lateral em blocos de concreto e parte em telha metálica.



Figura 14: Fechamentos laterais
Fonte: Autoria própria, 2017.

2.8 AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA

Conforme a NBR 8681:2003- Ações e segurança nas estruturas- Procedimento, as ações são causas que, provocam esforços e deformações nas estruturas. Na realidade, as forças e as deformações devido as ações são consideradas como se fossem as próprias ações, sendo que as forças são consideradas ações diretas, e as deformações como ações indiretas.

As ações consideradas atuantes nos galpões são classificadas em permanentes e variáveis.

2.8.1 Ações permanentes

Segundo a NBR 8681:2003 as ações permanentes possuem valores constantes com pouca variação em torno de sua média durante a vida útil da edificação. As ações permanentes podem ser diretas e indiretas:

- Ações permanentes diretas: compostas pelo peso próprio da estrutura e o peso dos elementos construtivos permanentes, peso dos equipamentos fixos e empuxos resultantes ao peso próprio de terras não removíveis e de outras ações permanentes sobre elas aplicadas;
- Ações permanentes indiretas: constituídas pelas deformações impostas por retração dos materiais, recalque de apoio, protensão, e imperfeições geométricas.

2.8.2 Ações variáveis

A NBR 8681:2003 define ação variável como sendo as cargas acidentais das construções, como forças de frenação, de impacto e centrífugas, efeito do vento, variação de temperatura, do atrito nos aparelhos de apoio, e pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas. Conforme a probabilidade de ocorrência da ação durante a vida útil da estrutura, as ações variáveis podem ser consideradas em:

- Ações variáveis normais: ações em que há grande probabilidade de ocorrência e que devem ser obrigatoriamente consideradas no projeto das estruturas como cargas verticais de uso e ocupação de pessoas, equipamentos, veículos e ação do vento;
- Ações variáveis especiais: ações consideradas em situações especiais como ações sísmicas, ou cargas acidentais de natureza ou intensidade especiais.

Dentre as ações variáveis, a mais significativa nos galpões pré-fabricados é a ação do vento.

2.8.2.1 Ação do Vento

Carvalho e Pinheiro (2009) identificam que os ventos são deslocamentos de massas de ar decorrentes das diferenças de temperatura e, principalmente, pressão na atmosfera. Esses efeitos, em estruturas de grande altura ou em edificações em que a relação entre a altura e maior dimensão em planta é grande, essas forças tem grande importância, pois podem desencadear instabilidade na estrutura.

Rodrigues (2012) define vento como um deslocamento de ar provindo das diferenças de temperatura e pressões atmosféricas. É possível também definir o vento como um fluxo de ar, chamadas de rajadas ou turbulências. Estas rajadas apresentam velocidade do ar superior à média e são responsáveis pelas forças que atuarão na edificação. O estudo para engenharia de estrutura é direcionado a essas rajadas de vento, e deve-se levar em conta que a velocidade do vento depende dos fatores de rugosidade do terreno, do local da edificação, da altura da edificação, do tipo do terreno e da finalidade da edificação.

A ABNT NBR 6123:1988- Forças devido ao vento em edificações- define algumas nomenclaturas que a Figura 15 demonstra:

- Barlavento: Região de onde sopra o vento, em relação a estrutura;
- Sotavento: Região contrária àquela de onde sopra o vento, em relação a estrutura;
- Sucção: Pressão efetiva inferior à da pressão atmosférica de referência (sinal negativo);
- Sobrepressão: Pressão efetiva acima da pressão atmosférica de referência (sinal positivo).



Figura 15: Definições do vento
Fonte: Camillo, 2010.

2.8.2.2 Cálculos dos Esforços devido ao Vento

O cálculo dos esforços solicitantes devido a ação do vento que será descrito a seguir é baseado na ABNT NBR: 6123:1988.

Para de determinar as forças estáticas devido ao vento é preciso calcular:

- A velocidade básica do vento V_0 , que é considerada conforme o local onde a estrutura será construída, é retirado do mapa das isopletas do Brasil com valor de velocidade básica de 5m/s conforme a Figura 16 a seguir:

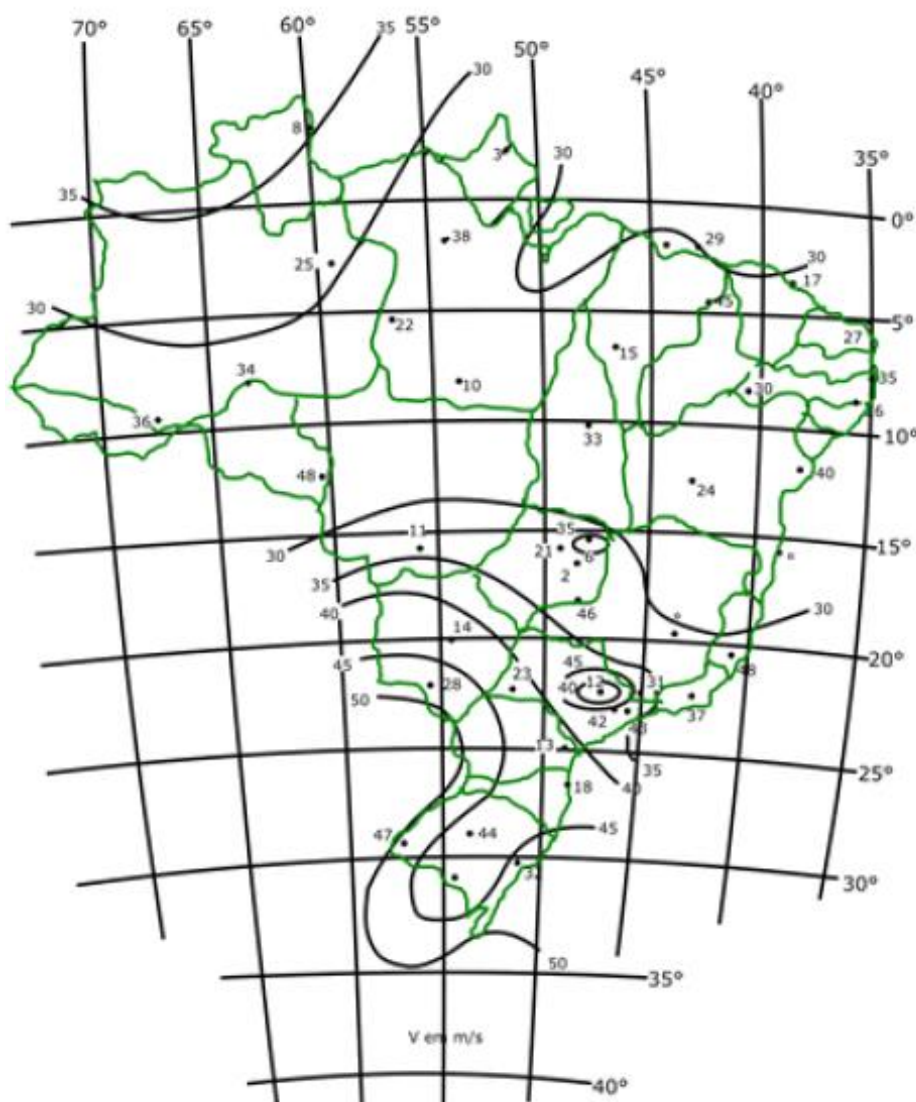


Figura 16: Mapa das Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)

Fonte: Camillo, 2010.

- A velocidade básica do vento é multiplicada pelos fatores S_1 , S_2 e S_3 , para encontrar a velocidade característica do vento V_k , para a parte da edificação a ser considerada.

A Equação (1) demonstra como a velocidade característica do vento (V_k) é calculada:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (1)$$

Sendo:

V_0 a velocidade básica do vento;

S_1 o fator que depende da topografia do terreno;

S_2 o fator de rugosidade do terreno;

S_3 o fator estatístico.

- Por meio da velocidade característica é possível determinar a pressão dinâmica do vento, conforme a Equação (2):

$$q_{vento} = V_k^2 \cdot 0,613 \quad (2)$$

Sendo (unidades SI): q_{vento} em N/m^2 e V_k em m/s .

O fator S_1 da qual depende do relevo do terreno, é determinada da seguinte maneira:

- Terreno plano ou pouco acidentado tem valor de $S_1 = 1,0$;
- Taludes e morros dimensionam-se a partir do item 5.2 da NBR 6123: 1988;
- Vales profundos, protegido do vento adota-se valor de $S_1 = 0,9$.

O valor do fator de rugosidade do terreno S_2 combina os efeitos de rugosidade do terreno, a variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno, e também com as dimensões da edificação ou parte dela.

Camillo (2010) exemplifica as categorias definidas de acordo com a NBR: 6123:1988, conforme a rugosidade do terreno na Tabela 3 e segundo a classe das dimensões da edificação na Tabela 4.

Categoria	Descrição do ambiente
I	Mar calmo, lagos, pântanos
II	Zonas costeiras planas, campos de aviação, pântanos com vegetação rala, pradarias e charnecas, fazendas sem sebes ou muro.
III	Granjas e casas de campo, fazendas com sebes e ou muros, subúrbios com casas baixas e esparsas com obstáculos de até 3,0m
IV	Parques e bosques com muitas árvores, cidades pequenas, subúrbios densamente construídos, áreas industriais plena ou

	parcialmente desenvolvidas com obstáculos de cota média de 10,0m
V	Floresta com árvores altas, centros de grandes cidades, com cota de topo média igual ou superior a 25,0m

Tabela 3: Categorias do terreno
Fonte: Camillo, 2010.

Classe	Descrição
A	Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda os 20,0m
B	Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20,0m e 50,0m
C	Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50,0m

Tabela 4: Classes da edificação
Fonte: Camillo, 2010.

O fator $S2$ é obtida pela equação (3):

$$S2 = b \cdot Fr \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (3)$$

Onde z é a altura total da edificação, e os parâmetros b , Fr e p , são encontrados na Figura 17 a seguir:

Categoria	z_g (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		Fr	1,00	0,98	0,95
		P	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Figura 17: Parâmetros meteorológicos
Fonte: NBR 6123: 1988.

O fator estatístico $S3$ é baseado em considerações estatísticas na qual é avaliado o grau de segurança e a vida útil da edificação, e os valores mínimos adotados estão na Tabela 5.

Grupo	Descrição	S3
--------------	------------------	-----------

1	Edificação cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificação 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

Tabela 5: Valores do fator estatístico S3
Fonte: NBR 6123: 1988.

2.8.2.2.1 Coeficientes de Pressão

A força do vento varia conforme a diferença de pressão nas faces opostas da estrutura, e os coeficientes de pressão são avaliados para superfícies externas e internas. A pressão efetiva atuante em uma edificação é a diferença entre os coeficientes de pressão interna e pressão externa, multiplicados pela pressão dinâmica (CAMILLO, 2010).

O cálculo da pressão efetiva (Δp) baseada na ABNT NBR 6123: 1988 pode ser efetuado pela Equação (4):

$$\Delta p = (C_{pe} - C_{pi}) \cdot q_{vento} \quad (4)$$

Sendo:

C_{pe} o coeficiente de pressão externa;

C_{pi} o coeficiente de pressão interna;

q_{vento} a pressão dinâmica do vento.

De acordo com Rodrigues (2012) a força global do vento é o somatório de todas as forças que atuam nas múltiplas partes de uma edificação. A força de arrasto (F_g), que é a componente da força global na direção do vento, é dada na Equação (5):

$$F_g = C_a \cdot q_{vento} \cdot A_e \quad (5)$$

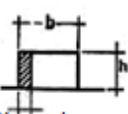
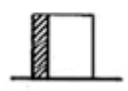

Onde:

C_a é o coeficiente de arrasto;

vento é a pressão dinâmica do vento dada pela Equação (2);

A_e é a área frontal efetiva ou seja, a área de projeção ortogonal da edificação.

A ABNT NBR 6123: 1988 apresenta os valores de coeficientes de pressão e forma, externa e interna, para vários tipos de edificações que podem ser vistos na Figura 17 para paredes de planta retangular e na Figura 18 para telhado de duas águas:

Altura relativa		Valores de C_e para								Cpe médio
		$\alpha = 0^\circ$				$\alpha = 90^\circ$				
		$A_e \beta_1$	$A_e \beta_2$	C	D	A	B	$C_e D_1$	$C_e D_2$	
 $0,2b$ ou h (o menor dos dois)	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,8	-0,5	+0,7	-0,4	+0,7	-0,4	-0,8	-0,4	-0,9
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,8	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,0
 $\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,9	-0,5	+0,7	-0,5	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,1
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,9	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,6	-0,9	-0,5	-1,1
 $\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-1,0	-0,6	+0,8	-0,6	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-1,0	-0,5	+0,8	-0,3	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2

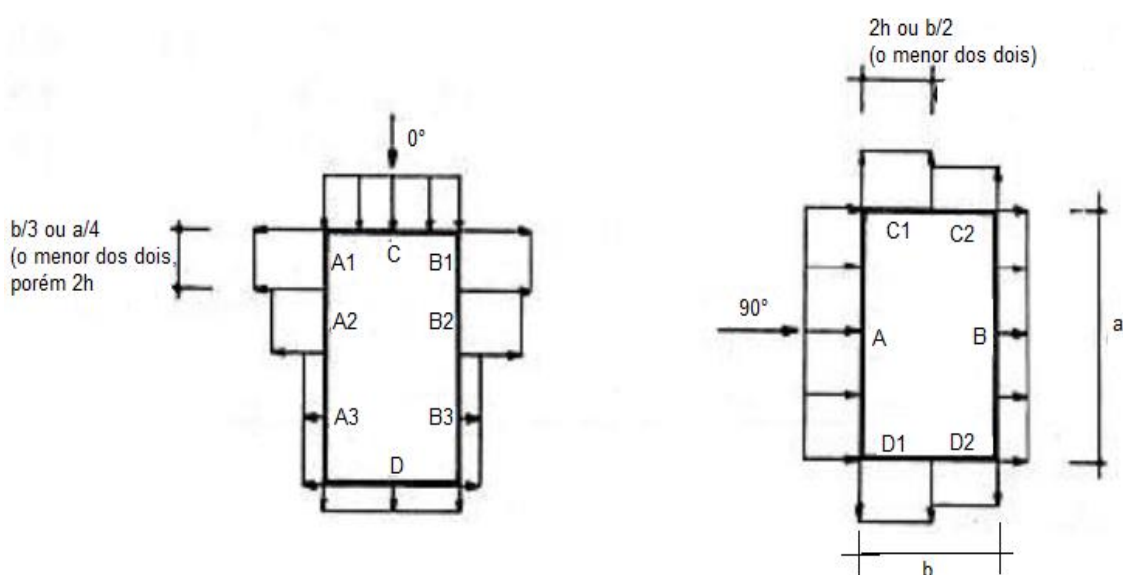


Figura 18: Coeficientes de pressão e forma, externos para paredes de planta retangular
 Fonte: NBR 6123: 1988.

Altura Relativa	Graus	Ce				Cpe médio			
		$\alpha = 90^\circ$		$\alpha = 0^\circ$					
		EF	GH	EG	FH				
$\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$ e	0	-0,8	-0,4	-0,8	-0,4	-2,0	-2,0	-2,0	-
	5	-0,9	-0,4	-0,8	-0,4	-1,4	-1,2	-1,2	-1,0
	10	-1,2	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,4		-1,2
	15	-1,0	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,2		-1,2
	20	-0,4	-0,4	-0,7	-0,6	-1,0			-1,2
	30	0	-0,4	-0,7	-0,6	-0,8			-1,1
	45	+0,3	-0,5	-0,7	-0,6				-1,1
	60	+0,7	-0,6	-0,7	-0,6				-1,1
$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$ e	0	-0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-2,0	-2,0	-2,0	-
	5	-0,9	-0,6	-0,9	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10	-1,1	-0,6	-0,8	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15	-1,0	-0,6	-0,8	-0,6	-1,8	-1,5	-1,5	-1,0
	20	-0,7	-0,5	-0,8	-0,6	-1,5	-1,5	-1,5	-1,0
	30	-0,2	-0,5	-0,8	-0,8	-1,0			-1,0
	45	+0,2	-0,5	-0,8	-0,8				
	60	+0,6	-0,5	-0,8	-0,8				
$\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$ e	0	-0,7	-0,6	-0,9	-0,7	-2,0	-2,0	-2,0	-
	5	-0,7	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10	-0,7	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,8	-1,8	-1,5	-1,2
	20	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,5	-1,5	-1,5	-1,2
	30	-1,0	-0,5	-0,8	-0,7	-1,5			
	40	-0,2	-0,5	-0,8	-0,7	-1,0			
	60	+0,5	-0,5	-0,8	-0,7				

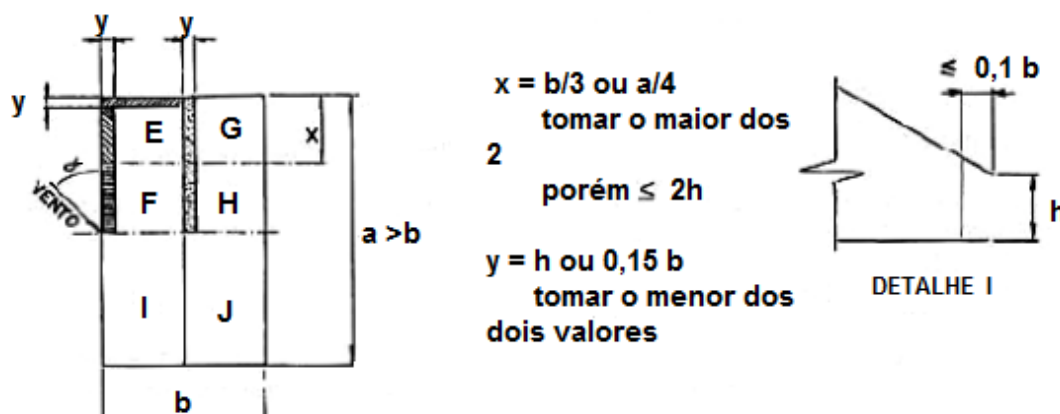


Figura 19: Coeficientes de pressão e forma para edifícios em telhado duas águas
 Fonte: NBR 6123: 1988.

Camillo (2010) afirma que construções com paredes internas permeáveis, a pressão interna é considerada igualmente distribuída, e conforme a ABNT NBR 6123: 1988 nesta situação deve utilizar para o coeficiente de pressão interna os seguintes valores:

- Para duas faces opostas permeáveis e as outras duas impermeáveis: vento perpendicular a uma face permeável utilizar $C_{pi} = +0,2$ e vento perpendicular a uma face impermeável utilizar $C_{pi} = -0,3$
- Para quatro faces igualmente permeáveis utilizar $C_{pi} = -0,3$ ou $0,0$, sendo que deve-se considerar o valor mais nocivo.
- Para abertura dominante em uma face; e as outras faces de igual permeabilidade: utilizar as recomendações do item 6.2.5 da ABNT NBR 6123: 1988 de forças devido a ação do vento.

Para empregar as considerações acima, nenhuma das faces poderá ter índice de permeabilidade maior que 30%.

2.9 ESTADOS LIMITES

Para a avaliação dos estados limites, por meio das solicitações de cálculo e comparando com as solicitações resistentes é possível verificar a segurança da estrutura. São consideradas estruturas seguras aquelas que, as solicitações de cálculo tiverem valores iguais ou menores do que as suportadas pela mesma, no estado limite em que se está sendo considerado para o cálculo. Para as estruturas de concreto é preciso analisar os estados limites últimos e os estados limites de serviço (RODRIGUES, 2012).

2.9.1 Estado-limites Último (ELU)

Conforme a ABNT NBR 6118: 2014, a segurança das estruturas é determinada a partir dos seguintes estados limites últimos:

- Perda de equilíbrio da estrutura, sendo ela considerada rígida;
- Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, devido as solicitações normais e tangenciais;
- Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, levando em conta os efeitos de segunda ordem;
- Provocado por solicitações dinâmicas;
- Colapso progressivo;

- Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando exposição ao fogo;
- Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas.

Rodrigues (2012) comenta que a perda de equilíbrio como corpo rígido dificilmente necessita ser realizada, pois as verificações que envolvem o dimensionamento das fundações acabam fazendo com que estas estejam atendidas.

Já as verificações relacionadas ao esgotamento da capacidade resistente, são realizadas posteriormente ao cálculo dos esforços solicitantes dos elementos, acompanhando a teoria do concreto armado e protendido. As verificações dinâmicas são feitas somente quando há pontes rolantes com alta velocidade na movimentação, usando programas direcionados pra avaliar se a estrutura tem seus modos de oscilações dentro das normas nacionais (RODRIGUES, 2012).

2.9.2 Estado-limite de Serviço (ELS)

O estado limite de serviço é definido pela ABNT NBR 6118:2014, como sendo aquelas relacionadas ao conforto do usuário sendo incluso a durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação a usuários, como também em relação a máquinas e equipamentos que a edificação deve suportar.

As verificações em galpões de concreto pré-fabricado segundo os estados limites de serviço citados pela ABNT NBR 6118:2014 são:

- Estado limite de formação de fissuras (ELS-F), onde se inicia fissuras na estrutura;
- Estado limite de abertura de fissura (ELS-W), onde as fissuras se apresentam com aberturas semelhantes aos máximos especificados na ABNT NBR 6118:2014;
- Estado limite de deformação excessiva (ELS-DEF), onde as deformações atingem os limites estabelecidos conforme a utilização normal, comprometendo o aspecto estético;

- Estado limite de descompressão parcial (ELS-DP), onde se garante a compressão na seção transversal, no local onde existem armaduras ativas;
- Estado limite de compressão excessiva (ELS-CE), quando as tensões de compressão chegam ao limite convencional estabelecido. Muito utilizado em concreto protendido.
- Estado limite de vibrações excessivas (ELS-VE), na qual as vibrações atingem os limites estabelecidos para o uso normal da edificação.

2.10 LIGAÇÕES ENTRE ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS

As estruturas pré-fabricadas de concreto apresentam facilidade de execução dos elementos. Mas em contrapartida, uma das dificuldades encontrada na pré-moldagem, é a realização das ligações entre os elementos. As ligações tem grande importância, pois influenciam no comportamento da estrutura final montada. Geralmente as ligações mais simples geram estruturas mais solicitadas aos momentos fletores, no entanto as ligações tendem a refletir o comportamento de estruturas moldadas in loco, por meio das transmissões de momentos fletores entre os elementos, promovendo mais trabalho. O principal problema de execução deste tipo de ligação é a necessidade de fazer ligações tanto do concreto como do aço, pois o concreto armado é um material composto, e acomoda as tolerâncias que intervêm nas várias fases, e o fato de o concreto ser um material frágil (EL DEBS, 2000).

A junção entre elementos de galpões pré-fabricados geralmente é feita com chumbadores (peça metálica, utilizada para fixar parafusos), ligações com pino de encaixe, com parafusos, e com perfil metálico de encaixe. A grande dificuldade está relacionada nas ligações embutidas, pois se o nivelamento e a altura das peças apresentarem irregularidades pode haver o comprometimento da qualidade da ligação (SENDEN, 2015).

As ligações são classificadas conforme seu tipo de vinculação podendo ser articulada, rígida e semi-rígida. Sabe-se que a ligação entre elementos pré-fabricados gera uma região de grande concentração de tensões, e por isso é de extrema importância o estudo da mesma (RODRIGUES, 2012).

El Debs (2000) afirma que as ligações ainda podem ser classificadas conforme seu esforço principal a ser transmitido entre elementos, podendo estar solicitada por:

- Compressão;
- Tração;
- Cisalhamento;
- Momento fletor;
- Momento de torção.

E, são classificadas também por meio das formas de execução das ligações entre elementos pré-fabricados, sendo do tipo:

- Ligação em elementos tipo barra (pilares e vigas);
- Ligação em elementos tipo folha (lajes e paredes).

Santos (2010), afirma que as ligações entre os elementos do tipo barra são as ligações típicas entre pilares e vigas.

A Figura 20 mostra as principais ligações entre elementos pré-fabricados de concreto e a ligação típica. A seguir, serão detalhadas apenas as principais ligações, sendo elas, viga-pilar e viga-viga.

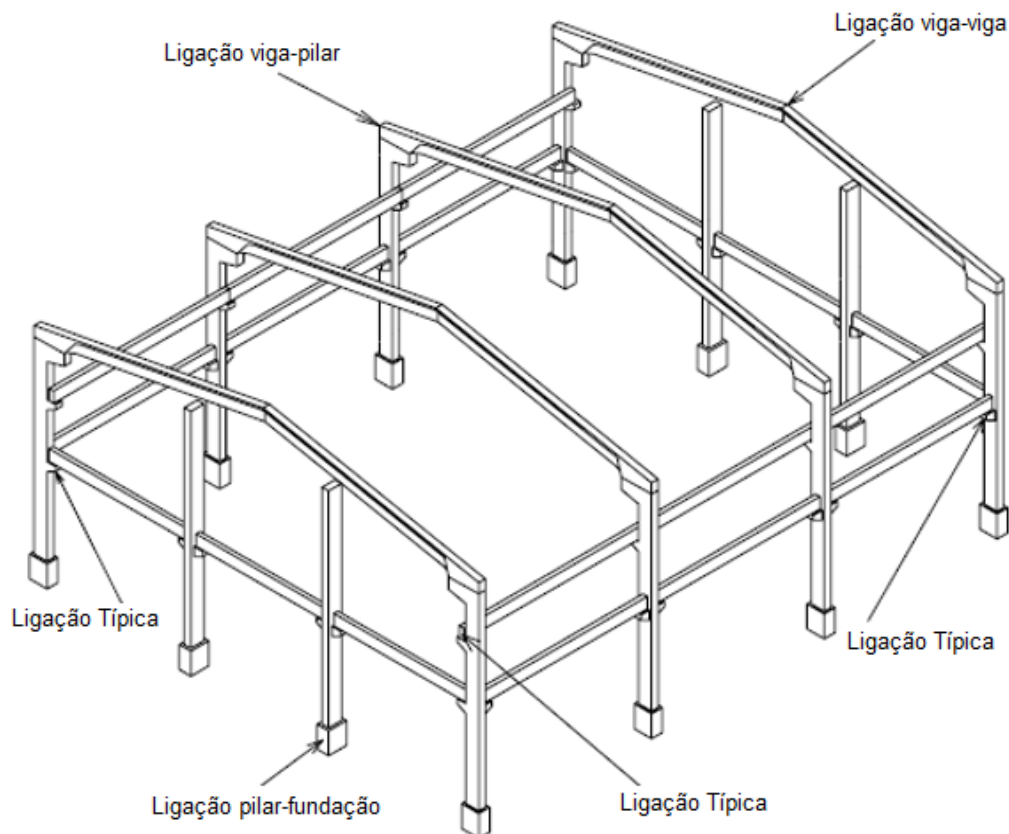


Figura 20: Ligação entre elementos pré-fabricados
Fonte: Adaptado de Santos, 2010.

2.10.1 Ligação Viga-Pilar

Para a transferência de esforços horizontais entre os elementos em galpões pré-fabricados, normalmente as ligações são feitas com chumbadores, nas quais se observa como ação de pino

(CAMILLO, 2010).

O chumbador é solicitado por cisalhamento na junta de interface apoiado por tensões de contato ao longo do chumbador preso no concreto, gerando assim, deformações de flexão. A resistência a tensão de cisalhamento varia conforme o diâmetro do chumbador e da resistência do concreto (CAMILLO, 2010).

Camillo 2010, também afirma:

Quando a distância entre dois elementos de concreto é muito grande, a resistência a tais tensões diminui consideravelmente. Ou seja, quanto maior for esta distância, maior será a deformabilidade por cisalhamento da barra do chumbador, diminuindo, desta forma, a capacidade da ligação de restrição aos movimentos.

Quando são realizadas ligações em pontos intermediários do pilar, geralmente as ligações são com consolos retos ou misulados, na qual é deixado os chumbadores encaixarem-se nas aberturas das vigas. A Figura 21 a seguir demonstra essas ligações.

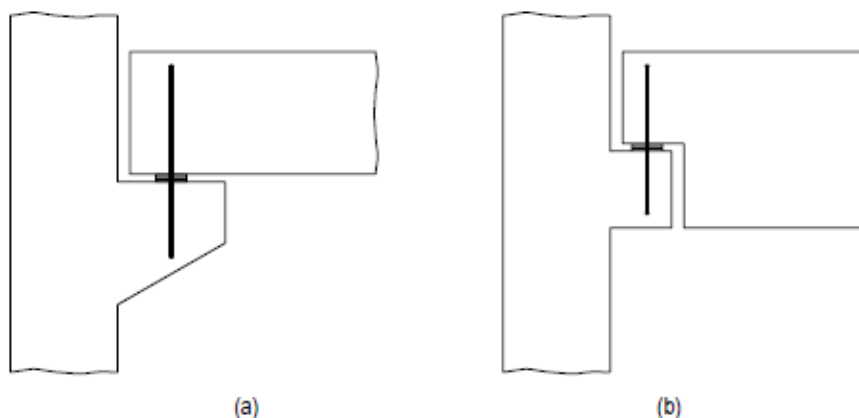


Figura 21: Ligação viga-pilar por meio de elastômero e chumbador
a) Consolo; b) Dente
Fonte: Santos, 2010.

Santos, (2010) afirma que em galpões, normalmente as ligações do tipo elastômero (polímero que apresenta propriedades elásticas, que suporta grandes deformações, é sinônimo de borracha) e chumbador não transmite momento fletor, pois se trata de uma ligação articulada.

2.10.2 Ligação Viga-Viga

Esse tipo de ligação está presente no topo do pórtico principal, e é tratado como uma ligação articulada por ser muito flexível, sendo importante que essa articulação seja garantida, pois essa região concentra grandes esforços internos de compressão. A ligação viga-viga para galpões atirantados pode ser realizada com chapa metálica e parafusos como mostrado na Figura 22.

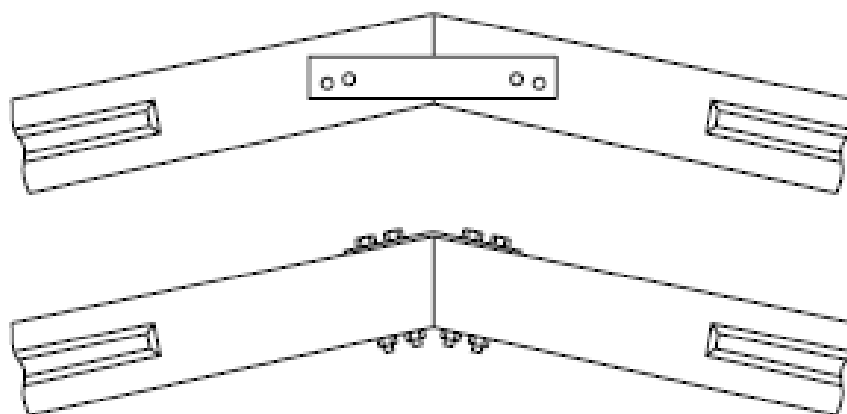


Figura 22: Ligação do tipo viga-viga no pórtico principal
Fonte: Santos, 2010.

2.10.3 Ligação Pilar-Fundação

Para Queiros (2007), essa ligação tem função principal a transmissão dos esforços entre pilar e estrutura de fundação, projetada para transferir esforços verticais, horizontais e momentos fletores. As principais ligações são do tipo:

- Cálice;
- Chapa de base;
- Emenda de armadura com bainha e graute;
- Emenda de armadura saliente e concretagem posterior.

A ligação do tipo cálice embute parte do pilar no elemento de fundação possibilitando seu encaixe. Depois de colocado o pilar, é feita a ligação por meio de preenchimento de concreto ou graute (tipo específico de concreto usado para preencher espaços vazios de blocos e canaletas, com objetivo de aumentar a capacidade portante) remanescente entre o pilar e o cálice. Para o posicionamento central da ligação é utilizado dispositivo de centralização e

cunhas dispostas nos quatro lados do cálice antes da concretagem da junta (Figura 23).

Esse tipo de ligação apresenta facilidade de montagem e de ajuste aos desvios de execução, com boa transmissão dos momentos fletores. Porém, não é utilizada em divisa porque sua ligação é bastante pronunciada e usualmente escondida (EL DEBS, 2000).

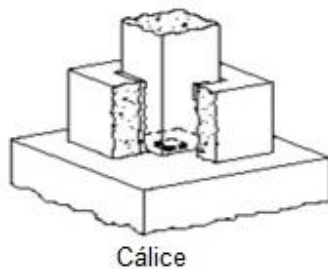


Figura 23: Ligação do tipo cálice
Fonte: Adaptado de Queiros, 2007.

A ligação por meio de chapa de base (Figura 24), consiste em prender uma chapa metálica na extremidade do pilar, que é ligada a fundação através de chumbadores e porcas. A chapa de ligação é soldada junto a armadura principal do pilar na própria fábrica. Na execução, o pilar é posicionado de forma a encaixar os furos da chapa aos chumbadores, e por meio de um sistema de porcas e contraporcas, é realizado o ajuste no prumo e no nivelamento. O espaço entre a chapa e a fundação é preenchido com argamassa seca ou graute (EL DEBS, 2000).

El Debs (2000) ainda afirma que a ligação por meio de chapa de base gera de imediato uma parcela de capacidade de transmissão de momentos, mas alguns aspectos devem ser levados em conta como a necessidade de haver grande precisão de execução e montagem das peças a fim de garantir os encaixes das chapas e chumbadores, e os cuidados para impedir a corrosão da chapa e dos chumbadores

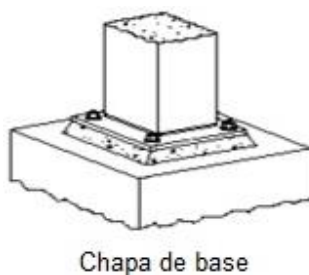


Figura 24: Ligação por meio de chapa de base
Fonte: Adaptado de Queiros, 2007.

Na ligação por emenda da armadura com graute e bainha (Figura 25), a armadura proveniente do pilar ou da fundação estende-se para fora do elemento, sendo que, a ligação é feita através da inserção da armadura em bainha inicialmente colocada no elemento adjacente, e após isso é realizado o preenchimento do espaço entre o pilar e a fundação com graute, necessitando de escoramento para a concretagem da ligação (EL DEBS, 2000).

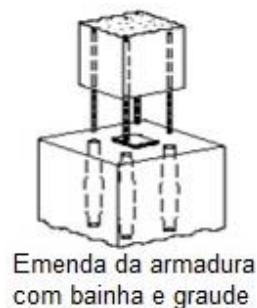


Figura 25: Ligação por emenda da armadura com bainha e graute
Fonte: Adaptado de Queiros, 2007.

Já, na ligação de emenda de armadura saliente (Figura 26), a emenda através da concretagem é feita depois da montagem dos elementos (EL DEBS, 2000).

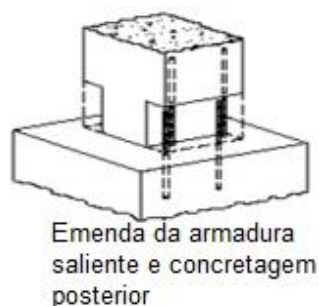


Figura 26: Ligação por emenda da armadura saliente
Fonte: Adaptado de Queiros, 2007.

Segundo Queiros (2007) para galpões pré-fabricados de concreto, a ligação pilar-fundação mais utilizada é a do tipo cálice, pois possui rapidez na etapa de montagem, facilidade de ajustes na execução, boa capacidade de transmissão de esforços, sem necessidade de cuidado especial, devido agentes corrosivos por não haver armaduras expostas. Mas, uma desvantagem é a necessidade de atenção durante a concretagem da cavidade de encaixe, sobretudo na vibração do concreto.

2.11 ANÁLISE ESTRUTURAL DE GALPÕES

Segundo Camillo (2010), para situação de projeto existem tipos de análises estruturais que mudam conforme o comportamento dos materiais que constituem a estrutura. Para todos os modelos de análise estrutural comentado a seguir, admite-se que os deslocamentos são pequenos.

2.11.1 Análise Linear

De acordo com ABNT NBR 6118:2014, na análise linear, o comportamento dos materiais é elástico-linear. Em análises globais as características geométricas podem ser encontradas através da seção bruta de concreto dos elementos estruturais, sendo que o módulo de elasticidade, em princípio, deve ser secante (E_{cs}), sendo calculado conforme a Equação (6):

$$E_{cs} = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}^{1/2} \quad (6)$$

Onde:

E_{cs} é o módulo de elasticidade secante em Mpa.

f_{ck} é a resistência característica do concreto a compressão em Mpa.

Os resultados da análise linear são geralmente empregado para a verificação de estado limite de serviço (ELS), sendo que tal análise pode ser utilizada para verificações de estado limite último (ELU), contando que a ductilidade dos elementos estruturais seja atendida.

2.11.2 Análise Linear com redistribuição

Conforme a ABNT NBR 6118:2014, na análise linear com redistribuição, os efeitos das ações são redistribuídos na estrutura para combinações do ELU, sendo que nesse caso as condições de equilíbrio e de ductilidade devem ser obrigatoriamente atendidas. Todos os esforços internos devem ser recalculados para garantir o equilíbrio de cada elemento presente na estrutura. As verificações de carregamentos de ELS ou de fadiga podem ser fundamentadas na análise linear sem redistribuição. De modo geral, é desejável que não haja redistribuição de esforços em serviço.

2.11.3 Análise Plástica

Ainda segundo a ABNT NBR 6118:2014, a análise plástica é considerada quando as não linearidades puderem ser analisadas, admitindo-se materiais de comportamento rígido-plástico perfeito ou elástico-plástico perfeito. A análise plástica de estruturas não pode ser considerada quando:

- Consideram-se os efeitos de segunda ordem global;
- Não houver a ductilidade necessária para que as configurações adotadas sejam atendidas.

2.11.4 Análise não linear

Nesta análise, a ABNT NBR 6118:2014 explica que é considerado o comportamento não linear dos materiais, sendo que toda a geometria da estrutura deve ser conhecida para que a análise não linear possa ser efetuada, pois o comportamento da mesma depende de como a estrutura foi armada. As condições de equilíbrio, compatibilidade e ductilidade devem ser atendidas, podendo ser adotado tanto para verificação do estado limite último (ELU) como para o estado limite de serviço (ELS).

Segundo Camillo (2010), há dois tipos de não linearidade a serem consideradas nas estruturas de concreto armado, sendo uma delas a não linearidade física (NLF) na qual se considera o comportamento não linear entre tensões e deformações dos materiais, e a outra a não linearidade geométrica (NLG) que se refere à relação não linear entre deformações e deslocamentos e o equilíbrio na posição deformada.

2.11.4.1 Não linearidade física

A ABNT NBR 6118:2014 apresenta as considerações aproximadas da não linearidade física, citando que tais aproximações só podem ser analisadas para edificações com no mínimo quatro pavimentos.

Santos (2010), afirma que a NLF pode ser feita rigorosamente sob a forma de análise matricial, sendo que este processo demanda tempo de processamento e normalmente é utilizado em situações complexas. Uma

maneira mais simples é colocar na análise linear um coeficiente redutor de inércia bruta da seção transversal dos elementos estruturais.

2.11.4.2 Não linearidade geométrica

A não linearidade geométrica da estrutura acontece devido a relação entre esforços solicitantes e deslocamento não ser linear, ganhando grande importância quando os deslocamentos excessivos podem comprometer a estabilidade da estrutura (MARIN, 2009).

Dependendo das alterações ocorridas na geometria, pode ocorrer acréscimo de esforços solicitantes, podendo levar a instabilidade da estrutura. Quando o comportamento não linear gerar perda de estabilidade, o uso de uma análise linear (análise de 1º ordem) causa resultados contra a segurança (SANTOS, 2010).

Inicialmente deve-se definir como se caracterizam os efeitos de primeira e segunda ordem. Melges (2009) explica que para calcular o momento fletor, que atua na seção transversal de um elemento, existem duas possibilidades:

- Considerar o equilíbrio na posição inicial da estrutura, sendo que nesse caso levam-se em conta somente os efeitos de 1º ordem, ou seja, toma-se a posição inicial da estrutura para calcular o valor do momento fletor que atua em uma determinada seção transversal;
- Considerar o equilíbrio na posição deformada da estrutura, sendo que nesse caso, consideram-se também os efeitos de 2º ordem, ou seja, analisa-se a deformação da estrutura para encontrar o valor do momento fletor em uma determinada seção transversal.

As ações horizontais que geralmente podem ser provindas de vento e desaprumo ocasiona o deslocamento horizontal, sendo que esses deslocamentos quando relacionados com as ações verticais geram os efeitos de 2º ordem global. Quando o acréscimo nos esforços provindos dos efeitos de 2º ordem global for inferior a 10%, esses efeitos podem ser desconsiderados (MELGES, 2009).

Para melhorar o comportamento da estrutura em relação as ações horizontais, alguns elementos estruturais podem ser associados aos pórticos, gerando maior rigidez na estrutura, como as paredes estruturais, e os núcleos rígidos geralmente situados no contorno da abertura para elevadores (MELGES, 2009).

Segundo Camillo (2010) a quantificação dos esforços de 2º ordem, pode ser feita por dois métodos, conhecidos como parâmetro de instabilidade α , e o método aproximado P- Δ , que serão descritos a seguir.

- Parâmetro α :

Conforme a ABNT NBR 6118:2014, uma estrutura poderá ser considerada como sendo de nós fixos, se seu parâmetro de instabilidade α , exemplificado na Equação (7), for menor que α_1 definido na Equação (8) e Equação (9):

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{\frac{Nk}{(E_c \cdot I_c)}} \quad (7)$$

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 \cdot n \quad \text{se } n \leq 3 \quad (8)$$

$$\alpha_1 = 0,6 \quad \text{se } n \geq 4 \quad (9)$$

Onde:

n é o número de andares acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

H_{tot} é a altura total da estrutura dada em metros;

Nk é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura, com seu valor característico;

$E_c \cdot I_c$ é o somatório das rigidezes de todos os pilares na direção considerada, sendo que no caso de pórticos é permitido considerar produto de rigidez $E_c \cdot I_c$ de um pilar equivalente de seção constante.

- Processo P- Δ

De acordo com Andolfato e Camacho apud Camillo (2010), o efeito P- Δ refere-se ao efeito da não linearidade geométrica de uma grande tensão de compressão ou de tração, sobre o qual o comportamento da flexão transversal e da cortante, sendo que a análise da estrutura por meio de tal efeito é interativa, uma análise preliminar é realizada para estimar as forças axiais ao longo da estrutura. As equações de equilíbrio são então reformuladas e resolvidas levando estas novas forças em consideração.

A outra análise pode produzir diferentes forças axiais nos elementos se, a rigidez modificada causar uma nova distribuição de força, sendo necessário reformular e resolver as equações de equilíbrio, até que as forças axiais e a deflexão convirjam, ou seja, até que eles não mudem de uma interação para a outra (CAMILLO, 2010).

3 METODOLOGIA DE PESQUISA

Neste item é descrito o tipo de pesquisa, as etapas do trabalho e os métodos utilizados para se chegar aos resultados. Será analisado um elemento de galpão de concreto pré-fabricado, e o mesmo será dimensionado, de acordo com a ABNT NBR 6118: (2014), considerações de Carvalho e Pinheiro (2009) e Bastos (2005).

3.1 CARACTERIAÇÃO DA PESQUISA

Para classificar o tipo de pesquisa a ser realizada, segundo Gerhardt e Silveira (2009), explicam que a pesquisa pode ser dividida em qualitativa e quantitativa conforme sua abordagem.

Este trabalho pode ser classificado como pesquisa qualitativa como quantitativa. É classificada como qualitativa por procurar como resultado as variáveis que interferem no dimensionamento de uma estrutura estável e segura, de acordo com as normas da ABNT. De acordo com Flick (2009), a pesquisa qualitativa é uma atividade baseada na investigação, e em um conjunto de atividades interpretativas e de abordagem naturalística diante do mundo, pois os pesquisadores analisam as coisas em seus contextos naturais procurando compreender os fenômenos em termos dos sentidos que as pessoas lhe atribuem.

Essa pesquisa é classificada também como quantitativa, pois segundo Fonseca (2002, p. 20, apud GERHARDT e SILVEIRA, 2009), a arrecadação de dados e os resultados podem ser determinados a partir de números, e este trabalho utiliza cálculos para o dimensionamento do elemento estrutural.

Uma pesquisa pode ser classificada também de acordo com seus objetivos gerais podendo ser descritiva, exploratória e explicativa (GIL, 2002). Segundo o autor, a pesquisa descritiva tem como desígnio a definição das características de um determinado fenômeno por meio de questionários e observações sistemáticas. Já, a pesquisa exploratória busca o aprimoramento de ideias e descobertas de intuições com o uso da pesquisa bibliográfica.

Ainda segundo o autor a pesquisa pode ser explicativa, na qual possui objetivo de identificar os fatores que dão origem a certos fenômenos.

Analisando os tipos de pesquisas citadas e os objetivos deste trabalho, a caracterização é do tipo pesquisa exploratória, pois utiliza pesquisa bibliográfica para analisar o comportamento e dimensionamento da estrutura escolhida.

3.2 ETAPAS DA PESQUISA

Para a pesquisa foram levantadas informações sobre o tema nas bibliografias disponíveis, que foram analisadas e reunidas de modo a atingir o objetivo do trabalho.

A proposta foi um relato sobre alguns tipos de galpões existentes, sua finalidade e análise de cargas atuantes para assim, realizar o dimensionamento do elemento pilar, conforme a ABNT NBR 6118: 2014 – Projeto de estruturas de concreto. E dessa forma efetivar um comparativo com uma estrutura existente a fim de averiguar se o exemplo de cálculo, dimensionamento e detalhamento do elemento pilar escolhido está de acordo com o modelo de cálculo usual do projeto analisado. Desta forma a Figura 27 apresenta um diagrama de como será o desenvolvimento da pesquisa.

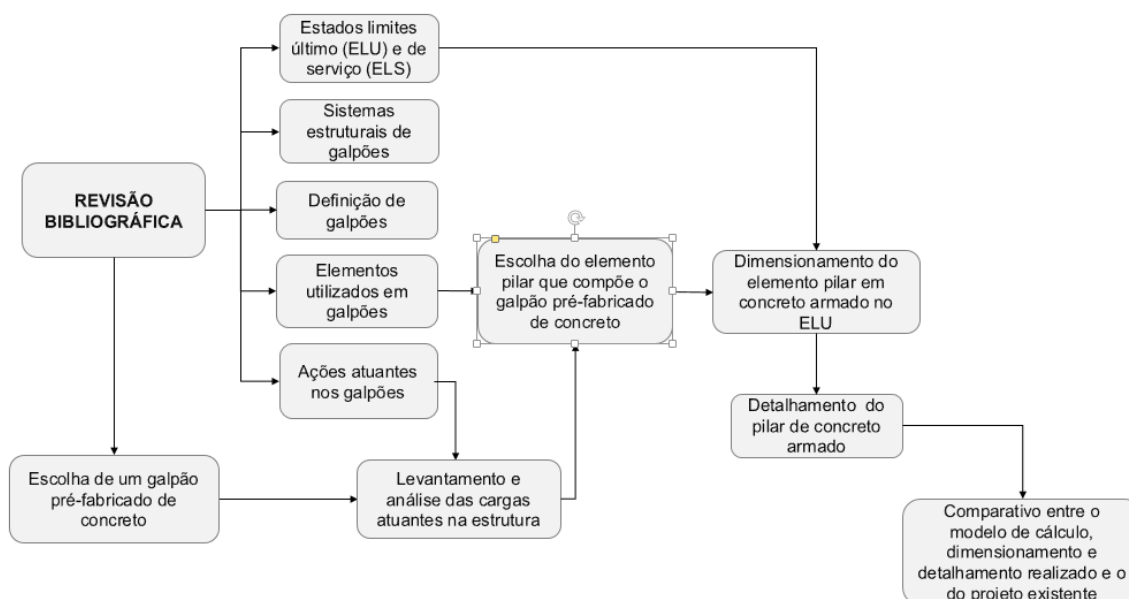


Figura 27: Diagrama de pesquisa
Fonte: Autoria própria, 2017.

O primeiro item pesquisado foram tipologias de galpões pré-fabricados de concreto, sistemas estruturais, elementos que os compõem, ações que atuam em sua estrutura e estados limites.

A ação do vento foi calculada a partir da utilização do programa *Visual Ventos*, desenvolvido por Pravia & Chiarello no ano de 2008, de acordo com a ABNT NBR 6123:1988.

Após ter escolhido um exemplo de galpão pré-fabricado misto (concreto e aço), e nele feito o levantamento e análise das cargas atuantes, foi feita a seleção de um pórtico central do galpão e analisado o elemento pilar de extremidade para o dimensionamento em concreto armado no estado limite último (ELU). Com estas informações foram detalhadas as armaduras longitudinais e transversais, como seus espaçamentos.

Com estes dados, foi realizado um comparativo entre o resultado do dimensionamento e o detalhamento das armaduras do elemento pilar, com o dimensionamento das armaduras utilizadas em pilares de galpões semelhantes existentes.

4 DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DO PILAR EM CONCRETO ARMADO

4.1 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA UTILIZADA NO ESTUDO

O galpão escolhido como objeto de estudo é composto por elementos de eixo reto, tesoura e terça metálica, e pilares em concreto armado, sendo os pilares engastados na fundação e viga articulada nos pilares.

Possui cobertura metálica em duas águas com lanternim e altura de aproximadamente 7,7 metros, com comprimento de 39,9 metros, largura de 25,5 metros, sendo área construída de 1013,9 m². A distância entre pilares laterais é de 5,0 metros, possuindo fechamento lateral com placas de concreto até próximo a 1,25 metros de altura, painel metálico no restante da altura da edificação, sendo sua fundação do tipo tubulão. A ligação pilar fundação é rígida do tipo cálice, e a ligação entre o pilar e a viga metálica é rotulada por meio de emenda por chapa metálica.

As tesouras metálicas são de aço ASTM A36 e são espaçadas a cada 5 metros, totalizando 18 tesouras, sendo 9 destas, de cada lado do galpão, emendadas por solda.

Por opção em tal exemplo, foram analisadas cargas permanentes e variáveis de um pórtico, presente no meio da edificação e assim, dimensionado o pilar do mesmo em concreto armado. O modelo do galpão em estudo pode ser visto na Figura 28, na qual ilustra a fachada, e na Figura 29, a vista lateral. O modelo estrutural do pórtico analisado está representado na Figura 30, por meio do software Ftool.

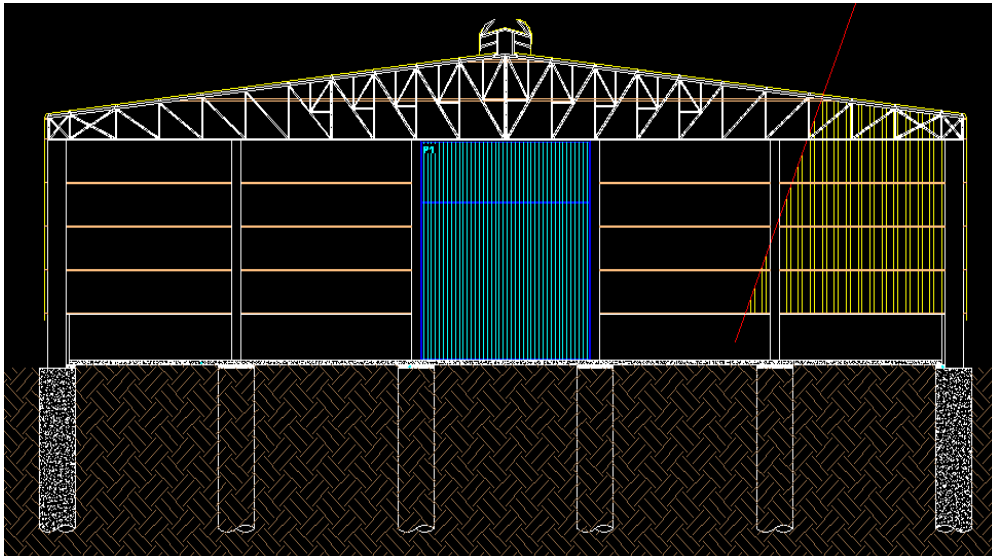


Figura 28: Fachada do Galpão
 Fonte: BENETTI, 2017, prancha 01.

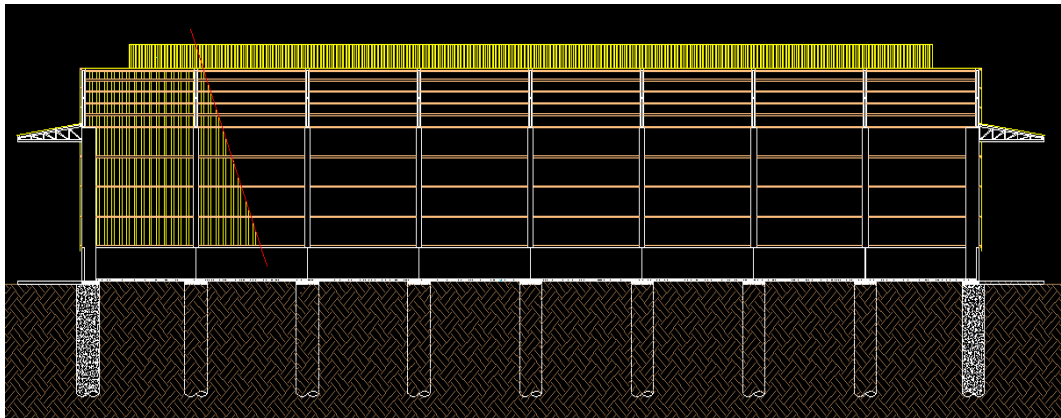


Figura 29: Vista lateral do Galpão
 Fonte: BENETTI, 2017, prancha 02.



Figura 30: Modelo estrutural do pórtico
 Fonte: Autoria própria, 2018

4.2 MODELO DE CÁLCULO ESTRUTURAL PARA DIMENSIONAMENTO

Para o levantamento das cargas variáveis foi empregado o uso da ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e

concreto em edifícios. Utilizou-se o software *Visual Ventos* para levantamento de cargas devido à ação do vento.

Foram adotados os seguintes critérios para o dimensionamento da peça:

- Galpão com classe de agressividade II;
- Resistência característica do concreto de 25 Mpa;
- Cobrimento mínimo de armadura do pilar sendo 3 cm;
- Armaduras principais em aço CA50 e estribos CA60;
- Pilar com seção retangular pré-definida em 25 cm x 50cm.

E com os esforços atuantes foi calculado:

- Área de aço longitudinal;
- Espaçamento entre armaduras longitudinais;
- Área de aço transversal;
- Espaçamento entre estribos.

4.3 ANÁLISE DOS ESFORÇOS ATUANTES

Os principais esforços atuantes na estrutura, objeto de estudo, foram o peso próprio dos elementos pré-fabricados e ação do vento.

4.3.1 Forças devido a ação do vento

Para encontrar as forças de atuação do vento no galpão, foi utilizado o software *Visual Ventos*.

Segundo Camillo (2010), o alvo principal do programa é encontrar as forças devido ao vento em edifícios que possuam plantas retangulares, com coberturas de duas águas conforme as orientações da ABNT NBR 6123: 1988, sendo que as informações necessárias de entrada do programa são as características geométricas do edifício, características do terreno, dimensão das aberturas para o cálculo da velocidade e coeficientes de pressão. Utilizou-se as instruções apresentadas por Camillo (2010), para manipulação do programa, no qual foram adotados os seguintes critérios:

- Velocidade básica do vento conforme o mapa brasileiro das isopletas do vento para a região do sudoeste do Paraná: 46m/s;

- Fator topográfico S1 para terreno plano: 1,0;
- Fator de Rugosidade: Categoria III, granjas e casas de campo, fazendas com sebes e / ou muros, subúrbios com casas baixas e esparsas de até 3 m;
- Classe de Edificação: B: dimensões da edificação entre 20 e 50 m;
- Fator S2: 0,9;
- Fator Estatístico S3: 0,95, grupo 3: edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc);
- Coeficientes de Pressão externa (Cpe médio) = -0,99;
- Coeficiente de Pressão interna: Edificações efetivamente estanques e com janelas fixas que tenham uma probabilidade desprezável de serem rompidas por acidente $C_{pi} = -0,2$ ou 0,0.

A Figura 31 e Figura 32 apresentam as cargas de ação do vento de sobre pressão e sucção na estrutura à 0° e 90° .

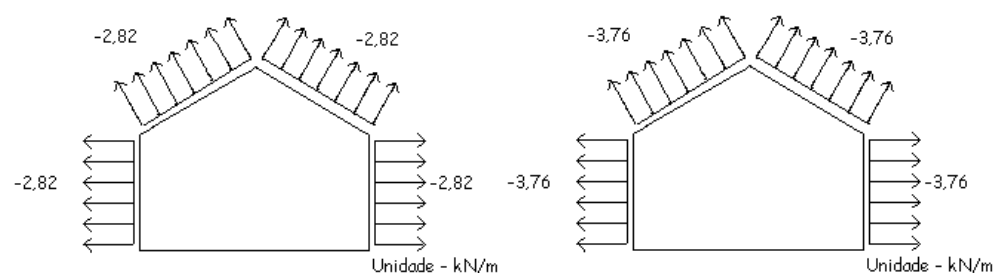


Figura 31: Carga de ação do vento a 0°
Fonte: Visual Ventos, 2018

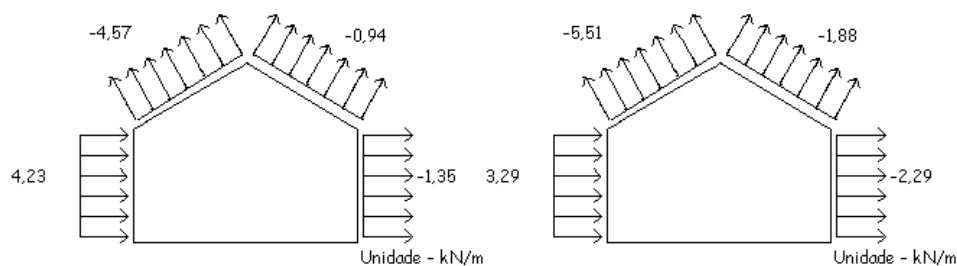


Figura 32: Carga de ação do vento a 90°
Fonte: Visual Ventos, 2018

4.3.2 Ações atuantes na tesoura

As ações atuantes consideradas nas tesouras são: peso próprio da tesoura, peso próprio da cobertura metálica, peso próprio das terças, peso

próprio do lanternim, sobrecarga permanente, carga acidental e carga provida da ação do vento.

4.3.2.1 Peso próprio da cobertura metálica

A telha adotada é do tipo Galvalume TPR-40 trapezoidal com espessura de 5 mm, do fabricante Tuper e possui peso específico conforme o catálogo do fabricante é de 0,049 KN/m². Ao multiplicar pela distância de 5 m entre pórticos, tem-se o peso da cobertura metálica (P_{pcm}) dada pela Equação (10).

$$P_{pcm} = 0,049 \cdot 5 = 0,25 \text{ kN/m} \quad (10)$$

4.3.2.2 Peso próprio da terça

A terça metálica da cobertura adotada é de perfil tipo “U”, conhecida por terça cartola com altura de 70 mm. As principais medidas podem ser vistas na Figura 33, e seu comprimento é de 5 metros que equivale a distância entre as tesouras.

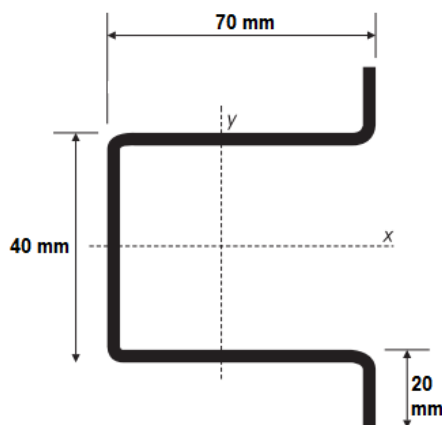


Figura 33: Seção da Terça Cartola
Fonte: Tuper - Transformando aço, conduzindo soluções, 2018.

Segundo o fabricante das telhas, a terça metálica possui peso específico de aproximadamente 0,036 kN/m, sendo 21 terças ao longo do comprimento de 25,5 m de tesoura. Ao multiplicar o peso próprio pelo número de terças e pela distância entre pórticos, e após isso dividir pelo comprimento total das duas tesouras, tem-se a carga da terça distribuída sobre o pórtico, como mostrado na Equação (11).

$$P_{pt} = \frac{(0,036 \times 21 \times 5)}{25,5} = 0,148 \text{ kN/m} \quad (11)$$

4.3.2.3 Peso próprio da tesoura

A tesoura adotada possui banzos inferiores e superiores em perfis U 50x127x50 com espessura de 3,8 mm e peso estimado conforme fabricante é de 0,07 kN/m. A quantidade desses perfis em metro linear equivale aproximadamente 52 m. O peso desse perfil na tesoura é mostrado na Equação (12).

$$P = 0,07 \times 52 = 3,64 \text{ kN} \quad (12)$$

Já os montantes e diagonais das tesouras são em cantoneiras duplas de abas iguais com peso específico de 0,03 kN/m. A quantidade de metros linear desse perfil é de 60 m. A carga desse perfil na tesoura é dada pela Equação (13).

$$P = 0,03 \times 60 = 1,8 \text{ kN} \quad (13)$$

Ao somar-se o peso do perfil U e da cantoneira dupla temos um valor de 5,44 kN, e ao dividir esse peso pelo comprimento da tesoura de 25,5 m, obtém-se o a carga por metro com valor de 0,21 kN/m, como mostrado na Equação (14).

$$P_{pte} = \frac{(3,64 + 1,8)}{25,5} = \frac{5,44}{25,5} = 0,21 \text{ kN/m} \quad (14)$$

4.3.2.4 Peso próprio do lanternim

O peso do lanternim foi desconsiderado devido sua área de abrangência ser muito pequena, e pouco influenciar nas ações permanentes.

4.3.2.5 Sobrecarga permanente

As sobrecargas em coberturas são resultantes de possíveis equipamentos e luminárias que possam ser fixados nas estruturas. Segundo a ABNT NBR 8800:2008, o valor da sobrecarga na cobertura metálica é de no mínimo de 0,25 kN/m². Sendo a distância entre pórticos de 5 m, a sobrecarga permanente é dada na Equação (15).

$$P_{sc} = 0,25 \times 5 = 1,25 \text{ kN/m} \quad (15)$$

4.3.2.6 Ação do vento

Conforme os resultados obtidos através do software Visual Ventos, a maior ação do vento na cobertura é de sucção, com valor 5,51 kN/m (Figura 34).

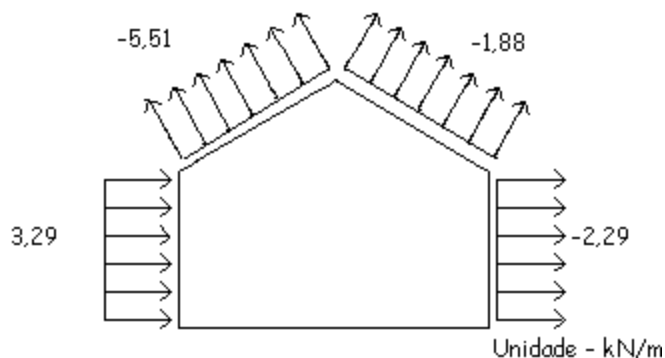


Figura 34: Carga de ação do vento na estrutura a 90°
Fonte: Visual Ventos, 2018.

4.3.2.7 Carga acidental

A ação variável acidental é provinda da carga de uma pessoa que possa fazer instalações elétricas e hidráulicas, de isolamento térmico e acústico e de pequenas peças que possam ser fixadas na cobertura. Segundo Rodrigues (2012), a carga acidental a ser considerada é de 0,15kN/m². Sendo a distância entre pórtico de 5 m, pela Equação (16) obtém-se a carga distribuída por metro.

$$P_{ca} = 0,15 \times 5 = 0,75 \text{ kN/m} \quad (16)$$

4.3.2.8 Combinações de ações

O total de carga permanente (peso próprio da cobertura, terça, tesoura e sobrecarga) foi de 1,86 kN/m.

A carga acidental possui 0,75 kN/m, e carga de vento com maior intensidade foi de sucção de 5,51 kN/m.

Devido os elementos da estrutura da cobertura serem metálicas, as combinações de ações foram feitas de acordo com a NBR 8800:2008, para o

estado limite último (ELU) em combinações últimas normais através da Equação (17):

$$Fd = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{gi,k}) + \gamma_{q1} F_{q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j} F_{qj,k}) \quad (17)$$

Onde:

Fd é o valor característico das ações para combinações últimas;

$\gamma_{gi}, \gamma_{q1}, \gamma_{qj}, \psi_{0j}$ são os coeficientes de ponderação de ação;

$F_{gi,k}$ indica o valor característico da ação permanente;

$F_{q1,k}$ representa o valor característico da ação variável considerada principal para a combinação;

$F_{qj,k}$ é o valor característico da ação variável que pode atuar concomitantemente com a ação variável principal.

Combinação 1: (considerando o peso próprio da estrutura + carga accidental):

$$Nd = 1,86 \times 1,25 + 0,75 \times 1,5 = 3,45 \text{ kN/m} \quad (18)$$

Onde:

Nd é o esforço normal de compressão dado em kN/m.

Combinação 2: (considerando o peso próprio da estrutura + ação do vento):

$$Nd = 1,86 \times 1 + (-5,51 \times 1,4)' = -5,85 \text{ kN/m} \quad (19)$$

Onde:

Nd é o esforço normal de compressão dado em kN/m.

A situação crítica foi a combinação de ação de sucção com valor de - 5,85 kN/m.

4.3.3 Ações atuantes no pilar de concreto armado

As ações que atuam no pilar foi o peso próprio, a ação do vento e a carga provinda da reação de apoio da tesoura. Levando em consideração que estas reações da tesoura já foram calculadas anteriormente com as cargas majoradas, foi necessário somente calcular e majorar as cargas do vento e peso próprio. Vale ressaltar que as combinações de ações, agora, serão feitas de acordo com a ABNT NBR 6118: 2014, devido o pilar ser em concreto armado.

4.3.3.1 Peso próprio do pilar

Segundo a ABNT NBR 6118: 2014 o peso específico do concreto armado é 25 kN/m^3 , a seção adotada do pilar é de $25 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}$, com altura de $5,7 \text{ m}$. Logo seu peso próprio é dado na Equação (20).

$$P_{pp} = 25 \times 0,25 \times 0,50 \times 5,7 = 21,37 \text{ kN} \quad (20)$$

Multiplicando o valor encontrado pelo coeficiente de majoração $1,4$ tem-se pela Equação (21):

$$P_{pp} = 21,37 \times 1,4 = 29,92 \text{ kN/m} \quad (21)$$

4.3.3.2 Ação do vento

Através dos resultados encontrados pelo software Visual Ventos, a maior ação do vento na lateral da estrutura foi de sobre pressão com valor $4,23 \text{ kN/m}$, e de sucção com valor $3,76 \text{ kN/m}$, como pode ser visto nas Figura 35 e Figura 36.

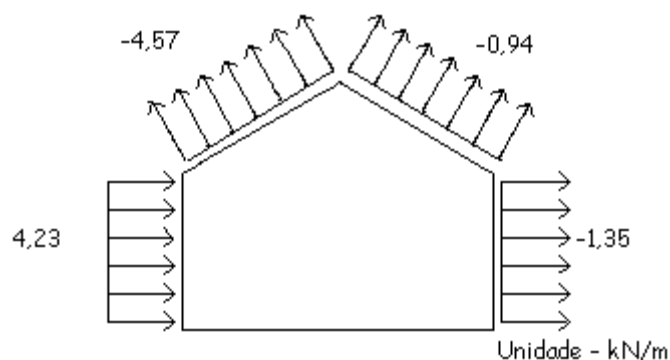


Figura 35: Carga de ação do vento na estrutura a 90°
Fonte: Visual Ventos, 2018.

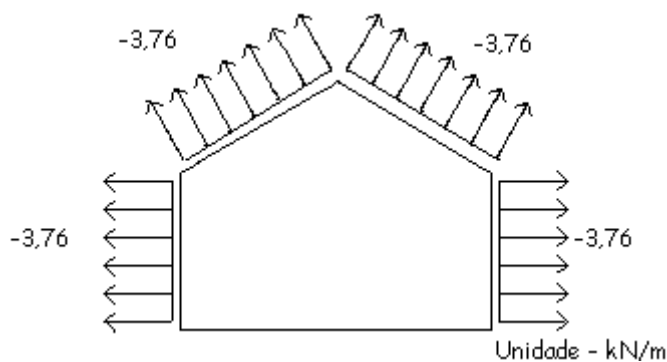


Figura 36: Carga de ação do vento na estrutura a 0°
Fonte: Visual Ventos, 2018.

4.3.3.3 Combinação de ações

As combinações de ações foram feitas de acordo com a ABNT NBR 6118: 2014, para o estado limite último (ELU) em combinações últimas normais, por meio da Equação (22):

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \varphi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \varphi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk} \quad (22)$$

Onde:

F_d é o valor característico das ações para combinações últimas;

$\gamma_g, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_q, \gamma_{\varepsilon q}$ são os coeficientes de ponderação de ação;

F_{gk} representa as ações permanentes diretas;

$F_{\varepsilon gk}$ é a ação indireta permanente da retração;

F_{q1k} representa as ação variável direta principal;

F_{qjk} representa a ação variável direta secundária;

$F_{\varepsilon qk}$ é a ação indireta variável da temperatura.

Para o pilar analisou-se a carga de vento de maior intensidade atuando horizontalmente no pilar, sendo a de sobrepressão com valor 4,23 kN/m. Encontrou-se também a carga do vento provinda do telhado atuando no topo do pilar.

Combinação 1: (considerando a ação do vento de sobre pressão como variável principal):

$$N_h = 1,4 \times 4,23 = 6 \text{ kN/m} \quad (23)$$

Onde:

N_h é o esforço horizontal de compressão atuando no pilar dado em kN/m.

A ação do vento que age na cobertura gera esforços no topo do pilar. Utilizando a maior ação do vento na cobertura como mostrado anteriormente na Figura (35), combinando-os e majorando devidamente, ao transferir essa ação para o topo do pilar obteve-se uma carga concentrada de sucção com valor de 32,4 kN.

4.3.4 Análise do pórtico

Anteriormente analisaram-se as cargas atuantes nas peças separadamente, e agora serão avaliados os esforços devido ao comportamento

em conjunto das peças. Como as cargas já foram encontradas e majoradas devidamente, só foi necessário analisar o pórtico e seus esforços. A Figura 37 apresenta o carregamento atuando no pórtico analisado.

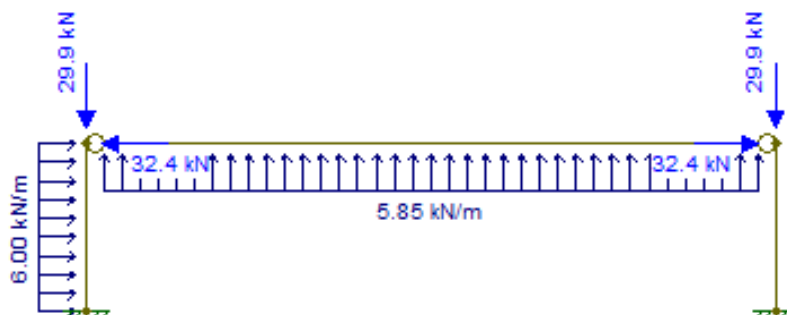


Figura 37: Carregamento atuando no pórtico
Fonte: Autoria própria, 2018.

Nota-se que a ação lateral do vento ocorre somente em um dos pilares do pórtico. Isso acontece porque quando a estrutura sofre a ação do vento provinda de uma direção, ela possui pouca probabilidade de ocorrer na direção oposta, sendo desnecessário o cálculo do vento nos dois pilares do pórtico.

Por meio do software Ftool encontrou-se as reações de apoio e os diagramas de esforço normal, esforço cortante e momento fletor, agindo na estrutura, como pode ser visto na Figura 38, Figura 39 e Figura 40.

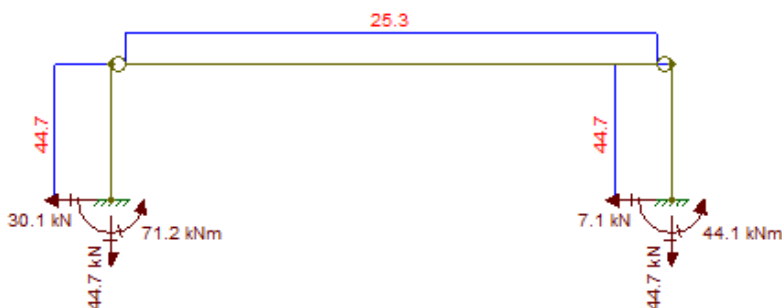


Figura 38: Reações de apoio e diagrama de esforço normal em kN.
Fonte: Autoria própria, 2018.

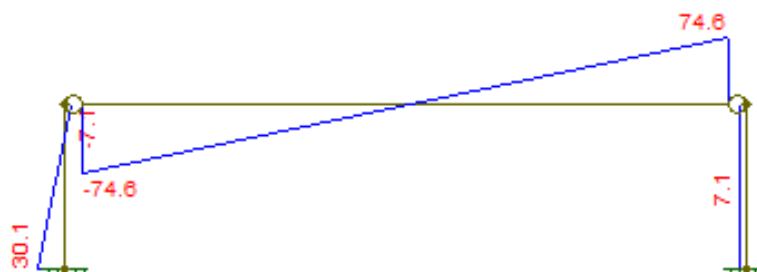


Figura 39: Diagrama de esforço cortante em kN
Fonte: Autoria própria, 2018.

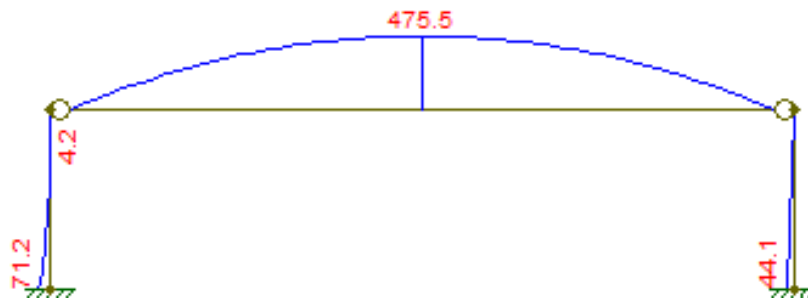


Figura 40: Diagrama momento fletor em kN.m
Fonte: Autoria própria, 2018.

Analisando o momento fletor atuando no pilar, Figura 41, observou-se os valores de momento na base e na cabeça do pilar.

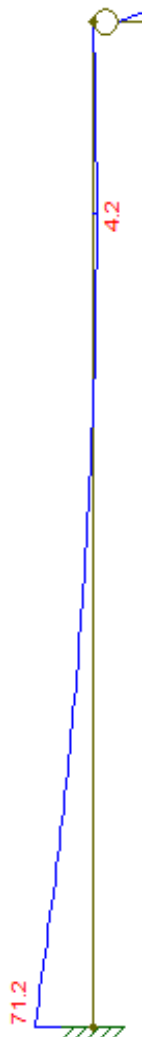


Figura 41: Diagrama de momento fletor atuando no pilar em kN.m
Fonte: Autoria própria, 2018.

A análise de um edifício de concreto armado sob a ação do vento pode ser realizada através de modelos tridimensionais, bidimensionais e lineares simplificados. No caso de modelo bidimensional, a análise deve ser feita no plano segundo duas direções ortogonais. Assim, escolheu-se analisar o pórtico

frontal, uma vez que para a análise lateral, as cargas atuantes são inferiores as recomendadas pela norma ABNT NBR 6123:1988.

4.4 DIMENSIONAMENTO DO PILAR

O pilar de extremidade analisado possui dimensões iniciais de 25 x 50 cm e altura útil de 620 cm. De acordo com a análise dos gráficos apresentados anteriormente, foi possível obter os esforços solicitantes, já majorados devidamente. As considerações a seguir foram feitas segundo Bastos (2005).

a) Esforços Solicitantes:

Esforço normal de compressão (Nd) = 44,7 kN

- Maior inércia:

Maior momento atuante (MA ou $Mbase$) = 7120 kN.cm

Menor momento atuante (MB ou $Mtopo$) = 0 kN.cm

$$M_{intermediário} \geq \begin{cases} 0,6 \cdot MA + 0,4 \cdot MB \rightarrow 0,6 \cdot 7120 + 0,4 \cdot 0 = 4272 \text{ kN.cm} \\ 0,4 \cdot MA \rightarrow 0,4 \cdot 7120 = 2848 \text{ kN.cm} \end{cases} \quad (24)$$

Momento intermediário ($M_{intermediário}$) = 4272 kN.cm

Assim o momento intermediário adotado é 4272 kN.cm.

- Menor inércia:

Nesta condição, os momentos atuantes serão desprezados, pois o valor apresentado é pequeno.

b) Excentricidade de Primeira Ordem ($e1$; $e2$; $e3$):

- Maior inércia:

$$e1 = \frac{MA}{Nd} = \frac{7120}{44,7} = 159,28 \text{ cm} \quad (25)$$

$$e2 = \frac{MB}{Nd} = \frac{0}{44,7} = 0 \text{ cm} \quad (26)$$

$$e3 = \frac{M_{intermediário}}{Nd} = \frac{4272}{44,7} = 95,57 \text{ cm} \quad (27)$$

- Menor inércia:

As excentricidades possuem valores iguais a 0.

c) Excentricidade mínima de primeira ordem ($e1$, *mínimo*):

- Maior inércia:

Altura da maior inércia do pilar (hy) = 50 cm;

$$\begin{aligned} \text{Mom mínimo} &= Nd \cdot (1,5 + 0,03 \cdot hy) = 44,7 \cdot (1,5 + 0,03 \cdot 50) \\ &= 134,1 \text{ kN} \cdot \text{cm} \end{aligned} \quad (28)$$

$$e1, \text{mínimo} = \frac{M_{\text{mínimo}}}{Nd} = \frac{134,1}{44,7} = 3,0 \text{ cm} \quad (29)$$

- Menor inércia:

Altura da menor inércia do pilar (hx) = 25 cm;

$$M_{\text{mínimo}} = Nd \cdot (1,5 + 0,03 \cdot hy) = 44,7 \cdot (1,5 + 0,03 \cdot 25) = 100,57 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad (30)$$

$$e1, \text{mínimo} = \frac{M_{\text{mínimo}}}{Nd} = \frac{100,57}{44,7} = 2,25 \text{ cm} \quad (31)$$

d) Índice de esbeltez (λ):

Raio de giração da peça na maior inércia (ry) = 14,43 cm;

Raio de giração da peça na menor inércia (rx) = 7,21 cm;

Altura do pilar (L) = 620 cm;

O índice de esbeltez na maior inércia é:

$$\lambda = \frac{L}{ry} = \frac{620}{14,43} = 42,96 \quad (32)$$

O índice de esbeltez na menor inércia é:

$$\lambda = \frac{L}{rx} = \frac{620}{7,21} = 86 \quad (33)$$

e) Índice de esbeltez Limite (λ_1):

O índice de esbeltez limite na maior inércia é dado pela Equação (34):

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{e1}{hy}}{\alpha b} \quad (34)$$

Onde:

$e1$ é a excentricidade de primeira ordem na maior inércia com valor de 159,28 cm;

hy é a altura da maior inércia do pilar com valor de 50 cm.

O índice de esbeltez limite na menor inércia é dado pela Equação (35):

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{e1}{hx}}{\alpha b} \quad (35)$$

Onde:

$e1$ é a excentricidade de primeira ordem na menor inércia com valor de 0 cm;

hx é a altura da menor inércia do pilar com valor de 25 cm.

De acordo com a ABNT NBR 6118: 2014, o índice de esbeltez limite deve estar entre $35 \leq \lambda_1 \leq 90$. Para pilares bi apoiados com cargas transversais significativas ao longo da altura $\alpha b = 1,0$.

A partir do valor de αb é possível resolver a Equação (36), na maior inércia do pilar:

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{e_1}{h_y}}{\alpha b} = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{159,28}{50}}{1,0} = 64,82 \quad (36)$$

$$35 \leq 64,82 \leq 90 \rightarrow OK!$$

E resolver a Equação (38), na menor inércia do pilar.

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{e_1}{h_y}}{\alpha b} = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{0}{25}}{1,0} = 25,0 \quad (37)$$

$$35 \leq 25 \leq 90 \rightarrow N\tilde{A}O$$

Logo, $\lambda_1 = 35$.

Segundo a ABNT NBR 6118: 2014, os esforços locais de 2º ordem podem ser desprezados, quando o índice de esbeltez (λ) for menor que o índice de esbeltez limite (λ_1).

Na maior inércia do pilar o índice de esbeltez (λ) é menor que o índice de esbeltez limite (λ_1). Assim os esforços locais de 2º ordem serão desconsiderados.

Já na menor inércia do pilar o índice de esbeltez (λ) é maior que o índice de esbeltez limite (λ_1) sendo necessário considerar os efeitos de 2º ordem.

De acordo com Bastos (2005), para barras submetidas a flexo-compressão normal, o que relaciona o pilar analisado, o cálculo dos efeitos de 2º ordem podem ser analisados por métodos aproximados. O método aproximado adotado foi o método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada, no qual o autor exemplifica o modelo a calcular.

4.4.1 Método Aproximado – Pilar Padrão com Curvatura Aproximada

Neste estudo, foi empregado o Método Aproximado somente no cálculo para pilares com $\lambda \leq 90$, com seção constante, armadura simétrica e constante ao longo do eixo. A não linearidade geométrica é considerada de forma aproximada, julgando que a deformação da barra é senoidal. A não

linearidade física é adotada por meio de uma expressão da curvatura da seção crítica (BASTOS, 2005).

a) Excentricidade de 2º Ordem (e_4).

$$e_4 = \frac{le^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \quad (38)$$

Onde:

le é o comprimento de flambagem igual a 570 cm;

$\frac{1}{r}$ é a curvatura na seção crítica dada pela Equação (39) para a menor inércia.

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{hx \cdot (v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{hx} \quad (39)$$

Sendo:

hx é a altura da menor inércia do pilar com valor de 25 cm;

v é a força normal adimensional dada pela Equação (40).

$$v = \frac{Nd}{Ac \cdot f_{cd}} \quad (40)$$

Onde:

Nd é o esforço normal de compressão de 44,7 kN

Ac é a área da seção transversal do pilar com valor de 1250 cm²

f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto de 25 Mpa com valor de 1785,71 N/cm²;

Logo:

$$v = \frac{44,7 \cdot 10^3}{1250 \cdot 1785,71} = 0,020 \quad (41)$$

Na menor inércia:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{25 \cdot (0,020 + 0,5)} \leq \frac{0,005}{25} \rightarrow \frac{0,00038}{cm} \leq \frac{0,0002}{cm} \rightarrow \text{NÃO!} \quad (42)$$

Assim, $\frac{1}{r}$ adotado na menor inércia é $\frac{0,0002}{cm}$, e a excentricidade de 2º ordem é:

$$e_4 = \frac{620^2}{10} \cdot 0,0002 = 7,7 \text{ cm} \quad (43)$$

a) Situações de Projeto e Cálculo

Nas situações de projeto e cálculo, encontra-se a seção em que haverá o maior momento fletor atuante, levando em consideração as excentricidades encontradas anteriormente, sendo:

e_{adot} é a excentricidade adotada para o cálculo de cada situação do pilar;

Nd é o esforço normal de compressão de 44,7 kN;

Md_{adot} é o momento fletor adotado para o cálculo de cada situação do pilar, dada pela Equação (44).

$$Md_{adot} = Nd \cdot e_{adot} \quad (44)$$

Base do pilar:

- Maior inércia:

$$e_{adot} \geq \begin{cases} e1 = 159,28 \text{ cm} \\ e1 \text{ mínimo} = 3,0 \text{ cm} \end{cases} \quad (45)$$

e_{adot} com valor de 159,28 cm;

$$Md_{adot} = 44,7 \cdot 159,28 = 7120 \text{ kN.cm} \quad (46)$$

- Menor inércia:

$$e_{adot} \geq \begin{cases} e1 = 0,0 \text{ cm} \\ e1 \text{ mínimo} = 2,25 \text{ cm} \end{cases} \quad (47)$$

e_{adot} com valor de 2,25 cm;

$$Md_{adot} = 44,7 \cdot 2,25 = 100,57 \text{ kN.cm} \quad (48)$$

Topo do pilar:

- Maior inércia:

$$e_{adot} \geq \begin{cases} e1 = 0,0 \text{ cm} \\ e1 \text{ mínimo} = 3,0 \text{ cm} \end{cases} \quad (49)$$

e_{adot} com valor de 3,0 cm;

$$Md_{adot} = 44,7 \cdot 3,0 = 134,1 \text{ kN.cm} \quad (50)$$

- Menor inércia:

$$e_{adot} \geq \begin{cases} e1 = 0,0 \text{ cm} \\ e1 \text{ mínimo} = 2,25 \text{ cm} \end{cases} \quad (51)$$

e_{adot} com valor de 2,25 cm;

$$Md_{adot} = 44,7 \cdot 2,25 = 100,57 \text{ kN.cm} \quad (52)$$

Seção Intermediária:

Situação 1A:

- Maior inércia:

$$e_{adot} \geq \begin{cases} e3 = 97,57 \text{ cm} \\ e1 \text{ mínimo} = 3,0 \text{ cm} \end{cases} \quad (53)$$

$$Md_{adot} = Nd \cdot e_{adot} \quad (54)$$

e_{adot} possui valor de 95,57 cm;

$$Md_{adot} = 44,7 \cdot 95,57 = 4272 \text{ kN.cm} \quad (55)$$

- Menor inércia:

Nesta seção é incluída a excentricidade provinda do efeito de 2º ordem dado por $e_4 = 7,7 \text{ cm}$.

$$e_{adot} \geq \begin{cases} e_3 = 0,0 \text{ cm} \\ e_1 \text{ mínimo} = 2,25 \text{ cm} \end{cases} \quad (56)$$

$$Md_{adot} = Nd \cdot (e_{adot} + e_4) \quad (57)$$

e_{adot} com valor de 2,25 cm;

$$Md_{adot} = 44,7 \cdot (2,25 + 7,7) = 444,7 \text{ kN.cm} \quad (58)$$

Situação 1B:

- Maior inércia:

$$e_{adot} \geq \begin{cases} e_3 = 95,57 \text{ cm} \\ e_1 \text{ mínimo} = 3,0 \text{ cm} \end{cases} \quad (59)$$

$$Md_{adot} = Nd \cdot e_{adot} \quad (60)$$

e_{adot} com valor de 95,57 cm;

$$Md_{adot} = 44,7 \cdot 95,57 = 4272 \text{ kN.cm} \quad (61)$$

- Menor inércia:

$$e_{adot} \geq \begin{cases} e_3 = 0,0 \text{ cm} \\ e_1 \text{ mínimo} = 2,25 \text{ cm} \end{cases} \quad (62)$$

$$Md_{adot} = Nd \cdot e_{adot} \quad (63)$$

e_{adot} com valor de 2,25 cm;

$$Md_{adot} = 44,7 \cdot 2,25 = 100,57 \text{ kN.cm} \quad (64)$$

Portanto, as situações críticas são as que possuem maiores momentos fletores: na base do pilar com momentos fletores de 7120 kN.cm e 100,57 kN.cm, e; na seção intermediária, situação 1A, onde os momentos fletores são de 4272 kN.cm e 444,7 kN.cm.

4.4.2 Armadura do pilar

Para o cálculo da armadura do pilar, utilizou-se o método apresentado por Carvalho e Pinheiro (2009). O método utiliza ábacos adimensionais que possuem como dados de entrada o esforço normal, momento fletor, área de concreto e resistência do concreto e do aço, fornecendo como resultado a taxa de armadura necessária para combater os esforços solicitados.

- a) Posições relativas das barras

Adotando inicialmente barras longitudinais (Φl) com diâmetro de 12,5 mm, barras transversais (ϕt) com diâmetro de 6,3 mm, e cobrimento (c) de 3,0 cm, sendo:

$d'y = d'x =$ é a distância entre o centro da barra longitudinal e a extremidade da peça de concreto, como pode ser observado na Figura 43.

h_y é a altura da maior inércia do pilar com valor de 50 cm;

h_x é a altura da menor inércia do pilar com valor de 25 cm;

$$d'y = d'x = \frac{\Phi l}{2} + \phi t + c = \frac{1,25}{2} + 0,63 + 3,0 = 4,25 \text{ cm} \quad (65)$$

$$\frac{d'y}{h_y} = \frac{4,25}{50} = 0,0851 \quad (66)$$

$$\frac{d'x}{h_x} = \frac{4,25}{25} = 0,1702 \quad (67)$$

b) Esforços adimensionais

$$\mu_y = \frac{Md \text{ adot.}}{Ac \cdot fcd \cdot h_y} \quad (68)$$

$$\mu_x = \frac{Md \text{ adot.}}{Ac \cdot fcd \cdot h_x} \quad (69)$$

$Md \text{ adot}$ é o momento adotado para cada situação do pilar dado em kN.cm;

μ_y é o coeficiente de esforço reduzido adimensional na maior inércia;

μ_x é o coeficiente de esforço reduzido adimensional na menor inércia;

Ac é a área da seção transversal do pilar com valor de 1250 cm²

fcd é a resistência de cálculo do concreto de 25 Mpa com valor de 1785,71 N/cm²;

h_y é a altura da maior inércia do pilar com valor de 50 cm;

h_x é a altura da maior inércia do pilar com valor de 25 cm;

O valor de $v = 0,0563$ já foi calculado anteriormente e é a força normal adimensional.

- Para a base do pilar com momentos fletores de 7120 kN.cm e 100,57 kN.cm;

$$\mu_y = \frac{7120 \cdot 10^3}{1250 \cdot 1785,71 \cdot 50} = 0,0637 \quad (70)$$

$$\mu_x = \frac{100,57 \cdot 10^3}{1250 \cdot 1785,71 \cdot 25} = 0,0018 \quad (71)$$

- Para a seção intermediária, situação 1A, com momentos fletores de 4272 kN.cm e 444,7 kN.cm;

$$\mu_y = \frac{4272 \cdot 10^3}{1250 \cdot 1785,71 \cdot 50} = 0,0389 \quad (72)$$

$$\mu_x = \frac{444,7 \cdot 10^3}{1250 \cdot 1785,71 \cdot 25} = 0,0080 \quad (73)$$

c) Escolha do arranjo

Adotou-se como alternativa para disposição das barras, dentro da peça de concreto, o arranjo 6, conforme mostrado na Figura 42.

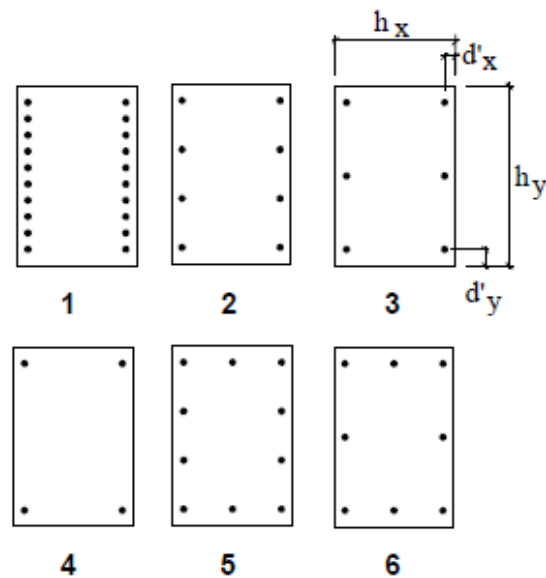


Figura 42: Arranjos de armaduras para pilar de seção retangular
Fonte: Pinheiro, 2009.

Para esse arranjo, e com os valores de $\frac{d'_y}{h_y}$ e $\frac{d'_x}{h_x}$ calculados anteriormente (Figura 43), o ábaco aproximado correspondente é o número 29 A, apresentado na Figura 44.

Arranjo	$\frac{d'_y}{h_y}$	$\frac{d'_x}{h_x}$	Ábaco
1	0,05	0,25	1
2	0,05	0,25	2
3	0,05	0,25	3
1	0,10	0,25	4
2	0,10	0,25	5
3	0,10	0,25	6
4	0,10	0,25	7
2	0,15	0,25	8
3	0,15	0,25	9
4	0,15	0,25	10
1	0,05	0,20	11
2	0,05	0,20	12
3	0,05	0,20	13
1	0,10	0,20	14
2	0,10	0,20	15
3	0,10	0,20	16
4	0,10	0,20	17
2	0,15	0,20	18
3	0,15	0,20	19
4	0,15	0,20	20
1	0,05	0,15	21
2	0,05	0,15	22
3	0,05	0,15	23

Arranjo	$\frac{d'_y}{h_y}$	$\frac{d'_x}{h_x}$	Ábaco
5	0,05	0,15	24
1	0,10	0,15	25
2	0,10	0,15	26
3	0,10	0,15	27
4	0,10	0,15	28
6	0,10	0,15	29
5	0,10	0,15	30
2	0,15	0,15	31
3	0,15	0,15	32
4	0,15	0,15	33
6	0,15	0,15	34
5	0,15	0,15	35
2	0,05	0,10	36
6	0,05	0,10	37
5	0,05	0,10	38
1	0,10	0,10	39
2	0,10	0,10	40
3	0,10	0,10	41
4	0,10	0,10	42
6	0,10	0,10	43
5	0,10	0,10	44
6	0,05	0,05	45
5	0,05	0,05	46

Figura 43: Relação dos ábacos
Fonte: Pinheiro, 2009.

29A

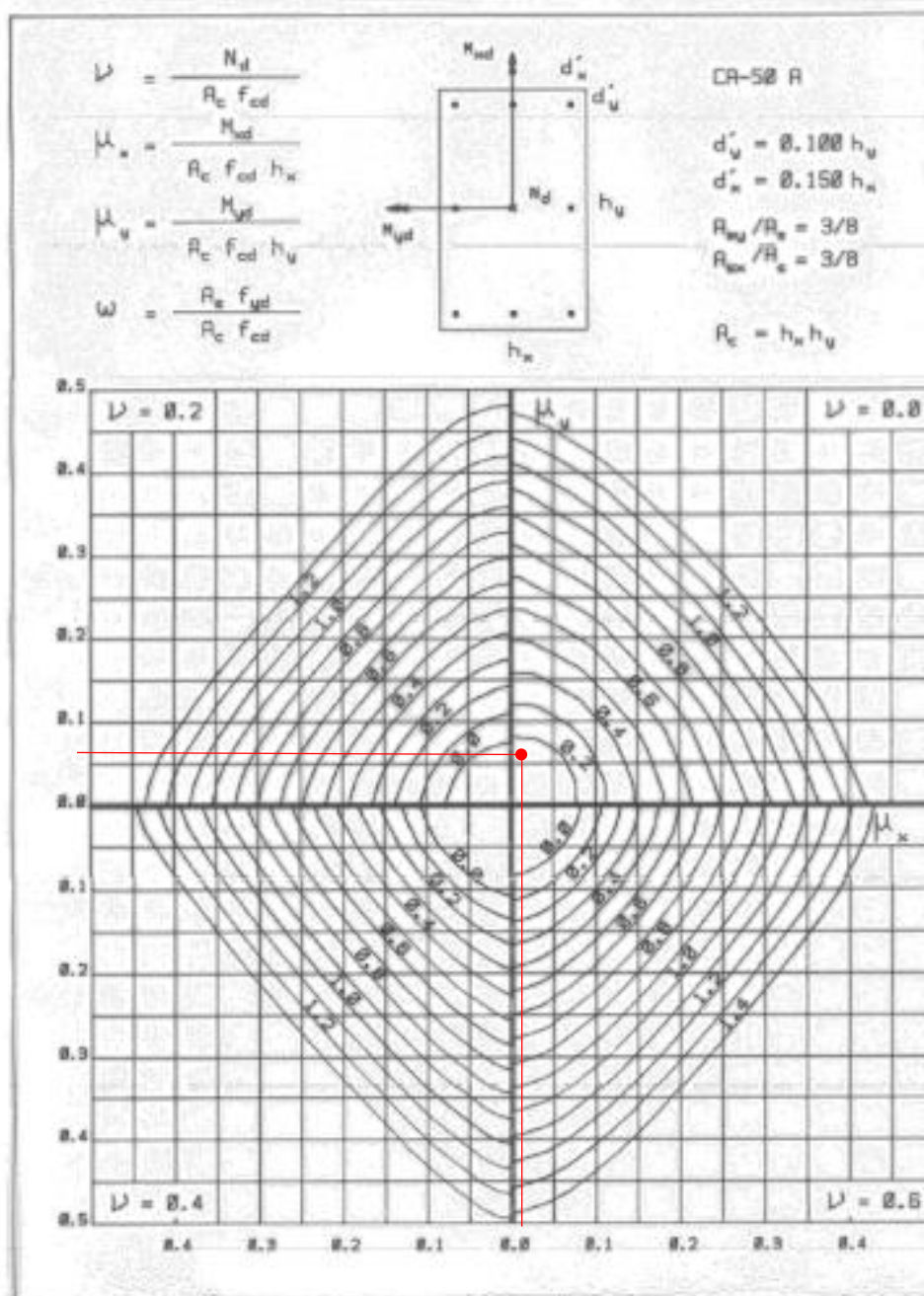


Figura 44: Ábaco adimensional 29A
Fonte: Pinheiro, 2009.

Para a base do pilar, com os dados de $\mu_y = 0,0637$ e $\mu_x = 0,0018$, e adotando $\nu = 0,0$, pelo ábaco 29 A, a taxa mecânica de armadura (ω) é de aproximadamente 0,18.

Na seção intermediária, com $\mu_y = 0,006$ e $\mu_x = 0,0080$, adotando $\nu = 0,0$ pelo ábaco 29 A, a taxa mecânica de armadura (ω) é de aproximadamente 0,10.

A área de aço (A_s) é calculada pela Equação (74):

$$A_s = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (74)$$

Onde:

ω é a taxa de armadura mecânica igual a 0,18 e 0,10;

A_c é a área da seção transversal do pilar com valor de 1250 cm²;

f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto de 25 Mpa com valor de 1785,71 N/cm²;

f_{yd} é a resistência de cálculo do aço com valor de 43478,26 N/cm².

$$A_s = \frac{0,18 \cdot 1250 \cdot 1785,71}{43478,26} = 9,24 \text{ cm}^2 \quad (75)$$

$$A_s = \frac{0,1 \cdot 1250 \cdot 1785,71}{43478,26} = 5,13 \text{ cm}^2 \quad (76)$$

Portanto a área de aço necessária para resistir aos esforços solicitantes, é a que possui maior quantidade de aço, adotando assim 9,24 cm².

A área de uma única barra (A_b) de aço é dada pela Equação (77):

$$A_b = 3,14 \cdot r^2 \quad (77)$$

Onde:

r^2 é o raio da barra em cm;

Adotando barras de 12,5 mm, o raio é igual a 6,25 mm, logo:

$$A_b = 3,14 \cdot (0,625)^2 = 1,22 \text{ cm}^2 \quad (78)$$

Como a área de aço necessária é de 9,24 cm², ao dividir essa área pela área de uma barra de aço de 12,5 mm, tem-se a quantidade de barras.

$$\text{Quantidade de barras} = \frac{9,24}{1,22} = 7,57 \text{ barras} \quad (79)$$

Adotando barras de 16 mm, o raio é igual a 8mm, logo:

$$A_b = 3,14 \cdot (0,8)^2 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad (80)$$

Dessa forma, como a área de aço necessária foi de 9,24 cm², ao dividir essa área pela área de uma barra de aço, tem-se a quantidade de barras.

$$\text{Quantidade de barras} = \frac{9,24}{2,01} = 4,5 \text{ barras} \quad (81)$$

Logo, optou-se em utilizar 8 barras de 12,5 mm como ilustrado na Figura 45:

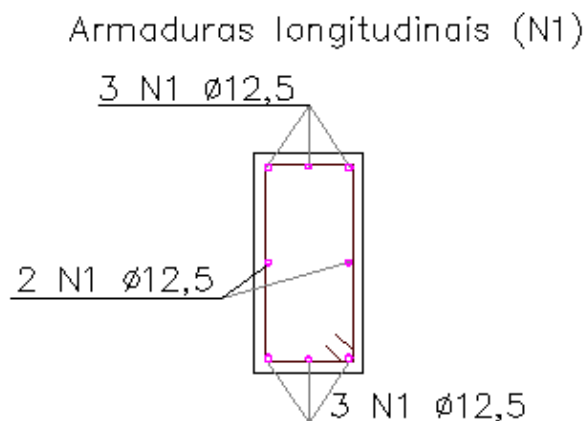


Figura 45: Disposição das armaduras longitudinais
Fonte: Autoria própria, 2018.

4.4.2.1 Valores Limites para armaduras longitudinais de pilares

a) Diâmetro mínimo (ϕl)

A ABNT NBR 6118: 2014 explica que o diâmetro das barras longitudinais não pode ser inferior a 10 mm e nem superior a 1/8 da menor dimensão transversal do pilar.

Logo, adotando barras de 12,5 mm, tem-se:

$$\phi l \geq 10mm \rightarrow \phi l = 12,5 mm \rightarrow OK! \quad (82)$$

$$\phi l \leq \frac{1}{8} \cdot 250 \rightarrow 12,5 \leq 31,25 mm \rightarrow OK! \quad (83)$$

b) Taxa de armadura

Segundo a ABNT NBR 6118: 2014 a armadura longitudinal mínima ($A_s, \text{mín}$) dada em cm^2 , é obtida conforme a Equação (84), onde:

Nd é o esforço normal de compressão sendo de 44,7 kN;

f_{yd} é a resistência de cálculo do aço CA-50 com valor de 43478,26 N/cm²;

Ac é a área da seção transversal do pilar com valor de 1250 cm²

$$A_s, \text{mín} = \frac{0,15 \cdot Nd}{f_{yd}} \geq 0,004 \cdot Ac \quad (84)$$

Aplicando os valores na Equação (92) tem-se:

$$A_s, \text{mín} = \frac{0,15 \cdot 44,7 \cdot 10^3}{43478,26} \geq 0,004 \cdot 1250 \rightarrow A_s, \text{mín} = 0,15 \geq 5 \rightarrow \text{NÃO!} \quad (85)$$

Assim, a área de aço mínima ($A_s, \text{mín}$) é de 5 cm².

Ainda segundo a ABNT NBR 6118: 2014, a máxima armadura permitida em pilares considerando as emendas ($A_s, máx$) é dada pela Equação (86), onde:

A_c é a área de seção transversal de concreto sendo 1250 cm^2 .

$$A_s, máx = 0,08 \cdot A_c \quad (86)$$

$$A_s, máx = 0,08 \cdot 1250 = 100 \text{ cm}^2 \rightarrow OK! \quad (87)$$

c) Espaçamento entre armaduras longitudinais (Sl)

A ABNT NBR 6118: 2014 explica que o espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores:

- 2,0 cm;
- Diâmetro das barras longitudinais (ϕl);
- 1,2 vez a dimensão máxima característica do agregado graúdo;

Adotando a dimensão máxima do agregado graúdo de 19 mm equivalente a brita do tipo 1, tem-se:

$$Sl = \phi l = 1,25 \text{ cm} \quad (88)$$

$$Sl = 1,2 \cdot 1,9 = 2,28 \text{ cm} \quad (89)$$

Assim, o valor mínimo do espaçamento entre as barras longitudinais (Sl) é de 2,28 cm. Como o menor espaçamento entre as armaduras longitudinais é de 8 cm, este item é atendido, para a seção (Figura 46).

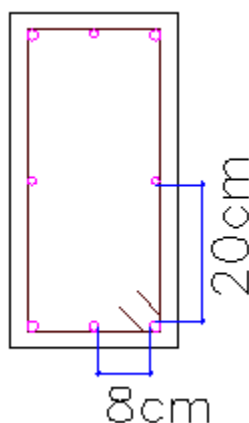


Figura 46: Espaçamento entre as armaduras longitudinais
Fonte: Autoria própria, 2018.

4.4.2.2 Valores Limites para armaduras transversais dos pilares

a) Diâmetro mínimo para armaduras transversais ($\phi t \text{ mín}$)

De acordo com a ABNT NBR 6118: 2014, o diâmetro mínimo (ϕt mín) dos estribos dos pilares não deve ser inferior a 5 mm e nem a $\frac{1}{4}$ do diâmetro do feixe que constitui a armadura longitudinal (ϕl). Adotando estribos de 6,3 mm tem-se:

$$\phi t \text{ mín} \geq 5 \text{ mm} \rightarrow 6,3 \text{ mm} \geq 5 \text{ mm} \rightarrow OK! \quad (90)$$

$$\phi t \text{ mín} \geq \frac{\phi l}{4} = \frac{12,5}{4} = 3,12 \text{ mm} \rightarrow 6,3 \text{ mm} \geq 3,12 \text{ mm} \rightarrow OK! \quad (91)$$

b) Espaçamento longitudinal entre estribos (St)

Segundo a ABNT NBR 6118: 2014, o espaçamento longitudinal entre estribos, com o objetivo de impedir o efeito de flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais nos pilares, deve ser igual ou inferior ao menor dos valores a seguir:

- 20 cm
- Menor dimensão da seção
- $12 \cdot \phi l$ para aço CA-50

Então:

A menor dimensão do pilar é 25 cm;

$$12 \cdot \phi l = 12 \cdot 1,25 = 15,0 \text{ cm} \quad (92)$$

Assim, o espaçamento entre estribos adotado é de 15 cm. A Figura 47 apresenta este detalhamento.

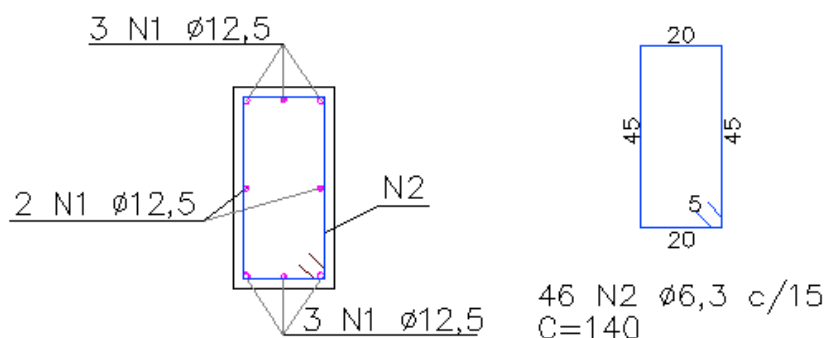


Figura 47: Detalhamento do estribo
Fonte: Autoria própria, 2018.

c) Proteção contra flambagem das barras

De acordo com a ABNT NBR 6118: 2014, os grampos suplementares, garantem a ação contra a flambagem das barras longitudinais situadas em seus cantos, e as que estão posicionadas a $20 \phi t$ (diâmetro da armadura transversal) da extremidade da peça, válido se nesse trecho de comprimento $20 \phi t$ não houver mais de duas barras, não contendo a do canto (Figura 48).

Quando houver mais de duas barras nesse trecho ou barra fora dele, deve haver grampos suplementares.

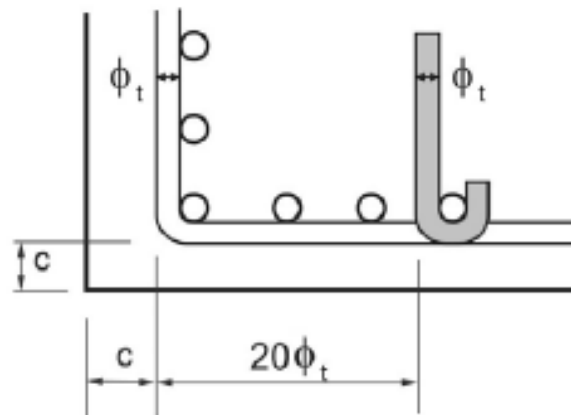


Figura 48: Proteção contra flambagem da barras
Fonte: NBR 6118: 2014.

Sendo adotado o ϕt com valor de 6,3 mm, tem-se:

$$E_p = 20 \times 0,63 = 12,6 \text{ cm} \quad (93)$$

As barras abrangidas contra a flambagem devem estar situadas a no máximo 12,6 cm da armadura longitudinal. Como a barras centrais do pilar estão a uma distância muito maior igual a 22cm, (Figura 49), os grampos suplementares serão utilizados conforme a Figura 50.

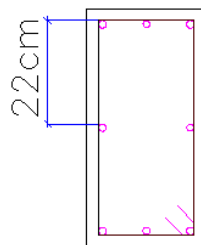


Figura 49: Distância entre armaduras
Fonte: Autoria própria, 2018.

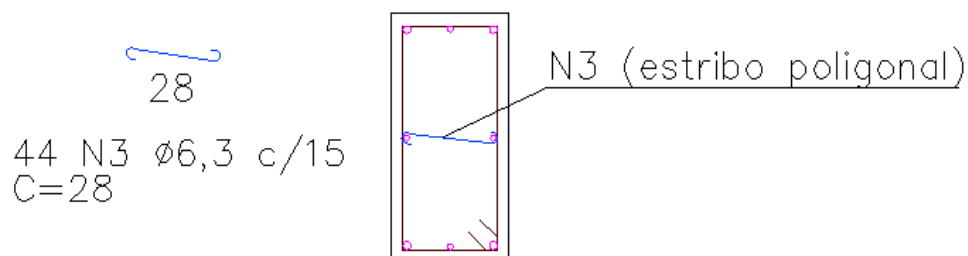


Figura 50: Detalhamento do grampo suplementar
Fonte: Autoria própria, 2018.

4.5 COMPARATIVO ENTRE O DIMENSIONAMENTO DO PILAR CALCULADO E PILAR EXISTENTE

Ao realizar um comparativo entre o dimensionamento das armaduras longitudinais do pilar calculado, com o dimensionamento das armaduras longitudinais do pilar, objeto de estudo, foi possível notar uma diferença na quantidade de aço (área de aço). A Tabela 6, a seguir, apresenta um resumo dos valores encontrados.

		Seção (cm)	Momento (kN.cm)	Área de aço calculada (cm ²)	Quantidade de barras	Área de aço adotada (cm ²)
Pilar existente	Base		4920		4 ϕ 16 mm	
	Intermediária	25 x 50	2952	-	2 ϕ 12,5 mm	12,06
	Topo		0		2 ϕ 10 mm	
Pilar calculado	Base		7120			
	Intermediária	25 x 50	4272	9,24	8 ϕ 12,5 mm	9,81
	Topo		0			

Tabela 6: Comparativo entre pilares
Fonte: Autoria própria, 2018.

O Gráfico 1 apresenta o comparativo entre os momentos (kN.cm²), na base e intermediário, do pilar existente e o pilar calculado.

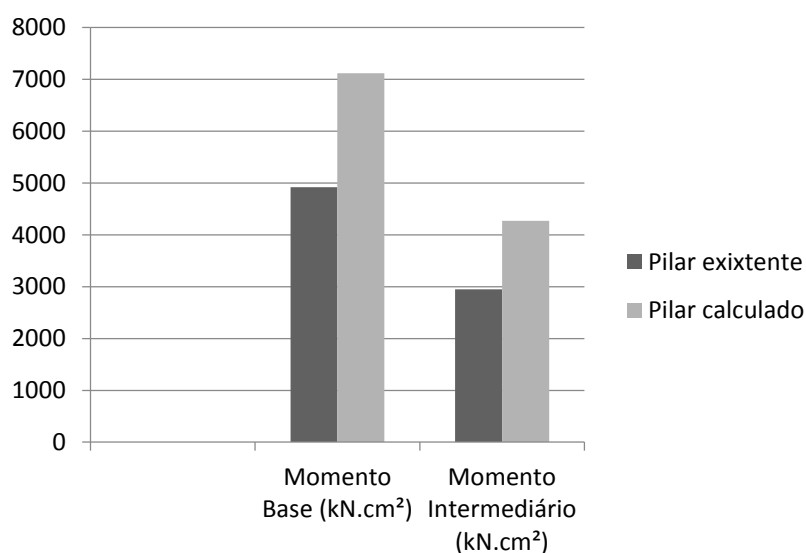


Gráfico 1: Momentos dos pilares: existente e calculado
Fonte: Autoria própria, 2018.

A partir do gráfico, nota-se que, tanto o momento na base como o momento intermediário do pilar calculado, a carga momento foi 30% maior que os momentos para o pilar calculado.

A diferença dos momentos atuantes foi devido à velocidade do vento adotada, pois para o pilar calculado adotou-se a velocidade básica do vento, conforme o mapa brasileiro das isopletas do vento para a região do sudoeste do Paraná, de 46 m/s. Já, o projeto em estudo (pilar existente), adotou uma velocidade básica do vento de 30 m/s, pois o projeto foi dimensionado para ser executado na região central do estado do Mato Grosso.

Quanto a área de aço, Gráfico 2, notou-se que o pilar existente possui uma taxa de armadura de 18% a mais da taxa de armadura do pilar calculado.

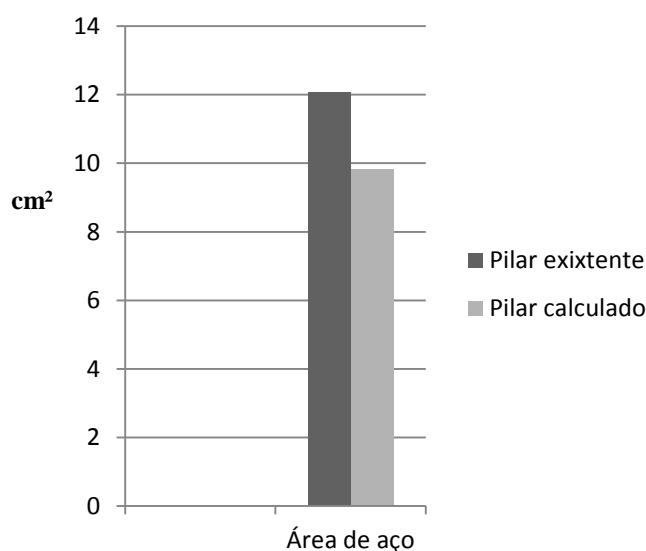


Gráfico 2: Taxa de armadura dos pilares: existente e calculado
Fonte: Autoria própria, 2018.

A diferença entre as taxas de armaduras podem ser explicadas pelo próprio engenheiro calculista do projeto existente que, em uma conversa informal, comentou o aproveitamento de armaduras dobradas, que estavam em estoque e que pelo elevado custo do material, optou-se por utilizá-las neste projeto, como reaproveitamento de material.

Já, os estribos utilizados e seu espaçamento chegaram ao mesmo resultado do pilar existente, como pode ser visto na Tabela 7.

	Estribos (mm)	Espaçamento dos estribos (cm)
Pilar existente	6,3	15 e 20
Pilar calculado	6,3	15

Tabela 7: Estribos e espaçamento
Fonte: Autoria própria, 2018.

Por fim, com base no exposto e nos resultados apresentados, as diferenças encontradas durante a realização do comparativo do esforço de momento fletor e conseqüentemente as taxa de armaduras, de apenas um elemento estrutural, neste caso o pilar, acredita-se na viabilidade da utilização dos tipos de análises estruturais existentes e que mudam conforme o comportamento dos materiais que constituem a estrutura. No entanto, para todos os modelos de análise estrutural admite-se que os deslocamentos são pequenos.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Por meio deste trabalho percebeu-se que ao analisar o sistema estrutural de galpões constituídos de elementos pré-fabricado misto (concreto armado e estrutura metálica), há grande especificidades, devido ser possível utilizar muitos arranjos estruturais, onde pode ocorrer variação da altura dos pilares, distância entre pórticos, dimensões das peças de concreto e aço e as ligações entre os elementos. Compreendeu-se que apesar de o cálculo de galpões pré-fabricados parecerem simples, foi algo adverso, pois exige cuidado em cada consideração de ação atuante, assim como particularidades de cada peça presente no galpão.

Este trabalho teve como objetivo além de dimensionar o elemento pilar, aprofundar conhecimento sobre as tipologias de galpões, as ações atuantes que se diferenciam de outras estruturas e as ligações entre diferentes elementos.

A ação do vento na estrutura foi a maior ação determinante das cargas atuantes, pois gerou grandes esforços, sendo o principal influenciador no dimensionamento do elemento pilar.

Portanto, de acordo com o comparativo executado, identificou-se que o pilar existente encontra-se superdimensionado devido a utilização de sobras de aço, levando em consideração que os esforços atuantes nele são muito menores que os encontrados no pilar calculado. Resultado que foram expressivos para diferenciar as taxas de armaduras. Observou-se também, que a diferença, também foi influenciada pela carga do vento, com velocidade básica de 46 m/s, para a região do sudoeste do Paraná, contra velocidade básica de 30 m/s referente ao estado do Mato Grosso.

REFERÊNCIAS

- ANDOLFATO, R.P.; CAMACHO, J. S. **Processo de análise da instabilidade global de edifícios – Estudo Comparativo**. Revista Internacional Construlink. vol. 2. n. 7. Nov. 2004. Disponível em : < <http://www.fec.unicamp.br>>. Acesso em fev.2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.
- _____. **NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.
- _____. **NBR 8681- Ações e segurança nas estruturas – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.
- _____. **NBR 8800 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.
- _____. **NBR 9062 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro, 2017.
- BASTOS, P. S. **Estruturas de Concreto II: Pilares de Concreto Armado**. Notas de Aula. Faculdade de Engenharia. Universidade Estadual Paulista (UNESP), 2005.
- BRANDÃO, A. M. S. **Qualidade e durabilidade das estruturas de concreto armado - Aspectos relativos ao projeto**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 1998.
- BENETTI, D. R. **Projeto Estrutural**. Prancha 1 e 2. Pato Branco, 2017.
- CAMILLO, C.A. **Análise Estrutural e Dimensionamento de Galpões Usuais de Pré-moldados de Concreto**. 2010. Trabalho de Conclusão de Curso – Departamento de Engenharia Civil - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2010.
- CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. Rio de Janeiro: Pini, 2009.
- CIBE PRÉ-MOLDADOS, CONCRETOS E MINERAIS. Publicação Eletrônica. Disponível em <<http://www.cibe.com.br>>. Acesso em nov. 2017.
- EL DEBS, M. K. **Concreto Pré-moldado: Fundamentos e Aplicações**. Escola de Engenharia de São Carlos/USP – Projeto REENGE, 2000.
- FLICK, U. (2009) **Métodos de Pesquisa: introdução à pesquisa qualitativa**. 3ª Ed. Porto Alegre: Artmed.
- FONSECA, João J. S. **Metodologia da pesquisa científica**. In: GERHARDT, Tatiana E.; SILVEIRA, Denise T. Métodos de pesquisa. PLAGEDER, 2009. p. 33.

GIL, Antonio C. **Como elaborar projetos de pesquisa**. São Paulo, v. 5, p. 61, 2002.

GERHARDT, Tatiana E.; SILVEIRA, Denise T. **Métodos de pesquisa**. PLAGEDER, 2009.

GOMES, A. de O. **Variação da Inclinação de Tesouras Metálicas e a Economia de Material**. Trabalho de Conclusão de curso - Curso de Engenharia Civil - Universidade São Francisco, Itatiba, 2007.

MARKA SOLUÇÕES PRÉ-FABRICADAS. Publicação Eletrônica. Disponível em <<http://www.markaweb.com.br>>. Acesso em nov. 2017.

MATRA PRÉ-MOLDADOS. Publicação Eletrônica. Disponível em <www.matrapremoldados.com.br>. Acesso em out. 2017.

MARIN, M. C. **Contribuição à análise da estabilidade global de estruturas em concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos**. 2009.213p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 2009.

MAZON, A. A. O. **Ventilação Natural em Galpões Utilizando Lanternins**. Dissertação do Programa de Pós-Graduação – Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2005.

MELGES, J. L. P. **Notas de aula Estabilidade Global**. Ilha Solteira. UNESP/FEIS: Ilha Solteira, 2009. 19p. Apostila.

MORENO JÚNIOR, A. L. **Aplicação do Pré-moldagem na construção de galpões em concreto: Exemplo de um galpão com cobertura em dente de serra**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1992.

PINHEIRO, L. M. **Estruturas de concreto: ábacos para flexão oblíqua**. São Carlos: EDUSP, 2009.

PRAVIA, Z. M. C. **Visual Ventos Versão 2.0.2**. 2008. Programa livre educacional (FEAR – Faculdade de Engenharia e Arquitetura) – Universidade Passo Fundo – UPF MG, Minas Gerais – MG, 2008.

PRATTI JUNIOR, M. **Análise de Dimensionamento de Perfis de Cobertura Metálica - Estudo de Caso**. Trabalho de conclusão de curso - Curso de Engenharia de Infraestrutura, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, 2015.

QUEIROS, L. O. A. **Análise estrutural de galpões pré-moldados de concreto considerando a influência da rigidez na ligação viga-pilar**. 2007. Dissertação, Universidade Federal do Alagoas, Maceió, 2007.

RODRIGUES, C. **Sistematização do cálculo e verificação de sistemas estruturais de galpões pré-fabricados de concreto**. 2012. Dissertação

(Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

SANTOS, A. P. **Análise estrutural de galpões atirantados de concreto pré-moldado**. 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

SENDEN, H.O.T. **Sistemas construtivos em concreto pré moldado**. 2015. Projeto de Graduação (Curso de Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

SERRA, S.M.B.; FERREIRA, M.de A.; PIGOZZO, B. N. **Evolução dos Pré-fabricados de Concreto**. São Carlos, 3 e 4 de novembro de 2005: 1o Encontro Nacional de Pesquisa – Projeto – Produção em concreto pré-moldado, 2005.

TUPER TRANSFORMANDO AÇO, CONDUZINDO SOLUÇÕES. Publicação eletrônico. Disponível em < www.tuper.com.br >. Acesso em abr. 2018.