

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Emanuel Fogiato Cecchin

**ANÁLISE COMPARATIVA DOS ESFORÇOS SOLICITANTES EM  
ESTRUTURAS TÍPICAS DE PAVILHÕES PRÉ-MOLDADOS**

Santa Maria, RS

2023

Emanuel Fogiato Cecchin

**ANÁLISE COMPARATIVA DOS ESFORÇOS SOLICITANTES EM ESTRUTURAS  
TÍPICAS DE PAVILHÕES PRÉ-MOLDADOS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao  
Curso de Engenharia Civil, da Universidade  
Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como  
requisito parcial para obtenção do grau de  
**Engenheiro Civil.**

Orientador: Prof. Dr. Marcos Alberto Oss Vaghetti

Santa Maria, RS

2023

**Emanuel Fogiato Cecchin**

**ANÁLISE COMPARATIVA DOS ESFORÇOS SOLICITANTES EM ESTRUTURAS  
TÍPICAS DE PAVILHÕES PRÉ-MOLDADOS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do grau de **Engenheiro Civil**.

**Aprovado em 21 de julho de 2023:**

---

**Marcos Alberto Oss Vaghetti, Dr. (UFSM)**  
**(Presidente/Orientador)**

---

**Almir Barros Da Silva Santos Neto, Dr. (UFSM)**

---

**João Kaminski Junior, Dr. (UFSM)**

Santa Maria, RS

2023

## AGRADECIMENTOS

Antes de tudo agradeço a Deus pela graça da vida e pela sabedoria que me possibilitaram chegar onde estou. Agradeço imensamente meus pais, Giovani Celeste Cecchin e Romilda de Fátima Fogiato Cecchin, pelos ensinamentos e virtudes que me foram passados desde a infância, por todo o esforço que fizeram para que eu pudesse estudar, crescer e me tornar o homem que sou.

Agradeço, de coração, minha namorada Ana Alice Ismail Chaves, pelo apoio, conforto e incentivo em todos os momentos, além de todos seus familiares, que desde sempre me acolheram e estenderam a mão.

A minha irmã Rafaela Fogiato Cecchin, pelo suporte, orientação e, principalmente, amizade que me acompanha por toda a vida.

Aos amigos, que tive o prazer de cultivar durante a faculdade, em especial a Bernardo Zanon, que me acompanhou em todas as etapas da graduação, além das muitas noites de estudo que nos acompanharam nesse período.

A Universidade Federal de Santa Maria, por proporcionar meu aprendizado e desenvolvimento profissional. Aos professores, que dedicaram seu tempo e empenho em passar da melhor maneira seu conhecimento a todos alunos, em especial ao Prof. Dr. Marcos Alberto Oss Vaghetti, pela orientação, disponibilidade e honestidade em me auxiliar no desenvolvimento deste trabalho.

Por fim, agradeço imensamente a empresa Concretina Pré-Moldados, pela oportunidade que me proporcionaram durante os dois anos de estágio, onde pude compreender e aplicar na prática todos os conhecimentos adquiridos ao longo da graduação. Deixo também, um grande agradecimento ao amigo e Engenheiro Diego Dahlke que me proporcionou a oportunidade desse estágio e ao Engenheiro Irineu Dalla Corte Filho, por todos os ensinamentos que me foram passados e pelo exemplo profissional que tive o prazer de vivenciar e aprender.

## RESUMO

### ANÁLISE COMPARATIVA DOS ESFORÇOS SOLICITANTES EM ESTRUTURAS TÍPICAS DE PAVILHÕES PRÉ-MOLDADOS

AUTOR: Emanuel Fogiato Cecchin

ORIENTADOR: Prof. Dr. Marcos Alberto Oss Vaghetti

A utilização dos pré-moldados como sistema construtivo é umas das tecnologias de maior ascensão na construção civil brasileira. Uma de suas principais aplicações, são os pavilhões industriais. O presente trabalho se propôs a calcular e analisar os esforços solicitantes de um dos principais modelos de pórticos atirantados utilizados no Brasil. Para isso, foram definidas três dimensões básicas de altura e três dimensões básicas de vão máximo, a fim de investigar o comportamento dos esforços em cada segmento da estrutura. O levantamento dos carregamentos foi feito com base nas normas brasileiras vigentes, a NBR 6120 (2019) e a NBR 6123 (1988), além do auxílio do software VisualVentos para a determinações dos coeficientes de pressão de vento atuantes nos pórticos. A modelagem da estrutura e o cálculo dos esforços foi executado através do software SAP2000 e a partir dos valores obtidos foi possível compilar os resultados em planilhas do Excel e gerar gráficos que auxiliassem nas comparações. Com isso, foi possível constatar que em estrutura mais baixas, as combinações em que o vento não possui atuação são responsáveis pelos maiores esforços solicitantes. No entanto, o aumento da altura livre do pórtico gera um crescimento significativo dos esforços de momento fletor nos pilares, tornando esse o principal ponto a ser levado em consideração no dimensionamento desses elementos.

**Palavras Chave:** Pré-moldado; Pavilhão; Ação do vento; Estrutura, Esforços, Análise.

## ABSTRACT

### ANÁLISE COMPARATIVA DOS ESFORÇOS SOLICITANTES EM ESTRUTURAS TÍPICAS DE PAVILHÕES PRÉ-MOLDADOS

AUTHOR: Emanuel Fogiato Cecchin

ADVISOR: Prof. Dr. Marcos Alberto Oss Vaghetti

The use of precast concrete as a construction system is one of the fastest-growing technologies in Brazilian civil engineering. One of its main applications is in industrial pavilions. This study aimed to calculate and analyze the demand forces of one of the main types of tied portal frame used in Brazil. For this purpose, three basic height dimensions and three basic maximum span dimensions were defined to investigate the behavior of forces in each segment of the structure. Loadings were determined based on the current Brazilian standards, NBR 6120 (2019) and NBR 6123 (1988), along with the assistance of VisualVentos software for determining wind pressure coefficients acting on the portal frames. The structure modeling and force calculations were performed using SAP2000 software, and the obtained values were compiled into Excel spreadsheets and presented in graphs to facilitate comparisons. Therefore, it was possible to verify that in lower structures, combinations where wind has no effect are responsible for the highest resultant forces. However, increasing the free height of the portal significantly increases the bending moment forces on the columns, making this the main point to be taken into consideration in the future design of these elements.

**Keywords:** Precast; Paviilion; Wind action; Structure, Efforts, Analysis.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Hipódromo da Gávea, 1932 .....	13
Figura 2 - Ação do vento em edificações .....	20
Figura 3 - Gráfico de isopletas da velocidade básica do vento no Brasil.....	21
Figura 4 - Representação padrão dos pórticos que serão analisados.....	23
Figura 5 - Lançamento das dimensões básicas do pórtico no software.....	27
Figura 6 - Definição da velocidade básica do vento.....	28
Figura 7 - Definição do Fator de ponderação S1 .....	28
Figura 8 - Definição do Fator de ponderação S2.....	29
Figura 9 - Definição do Fator de ponderação S3.....	29
Figura 10 - Definição do coeficiente de pressão interno .....	30
Figura 11 - Resumo dos coeficientes de pressão.....	31
Figura 12 - Carregamento de vento atuante no pórtico P_10-4.....	31
Figura 13 - Carregamento de vento atuantes no pórtico P_10-5 .....	32
Figura 14 - Carregamento de vento atuante no pórtico P_10-6.....	33
Figura 15 - Carregamento de vento atuante do pórtico P_15-4.....	33
Figura 16 - Carregamento de vento atuante no pórtico P_15-5.....	34
Figura 17 - Carregamento de vento atuante no pórtico P_15-6.....	34
Figura 18 - Carregamento de vento atuante no pórtico P_20-4.....	35
Figura 19 - Carregamento de vento no pórtico P_20-5 .....	35
Figura 20 - Carregamento de vento atuante no pórtico P_20-6.....	36
Figura 21 - Representação do pórtico P_10-4 no SAP2000.....	40
Figura 22 - Carregamento das terças de concreto.....	40
Figura 23 - Carregamento das telhas metálicas .....	41
Figura 24 - Carregamento da sobrecarga de utilização .....	41
Figura 25 - Carregamento de Vento a 0° .....	42
Figura 26 - Carregamento de Vento a 90° .....	42
Figura 27 - Esforço Normal para Comb.1 .....	43
Figura 28 - Esforço Normal para Comb.2 .....	43
Figura 29 - Esforço Normal para Comb.3 .....	44
Figura 30 - Momento Fletor para Comb.1.....	44
Figura 31 - Momento Fletor para Comb.2.....	45
Figura 32 - Momento Fletor para Comb.3.....	45

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Sistemas estruturais para edifícios pré-moldados de um pavimento.....	14
Quadro 2 - Sistemas estruturais com elementos de eixo reto .....	15
Quadro 3 - Sistemas estruturais compostos de elementos com trechos de eixo reto ou curvo	16
Quadro 4 - Sistemas de ligação viga-pilar e viga-viga em pórticos atirantados.....	17
Quadro 5 - Abreviações dos pórticos a serem analisados .....	24
Quadro 6 - Resumo dos carregamentos das terças de cobertura .....	26
Quadro 7 - Resumo das combinações de ações a serem calculadas .....	37
Quadro 8 - Seções básicas dos pilares e diâmetro dos tirantes.....	38
Quadro 9 - Seções básicas das vigas de cobertura.....	39
Quadro 10 - Esforços Normais para Comb.1 em kN.....	46
Quadro 11 - Esforço normal máximo nos pilares em kN .....	47
Quadro 12 - Momentos Fletores na ligação Pilar-Viga em kN.m.....	50
Quadro 13 - Momentos Fletores na base do pilar em kN.m.....	52
Quadro 14 - Momentos Fletores máximos no vão da viga de cobertura em kN.m.....	54

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Esforços Normais para a Comb.1 .....	47
Gráfico 2 – Esforços Normais máximos para a Comb.1 .....	48
Gráfico 3 – Esforços Normais máximos para a Comb.2 .....	48
Gráfico 4 – Esforços Normais máximos para a Comb.3 .....	49
Gráfico 5 – Momentos Fletores na ligação Pilar-Viga para a Comb.1.....	50
Gráfico 6 – Momentos Fletores na ligação Pilar-Viga para a Comb.2.....	51
Gráfico 7 – Momento Fletor na ligação Pilar-Viga para a Comb.3 .....	51
Gráfico 8 – Momento Fletor na base do pilar para a Comb.1 .....	52
Gráfico 9 – Momento Fletor na base do pilar para a Comb.2 .....	53
Gráfico 10 – Momento Fletor na base do pilar para a Comb.3 .....	53
Gráfico 11 – Momento Fletor máximo no vão da viga de cobertura para a Comb.1 .....	54
Gráfico 12 – Momento Fletor máximo no vão da viga de cobertura para a Comb.2.....	55
Gráfico 13 – Momento Fletor máximo no vão da viga de cobertura para a Comb.3.....	55

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	11
1.1. OBJETIVOS.....	12
1.1.1. Objetivo Geral .....	12
1.1.2. Objetivos Específicos.....	12
1.2. JUSTIFICATIVA .....	12
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	13
2.1. CONCRETO PRÉ-MOLDADO NO BRASIL.....	13
2.2. SISTEMAS ESTRUTURAIS PARA EDIFÍCIOS PRÉ-MOLDADOS DE UM PAVIMENTO .....	14
2.2.1. Sistemas estruturais com elementos de eixo reto.....	15
2.2.2. Sistemas estruturais compostos de trechos de eixo reto ou curvo .....	16
2.3. SISTEMAS DE LIGAÇÃO VIGA-PILAR E VIGA-VIGA EM PÓRTICOS ATIRANTADOS .....	17
2.4. AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA .....	19
2.4.1. Ações permanentes.....	19
2.4.2. Ações variáveis .....	19
<b>2.4.2.1. Ação do vento</b> .....	19
<b>3. METODOLOGIA</b> .....	22
3.1. DEFINIÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL E O SISTEMA DE LIGAÇÕES.....	22
3.2. DEFINIÇÃO DAS DIMENSÕES DOS PÓRTICOS.....	23
<b>4. LEVANTAMENTO DAS CARGAS ATUANTES</b> .....	25
4.1. CARREGAMENTOS VERTICAIS .....	25
4.1.1. Peso próprio dos elementos estruturais.....	25
4.1.2. Peso próprio da telha de cobertura .....	25
4.1.3. Peso próprio das terças de cobertura .....	25
4.1.4. Sobrecarga de utilização na cobertura.....	26
4.2. CARREGAMENTOS DE VENTO .....	26
4.3. COMBINAÇÕES DE AÇÕES.....	36
<b>5. MODELAGEM DOS PÓRTICOS E LANÇAMENTO DOS CARREGAMENTOS</b> .....	38
<b>6. ANÁLISE DOS RESULTADOS</b> .....	46
6.1. ESFORÇO NORMAL NO TIRANTE DE TRAVAMENTO .....	46
6.2. ESFORÇO NORMAL NOS PILARES .....	47
6.3. MOMENTO FLETOR NA LIGAÇÃO PILAR-VIGA .....	49
6.4. MOMENTO FLETOR NA BASE DO PILAR .....	51
6.5. MOMENTO FLETOR MÁXIMO NO VÃO DA VIGA DE COBERTURA .....	53
<b>7. CONCLUSÃO</b> .....	56

## 1. INTRODUÇÃO

No competitivo cenário da construção civil brasileira, encontrar formas mais econômicas, com maior qualidade e agilidade na execução é o principal desafio encontrado pelas empresas ao projetar e construir. Nesse contexto, as estruturas de concreto pré-moldadas vêm, gradativamente, ganhando espaço no mercado, devido à sua praticidade, rapidez e qualidade.

A pré-moldagem é um processo construtivo onde a obra, em sua totalidade ou parte, é moldada fora do local de utilização definitivo (EL DEBS, 2000). Quando comparada ao sistema construtivo convencional de concreto, seja ele armado ou protendido, seu comportamento estrutural apresenta uma série de diferenças, devido ao tipo de ligação utilizada entre os elementos. Enquanto o concreto moldado *in loco* tende a ter seus elementos ligados de maneira rígida, as ligações dos elementos pré-moldados são predominantemente rotuladas. Segundo MELO (2007) “ligações mais rígidas favorecem a economia, mas dificultam as mudanças”.

A praticidade e rapidez, citadas como principais vantagens desse sistema construtivo, são oriundas do processo de fabricação e montagem dos elementos estruturais empregados na obra. Esses, normalmente, são concretados em uma fábrica, utilizando formas metálicas, o que elimina a necessidade de escoras e formas de madeira, que por possuírem uma maior vida útil e requererem menor tempo de montagem, geram também uma considerável redução nos custos de fabricação.

Os benefícios mencionados acima são potencializados quando o projeto da estrutura prevê uma padronização dos elementos construtivos, o que é muito comum em estruturas de pavilhões industriais formados por uma associação de pórticos, diminuindo ainda mais o tempo de fabricação de cada elemento. Portanto, o planejamento da estrutura pré-moldada é de vital importância para que o sistema construtivo seja aproveitado de maneira plena SERRA (2004).

## **1.1. OBJETIVOS**

### **1.1.1. Objetivo Geral**

O presente trabalho tem como objetivo analisar o comportamento dos esforços em pavilhões de concreto pré-moldados a partir da variação da altura livre e do vão máximo de um pórtico típico.

### **1.1.2. Objetivos Específicos**

- Caracterizar o sistema estrutural e o sistema de ligações que compõem o pórtico de um pavilhão pré-moldado;
- Compilar os esforços resultantes em planilhas e gráficos;
- Analisar comparativamente o comportamento dos esforços em cada ponto da estrutura.

## **1.2. JUSTIFICATIVA**

Com o crescimento do mercado de pré-moldados, a disputa pelas obras se torna cada vez mais acirrada, estimulando as empresas a trabalhar com margens de lucro cada vez menores. Diante disso, se faz necessário uma evolução na precisão e agilidade no dimensionamento dessas estruturas, visando à redução dos custos de produção.

Dentre as etapas mais importantes para um adequado dimensionamento, destaca-se a correta definição dos elementos construtivos e suas ligações, e, conseqüentemente, o cálculo de seus esforços solicitantes. Por esse motivo, uma análise detalhada de como os esforços se comportam nas estruturas de concreto pré-moldado é fundamental para compreender o seu funcionamento estrutural e, assim, conseguir dimensioná-las de maneira ágil e precisa.

Por se tratarem de estruturas leves, os pavilhões de concreto pré-moldado sofrem grande interferência da ação do vento. Para entender esse comportamento serão estabelecidos diferentes modelos de pórtico, com diferentes alturas e vãos máximos, visando analisar a evolução dos esforços para cada dimensão estabelecida.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA E CONCEITOS FUNDAMENTAIS

### 2.1. CONCRETO PRÉ-MOLDADO NO BRASIL

O início da utilização do concreto pré-moldado no Brasil data do início do século XX, com a construção do hipódromo da Gávea, em 1926, representado na Figura 1, nesse caso a técnica foi utilizada no desenvolvimento das estacas de fundação e nas cercas do perímetro reservado do hipódromo (VASCONCELOS, 2002). Porém, foi após a década de 1970 que o método da pré-moldagem começou a se expandir de forma significativa, impulsionado pelo acelerado crescimento urbano da época, a alta demanda por habitações requirava um sistema construtivo ágil e eficaz.

Figura 1 - Hipódromo da Gávea, 1932



Fonte: Site Prefabricar, 2023

Aliada a essa demanda do mercado da construção civil, o processo de industrialização brasileira colaborou para que o ambiente fabril, onde os pré-moldados são geralmente fabricados, se desenvolvesse e junto dele novas tecnologias puderam ser implementadas para modernizar esse setor. Uma dessas tecnologias é a utilização da protensão como ferramenta

para se construir estruturas com maiores vão livres. Além disso a criação de uma norma específica relacionada aos elementos de concreto pré-moldado, a NBR 9062(2017), foi de suma importância para o desenvolvimento desse mercado, pois nela se estabeleceram parâmetros e requisitos básicos para o projeto e execução desses elementos.

Em 2001, foi criada a ABCIC (Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto), trazendo para o país inúmeros modelos de controle de qualidade praticados pela fib (International Federation for Structural Concrete). Segundo a ABCIC, desde sua criação, a parcela de participação do concreto pré-fabricado sobre o total de estruturas executadas praticamente dobrou no Brasil, saindo de 4 a 5% para 8 a 10%. Apesar desses valores serem apenas estimativas da associação, ainda estamos muito atrás da maioria dos países da Europa, onde a utilização da pré-fabricação ultrapassa os 30%, podendo chegar a quase 90% em alguns países nórdicos.

## **2.2. SISTEMAS ESTRUTURAIS PARA EDIFÍCIOS PRÉ-MOLDADOS DE UM PAVIMENTO**

Dentre as inúmeras possibilidades construtivas envolvendo os pré-moldados de concreto, EL DEBS (2000) fornece uma classificação dos principais sistemas estruturais utilizados em estruturas pré-moldadas de um pavimento, conforme o Quadro 1. Esses sistemas compreendem uma variedade de soluções arquitetônicas, visando atender as demandas de cada projeto.

Quadro 1 - Sistemas estruturais para edifícios pré-moldados de um pavimento

<b>Sistemas estruturais de esqueleto</b>	Com elementos de eixo reto
	Com elementos compostos de trechos de eixo reto ou curvo
<b>Sistemas estruturais de parede portante</b>	

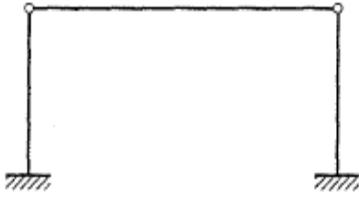
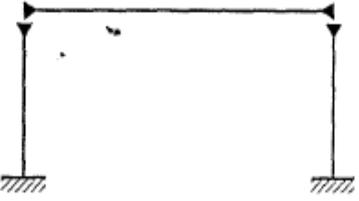
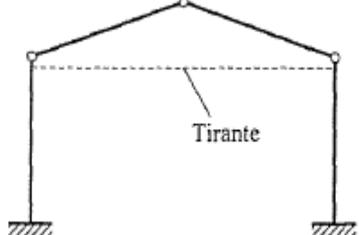
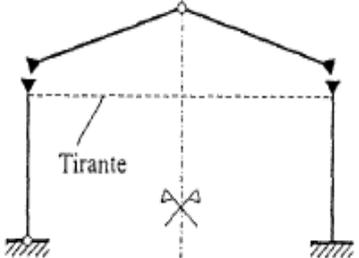
Fonte: Adaptado de EL DEBS (2000)

Este trabalho irá se deter em definir apenas os sistemas estruturais de esqueleto.

### 2.2.1. Sistemas estruturais com elementos de eixo reto

Segundo EL DEBS (2000), esse sistema estrutural apresenta facilidades em todas as suas etapas de produção. Além disso, a protensão com aderência pode ser facilmente aplicada. No entanto, seus elementos de eixo reto são pouco favoráveis em relação à distribuição dos esforços solicitantes. As principais formas básicas ligadas a esses elementos encontram-se no Quadro 2.

Quadro 2 - Sistemas estruturais com elementos de eixo reto

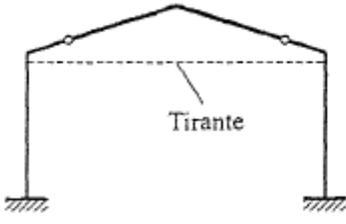
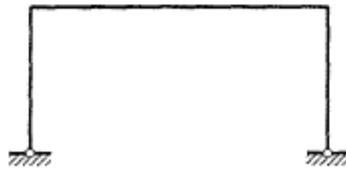
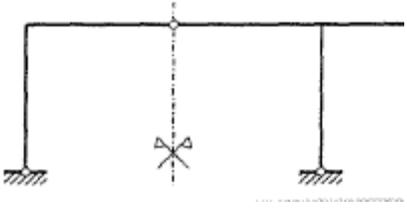
Descrição	Forma Básica	Características
Pilares engastados na fundação e viga articulada nos pilares.		Forma básica amplamente empregada devido à facilidade na montagem e na realização das ligações.
Pilares engastados na fundação e ligação rígida entre viga e pilares.		Forma básica utilizada quando os pilares são muito altos e por consequência atingem elevados valores de momento fletor, por esse motivo, a ligação rígida entre viga e pilar garante uma melhor distribuição dos esforços.
Pilares engastados na fundação e os dois elementos de cobertura articulados.		Forma básica empregada em coberturas inclinadas, o uso do tirante tem como objetivo aliviar os esforços nos pilares.
Com ligação rígida entre os pilares e os dois elementos de cobertura.		Forma básica similar à anterior, porém a ligação rígida entre pilar e viga de cobertura ajuda a melhor distribuir os esforços na estrutura.

Fonte: Adaptado de EL DEBS (2000)

### 2.2.2. Sistemas estruturais compostos de trechos de eixo reto ou curvo

Segundo EL DEBS (2000), ao contrário do sistema estrutural composto unicamente por elementos de eixo reto, os que possuem elementos com trechos curvos em sua composição, resultam em uma melhor distribuição dos esforços solicitantes. Esses, por sua vez, são muito mais trabalhosos de serem executados, transportados e montados, tornando praticamente inviável a utilização da pré-tração. No Quadro 3 podem ser observadas as principais formas básicas relacionadas a esses sistemas.

Quadro 3 - Sistemas estruturais compostos de elementos com trechos de eixo reto ou curvo

Descrição	Forma Básica	Características
Com elementos engastados na fundação e duas articulações na trave.		Também conhecido como sistema lambda. O emprego do tirante é muito comum nesse sistema a fim de se reduzir o peso dos elementos.
Com elementos em forma de "U".		Restrito aos pré-moldados de canteiro, esse sistema possui os elementos ligados monoliticamente e sua ligação com as fundações pode ser rotulada nos dois pontos de apoio.
Com elementos em forma de "L" ou "T".		Esta forma básica equivale à metade do caso anterior, sendo recomendada para estruturas altas e estreitas de um só vão. Devido a seus pórticos triarticulados, o engastamento nas fundações pode ser evitado.

Fonte: Adaptado de EL DEBS (2000)

Dentro dessa classificação também se encontram os sistemas estruturais compostos de trechos em arco, no entanto, os detalhes sobre esse sistema não serão abordados neste trabalho, para um aprofundamento sobre o tema é recomendado a leitura de EL DEBS (2000).

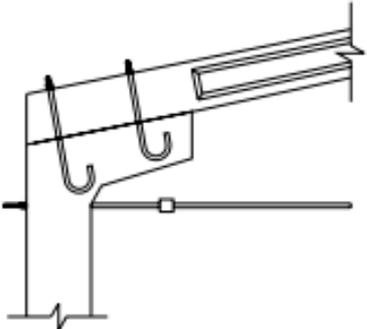
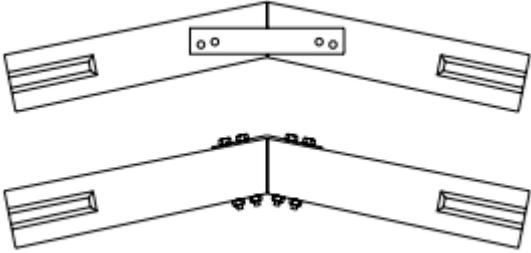
### 2.3. SISTEMAS DE LIGAÇÃO VIGA-PILAR E VIGA-VIGA EM PÓRTICOS ATIRANTADOS

Conforme caracterizado por SANTOS (2010), os sistemas de ligação viga-pilar e viga-viga mais utilizados no Brasil pelas empresas filiadas à ABCIC, são:

- a) Com chumbadores e consolo inclinado;
- b) Com chumbadores e consolo horizontal;
- c) Ligação viga-pilar passante.

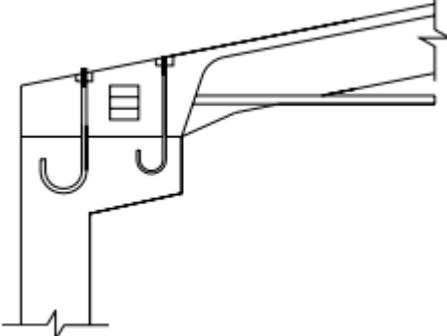
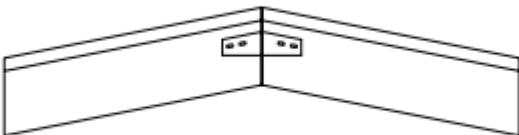
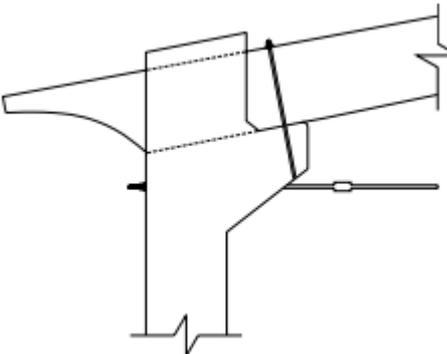
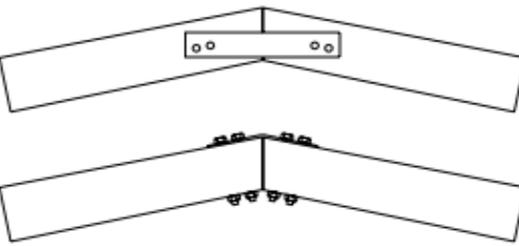
Quadro 4 - Sistemas de ligação viga-pilar e viga-viga em pórticos atirantados

(continua)

Tipo de ligação	Desenho esquemático	Características
a) Ligação viga-pilar com chumbadores e consolo inclinado		<p>Nesse sistema a viga é apoiada sobre o pilar que possui um consolo inclinado e a ligação é feita por meio de dois chumbadores. Dessa forma, cria-se uma ligação rígida entre os dois, permitindo a transmissão do momento fletor. Logo abaixo do pilar é posicionado um único tirante.</p>
a) Ligação viga-viga com chumbadores e consolo inclinado		<p>A ligação viga-viga é feita através de chapas metálicas que podem ser posicionadas nas laterais da viga ou nas faces superiores e inferiores. Por ser muito flexível, essa ligação é considerada rotulada e, portanto, não transmite momento fletor.</p>

Quadro 4 - Sistemas de ligação viga-pilar e viga-viga em pórticos atirantados

(conclusão)

Tipo de ligação	Desenho esquemático	Características
b) Ligação viga-pilar com chumbadores e consolo horizontal		<p>Nesse sistema a viga é apoiada sobre o pilar que possui um consolo horizontal e a ligação é feita por meio de dois chumbadores. Assim como no primeiro sistema, os chumbadores formam com o pilar e a viga uma ligação rígida, permitindo a transmissão do momento fletor. Nesse caso, o tirante é posicionado acima da cabeça do pilar e é formado por duas barras de aço paralelas.</p>
b) Ligação viga-viga com chumbadores e consolo horizontal		<p>A ligação viga-viga é feita através de chapas metálicas que são paralelamente posicionadas nas faces laterais da viga de cobertura. Por ser muito flexível, essa ligação é considerada rotulada e, portanto, não transmite momento fletor.</p>
c) Ligação viga-pilar passante		<p>Nesse sistema, a ligação é feita por meio de um encaixe existente no topo do pilar e de um único parafuso unindo os dois elementos. Dessa maneira, a ligação criada entre os dois elementos é de natureza flexível, portanto não transmite os esforços de momento fletor.</p>
c) Ligação viga-viga passante		<p>A ligação viga-viga nesses casos é feita de maneira igual ao caso “a” e, portanto, não transmite momento fletor.</p>

Fonte: Adaptado de SANTOS (2010)

## **2.4. AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA**

### **2.4.1. Ações permanentes**

De acordo com a NBR 8681 (2003), as ações permanentes são aquelas que possuem valores constantes ou de pouca variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção, como por exemplo:

- Peso próprio da estrutura e de elementos construtivos permanentes;
- Peso de equipamentos fixos;
- Peso oriundos de empuxos de terra não removíveis;
- Ação da protensão;
- Recalques de apoio;
- Retração dos materiais.

### **2.4.2. Ações variáveis**

Definidas na NBR 8681 (2003), as ações variáveis são aquelas que possuem significativa variação de seus valores ao longo da vida útil da construção. Dentre elas é possível destacar:

- Cargas variáveis;
- Forças de frenagem e impacto;
- Efeitos do vento;
- Variações de temperatura;
- Atrito nos aparelhos de apoio;
- Pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas.

#### **2.4.2.1. Ação do vento**

BLESSMANN (2013) define o vento como o deslocamento de ar de regiões de maior pressão para regiões de menor pressão, essas regiões são geradas devido ao aquecimento da atmosfera e da crosta terrestre pelo sol. O efeito do vento como carregamento nas estruturas é um dos parâmetros fundamentais para o cálculo dos seus esforços, principalmente em estruturas altas e de grandes vãos. A NBR 6123 (1988) classifica a ação do vento nas estruturas em decorrência da sua atuação, como pode ser visto na Figura 2.

Figura 2 - Ação do vento em edificações



Fonte: BUILDING SCIENCE (2007)

- **Barlavento:** Região onde sopra o vento, em relação a edificação.
- **Sotavento:** Região oposta àquela de onde sopra o vento, em relação a edificação.
- **Sobrepessão:** Pressão efetiva acima da pressão atmosférica de referência (sinal positivo).
- **Sucção:** Pressão efetiva abaixo da pressão atmosférica de referência (sinal negativo).

A pressão de obstrução que age sobre a estrutura, encontrada pela Equação (1), é calculada a partir da velocidade característica do vento ( $V_k$ ), dada pela Equação (2), essa por sua vez, depende da velocidade básica do vento ( $V_o$ ) e de três fatores de ponderação,  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$ . As equações, os fatores de ponderação e a velocidade básica do vento são caracterizados pela NBR 6123 (1988).

$$q_{vento} = V_k^2 \times 0,613 \quad (1)$$

$$V_k = V_o \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (2)$$

Sendo,

- $S_1$ , fator topográfico do terreno;
- $S_2$ , fator de forma da edificação e rugosidade do terreno;
- $S_3$ , fator estatístico.

As unidades encontram-se no sistema internacional (SI), portanto “ $q_{vento}$ ” é definido em  $N/m^2$  e as velocidades “ $V_k$ ” e “ $V_o$ ” em  $m/s$ .

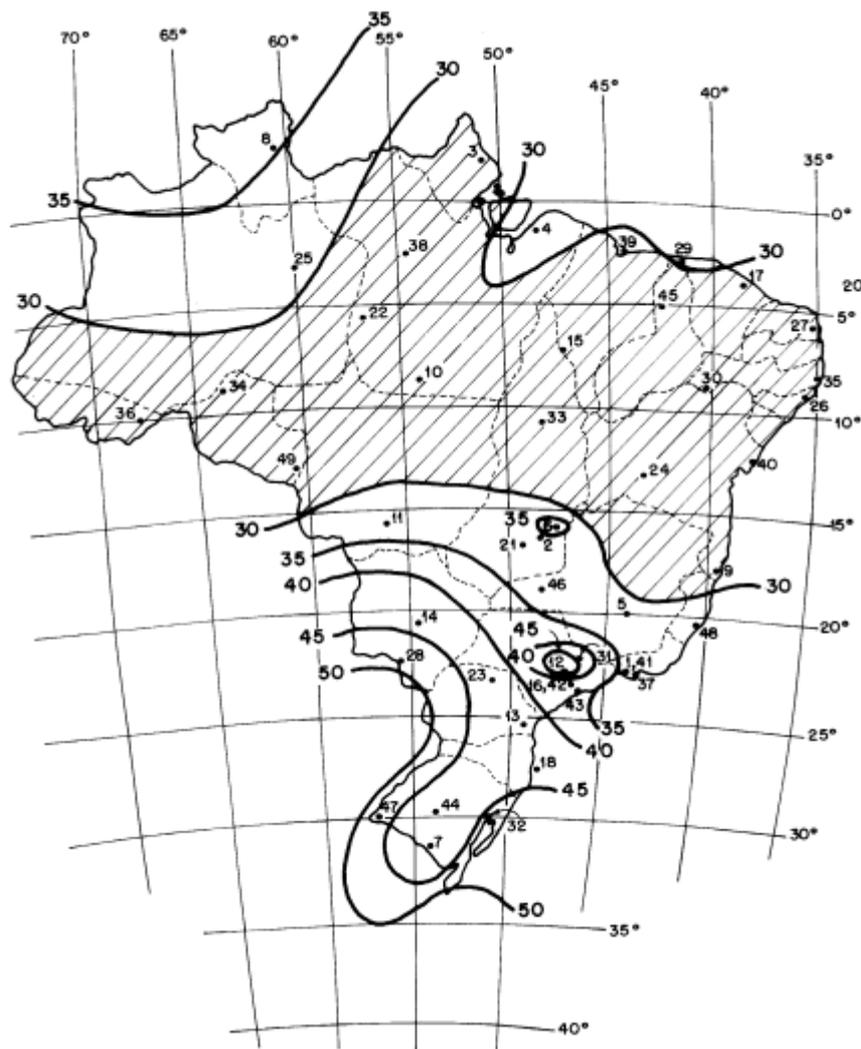
De acordo com a NBR 6123 (1988) a velocidade básica de vento é “a máxima velocidade média sobre 3s, que pode ser excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m sobre o nível do terreno em lugar aberto e plano” e pode ser obtido a partir do gráfico de isopleias representado na Figura 3.

Devido a forma e as dimensões de cada edificação, o vento pode escoar de maneira distinta em cada face da estrutura, gerando carregamentos diferentes em cada trecho. Portanto, A NBR 6123 (1988), prevê o cálculo dos Coeficientes de pressão atuantes nesses trechos, esses são divididos em:

- Coeficientes de pressão e de forma externos ( $C_{pe}$ );
- Coeficientes de pressão internos ( $C_{pi}$ ).

O coeficiente de pressão final, que será multiplicado pela pressão de obstrução do vento, será a resultante da soma entre esses dois coeficientes, o primeiro sendo decorrente do formato da edificação, ou seja, a relação entre suas dimensões, e o segundo oriundo da existência ou não de aberturas permeáveis dominantes nas faces da edificação.

Figura 3 - Gráfico de isopletas da velocidade básica do vento no Brasil



Fonte: NBR 6123(1988)

### **3. METODOLOGIA**

O presente trabalho busca calcular e analisar de maneira comparativa os esforços resultantes em pavilhões de concreto pré-moldado. Para a melhor compreensão dos passos que levarão aos resultados finais, serão detalhadas as etapas envolvidas neste processo.

Primeiramente, serão definidos o sistema estrutural e o sistema de ligações que irão compor o pórtico padrão a ser analisado. Todos os pórticos apresentarão as mesmas características quanto sua estrutura e suas ligações, possuindo como variável de análise suas dimensões básicas de altura e vão máximo entre os pilares.

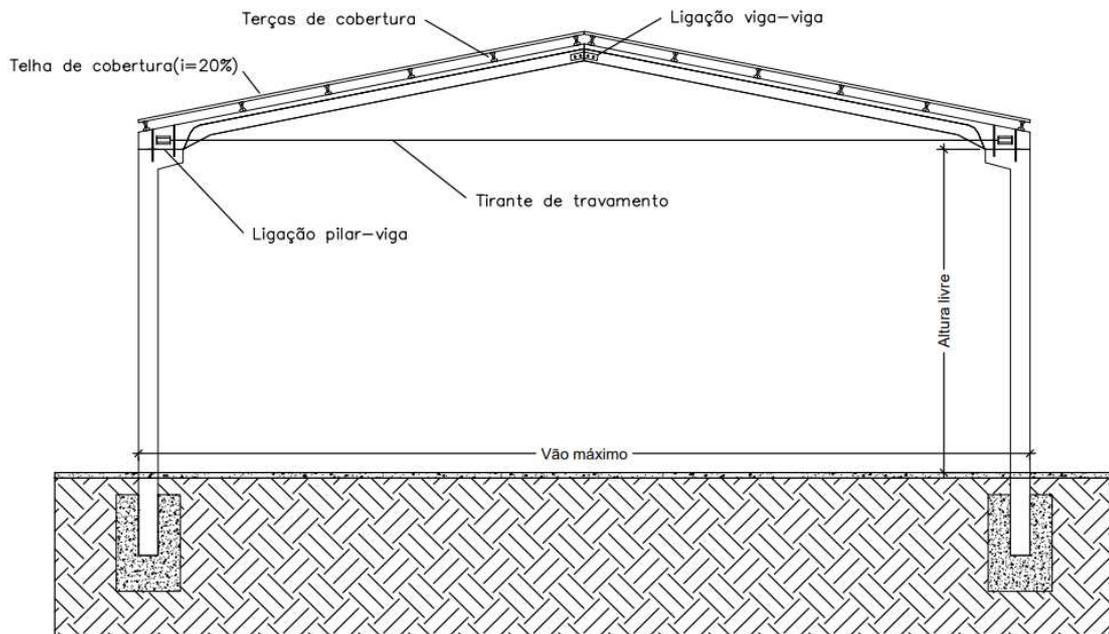
Posterior a essa definição, serão levantadas todas as ações atuantes na estrutura, tanto as ações verticais, dentre elas o peso próprio dos elementos construtivos e os carregamentos variáveis, definidos pela NBR 6120 (2019), como também as ações de vento, calculados com base na NBR 6123 (1988). O levantamento das ações de vento será feito com o auxílio do software VisualVentos. Além disso, serão definidas as combinações críticas a serem calculadas para o estado limite último (ELU) de acordo com a NBR 8681 (2003).

Com todas as ações que atuarão na estrutura calculadas, será feita a modelagem dos pórticos e o lançamento desses carregamentos no software SAP2000, a fim de se obter os esforços solicitantes para cada uma das combinações estabelecidas. Estes esforços, serão compilados de maneira didática em uma planilha de Excel, e partir dela, serão montados gráficos que facilitem a análise comparativa entre todos os pórticos calculados.

#### **3.1. DEFINIÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL E O SISTEMA DE LIGAÇÕES**

Visando obter uma análise completa e precisa dos esforços resultantes em cada um dos pórticos a serem calculados, é necessário definir de maneira clara as suas vinculações e ações atuantes em cada elemento da estrutura. Portanto, todos os pórticos apresentarão um mesmo sistema estrutural e uma mesma tipologia de ligação entre seus elementos, seguindo os moldes do exemplo da Figura 4.

Figura 4 - Representação padrão dos pórticos que serão analisados



Fonte: Autoria própria, 2023

Neste modelo, o pilar possui uma seção retangular contínua e um console no topo, enquanto a viga de cobertura possui uma seção “T”, no entanto, em sua extremidade existe um preenchimento da seção da viga aumentando sua rigidez, com a finalidade de garantir a ligação entre ela e o console no topo do pilar. Além disso, o pórtico possui um tirante, formado por duas barras de aço paralelas, ligando a extremidade das duas vigas de cobertura.

A ligação entre pilar e fundação será considerada engastada e, portanto, rígida, assim como a ligação do pilar com a viga de cobertura que será garantida por dois chumbadores verticais posicionados no topo do pilar. Já a ligação viga-viga é feita por duas chapas metálicas parafusadas nas faces laterais da alma das vigas, devido a sua grande flexibilidade, essa ligação é considerada rotulada.

### 3.2. DEFINIÇÃO DAS DIMENSÕES DOS PÓRTICOS

Além das definições referentes ao sistema estrutural e suas ligações, será necessário definir algumas dimensões básicas que serão utilizadas em todos os cálculos. São elas, o comprimento total do pavilhão que será fixado em 30,00 metros e o espaçamento entre os pórticos que será de 5,00 metros.

A partir da definição do pórtico padrão que será tomado como modelo para as análises, é necessário definir quais características serão adotadas como variáveis. A primeira delas será o vão máximo entre os pilares e para isso serão adotadas três dimensões, 10, 15 e 20 metros. A segunda será a altura livre do pórtico, e para essa característica também serão adotadas três dimensões, 4, 5 e 6 metros. A fim de evitar a repetição desnecessária das características listadas, no Quadro 5 encontram-se as abreviações que serão utilizadas ao longo do trabalho para se referir aos pórticos analisados.

Quadro 5 - Abreviações dos pórticos a serem analisados

Vão máximo (m)	Altura Livre (m)	Abreviação
10,00	4,00	P_10-4
	5,00	P_10-5
	6,00	P_10-6
15,00	4,00	P_15-4
	5,00	P_15-5
	6,00	P_15-6
20,00	4,00	P_20-4
	5,00	P_20-5
	6,00	P_20-6

Fonte: Autoria própria, 2023

## 4. LEVANTAMENTO DAS CARGAS ATUANTES

### 4.1. CARREGAMENTOS VERTICAIS

#### 4.1.1. Peso próprio dos elementos estruturais

A consideração do peso próprio dos elementos é feita pelo SAP2000, dentro do software é possível definir as seções que serão utilizadas, assim como os materiais e seus respectivos pesos específicos. Dessa maneira, o programa irá identificar, a seção e o material escolhido em cada trecho da estrutura, fazendo de maneira automática o cálculo dos esforços oriundos destas ações.

#### 4.1.2. Peso próprio da telha de cobertura

O presente trabalho estabelecerá como modelo de telha a Standard TP-40 de 0,5mm da Tuper, essa possui 0,50mm de espessura e 4,81 kgf/m<sup>2</sup> de peso próprio. Para encontrar o carregamento da telha distribuído sobre a viga de cobertura é necessário multiplicar o valor do seu peso próprio pela distância entre os pórticos.

$$P_{ptelha} = 4,81 \times 5 = \frac{28,86kgf}{m} \cong 0,29 \frac{kN}{m}$$

#### 4.1.3. Peso próprio das terças de cobertura

As terças de cobertura utilizadas no modelo são de concreto e possuem uma seção “I” de 0,0111m<sup>2</sup>, como o número de terças varia com o comprimento do pórtico, é necessário encontrar um valor de carregamento para cada um dos três casos preestabelecidos.

Para encontrar o carregamento de peso próprio das terças distribuído sobre a viga de cobertura, é preciso, primeiramente, encontrar o peso por metro de cada terça e após isso multiplicar o valor pela distância entre os pórticos, obtendo assim o carregamento pontual de cada terça sobre a viga de cobertura. A NBR 6120 (2019) estabelece o peso específico do concreto armado em 25 kN/m<sup>3</sup>, portanto:

$$P_{pterça} = 0,0111 \times 25 \times 5 = 1,39 kN$$

Com esse valor de carregamento individual de cada terça, multiplica-se pelo número de terças do pórtico em questão e divide-se pelo comprimento da viga, assim tem-se o carregamento das terças distribuído linearmente sobre a viga de cobertura. Definindo um espaçamento máximo de 1,50 metros a cada terça, é possível verificar o resultado dos carregamentos para cada um dos vão estipulados no Quadro 6.

Quadro 6 - Resumo dos carregamentos das terças de cobertura

Vão do pórtico (m)	Nº de terças/viga	Carregamento/terça	Carregamento distribuído
10,00	5	1,39 kN	1,39 kN/m
15,00	6	1,39 kN	1,11 kN/m
20,00	8	1,39 kN	1,11 kN/m

Fonte: Autoria própria, 2023

#### 4.1.4. Sobrecarga de utilização na cobertura

Segundo a NBR 6120 (2019), em coberturas acessíveis apenas para manutenção e com inclinação superior a 5%, deve ser considerado um carregamento uniformemente distribuído de 0,25 kN/m<sup>2</sup> sobre o telhado. Como o modelo de pórtico analisado possui 20% de inclinação é possível usar esse valor como parâmetro. Portanto, assim como nos casos de carregamento anteriores, é preciso multiplicar o valor da sobrecarga dada pela norma pela distância entre os pórticos, a fim de encontrar o carregamento distribuído linearmente sobre a viga de cobertura.

$$Sbc \text{ útil} = 0,25 * 5 = 1,25 \frac{kN}{m}$$

## 4.2. AÇÃO DO VENTO

O cálculo das ações do vento atuantes na estrutura será feito com o auxílio do software VisualVentos. Será tomado como exemplo para o passo a passo de cálculo o pórtico P\_10-4, conforme as medidas previamente estabelecidas.

Primeiramente, o programa solicita que seja inserido as dimensões básicas da estrutura a ser calculada, conforme a Figura 5.

Figura 5 - Lançamento das dimensões básicas do pórtico no software

Dimensões

Medidas

b 10 m    a 30 m

b1 5,00 m    a1 7,50 m

                 a2 7,50 m

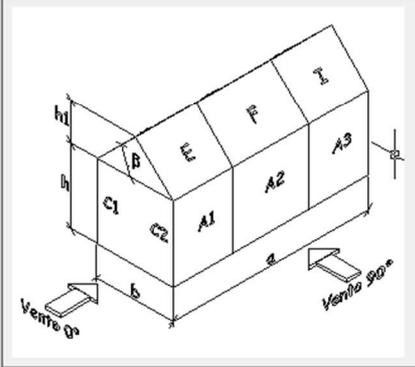
h 4 m

Distância entre pórticos

p 5 m

h1 1,00 m

$\alpha$   $\beta$  11,31 °



Área das aberturas

Face	Fixa	Móvel
A1	0 m <sup>2</sup>	0 m <sup>2</sup>
A2	0 m <sup>2</sup>	0 m <sup>2</sup>
A3	0 m <sup>2</sup>	0 m <sup>2</sup>
B1	0 m <sup>2</sup>	0 m <sup>2</sup>
B2	0 m <sup>2</sup>	0 m <sup>2</sup>
B3	0 m <sup>2</sup>	0 m <sup>2</sup>
C1	0 m <sup>2</sup>	0 m <sup>2</sup>
C2	0 m <sup>2</sup>	0 m <sup>2</sup>
D1	0 m <sup>2</sup>	0 m <sup>2</sup>
D2	0 m <sup>2</sup>	0 m <sup>2</sup>

Fonte: VisualVentos

Após essa etapa é necessário inserir os parâmetros relacionados a velocidade básica do vento e aos fatores de ponderação, S1, S2 e S3, conforme a NRB 6123(1988). O passo a passo será representado nas Figuras 6 a 9.

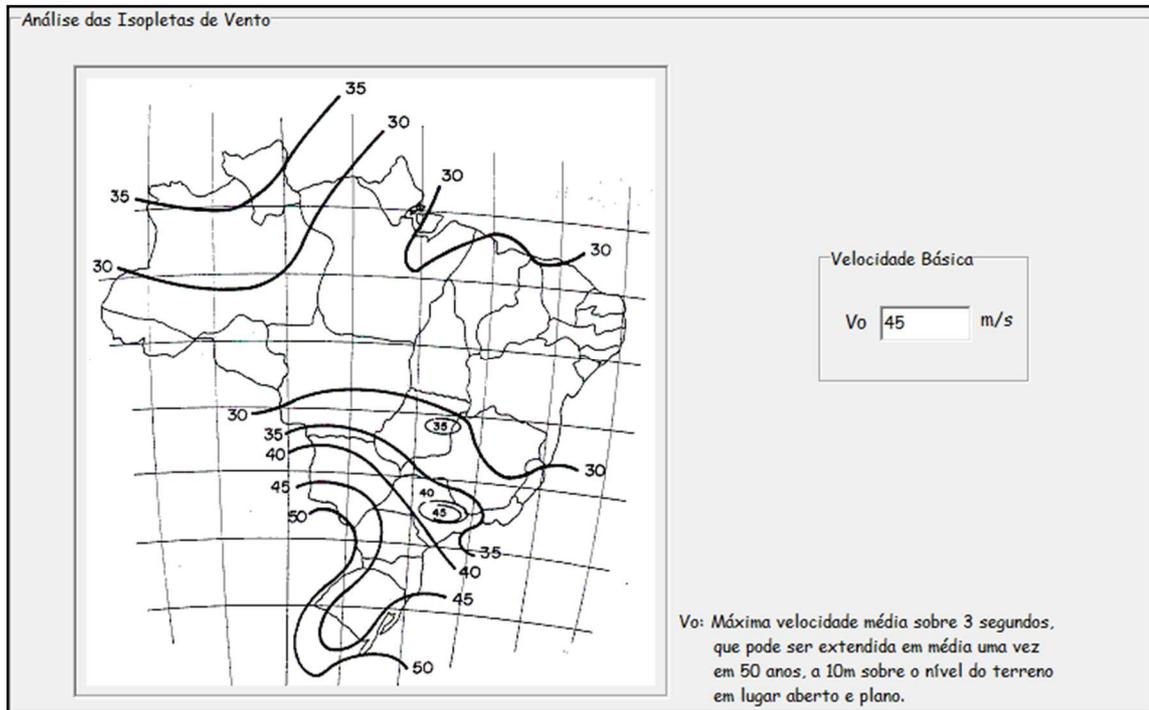
Para a definição da velocidade básica do vento, será escolhida como referência a cidade de Santa Maria – RS e, portanto, será adotado 45 m/s.

O fator S1 é relativo à topografia do terreno, para este caso será considerado um terreno plano ou fracamente acidentado.

O fator S2 decorre da rugosidade do terreno e do formato da edificação e pra isso é necessário especificar a categoria do terreno e a classe da edificação, neste caso será adotado um terreno de categoria III. Já a classe da edificação é definida pela maior dimensão da construção, e, portanto, está inserida na classe B (entre 20 e 50m).

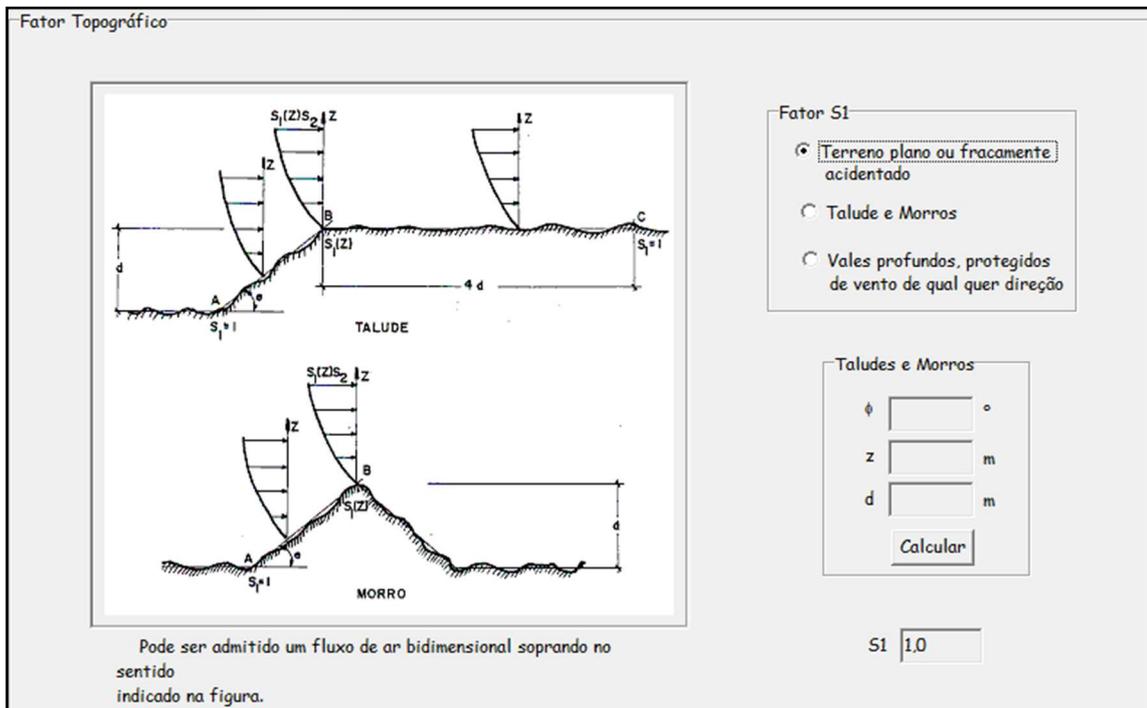
O fator estatístico S3 é relativo ao grau de segurança requerido pela estrutura ao longo de sua vida útil e depende da finalidade da construção. No caso dos pavilhões industriais, geralmente se enquadram no grupo 2 (Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação).

Figura 6 - Definição da velocidade básica do vento



Fonte: VisualVentos

Figura 7 - Definição do Fator de ponderação S1



Fonte: VisualVentos

Figura 8 - Definição do Fator de ponderação S2

Fator de Rugosidade

Categoria do terreno	
Categoria	Descrição do ambiente
<input type="radio"/> I	Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente.
<input type="radio"/> II	Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual a 3m. Exemplos: zonas costeiras planas; pântanos com vegetação rala; campos de aviação; pradarias e charnecas; fazendas sem sebes ou muros.
<input checked="" type="radio"/> III	Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3m. Exemplos: granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos, fazendas com sebes e/ou muros, subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas.
<input type="radio"/> IV	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados em zona florestal, industrial ou urbanizada. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10m. Exemplos: zonas de parques e bosques com muitas árvores; cidades pequenas e seus arredores; subúrbios densamente construídos de grandes cidades; áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.
<input type="radio"/> V	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25m. Exemplos: florestas com árvores altas de copas isoladas; centros de grandes cidade; complexo industriais bem desenvolvidos.

Classe de edificação	
Classe	Descrição
<input type="radio"/> A	Maior dimensão menor ou igual a 20m
<input checked="" type="radio"/> B	Maior dimensão entre 20 e 50m
<input type="radio"/> C	Maior dimensão maior ou igual 50m

Maior dimensão:  m

Fator S2:

Fonte: VisualVentos

Figura 9 - Definição do Fator de ponderação S3

Fator Estático

Fator S3	
Grupo	Descrição
<input type="radio"/> 1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros, centrais de comunicação, etc)
<input checked="" type="radio"/> 2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação
<input type="radio"/> 3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc)
<input type="radio"/> 4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc)
<input type="radio"/> 5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção

S3:

Fonte: VisualVentos

Além disso, é necessário identificar se a edificação possui alguma abertura dominando onde o vento possa escoar, pois essa característica pode gerar um acréscimo ou decréscimo dos coeficientes de pressão internos do pavilhão. No caso em análise, por se tratar de uma estrutura genérica e não seguir um projeto específico, será definido a opção onde as quatro faces do pavilhão são igualmente permeáveis, conforme a Figura 10.

Figura 10 - Definição do coeficiente de pressão interno

Coeficiente de pressão interna

Cpi

Duas faces opostas igualmente permeáveis, as outras faces impermeáveis:

- vento perpendicular a uma face permeável → Cpi = +0.2
- vento perpendicular a uma face impermeável → Cpi = -0.3

Quatro faces igualmente permeáveis → Cpi = -0.3 ou 0.0

Abertura dominante em uma face, as outras faces de igual permeabilidade

- Abertura dominante na face de barlavento → Cpi = 0.10 ou 0.10
- Abertura dominante na face de sotavento → Cpi = 0.70 ou 0.70

Abertura dominante em uma face paralela ao vento

- Abertura dominante não situada em zona de alta sucção externa → Cpi = -0.80 ou -0.80
- Abertura dominante situada em zona de alta sucção externa → Cpi = -0.40 ou -0.40

Edificações efetivamente estanques e com janelas fixas que tenham uma probabilidade desprezável de serem rompidas por acidente → Cpi = -0.2 ou 0.0

Relação entre a área das aberturas e a área total da face:

- vento a 0° → Cpi = à calcular
- vento a 90° → Cpi = à calcular

Fonte: VisualVentos

Com esses dados o programa gera um resumo dos coeficientes de pressão resultantes na estrutura para cada uma das combinações de vento a 0° e 90°, conforme a Figura 11. A partir desses coeficientes e das informações fornecidas referentes aos fatores de ponderação, é possível calcular o carregamento atuante em cada um dos trechos do pórtico. Os resultados obtidos encontram-se na Figura 12.

Figura 11 - Resumo dos coeficientes de pressão

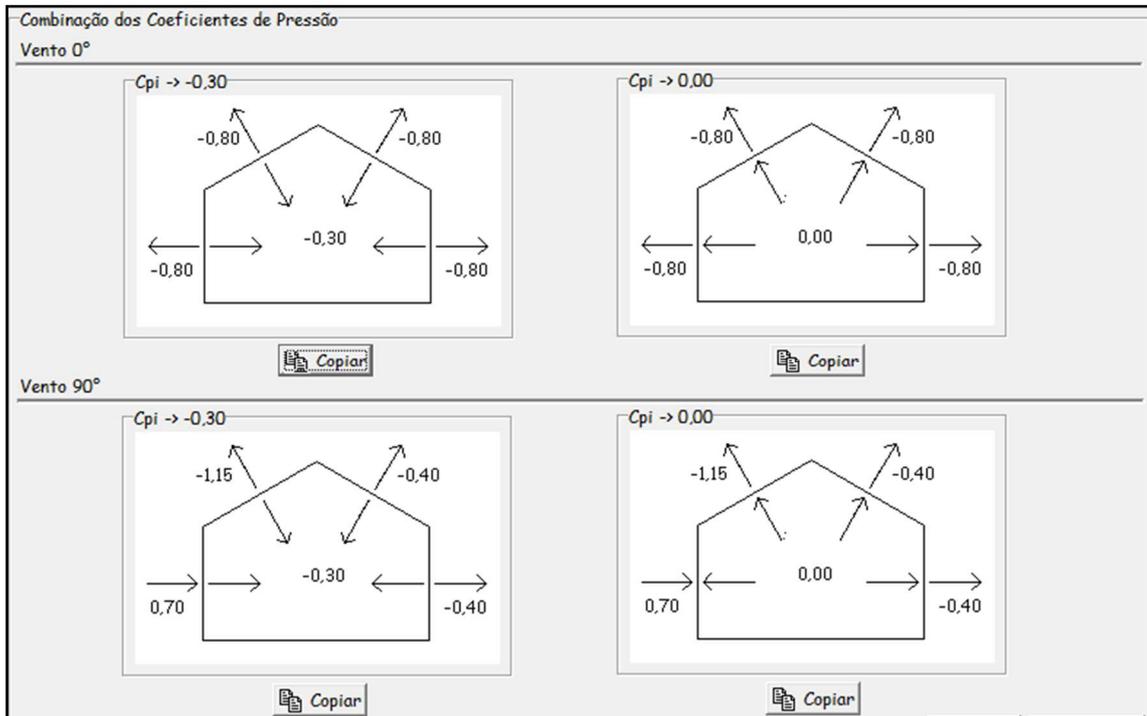
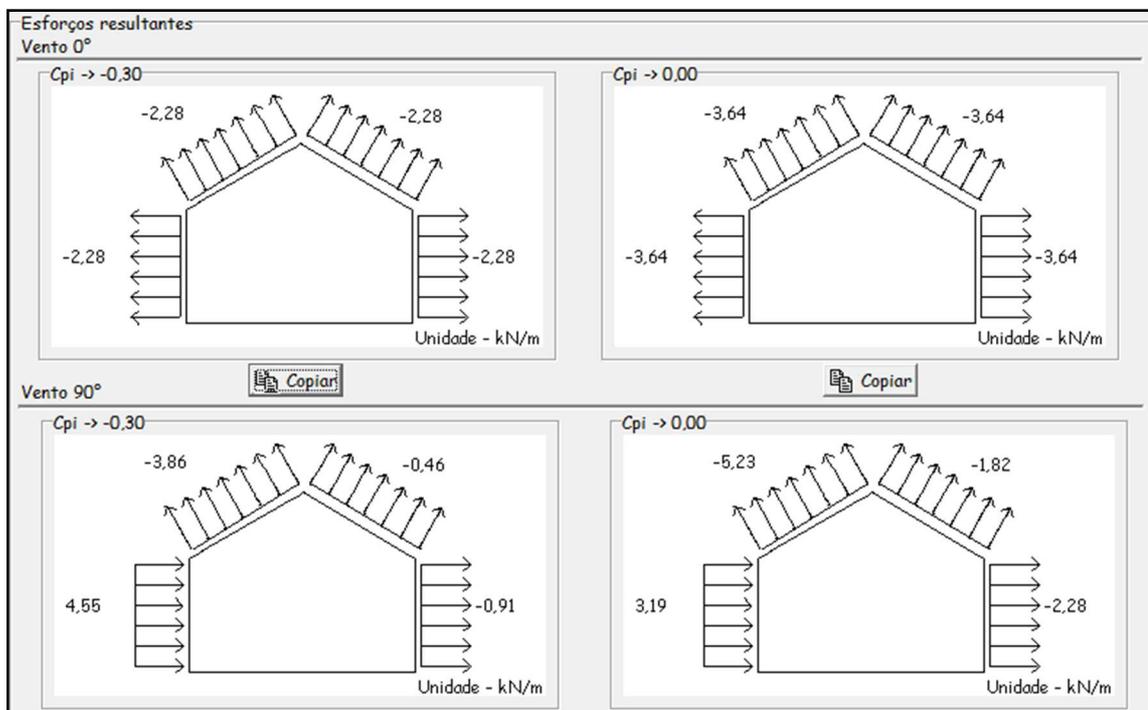
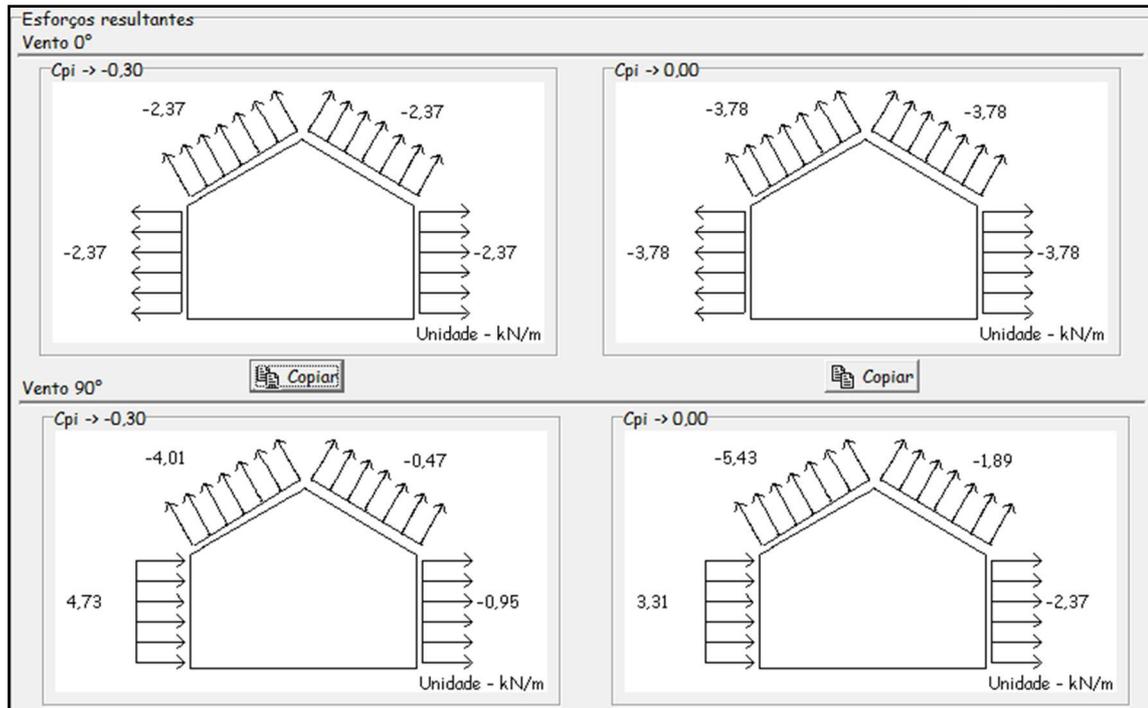


Figura 12 - Carregamento de vento atuante no pórtico P\_10-4



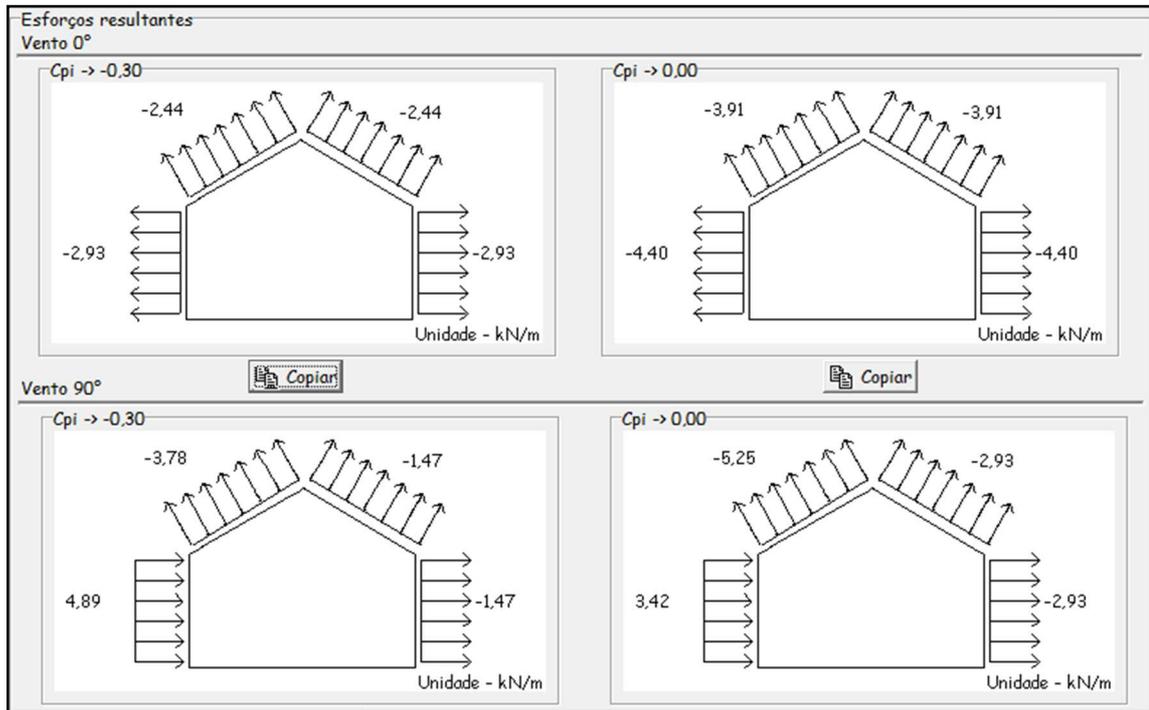
De maneira análoga, os passos representados acima foram repetidos para cada um dos vãos e alturas previamente estabelecidos. Os resultados das ações atuantes estão compilados nas Figuras 13 a 20.

Figura 13 - Carregamento de vento atuantes no pórtico P\_10-5



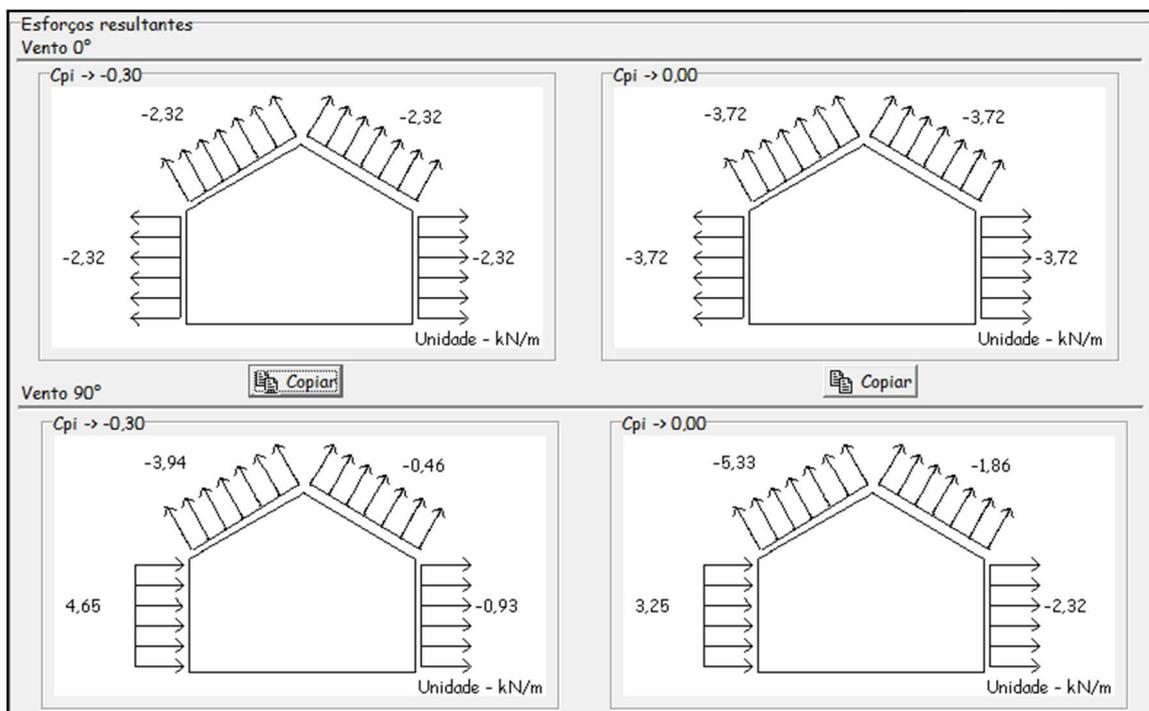
Fonte: VisualVentos

Figura 14 - Carregamento de vento atuante no pórtico P\_10-6



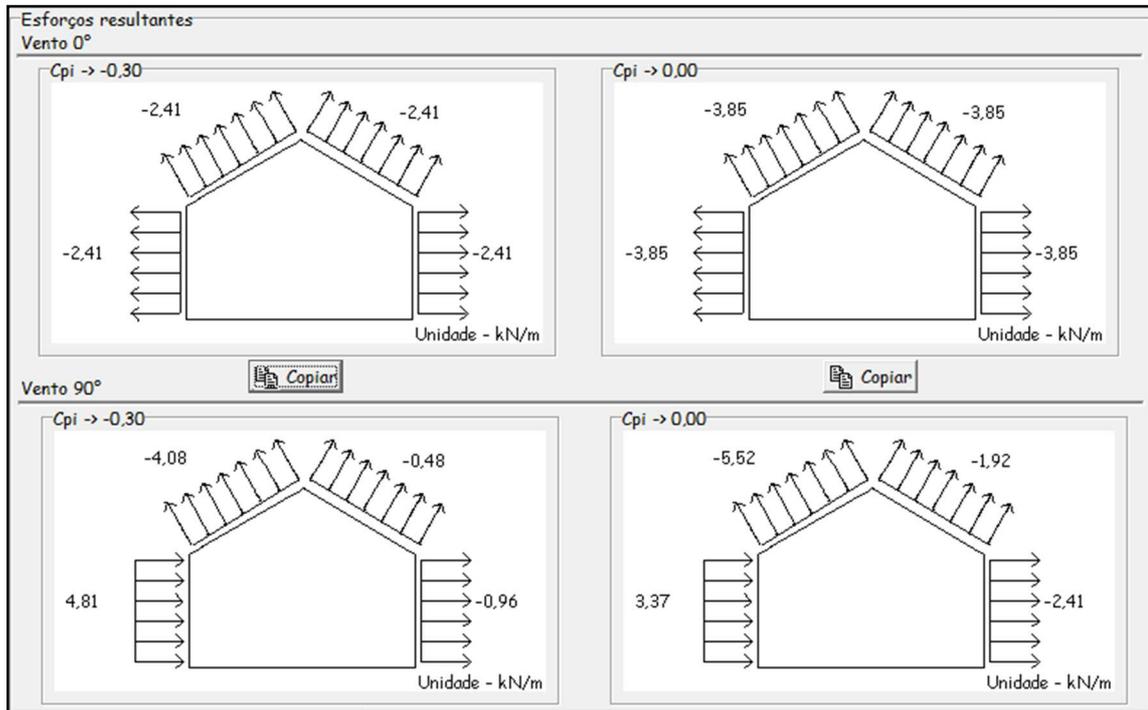
Fonte: VisualVentos

Figura 15 - Carregamento de vento atuante do pórtico P\_15-4



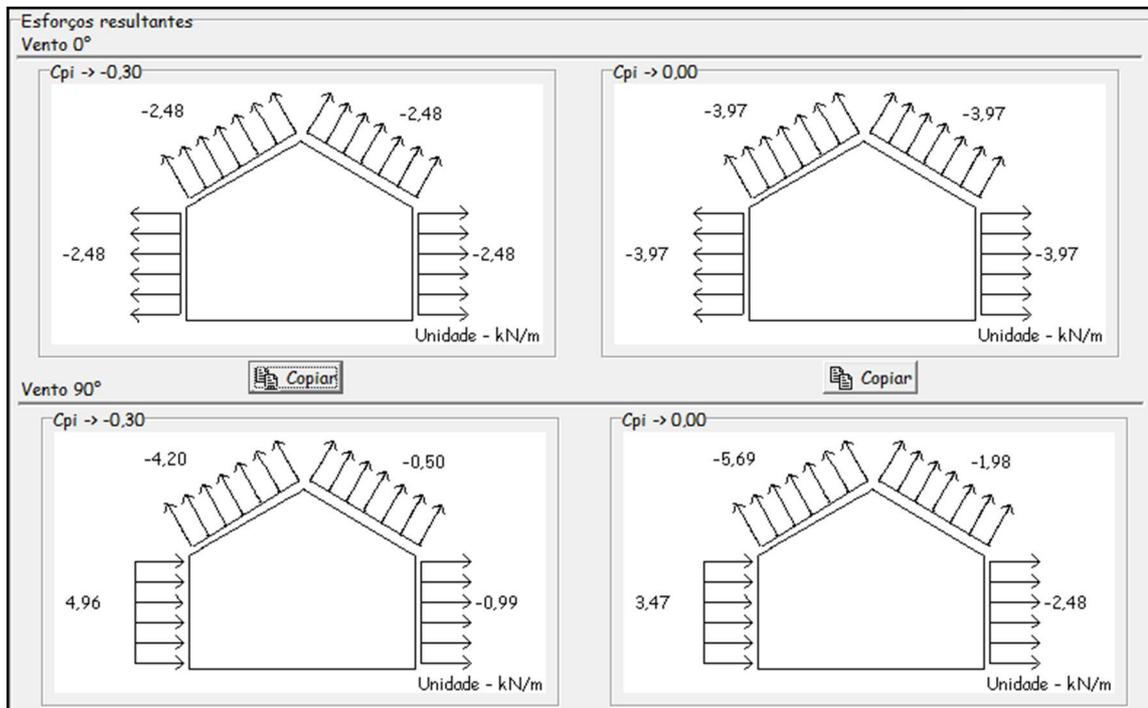
Fonte: VisualVentos

Figura 16 - Carregamento de vento atuante no pórtico P\_15-5



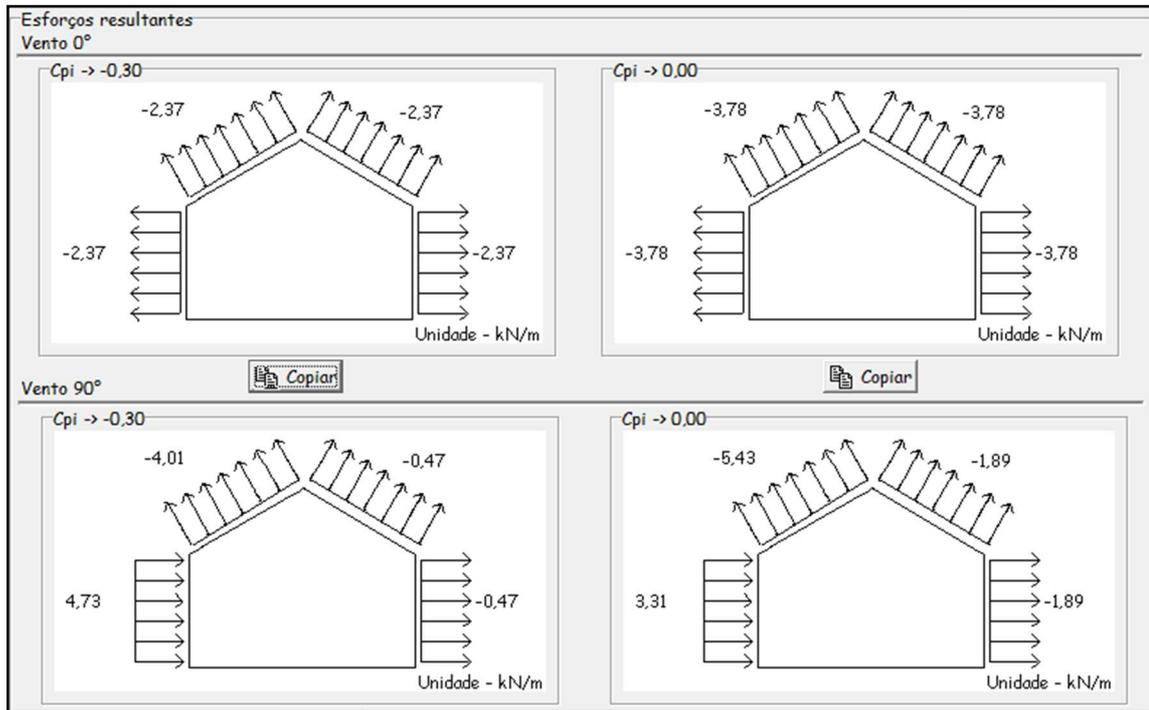
Fonte: VisualVentos

Figura 17 - Carregamento de vento atuante no pórtico P\_15-6



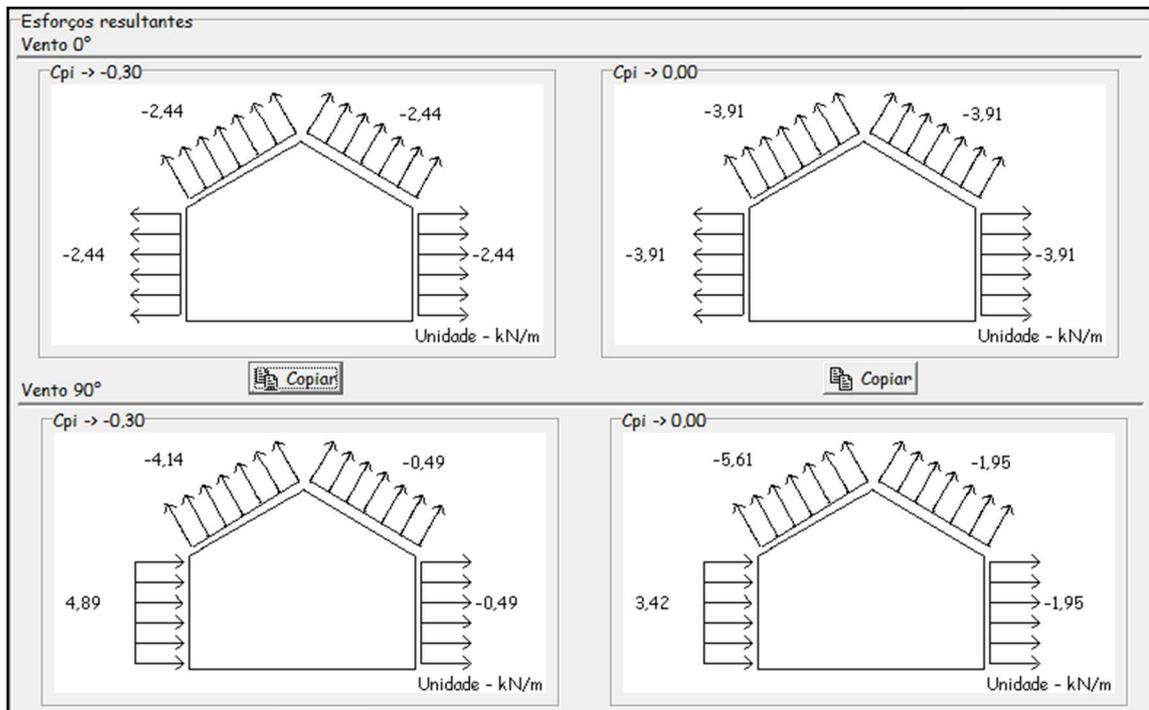
Fonte: VisualVentos

Figura 18 - Carregamento de vento atuante no pórtico P\_20-4



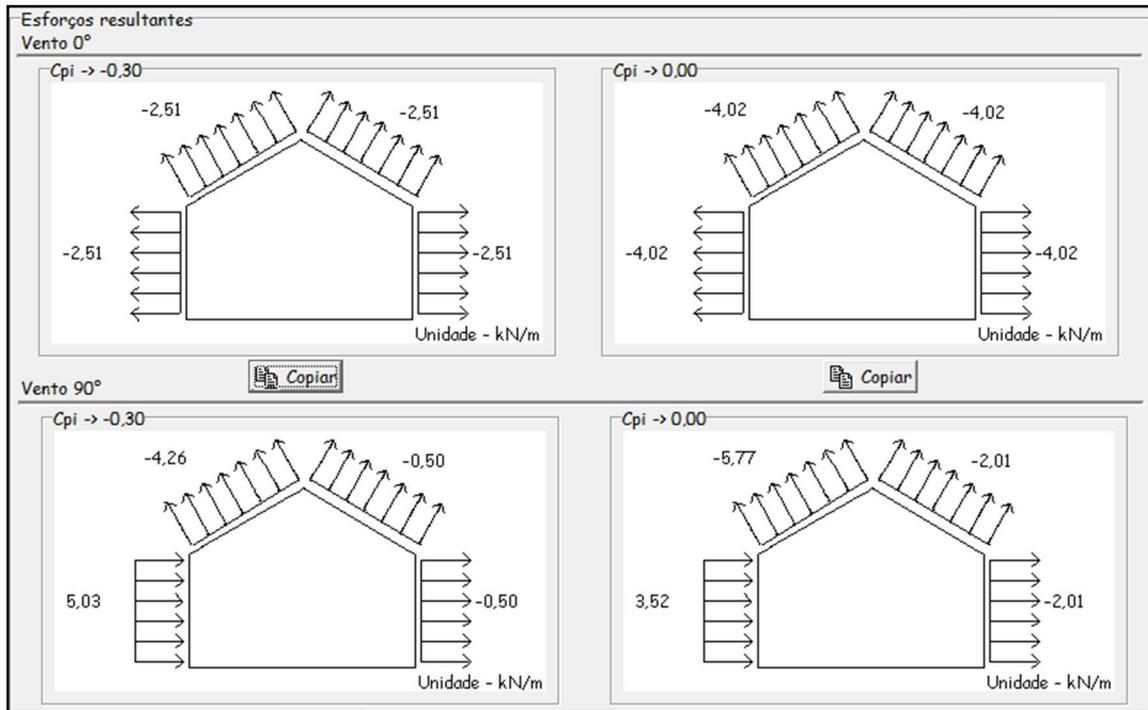
Fonte: VisualVentos

Figura 19 - Carregamento de vento no pórtico P\_20-5



Fonte: VisualVentos

Figura 20 - Carregamento de vento atuante no pórtico P\_20-6



Fonte: VisualVentos

A partir do resumo dos resultados obtidos em cada um dos pórticos analisados, é possível perceber que as combinações mais críticas de carregamentos são aquelas em que o coeficiente de pressão interno (Cpi) possui valor 0,00. Por esse motivo, as combinações de carregamento em que o Cpi possui valor -0,30 serão desconsideradas.

### 4.3. COMBINAÇÕES DE AÇÕES

A NBR 8681 (2003) prevê que para cada tipo de carregamento devem ser consideradas todas as combinações de ações que possam gerar efeitos desfavoráveis na estrutura, acarretando situações críticas. Para o estado limite último (ELU), o valor característico das ações, considerando as combinações últimas normais, é dado pela equação 3:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{gi,k}) + \gamma_{q1} F_{q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j} F_{qj,k}) \quad (3)$$

Onde:

$F_d$  é o valor característico das ações para combinações últimas;

$\gamma_{gi}$ ,  $\gamma_{q1}$ ,  $\gamma_{qj}$ , são os coeficientes de ponderação das ações;

$\psi_{0j}$  é o fator de combinação das ações;

$F_{gi,k}$  é o valor característico das ações permanentes;

$F_{q1,k}$  é o valor característico da ação variável admitida como principal;

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

De acordo com a NBR 8681 (2003) os coeficientes de ponderação para as ações em combinações últimas normais, possuem valores distintos dependentes da origem da carga. Além disso, deve ser levado em conta se essas ações estão atuando de maneira favorável ou desfavorável a ação variável principal. Com isso serão definidas as três combinações que serão calculadas no decorrer deste trabalho.

Na primeira delas, será tomada como ação variável principal a sobrecarga de utilização na cobertura, sem a consideração do vento atuando na estrutura. Nas combinações 2 e 3, o carregamento de vento será tomado como ação variável principal e neste caso será desconsiderada a sobrecarga de utilização, visto que ela atua de maneira favorável ao vento. No quadro 7 pode ser observado um resumo das combinações que serão adotadas para os cálculos subsequentes.

Quadro 7 - Resumo das combinações de ações a serem calculadas

Combinações	Coeficientes de ponderação				
	P.P elementos pré-moldados	P.P Telha	Sobrecarga de utilização	Vento 0°	Vento 90°
Comb.1	1,30	1,40	1,50	-	-
Comb.2	1,00	1,00	-	1,40	-
Comb.3	1,00	1,00	-	-	1,40

Fonte: Autoria própria, 2023

## 5. MODELAGEM DOS PÓRTICOS E LANÇAMENTO DOS CARREGAMENTOS

A modelagem da estrutura no software SAP2000 requer que sejam definidas as propriedades e seções dos materiais a serem empregados. Para os pilares e vigas de cobertura será adotado um concreto de 35 Mpa. A NBR 6118 (2014) indica o uso da equação 4 para o cálculo do módulo de elasticidade secante do concreto ( $E_{cs}$ ).

$$E_{cs} = \alpha_i \times 5600 \times \sqrt{F_{ck}} \quad (4)$$

Onde:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \times \frac{F_{ck}}{80}$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \times \frac{35}{80}$$

$$\alpha_i = 0,8875$$

Portanto,

$$E_{cs} = 0,8875 \times 5600 \times \sqrt{35}$$

$$E_{cs} = 29402,92 \text{ MPa}$$

Nos tirantes de travamento, será considerado o aço ASTM A36. Suas principais propriedades mecânicas são:

Módulo de elasticidade (E): 200 GPa

Tensão de escoamento ( $F_y$ ): 250 MPa

Resistência a tração ( $F_u$ ): 400 MPa

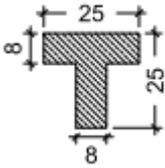
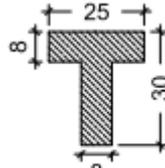
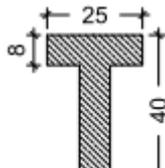
Além disso, as seções dos elementos serão definidas com base nos catálogos das principais empresas de pré-moldado da região de Santa Maria.

Quadro 8 - Seções básicas dos pilares e diâmetro dos tirantes

Vão máximo	Pilares	Tirantes
10,00 m	0,25x0,25m	2Ø12,50mm
15,00 m	0,25x0,30m	2Ø16,00mm
20,00 m	0,25x0,35m	2Ø16,00mm

Fonte: Autoria própria, 2023

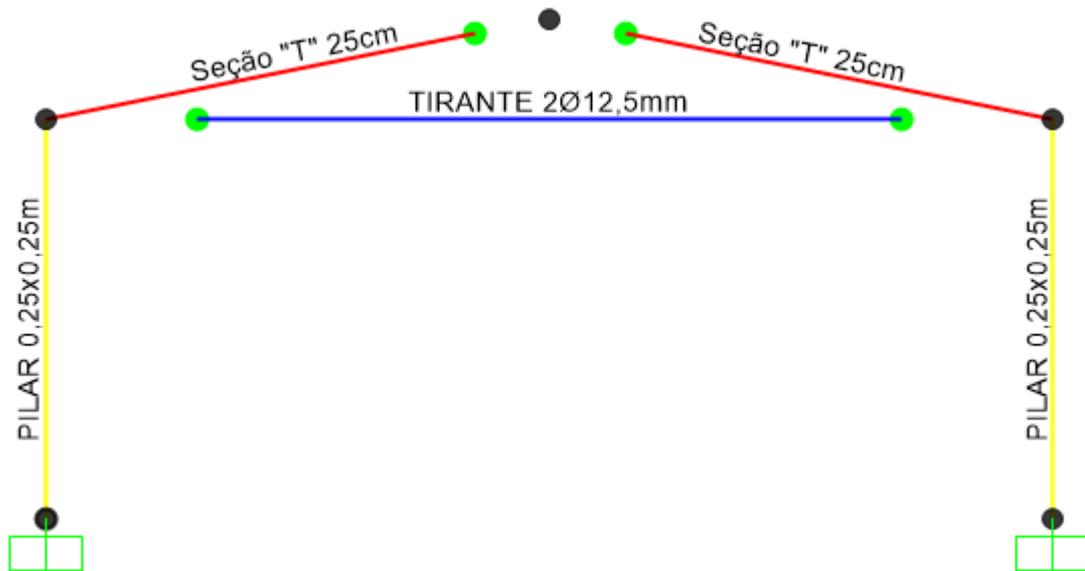
Quadro 9 - Seções básicas das vigas de cobertura

Vão máximo	Viga de cobertura (Seção "T")
10,00 m	
15,00 m	
20,00 m	

Fonte: Autoria própria, 2023

Com as seções e propriedades dos materiais definidos é feita a modelagem dos elementos. Assim como no cálculo dos carregamentos de vento, será tomado o pórtico P\_10-4 como exemplo. As ligações seguem os parâmetros definidos previamente, ou seja, os pilares serão considerados engastados nas fundações, as vigas de cobertura serão engastadas no topo dos pilares por meio de dois chumbadores e rotuladas entre si por meio de duas chapas metálicas parafusadas, além disso, os tirantes serão rotulados em suas extremidades. A modelagem do pórtico P\_10-4 no SAP2000 encontra-se representada na Figura 21.

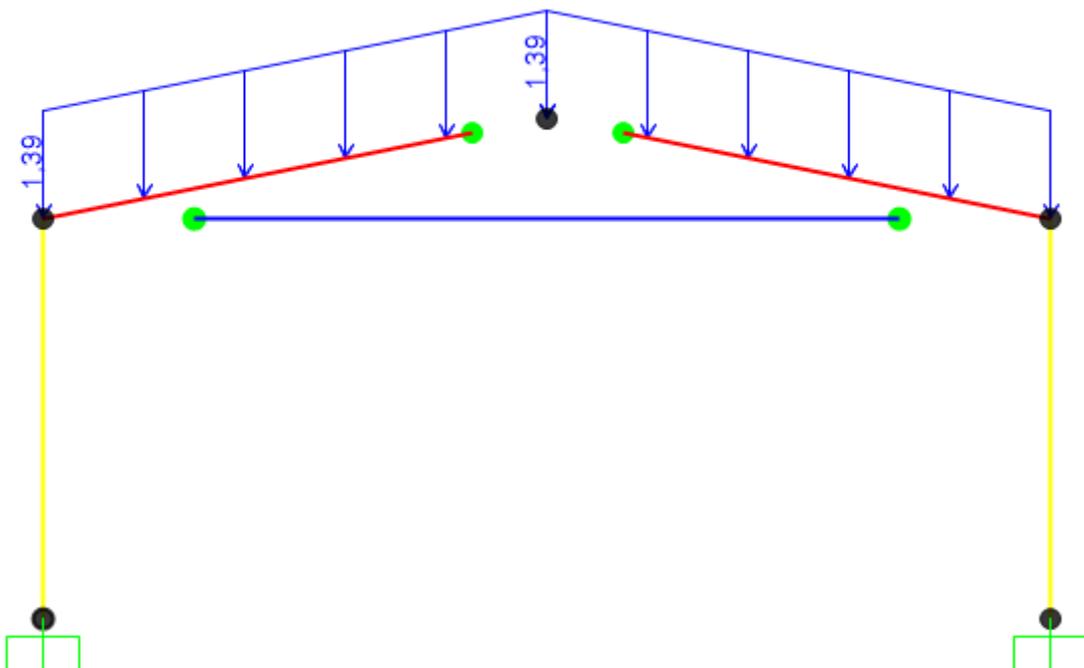
Figura 21 - Representação do pórtico P\_10-4 no SAP2000



Fonte: Autoria própria, 2023

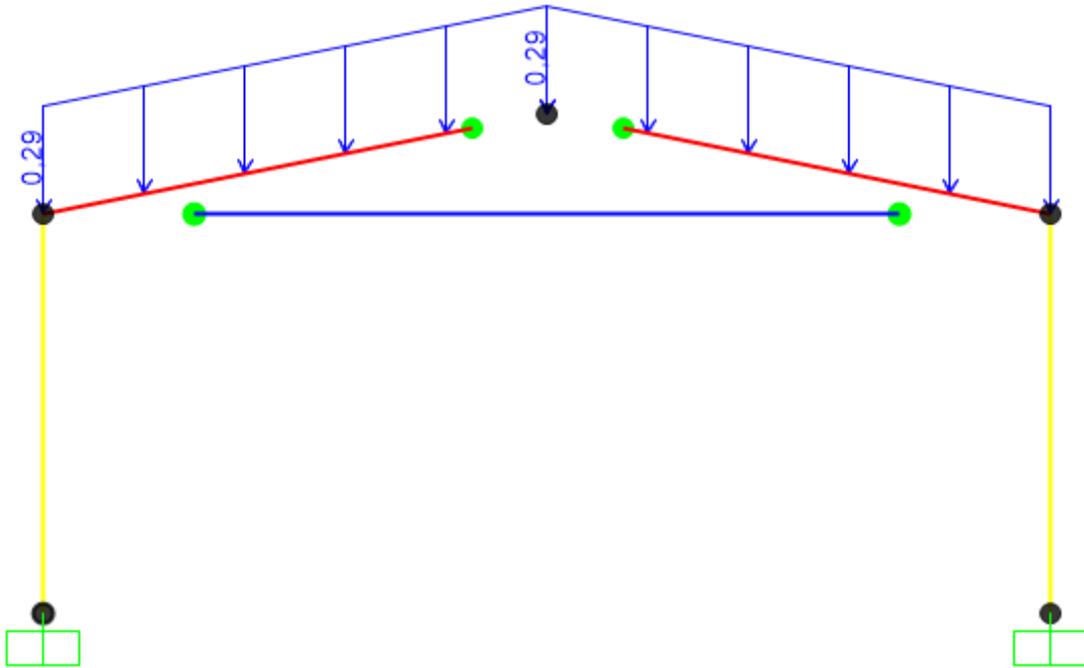
A partir disso, são lançados os carregamentos atuantes, previamente calculados, em cada trecho da estrutura, conforme as Figuras 22, 23 e 24.

Figura 22 - Carregamento das terças de concreto



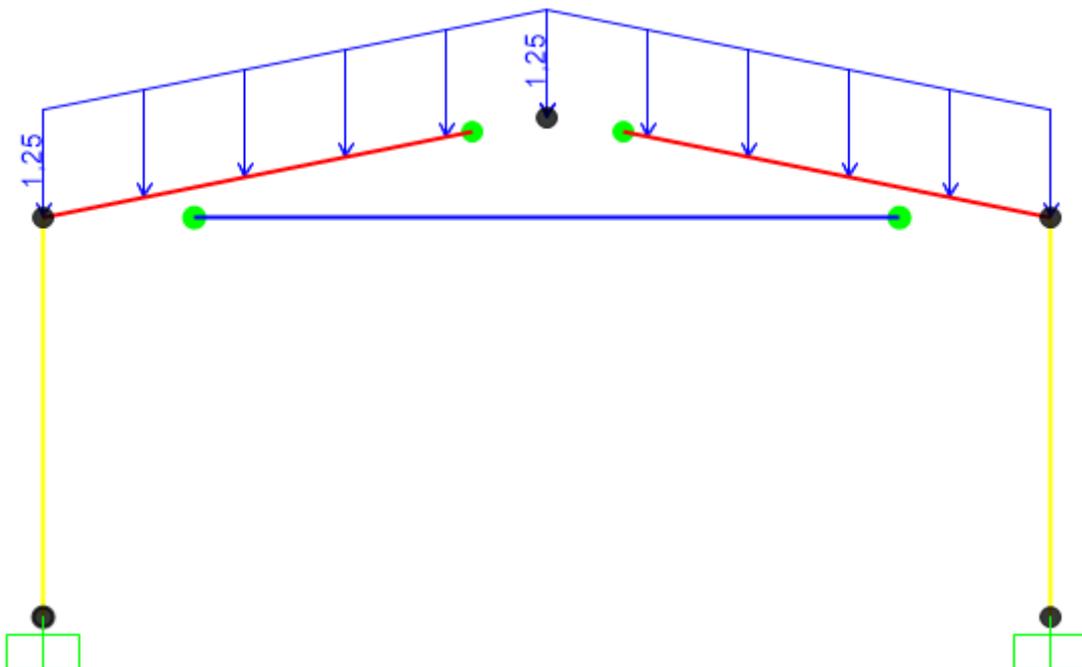
Fonte: Autoria própria, 2023

Figura 23 - Carregamento das telhas metálicas



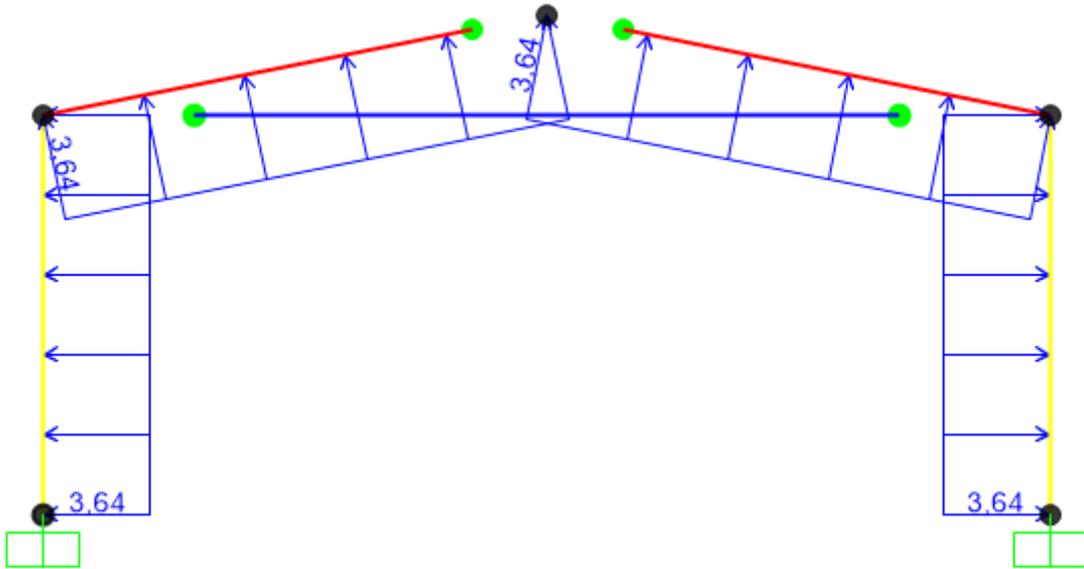
Fonte: Autoria própria, 2023

Figura 24 - Carregamento da sobrecarga de utilização



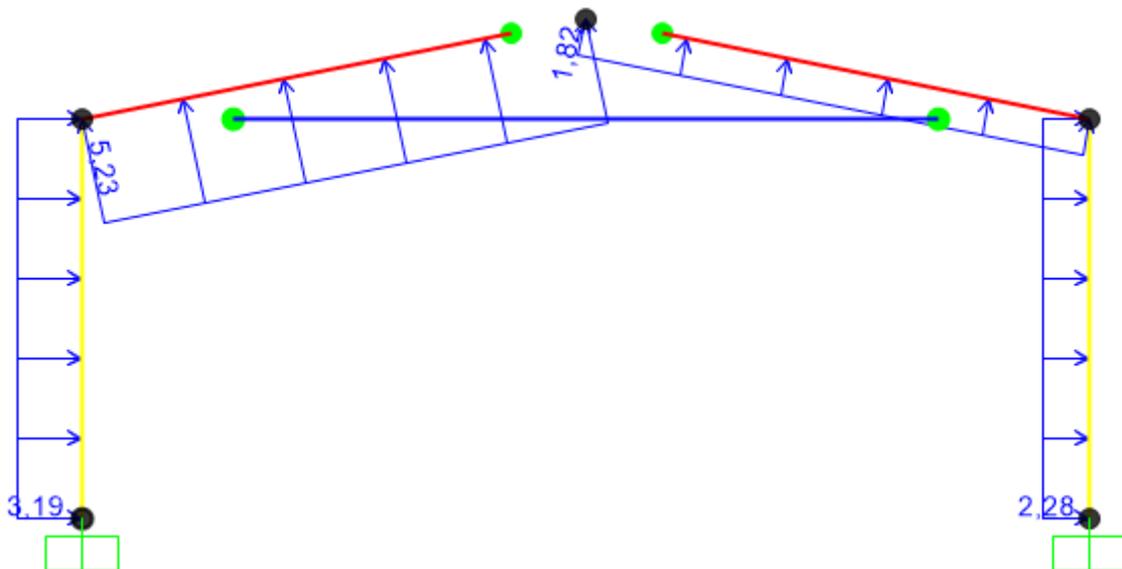
Fonte: Autoria própria, 2023

Figura 25 - Carregamento de Vento a 0°



Fonte: Autoria própria, 2023

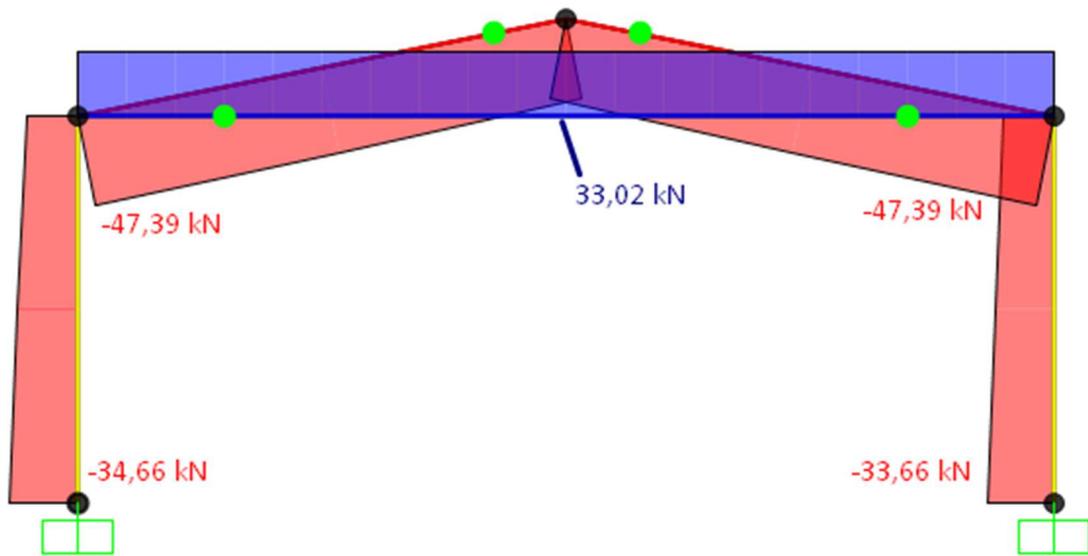
Figura 26 - Carregamento de Vento a 90°



Fonte: Autoria própria, 2023

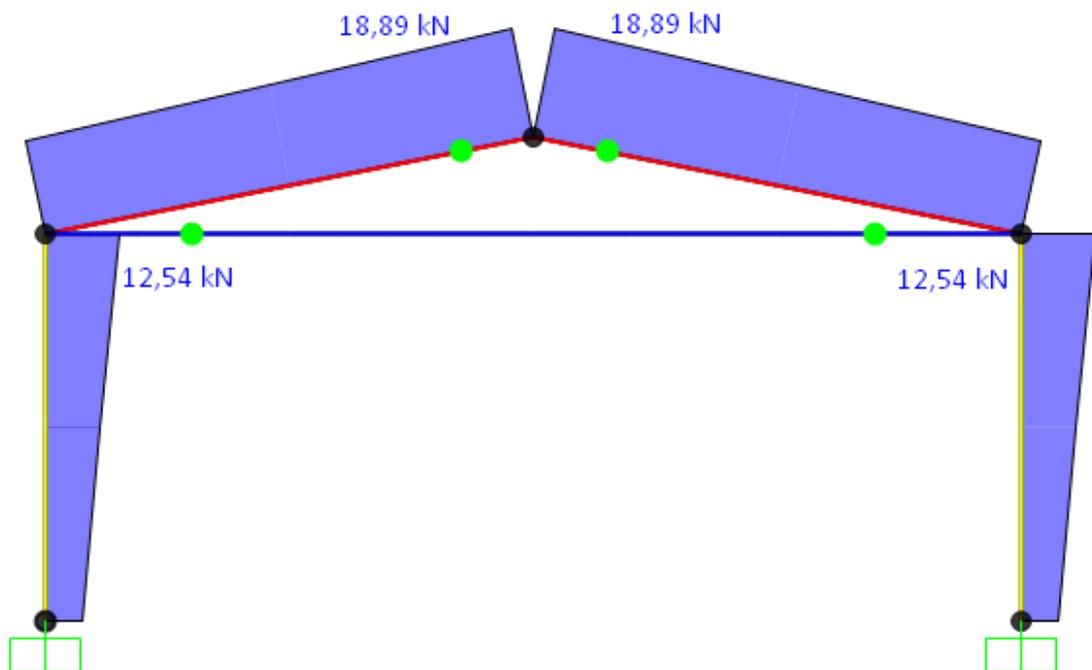
Com todos os carregamentos lançados, o software processa a análise estrutural do pórtico, a fim de obter seus esforços solicitantes. Nas imagens 27 a 32 encontram-se os diagramas de esforço normal e momento fletor para cada uma das combinações de carregamento definidas.

Figura 27 - Esforço Normal para Comb.1



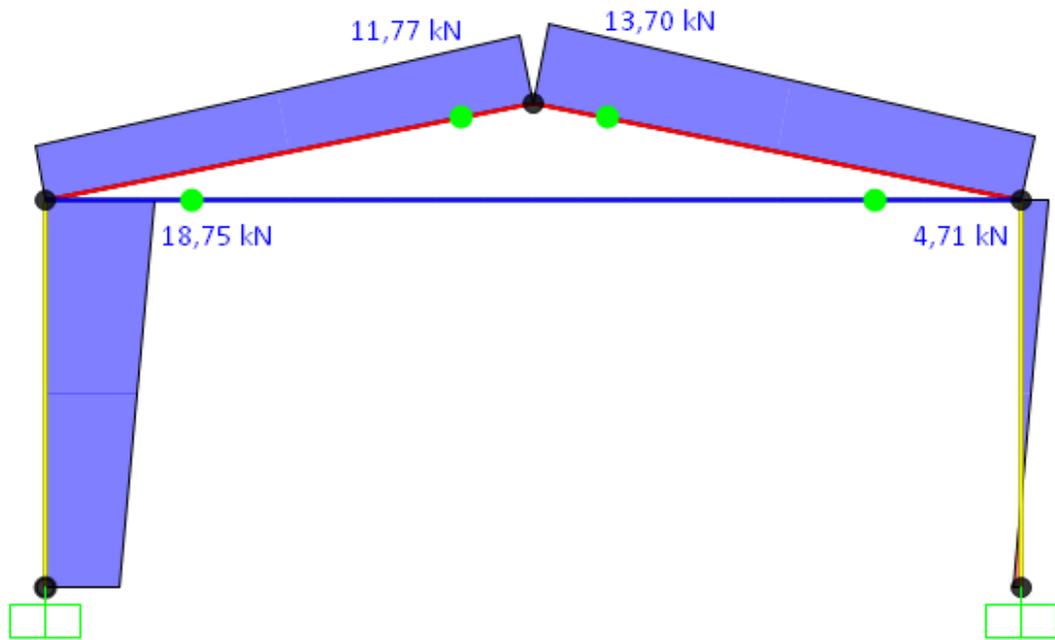
Fonte: Autoria própria, 2023

Figura 28 - Esforço Normal para Comb.2



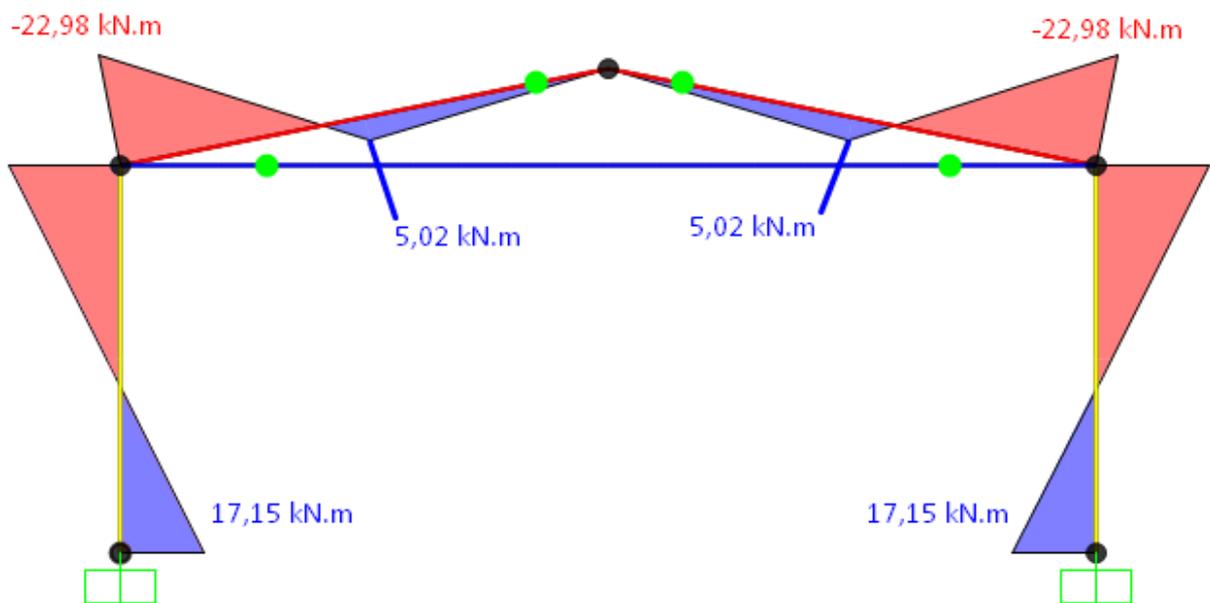
Fonte: Autoria própria, 2023

Figura 29 - Esforço Normal para Comb.3



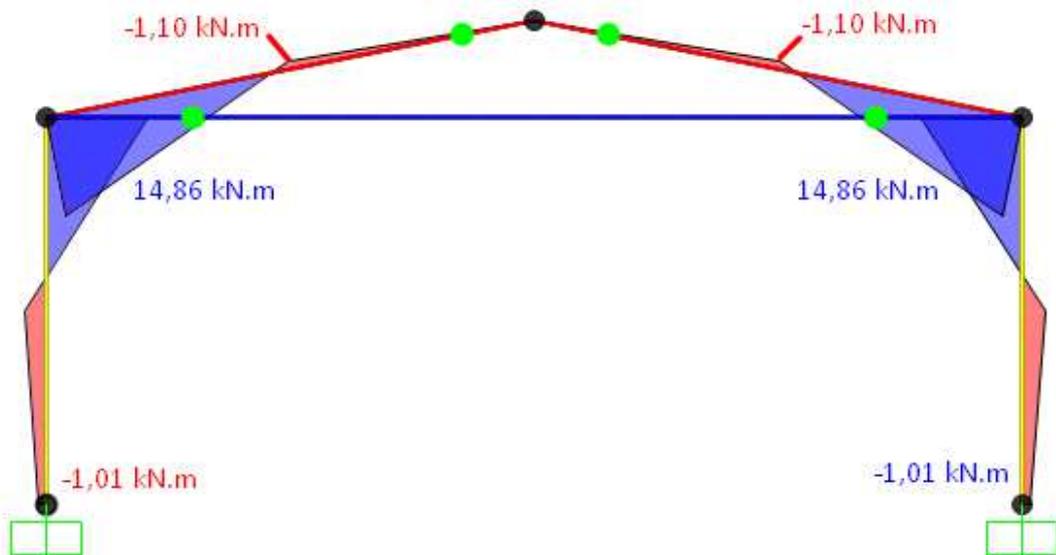
Fonte: Autoria própria, 2023

Figura 30 - Momento Fletor para Comb.1



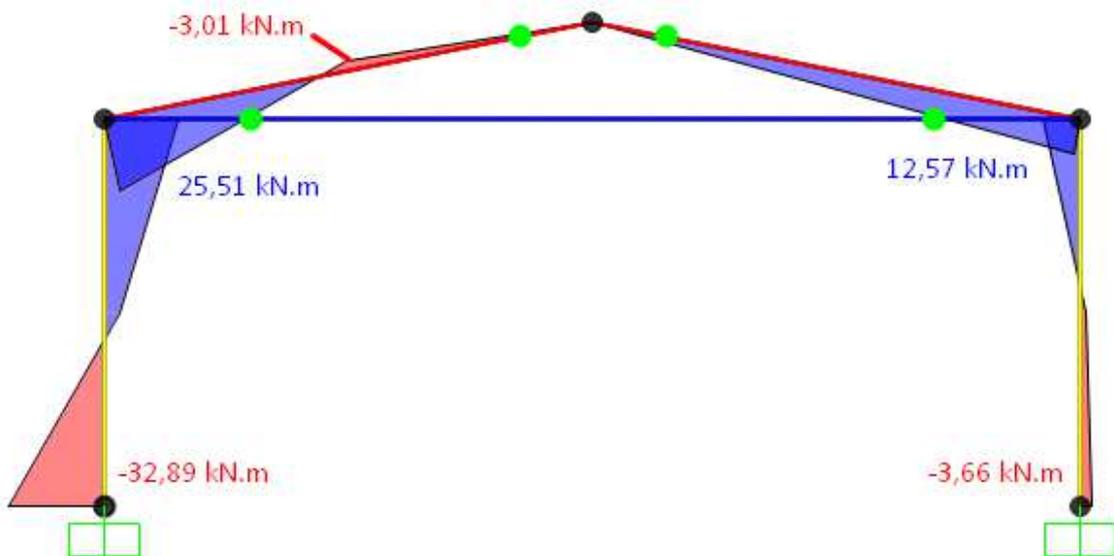
Fonte: Autoria própria, 2023

Figura 31 - Momento Fletor para Comb.2



Fonte: Autoria própria, 2023

Figura 32 - Momento Fletor para Comb.3



Fonte: Autoria própria, 2023

Os demais pórticos foram modelados e calculados seguindo os mesmos parâmetros do pórtico estabelecido como exemplo, respeitando os carregamentos e definições preestabelecidos.

## 6. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para uma análise mais precisa e detalhada, os esforços serão analisados de maneira separada, de acordo com sua localização e origem na estrutura. Devido a simetria do pórtico em relação ao eixo vertical do plano, a Comb.1 e Comb.2, apresentam os mesmos esforços, tanto para o lado direito quanto para o lado esquerdo da estrutura, enquanto a Comb.3, gera os esforços mais críticos na face onde o vento bate a Barlavento (lado esquerdo do pórtico). Por esse motivo, é possível fazer uma simplificação e analisar apenas os esforços gerados no lado esquerdo, já que estes esforços possuirão os maiores valores solicitantes. É importante ressaltar, que mesmo sendo analisados apenas os esforços de um dos lados, ambos devem ser dimensionados para os maiores valores solicitantes, visto que o carregamento de vento pode atuar nos dois sentidos.

### 6.1. ESFORÇO NORMAL NO TIRANTE DE TRAVAMENTO

O primeiro ponto a ser observado é que o tirante atua apenas na Comb.1, isso acontece pois, nas combinações 2 e 3 a ação do vento faz com que o tirante não se mantenha tensionado, fazendo com que ele não desempenhe função estrutural.

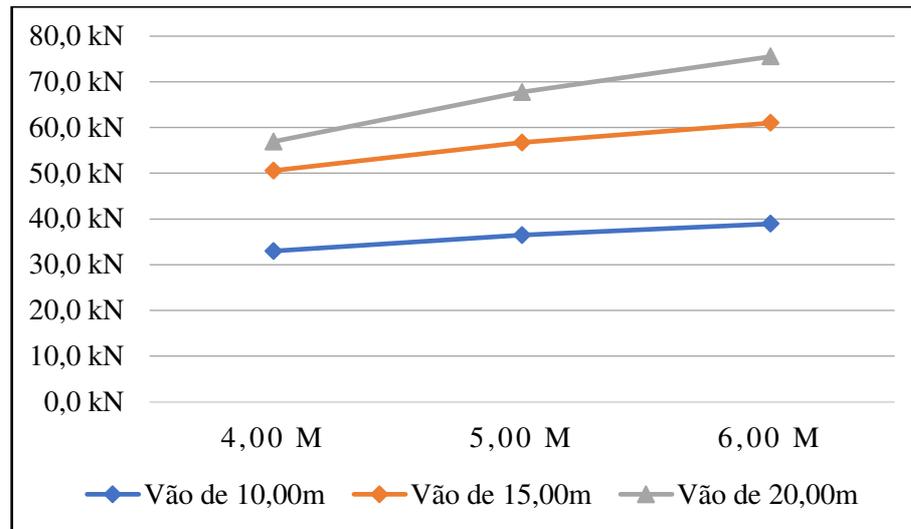
Além disso, ao analisar o resumo dos esforços no Quadro 10 e no Gráfico 1, é possível perceber que, as variações do esforço normal atuante na Comb.1 são pequenas, ao se comparar cada uma das alturas atribuídas, enquanto para os diferentes vãos máximos, essa variação é um pouco mais significativa.

Quadro 10 - Esforços Normais no tirante para Comb.1 em kN

Altura	Combinação	Vão máximo		
		10,00 m	15,00 m	20,00 m
4,00 m	Comb.1	33,02	50,60	56,93
5,00 m	Comb.1	36,45	56,73	67,75
6,00 m	Comb.1	38,97	61,01	75,53

Fonte: Autoria própria, 2023

Gráfico 1 – Esforços Normais no tirante para a Comb.1



Fonte: Autoria própria, 2023

## 6.2. ESFORÇO NORMAL NOS PILARES

A partir dos resultados, compilados no Quadro 11 e nos Gráficos 2 a 4, é possível concluir que o esforço normal nos pilares não possui grande variação em relação as diferentes alturas adotadas. Porém, o aumento do vão máximo do pórtico gera um aumento desses esforços, isso ocorre devido ao aumento da área de influência das cargas atuantes na cobertura.

Ao analisar as combinações, percebe-se uma grande diferença entre a Comb.1 e as demais combinações, enquanto na Comb.1 o esforço normal atuante é de compressão (-) nas combinações 2 e 3 o esforço normal que atua na estrutura é de tração (+). Essa diferença é oriunda da ação de sucção do vento presente nessas combinações que tende a levantar a cobertura da estrutura. É válido pontuar que, mesmo para o pórtico P\_20-6, que é o caso mais crítico, os valores resultantes encontrados ainda são baixos e que provavelmente não serão fator determinante no dimensionamento desses elementos.

Quadro 11 - Esforço normal máximo nos pilares em kN

(continua)

Altura	Combinação	Vão máximo		
		10,00 m	15,00 m	20,00 m
4,00 m	Comb.1	-34,66	-50,66	-68,53
	Comb.2	12,54	18,79	23,85
	Comb.3	18,75	27,71	35,76

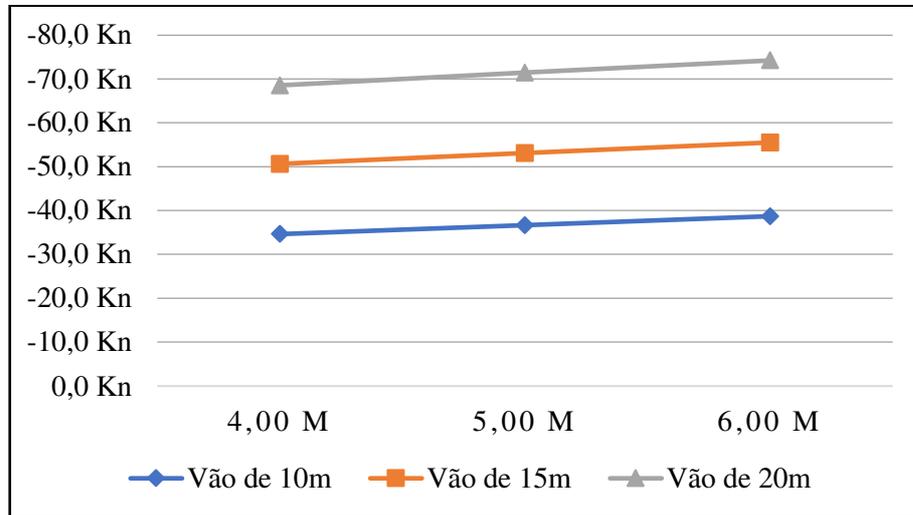
Quadro 11 - Esforço Normal máximo nos pilares em kN

(conclusão)

5,00 m	<b>Comb.1</b>	-36,69	-53,10	-71,42
	<b>Comb.2</b>	13,52	20,15	25,67
	<b>Comb.3</b>	20,51	29,57	37,87
6,00 m	<b>Comb.1</b>	-38,72	-55,54	-74,27
	<b>Comb.2</b>	14,43	21,41	27,21
	<b>Comb.3</b>	22,78	31,46	39,91

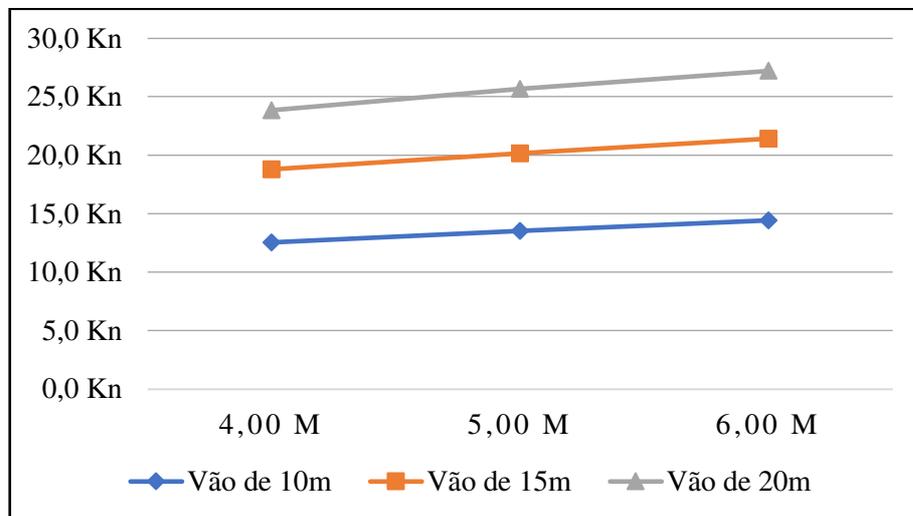
Fonte: Autoria própria, 2023

Gráfico 2 – Esforços Normais máximos nos pilares para a Comb.1



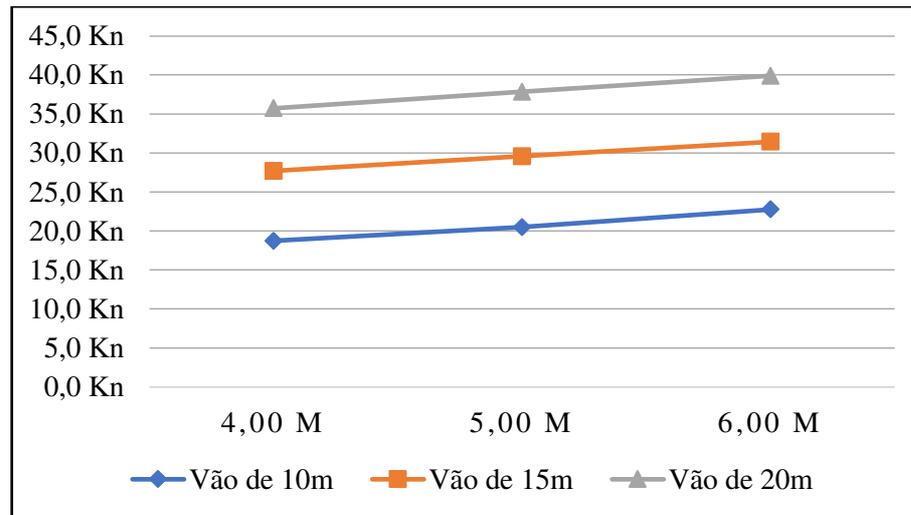
Fonte: Autoria própria, 2023

Gráfico 3 – Esforços Normais máximos nos pilares para a Comb.2



Fonte: Autoria própria, 2023

Gráfico 4 – Esforços Normais máximos nos pilares para a Comb.3



Fonte: Autoria própria, 2023

### 6.3. MOMENTO FLETOR NA LIGAÇÃO PILAR-VIGA

Analisando os resultados dos esforços de momento fletor na ligação pilar-viga, condensados no Quadro 12 e nos Gráficos de 5 a 7, é possível identificar que, enquanto na Comb.1 os valores se mantêm praticamente constantes independente da altura no pórtico, nas demais combinações existe um grande crescimento desses esforços com o aumento da altura, principalmente na Comb.3.

Além disso, os valores absolutos de momento fletor para os pórticos de 20,00 metros de vão máximo, são bastante significativos, mesmo para uma altura de 4,00 metros. No entanto, a combinação onde esse valor crítico é obtido varia de acordo com a altura do pórtico, enquanto o pórtico P\_20-4, os maiores valores são obtidos na Comb.1, no pórtico P\_20-6, a combinação crítica passa a ser a Comb.3. O mesmo não ocorre nos pórticos de 10,00 metros de vão máximo, já que nestes, já na altura de 4,00 metros a Comb.3 é a que possui os maiores valores absolutos de momento fletor.

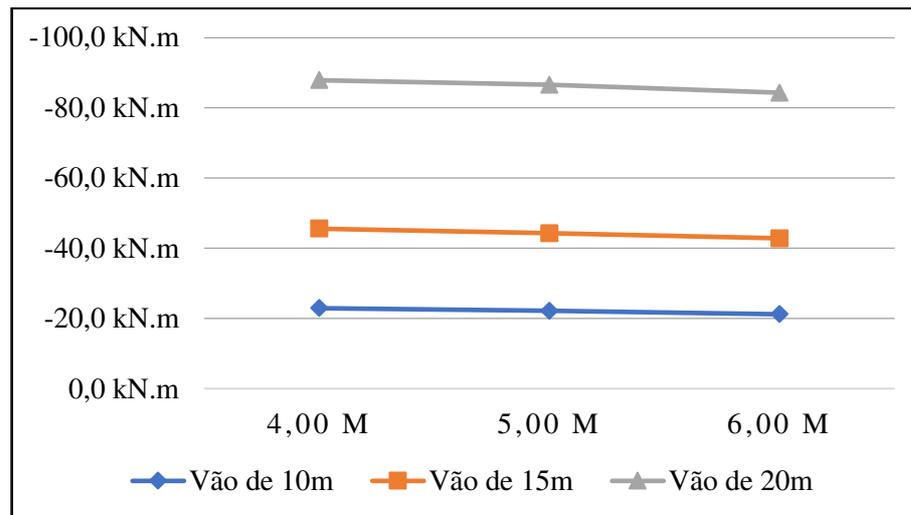
Outro fator a ser levado em consideração é que, a existência dos tirantes de travamento ajuda a aliviar os esforços no topo dos pilares para a Comb.1. Uma vez retirados, acarretariam esforços muito mais significativos para essa combinação, tornando ela um dos principais pontos a ser considerado no dimensionamento do pilar.

Quadro 12 - Momentos Fletores na ligação Pilar-Viga em kN.m

Altura	Combinação	Vão máximo		
		10,00 m	15,00 m	20,00 m
4,00 m	Comb.1	-22,98	-45,61	-87,93
	Comb.2	14,86	30,99	47,65
	Comb.3	25,51	45,99	68,32
5,00 m	Comb.1	-22,14	-44,31	-86,59
	Comb.2	16,11	35,50	56,10
	Comb.3	31,93	55,08	80,51
6,00 m	Comb.1	-21,26	-42,86	-84,32
	Comb.2	15,64	38,95	62,92
	Comb.3	44,93	64,79	93,30

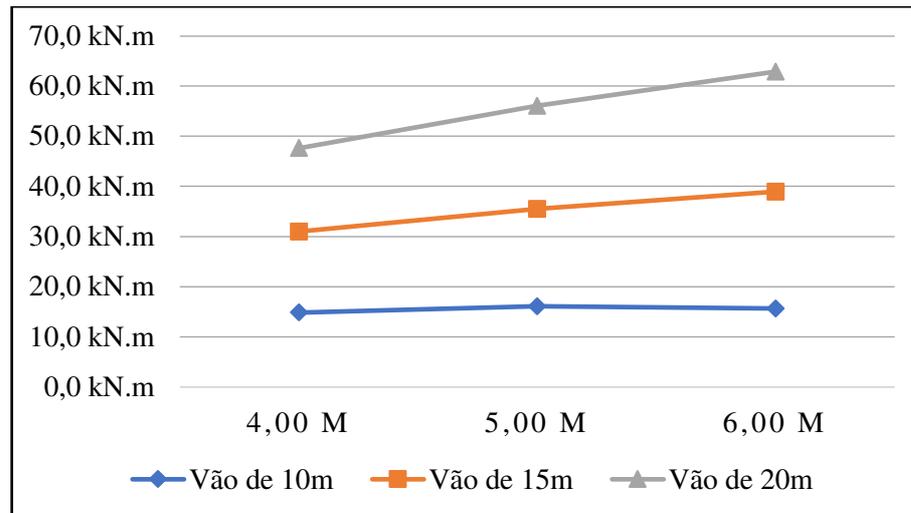
Fonte: Autoria própria, 2023

Gráfico 5 – Momentos Fletores na ligação Pilar-Viga para a Comb.1



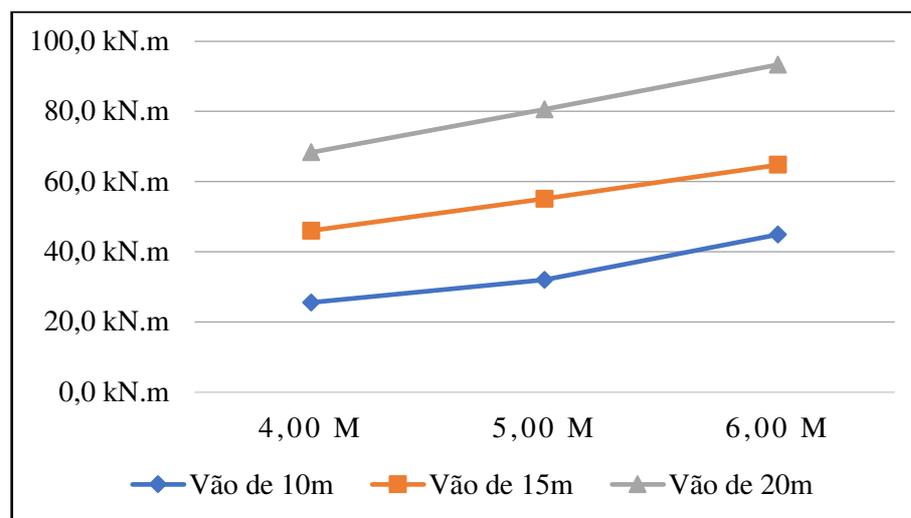
Fonte: Autoria própria, 2023

Gráfico 6 – Momentos Fletores na ligação Pilar-Viga para a Comb.2



Fonte: Autoria própria, 2023

Gráfico 7 – Momento Fletor na ligação Pilar-Viga para a Comb.3



Fonte: Autoria própria, 2023

#### 6.4. MOMENTO FLETOR NA BASE DO PILAR

De maneira similar aos resultados de momento fletor obtidos na ligação pila-viga, os momentos fletores na base do pilar possuem pequenas variações com o aumento da altura do pórtico para a Comb.1. No entanto, possuem algumas diferenças quanto as outras duas combinações, enquanto a Comb.2 apresenta valores bem baixos, alcançando valores próximos de zero em alguns pórticos, a Comb.3 apresenta as maiores variações e os maiores valores absolutos na maioria dos pórticos calculados.

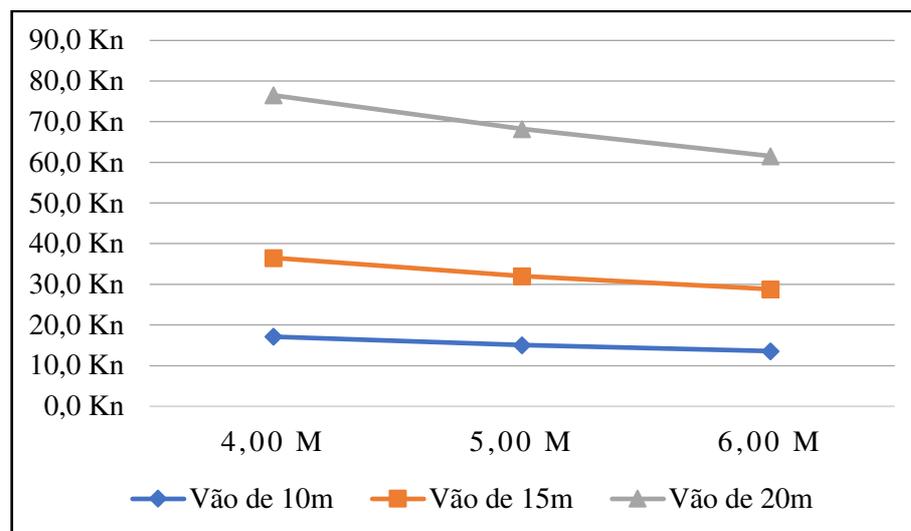
Os momentos fletores para a Comb.3 crescem significativamente com o aumento de altura do pórtico, fazendo com que essa seja a principal combinação a ser levada em conta no processo de dimensionamento do pilar. Entretanto, é possível perceber, de maneira análoga a análise feita para a ligação pilar-viga que, para o pórtico P\_20-4, a combinação que resulta os maiores valores absolutos de momento fletor é a Comb.1, porém a partir do pórtico P\_20-5 a Comb.3 assume os maiores valores, tornando ela a combinação mais crítica a ser analisada. Os resultados expostos encontram-se no Quadro 13 e nos Gráficos de 8 a 10.

Quadro 13 - Momentos Fletores na base do pilar em kN.m

Altura	Combinação	Vão máximo		
		10,00 m	15,00 m	20,00 m
4,00 m	Comb.1	17,15	36,52	76,53
	Comb.2	-1,02	-19,27	-35,15
	Comb.3	-32,89	-44,98	-50,39
5,00 m	Comb.1	15,08	32,04	68,24
	Comb.2	5,90	-13,41	-32,64
	Comb.3	-47,99	-62,47	-71,05
6,00 m	Comb.1	13,61	28,83	61,54
	Comb.2	18,97	-4,89	-26,07
	Comb.3	-77,24	-82,77	-93,34

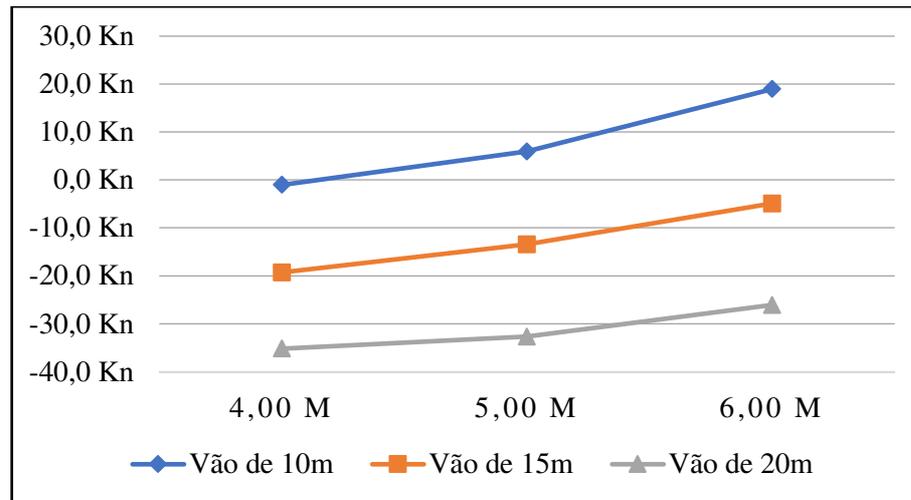
Fonte: Autoria própria, 2023

Gráfico 8 – Momento Fletor na base do pilar para a Comb.1



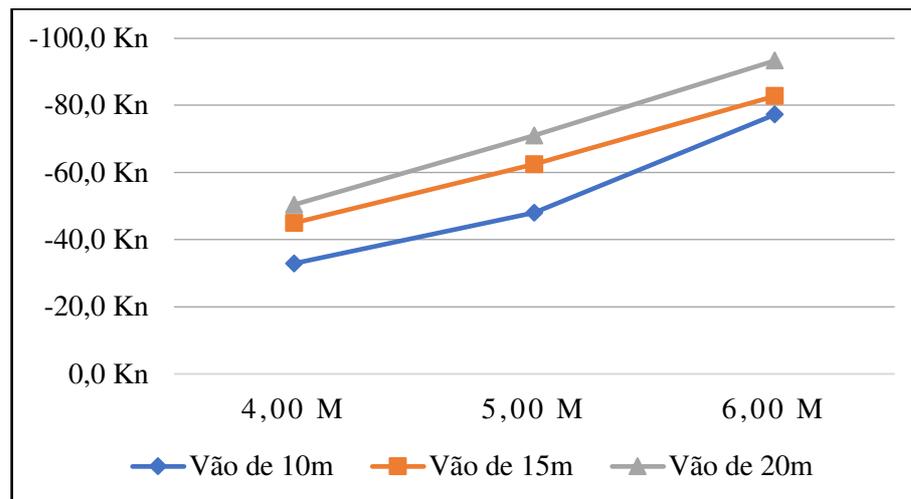
Fonte: Autoria própria, 2023

Gráfico 9 – Momento Fletor na base do pilar para a Comb.2



Fonte: Autoria própria, 2023

Gráfico 10 – Momento Fletor na base do pilar para a Comb.3



Fonte: Autoria própria, 2023

## 6.5. MOMENTO FLETOR MÁXIMO NO VÃO DA VIGA DE COBERTURA

Por fim, é necessário analisar os momentos fletores máximos no meio do vão da viga de cobertura. De acordo com os resultados resumidos no Quadro 14 e nos Gráficos de 11 a 13, é possível concluir que, mesmo nas combinações mais críticas de carregamento, os momentos fletores obtidos para esse trecho da viga não apresentam valores muito significativos quando comparados com os resultados apresentados para a ligação pilar-viga. Esse comportamento é decorrente da rigidez existente na ligação pilar-viga que tende a acumular os esforços de momento fletor nessa região.

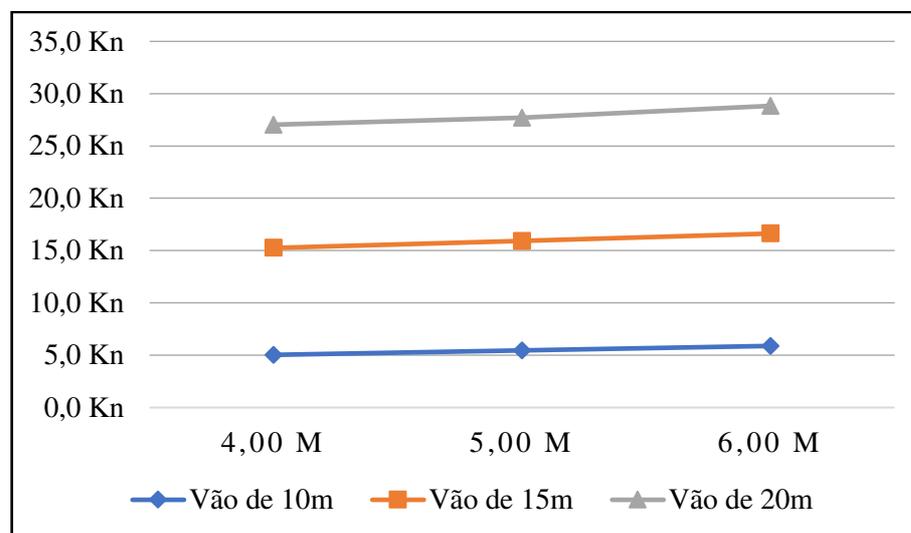
Mesmo assim, existe uma clara diferença entre as três combinações calculadas, ao passo que a Comb.2 apresenta valores bem baixos, as outras duas combinações apresentam valores maiores e similares, porém com sinais opostos. Isso decorre das ações presentes em cada uma das combinações, enquanto a Comb.1, possui apenas carregamentos verticais agindo no sentido da gravidade, a Comb.3 possui a ação de sucção do vento atuando de maneira predominante na cobertura. No primeiro caso, isso gera uma tração na porção inferior da seção da viga e, portanto, o sinal do momento fletor obtido é positivo, já no segundo caso, gera uma tração na porção superior da seção da viga e, portanto, o sinal de momento fletor obtido é negativo.

Quadro 14 - Momentos Fletores máximos no vão da viga de cobertura em kN.m

Altura	Combinação	Vão máximo		
		10,00 m	15,00 m	20,00 m
4,00 m	Comb.1	5,02	15,27	27,04
	Comb.2	-1,10	-3,80	-9,02
	Comb.3	-3,01	-12,79	-28,72
5,00 m	Comb.1	5,44	15,92	27,71
	Comb.2	-1,11	-2,88	-7,17
	Comb.3	-0,71	-10,18	-25,90
6,00 m	Comb.1	5,88	16,64	28,84
	Comb.2	-1,94	-2,38	-5,76
	Comb.3	6,61	-7,07	-22,42

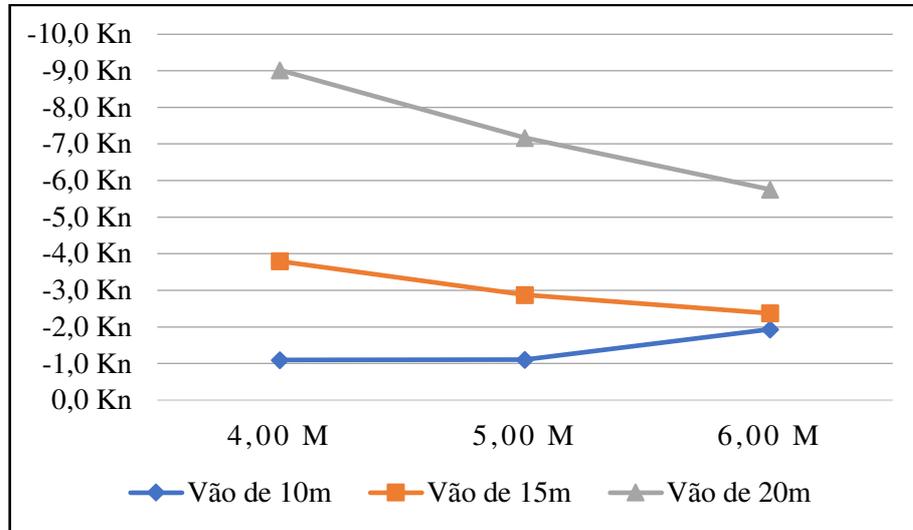
Fonte: Autoria própria, 2023

Gráfico 11 – Momento Fletor máximo no vão da viga de cobertura para a Comb.1



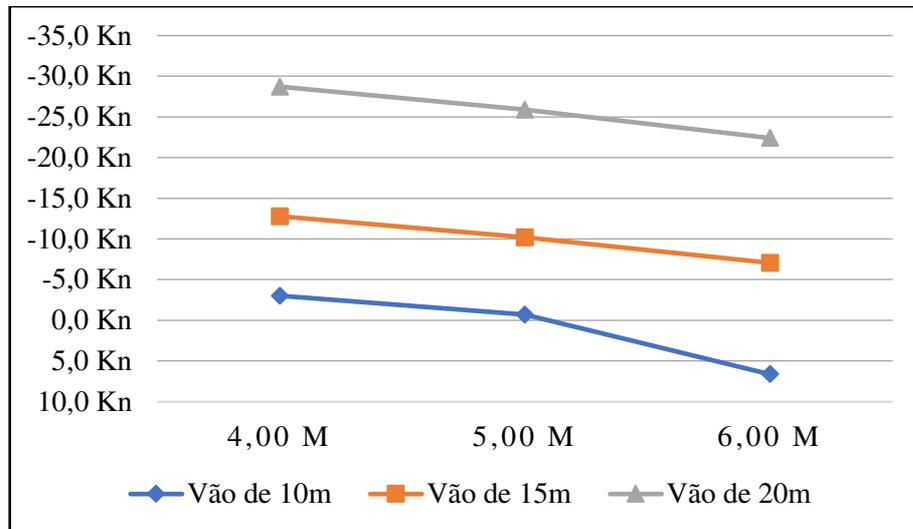
Fonte: Autoria própria, 2023

Gráfico 12 – Momento Fletor máximo no vão da viga de cobertura para a Comb.2



Fonte: Autoria própria, 2023

Gráfico 13 – Momento Fletor máximo no vão da viga de cobertura para a Comb.3



Fonte: Autoria própria, 2023

## 7. CONCLUSÃO

Por meio deste trabalho foi possível compreender melhor o processo de cálculo envolvido na determinação dos esforços atuantes em pórticos de pavilhões pré-moldados. Desde a determinação do sistema estrutural e das ligações entre os elementos, passando pelo levantamento dos carregamentos atuantes, até a modelagem da estrutura e análise dos esforços. A partir dessas modelagens e análises, foi possível investigar e compreender de maneira detalhada o comportamento dos esforços atuantes em um dos principais modelos de pórticos atirantados praticados no Brasil.

Disso, conclui-se que em estruturas mais baixas, como exemplo os pórticos de 4,00 metros de altura, a combinação de ações que resultou os esforços mais críticos foi a Comb.1, onde não foi considerada a ação do vento atuando no pórtico. Além disso o tirante de travamento desempenhou papel fundamental aliviando os esforços na ligação pilar-viga. Entretanto, foi possível perceber que para alturas maiores, como exemplo os pórticos de 6,00 metros de altura, as combinações 2 e 3, onde a ação do vento foi tomada como ação variável principal, os esforços obtidos se tornaram muito mais significativos.

Outro ponto a ser observado, é que, mesmo na Comb.1, nenhum dos modelos calculados apresentou pilares com valores de esforço normal de compressão expressivos, o que faz com que os momentos fletores sejam os principais esforços a serem considerados no dimensionamento destes elementos. No entanto, as combinações 2 e 3, apresentaram valores positivos de esforços normal, o que significa que para essas combinações os pilares estão sujeitos a tração e em caso de colapso, fará com que a estrutura seja arrancada do solo.

Por último, percebeu-se que, devido a ligação rígida entre o pilar e a viga de cobertura, a segunda apresentou baixos valores de momento fletor do meio do vão. Portanto, o ponto crítico a ser levado em conta no seu dimensionamento será sua ligação com pilar, que precisa ser garantida pelos chumbadores, através da correta ligação entre esses elementos, a fim de evitar a transferência desses momentos para o vão.

É válido ressaltar que, os resultados obtidos estão intrinsicamente ligados a permeabilidade de cada uma das faces das estruturas e que uma mudança nesses parâmetros gerará diferentes coeficientes de pressão internos e por consequência resultados de esforços significativamente diferentes. Apesar das conclusões expostas, uma análise mais minuciosa da variação dos esforços pode ser obtida diminuindo os intervalos de vão máximo e altura livre a serem modelados.

Além disso, atualmente muitas empresas já trabalham com vãos máximos bem maiores que o limite de 20,00 metros estabelecido e com alturas que podem passar dos 9,00 metros, dependendo da utilização da estrutura. No entanto, mesmo que o presente trabalho tenha se limitado a trabalhar com as dimensões estabelecidas, a metodologia de cálculo empregada pode ser aplicada para qualquer pavilhão pré-moldado que utilize a mesma tipologia construtiva.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA DE CONCRETO. **ABCIC move a construção industrializada no Brasil**. Disponível em: <https://abcic.org.br/Noticia/Exibir/aos-20-anos-abcic-move-a-construcao-industrializada-no-brasil> - Acessado em 26 de junho de 2023.

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

\_\_\_\_\_. **NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas e edificações**. Rio de Janeiro, 2019.

\_\_\_\_\_. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

\_\_\_\_\_. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. **NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro, 2017.

BLESSMANN, Joaquim. **O vento na engenharia estrutural**. 2.ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS, 2013.

BUILDING SCIENCE. “**Air flow control in buildings**”. Disponível em: <https://buildingscience.com/documents/digests/bsd-014-air-flow-control-in-buildings>. Acessado em 14 de julho de 2023.

DE VASCONCELOS, Augusto Carlos. **O Concreto no Brasil: pré-fabricação, monumentos, fundações**. Studio Nobel, 2002.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. 1.ed. São Carlos: EDUSP, 2000.

MELO C. E. E. **Manual munte de projetos em pré-fabricados de concreto**. 2.ed. São Paulo: PINI, 2007.

PREFABRICAR. **As primeiras obras e o desenvolvimento do pré-fabricado em território brasileiro**. Disponível em: <https://prefabricar.com.br/a-historia-do-pre-fabricado-no-brasil/> Acessado em 12 de julho de 2023.

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.

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.