



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO ACADÊMICO DO AGRESTE
NÚCLEO DE TECNOLOGIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Robson Arlan de Souza

**Influência da Inclinação de Galpões de alma cheia no
Consumo de Aço**

Caruaru, 2015.

Robson Arlan de Souza

Influência da Inclinação de Galpões de alma cheia no Consumo de Aço

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Engenharia/Engenharia Civil/Estruturas/Estruturas metálicas

Orientador: Prof. M. Sc. Douglas Mateus de Lima

Caruaru, 2015.

Catálogo na fonte:
Bibliotecária - Simone Xavier CRB/4-1242

S729i Souza, Robson Arlan de.
Influencia da inclinação de galpões de alma cheia no consumo de aço. / Robson Arlan de Souza. - Caruaru: O Autor, 2015.
119f. il. ; 30 cm.

Orientador: Douglas Mateus de Lima .
Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) – Universidade Federal de Pernambuco, CAA, Engenharia Civil, 2015.
Inclui referências bibliográficas

1. Telhados. 2. Galpões de aço. 3. Aço – Construção Civil. I. Lima, Douglas Mateus de. (Orientador). II. Título

620 CDD (23. ed.) UFPE (CAA 2015-244)

Robson Arlan de Souza

Influência da Inclinação de Galpões de alma cheia no Consumo de Aço

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Engenharia/
Engenharia Civil/Estruturas/Estruturas metálicas

Orientador: Prof. M. Sc. Douglas Mateus de Lima

Banca examinadora:

Prof. M. Sc. DOUGLAS MATEUS DE LIMA

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Orientador)

Prof. Dr. FLÁVIO EDUARDO GOMES DINIZ

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliador)

Prof. Dr. HUMBERTO CORREIA LIMA JÚNIOR

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliador)

Prof.^a Dra. Sylvana Melo dos Santos

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Coordenadora da disciplina)

AGRADECIMENTOS

Primeiramente à Deus por conceder a vida e oportunidade de concluir um sonho, pois ele é a minha razão de estar aqui, tudo foi planejado por ele, e nos momentos de maiores dificuldades e de pensamentos de desistir, sempre esteve ao meu lado, me ajudando a vencer os desafios

Aos meus pais José Rinaldo de Souza e Ivanilda Ferreira de Souza que não medem esforços para conceder um estudo de qualidade e dedicarem suas vidas, para a minha formação e realização da graduação no curso de Engenharia Civil, pois são base, e sem eles eu não estaria aqui, dedico todas as minhas vitórias a eles.

Aos meus avós, principalmente Severino Francisco de Souza que não está presente mas em nosso meio, mas que desde a minha infância já sentia orgulho de mim e sempre me incentivou sendo um exemplo de caráter.

Aos meus familiares e amigos que sempre me ajudaram, incentivando e através deles cada dia que se passou foi um motivo a mais para superar os desafios ao longo dessa caminhada.

Aos professores da Universidade Federal de Pernambuco que contribuíram para o meu crescimento e desenvolvimento técnico profissional, capacitando para que me torna-se um profissional qualificado e acima de tudo integro.

Ao meu professor orientador Douglas Mateus de Lima que teve paciência, dedicando-se e me ajudando neste projeto.

A todos meu muito obrigado.

RESUMO

Os galpões em aço têm rapidez na execução, porém o material utilizado possui um alto custo fazendo com que a estrutura fique pouco atrativa frente aos outros tipos de materiais, causando uma diminuição na aplicação do aço para este tipo de edifício industrial. Portanto cada vez mais têm-se buscado estruturas mais esbeltas, levando a uma redução no custo final da obra, para isso procura-se encontrar resultados que gerem uma economia associada a estrutura principal metálica. Para este estudo baseado em especificações e normas, com o dimensionamento de um tipo específico de galpão para a região de Caruaru, que neste caso é um galpão de duas águas em estrutura de aço, com variações na inclinação obteve-se bons resultados para projetos de galpões em aço, demonstrando que pequenas inclinações de telhado levam a um ganho na diminuição do consumo de aço, utilizando os perfis comerciais. Observou-se também quais os aspectos que influenciam os esforços solicitantes da estrutura e os pontos que melhor podem ser ajustados devido ao fator vento. Os estudos realizados e os resultados obtidos ajudam a compreender o comportamento estrutural a partir das solicitações impostas a construção.

Palavras-chave: Inclinação de Telhado. Galpões de Aço. Galpões de Alma Cheia. Consumo de Aço.

ABSTRACT

The steel sheds are speed of execution, but the material used has a high cost making the structure becomes unattractive compared to the other types of materials, causing a decrease in the steel application for this type of industrial building. Therefore increasingly have been sought more slender structures, leading to a reduction in the final cost of the work for it seeks to find results that generate savings associated with the main metallic structure. For this study based on specifications and standards, with the design of a specific type of shed for the Caruaru region, which in this case is a shed gable steel structure with changes in the slope yielded good results for projects sheds steel, demonstrating that small roof pitches lead to a gain in decreased steel consumption, use of business profiles. It is also noted that the factors influencing the internal forces of the structure and the points that can best be adjusted due to the wind factor. The studies and results help to understand the structural behavior of the requests imposed from the construction.

Keywords: Roof Slope, Steel Sheds, Portal Frames, Steel Consumption.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Perfis U; I e H; L ou cantoneira, respectivamente.	21
Figura 2 - Perfis Soldados VS; CVS e CS.	22
Figura 3 - Perfis de chapa dobrada.	22
Figura 4 - Parafuso de alta resistência.	23
Figura 5 - Base de Coluna.	24
Figura 6 - Pórtico simples de alma cheia.	25
Figura 7 - Pórtico com cobertura em arco.	25
Figura 8 - Pórtico simples com viga castelada ou celular.	26
Figura 9 - Pórtico com tirantes.	26
Figura 10 - Pórtico com escora central.	26
Figura 11 - Pórtico com cobertura em poligonal.	26
Figura 12 - Pórtico com console.	27
Figura 13 - Pórtico com coluna escalonada.	28
Figura 14 - Pórtico com coluna dupla.	28
Figura 15 - (a) Seção transversal do pórtico; (b) Plano da cobertura.	39
Figura 16 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s).	39
Figura 17 - Estrutura de contraventamento no plano da cobertura.	41
Figura 18 - Estrutura de contraventamento no plano vertical entre pilares.	41
Figura 19 - Pórtico de ação dos coeficientes de pressão.	42
Figura 20 - Coeficientes de pressão. (a) incidência à 90° (b) incidência de vento à 0° .	43
Figura 21 - Pórtico principal dos galpões com combinação quase permanente e deslocamentos da estrutura.	54
Figura 22 - Combinação 1 estado limite último normal.	55
Figura 23 - Diagrama de Esforço Normal.	56

Figura 24 - Diagrama de Momento Fletor.	56
Figura 25 - Diagrama de Esforço Cortante.	57
Figura 26 - Estado limite último normal combinação 2.	57
Figura 27 - Diagrama de Esforço Normal Combinação 2.	58
Figura 28 - Diagrama de Momento Fletor Combinação 2.	58
Figura 29 - Diagrama de Esforço Cortante Combinação 2.	59
Figura 30 - Estado limite último normal combinação 3.	59
Figura 31 - Diagrama de Esforço Normal Combinação 3.	60
Figura 32 - Diagrama de Momento Fletor Combinação 3.	60
Figura 33 - Diagrama de Esforço Cortante Combinação 3.	61
Figura 34 - Pórtico principal dos galpões com combinação quase permanente e deslocamentos da estrutura.	68
Figura 35 - Terças da cobertura com combinação rara de serviço e deslocamentos. (a) Direção y; (b) Direção x.	74
Figura 36 - Terças da cobertura com valor característico da ação variável e deslocamentos.	74
Figura 37 - Estado limite último normal nas direções x e y combinação 1 da terça cobertura.	77
Figura 38 - Diagrama de momento fletor direção x e y combinação 1 da terça cobertura.	78
Figura 39 - Diagrama de esforço cortante direção x e y combinação 1 da terça cobertura.	78
Figura 40 - Estado limite último normal nas direções x e y combinação 2 da terça cobertura.	79
Figura 41 - Diagrama de momento fletor direção x e y combinação 2 da terça cobertura.	79
Figura 42 - Diagrama de esforço cortante direção x e y combinação 2 da terça cobertura.	79
Figura 43 - Terças lateral com valor característico da ação variável e deslocamentos.	85

Figura 44 - Estado limite último normal nas direções x e y combinação 2 da terça lateral.	85
Figura 45 - Digrama de momento fletor direção x e y combinação 2 da terça lateral.	86
Figura 46 - Digrama de esforço cortante direção x e y combinação 2 da terça lateral.	86
Figura 47 - Combinação crítica dos tirantes da cobertura.	91
Figura 48 - Diagrama de esforço normal dos tirantes da cobertura.	91
Figura 49 - Combinação crítica dos tirantes laterais.	92
Figura 50 - Diagrama de esforço normal dos tirantes laterais.	92
Figura 51 - Combinação última normais nos contraventamentos superiores.	93
Figura 52 - Diagrama de Esforço normal nos contraventamentos superiores.	93
Figura 53 - Combinação última normais nos contraventamentos laterais.	94
Figura 54 - Combinação última normais nos contraventamentos laterais.	95
Figura 55 - Combinação frequente de serviço e deslocamento dos pilares frontais.	96
Figura 56 - Combinação última normal 1 dos pilares frontais.	97
Figura 57 - Digrama de esforço normal 1 dos pilares frontais. Fonte: do autor (2015).	98
Figura 58 - Digrama de momento fletor 1 dos pilares frontais. Fonte: do autor (2015).	98
Figura 59 - Digrama de esforço cortante 1 dos pilares frontais.	99
Figura 60 - Combinação última normal 2 dos pilares frontais na direção longitudinal.	99
Figura 61 - Combinação última normal 2 dos pilares frontais na direção transversal.	100
Figura 62 - Digrama de esforço normal 2 dos pilares frontais na direção longitudinal.	100
Figura 63 - Digrama de momento fletor 2 dos pilares frontais na direção longitudinal.	101
Figura 64 - Digrama de momento fletor 2 dos pilares frontais na direção transversal.	101
Figura 65 - Digrama de esforço cortante 2 dos pilares frontais na direção longitudinal.	102
Figura 66 - Digrama de esforço cortante 2 dos pilares frontais na direção transversal.	102
Figura 67 - Combinação última normal 3 dos pilares frontais na direção longitudinal.	103

Figura 68 - Combinação última normal 3 dos pilares frontais na direção transversal.	103
Figura 69 - Digrama de esforço normal 3 dos pilares frontais na direção longitudinal.	104
Figura 70 - Digrama de momento fletor 3 dos pilares frontais na direção longitudinal.	104
Figura 71 - Digrama de momento fletor 3 dos pilares frontais na direção transversal.	105
Figura 72 - Digrama de esforço cortante 3 dos pilares frontais na direção longitudinal.	105
Figura 73 - Digrama de esforço cortante 3 dos pilares frontais na direção longitudinal.	106

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Coeficientes de Pressão nos pórticos.	42
Tabela 2 - Cargas de vento atuantes nos pórticos internos (kN/m).	44
Tabela 3 - Cargas de vento longitudinal atuantes nos pórticos mais externos (kN/m).	45
Tabela 4 - Cargas de vento transversal atuantes nos pórticos mais externos (kN/m).	45
Tabela 5 - Combinações últimas normais (kN/m).	46
Tabela 6 - Perfis I adotados para as vigas.	47
Tabela 7 - Perfis I adotados para os pilares.	47
Tabela 8 - Barras adotadas para travamento das terças.	48
Tabela 9 - Barras adotadas para contraventamento na cobertura.	48
Tabela 10 - Barras adotadas para contraventamento lateral.	49
Tabela 11 - Placas de Base.	49
Tabela 12 - Consumo total de aço para galpões.	50
Tabela 13 - Valores obtidos para combinações de estado limite último normal do pórtico principal.	55
Tabela 14 - Valores obtidos de carga de vento e combinação de última normal dos contraventamentos (kN/m).	93

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas.
ASTM	- American Society for Testing and Materials
CS	- Coluna Soldada
CVS	- Coluna Viga Soldada
FLA	- Flambagem Local da Alma
FLM	- Flambagem Local da Mesa
FLT	- Flambagem Lateral por Torção
NBR	- Norma Brasileira.
SAE	- Society of Automotive Engineers
VS	- Viga Soldada

LISTA DE SÍMBOLOS

V_k	Velocidade Característica do vento.
V_0	Velocidade básica do vento
S_1	fator topográfico.
S_3	fator estatístico.
Q	fator de redução total associado à flambagem local
$Q_s; Q_a$	fatores de redução que levam em conta a flambagem local de elementos AA e AL
N_{cr}	carga crítica
N_e	força elástica de flambagem elástica.
N_{ez}	flambagem por torção em relação ao eixo z.
r_o	raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento.
λ_p	parâmetro de esbeltez limite para seções compactas.
λ_r	parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas.
M	momento fletor.
N	força axial.
C_b	fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme.
γ	coeficiente de ponderação da resistência ou das ações.
V	força cortante
f_y	resistência ao escoamento do aço.
f_u	resistência à ruptura do aço tração.
E	módulo de elasticidade do aço.
G	módulo de elasticidade transversal do aço.
Ψ	fator de redução de ações; fator de combinação de ações.
δ	deslocamento; flecha.

$A_{g,w}$	Área da alma.
J	constante de torção.
X	fator de redução associado à resistência à compressão.
λ_0	índice de esbeltez reduzido.
W	módulo de resistência elástico.
Z	módulo de resistência plástico.
x_g	coordenada do centro de gravidade.
x_a	coeficiente.
r	raio de giração.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	16
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	16
1.2 JUSTIFICATIVA	16
1.3 MOTIVAÇÃO	17
1.4 OBJETIVOS	17
1.4.1 OBJETIVO GERAL	17
1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	19
2 REFERENCIAL TEÓRICO	19
2.1 INTRODUÇÃO	19
2.2 PRODUTOS SIDERÚRGICOS ESTRUTURAIS	21
2.2.1 TIPOS DE PRODUTOS ESTRUTURAIS	21
2.3 TIPOLOGIA DOS GALPÕES DE AÇO	24
2.3.1 GALPÕES SEM PONTE ROLANTE	24
2.3.2 GALPÕES COM PONTE ROLANTE	27
2.4 ASPECTOS NORMATIVOS	28
2.5 CONTRAVENTAMENTO	29
2.6 DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÕES	31
3 METODOLOGIA DO TRABALHO	38
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	42
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	51
5.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	51
REFERÊNCIAS	52
APÊNDICE	53

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os galpões ou edifícios industriais são construções em aço ou concreto pré-moldado geralmente de um único pavimento, apresentando uma infinidade de aplicações na construção e na indústria, como: uma pequena fábrica, um depósito, uma loja, uma academia, um ginásio coberto, uma garagem, etc. Constituídos de sistemas estruturais compostos por pórticos regularmente espaçados, com cobertura superior apoiada em sistemas de terças e vigas ou tesouras e treliças (INSTITUTO AÇO BRASIL, 2010).

Os galpões em aço têm como benefícios a rapidez na execução, a utilização de peças mais esbeltas em função da resistência do aço reduzindo assim o peso próprio da estrutura; porém o material utilizado possui um alto custo fazendo com que a estrutura fique pouco atrativa frente aos outros tipos de materiais, causando uma diminuição na aplicação do aço para este tipo de edifício industrial.

Devido ao crescimento da produção deste tipo de edificação em aço nos últimos anos, fazendo-se com que cada vez mais seja realizado estudos que otimizem o consumo devido ao custo do aço, para isso através do estudo da inclinação do telhado podemos trazer benefícios econômicos ao escolher por este tipo de estrutura em aço.

Diversos sistemas estruturais podem ser empregados na composição da estrutura de galpões de uso geral de um só pavimento. Os sistemas formados por pórticos planos transversais estabilizados longitudinalmente por contraventamentos são os mais comuns e normalmente levam a estruturas simples, sem interferências, de grande velocidade construtiva e economia.

1.2 JUSTIFICATIVA

A utilização do aço como elemento estrutural no Brasil ainda é pequena nos diversos segmentos da construção, com exceção da área industrial, onde já existe uma participação expressiva do aço, principalmente na fabricação de galpões.

Cada vez mais, o mercado da construção civil tem se observado a necessidade de reduzir custos devido à concorrência, gerando a necessidade de novas soluções estruturais para redução de custo nas construções. Este trabalho visa criar subsídios técnicos para aumentar a utilização

de galpões de aço na região do agreste pernambucano. Uma vez que, em detrimento destes, a maioria das estruturas de galpões na região tem se realizado em concreto pré-moldado devido ao baixo custo em relação ao aço, a carência de empresas especializadas e de profissionais habilitados a trabalharem com estruturas de aço.

Estes galpões são estruturas geralmente em pórtico, estes pórticos apresentam vigas ligadas aos pilares, as vigas são dispostas em uma inclinação função do tipo telha aplicada na cobertura. Porém, percebe-se que as cargas solicitantes na estrutura estão diretamente ligadas a esta inclinação, com isso, serão analisadas as inclinações que melhor se aplicam para este tipo de estrutura.

1.3 MOTIVAÇÃO

Devido ao desenvolvimento econômico da região do Agreste Pernambucano e o seu grande potencial de crescimento industrial, mesmo diante de um momento de retração econômica sofrido pelo país, a região evolui na arrecadação de impostos, geração de emprego e renda; o PIB teve uma evolução de 5%, crescimento superior ao de Pernambuco. O setor industrial teve uma disparada nos últimos oito anos na região, onde existem 2000 indústrias, com um grande potencial de desenvolvimento devido aos próximos módulos do distrito industrial e distrito têxtil (PREFEITURA DE CARUARU, 2014).

Com isso, cada vez mais têm se recorrido a estruturas de galpões em aço para instalação das fábricas no distrito industrial. Sendo assim, faz-se necessário estudos que melhorem cada vez mais esse tipo de estrutura, reduzindo ao máximo o material utilizado na construção, consequentemente diminuindo os custos, porém mantendo ainda a segurança da edificação.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GERAL

Analisar a influência da inclinação nos galpões de aço em alma cheia de modo a desenvolver a utilização deste tipo de edificação.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Comparar o comportamento estrutural para diferentes inclinações, verificando-se a melhor disposição do pórtico.

Dimensionar galpões em aço, verificando a influência causada no consumo do aço devido a geometria do galpão, viabilizando a utilização do aço para este tipo de edificação.

Determinar a taxa de consumo de aço.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 INTRODUÇÃO

Existem registros de utilização de estruturas metálicas em escala industrial a partir de 1750. O grande avanço na fabricação de perfis em larga escala ocorreu com a implantação das grandes siderúrgicas. Graças aos avanços tecnológicos da siderurgia que a construção civil é hoje um importante setor de consumo de aço em todo o mundo (PINHEIRO, 2005).

De acordo com o Manual Brasileiro para Cálculo de Estruturas Metálicas, os galpões são, geralmente, construções de um pavimento, com a finalidade de fechar e cobrir grandes áreas, protegendo as instalações, os produtos armazenados ou, simplesmente, fornecendo abrigo em relação às condições climáticas externas. Destinam-se a diversos fins, como fábricas, almoxarifado, feiras, estádios, hangares, etc. Na maioria das vezes os galpões de uso geral se estendem por grandes áreas em um único pavimento e são constituídos por pórticos planos regularmente espaçados com cobertura na parte superior e fechamento lateral.

Os galpões podem ser fabricados e montados no local da obra ou fabricados em partes no pátio de uma empresa especializada e, posteriormente, levados para o local onde serão montados. Uma das características destes galpões é a possibilidade de se industrializar o processo de fabricação. A industrialização torna-se viável desde que exista uma padronização de elementos estruturais que seja compatível com os equipamentos disponíveis na empresa fabricante, o que garantirá rapidez, segurança e economia no processo de fabricação (PINHO, 2009).

Torna-se importante conhecer todas as tipologias dos galpões em pórtico e suas características, de forma a empregar sempre a concepção mais adequada e econômica para a obra. Todas as tipologias podem ser de vão único, para pequenos vãos ou grandes vãos livres sem colunas internas ou de vãos múltiplos, para grandes áreas cobertas ou quando o tipo de ocupação permite colunas intermediárias (PINHO, 2009).

Existem dois tipos básicos de galpões em pórticos, quanto ao tipo de estrutura transversal portante: os pórticos de alma cheia, que utilizam os perfis maiores laminados como elementos principais da estrutura e os pórticos treliçados, que empregam perfis menores formando reticulados em treliça para compor os elementos principais da estrutura.

O tipo da estrutura transversal (alma cheia, treliçado, etc.) associado à distância entre elas (espaçamento entre pórticos), define o conjunto portante do galpão, que deve ser ajustado para obter, não a estrutura de menor peso, mas a estrutura que melhor atende as condições específicas da obra em análise. Espaçamentos menores favorecem os elementos secundários de cobertura e tapamento, reduzem as cargas em cada pórtico, mas aumenta o número pórticos e consequentemente o número de bases e fundações. Espaçamentos maiores aumentam os elementos secundários da cobertura, como as terças, que em muitos casos podem utilizar perfis laminados tipo I com economia e ainda reduzem o número de pórticos e de fundações (PINHO, 2009).

As concepções de alma cheia são as mais limpas, com menor número de elementos, de fabricação mais fácil, de montagem mais rápida, de manutenção mais simples, mas consomem mais aço. Como consomem muito menos serviços para a sua execução, os custos finais são competitivos e são indicadas para os galpões pequenos e médios.

Os galpões de alma cheia formam pórticos rígidos, compostos das colunas e vigas inclinadas, ligados por conexões resistentes a momento. A estrutura em pórtico é estável no seu plano e libera um vão livre sem os obstáculos, como contraventamentos.

A inclinação da cobertura influi significativamente no comportamento do pórtico. As inclinações menores favorecem um telhado mais plano, ideal para grandes áreas sem calhas, mas reduzem a eficiência do pórtico, exigindo seções maiores para as colunas e vigas. Já as inclinações maiores, favorecem o comportamento dos pórticos, mas podem exigir um maior número de calhas.

Como as solicitações máximas ocorrem nas ligações entre as colunas e as vigas, pode-se usar mísulas para aumentar as seções nestes pontos, facilitando também o lançamento das ligações. As mísulas são normalmente obtidas do corte em ângulo do próprio perfil usado para as vigas (PINHO, 2009).

As bases podem ser rotuladas, mais convenientes para as fundações, ou engastadas, favorecendo a rigidez e a estabilidade da estrutura. A opção deve ser feita de forma a obter a melhor solução para o conjunto estrutura/fundações.

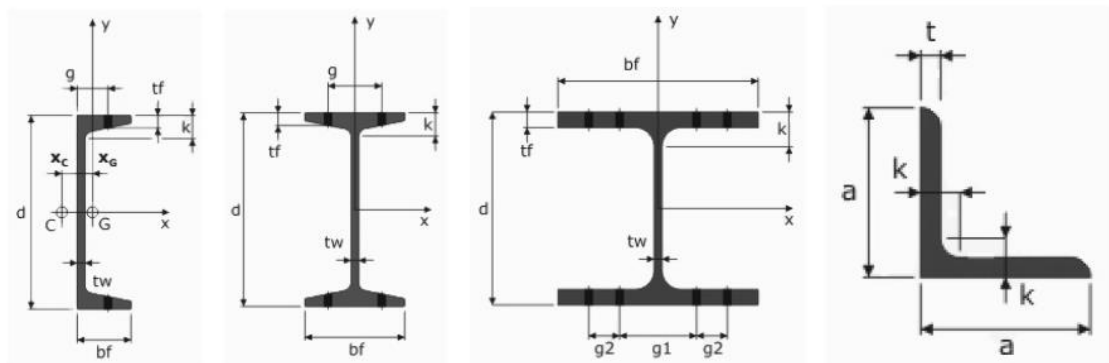
2.2 PRODUTOS SIDERÚRGICOS ESTRUTURAIS

2.2.1 TIPOS DE PRODUTOS ESTRUTURAIS

São estruturas constituídas por perfis de aço, quer sejam eles laminados, perfis soldados ou de perfis estruturais formados a frio, de modo a garantir a estabilidade do conjunto para atender às finalidades para a qual se espera. Os perfis utilizados podem ser classificados pelo processo de obtenção: perfis laminados, perfis soldados ou perfis de chapas dobrados a frio. No desenvolvimento dos projetos é comum associar mais de uma categoria, utilizando-se a mais conveniente para um determinado perfil.

Os perfis laminados são aqueles provenientes da laminação a quente dos tarugos possuem dimensões padronizadas, tem como grande vantagem o pouco trabalho de alteração das chapas por já virem prontos. As seções mais utilizadas no Brasil são apresentadas na Figura 1.

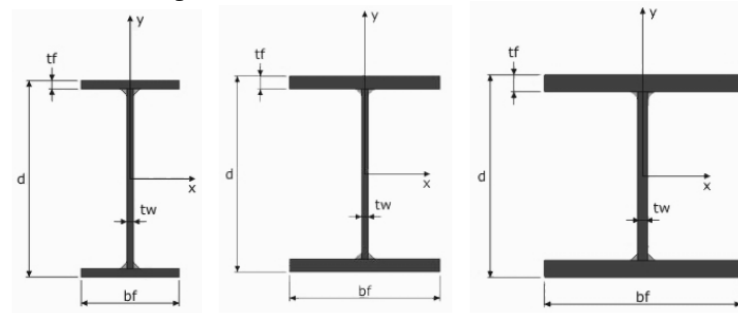
Figura 1 - Perfis U; I e H; L ou cantoneira, respectivamente.



Fonte: Serafim, (2014).

Os perfis soldados têm sua fabricação regida pela norma ABNT NBR 5884 (2005). Esses perfis permitem grande variação de dimensões e formas com chapas de espessura variando de 5 a 50 mm, possibilitando uma diversidade de seções. Devido ao seu processo de fabricação, tem um custo mais elevado sendo utilizado em obras de médio a grande porte. As seções mais utilizadas no Brasil são apresentadas na Figura 2.

Figura 2 - Perfis Soldados VS; CVS e CS.

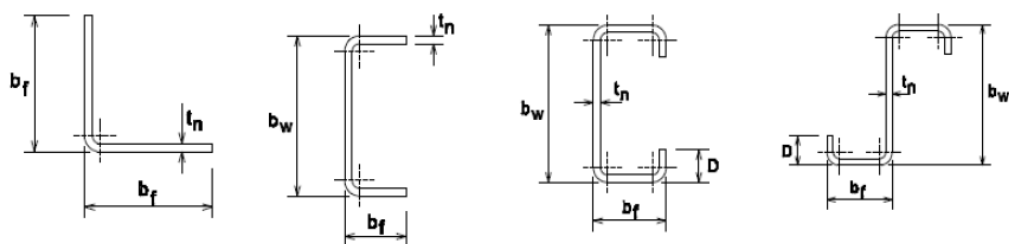


Fonte: Serafim (2014).

Os perfis formados a frio, também conhecidos como perfis de chapas dobradas, são aqueles constituídos por chapas finas que são dobradas por perfilação ou dobradeira. Estes perfis são normatizados pela ABNT NBR 14762 (2010) para o dimensionamento e ABNT NBR 6355 (2003) para fabricação. São fabricados com espessuras entre 1,5 mm e 5 mm por isso sendo também denominados perfis leves. Podem ser utilizados como estrutura principal e também nos elementos estruturais auxiliares como terças, linhas de corrente, longarinas de fechamento e contraventamento.

Os perfis de chapas dobradas requerem cuidados especiais, pois são perfis esbeltos e devem ser respeitados os raios de curvatura mínimos para evitar alterações das características do aço e aparecimento de fissuras nas dobras. Os perfis mais utilizados são apresentados na Figura 3.

Figura 3 - Perfis de chapa dobrada.



Fonte: Serafim (2014).

Os galpões em aço têm como vantagens a leveza, facilidade de fabricação e montagem, rapidez, possibilidade de reaproveitamento total ou parcial da estrutura com modificações e adequações para uso diferentes do que foi projetado.

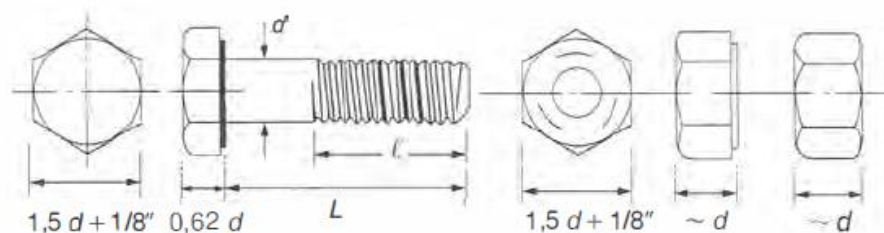
Os parafusos comuns (Figura 4) são, comumente, forjados com aços-carbono de baixo teor de carbono, em geral segundo a especificação ASTM A307. Eles têm numa extremidade uma cabeça quadrada ou sextavada e na outra uma rosca com porca. No Brasil, utiliza-se com mais frequência a rosca do tipo americano, embora o tipo padronizado seja a rosca métrica. Os parafusos comuns são instalados com aperto, que mobiliza atrito entre as chapas. Entretanto, o aperto nas chapas é muito variável, não se podendo garantir um valor mínimo a considerar nos cálculos. Devido a isso, o dimensionamento é realizado através das tensões de apoio e de corte (PFEIL; PFEIL, 2009).

A solda é um tipo de coalescência do material, obtida por fusão das partes adjacentes. Os eletrodos utilizados nas soldas por arco voltaico são varas de aço-carbono ou aço de baixa liga. Os principais tipos de eletrodos empregados na indústria são: E60 e E70. Onde E60 $f_w = 60 \text{ ksi} = 415 \text{ MPa}$, valor que indica a resistência à ruptura da solda. E70 $f_w = 70 \text{ ksi} = 485 \text{ MPa}$.

A placa de base (Figura 5) fica sujeita às pressões no contato com a fundação, e para a determinação de sua espessura calculam-se os momentos nas seções considerando-se vigas em balanço nas duas direções. A espessura é então obtida pela resistência à flexão da placa. Os chumbadores são barras redondas de aço SAE 1020 ($f_y = 240 \text{ MPa}$ e $f_y = 390 \text{ MPa}$) ou ASTM A36.

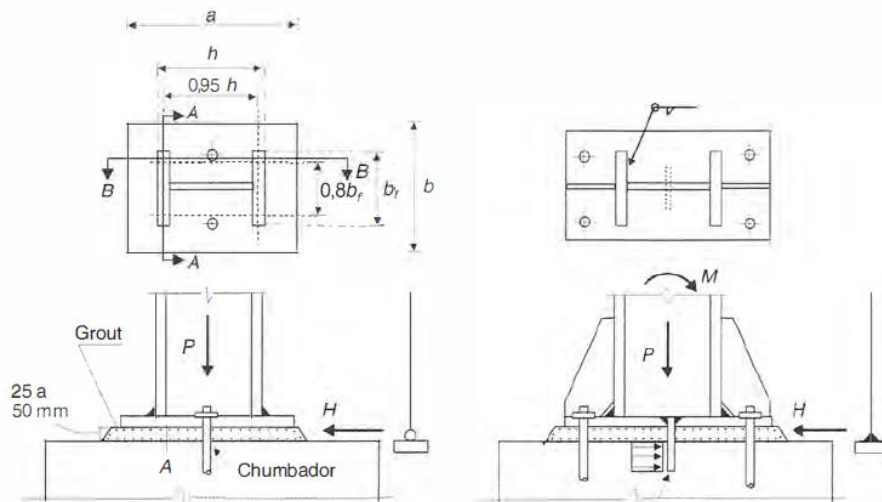
Eles precisam estar devidamente ancorados no concreto por aderência com gancho ou por apoio de chapas embutidas na fundação. O dimensionamento a corte e à tração dos chumbadores pode ser feito com os mesmos critérios de parafusos e barras rosqueadas.

Figura 4 - Parafuso de alta resistência.



Fonte: Pfeil e Pfeil (2009).

Figura 5 - Base de Coluna.



Fonte: Pfeil e Pfeil (2009).

2.3 TIPOLOGIA DOS GALPÕES DE AÇO

Podemos classificar os galpões em aço em dois tipos: galpões sem ponte rolante e galpões com ponte rolante.

2.3.1 GALPÕES SEM PONTE ROLANTE

Os galpões sem ponte rolante são os mais simples e rápidos, normalmente empregados desde pequenas coberturas para instalações comerciais até ginásios poliesportivos de grandes vãos. A carga predominante é o vento, porque as telhas utilizadas são metálicas de pouco peso e exigem poucas instalações.

As tipologias abaixo e suas variações são as mais utilizadas para pórticos com perfis laminados.

Pórtico simples de alma cheia: Uma estrutura simples e simétrica com cobertura inclinada, apresenta vão livre de 15 a 45 m e altura de 5 a 12 m. A inclinação da cobertura fica entre 5° e 20° e o espaçamento entre os pórticos entre 6 e 12 m. É comum a utilização de mísulas nas ligações das vigas com as colunas e na cumeeira (Figura 6).

Pórtico com cobertura em arco: são utilizados principalmente em função de necessidades arquitetônicas. As vigas laminadas são curvadas por calandragem a frio. Para vãos grandes, serão necessárias ligações nas vigas, que devem ser cuidadosamente detalhadas (Figura 7).

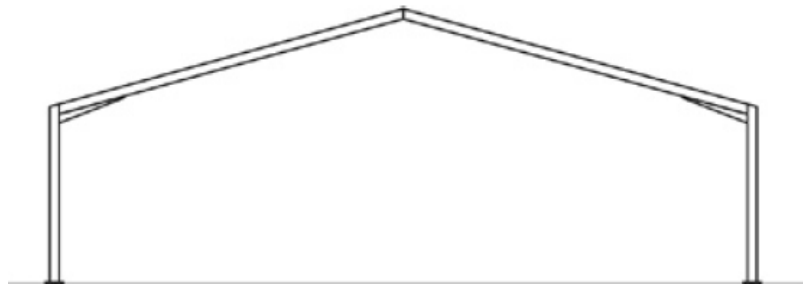
Pórtico simples com viga castelada ou celular: A mesma estrutura do pórtico simples, mas utilizando para as vigas inclinadas os perfis laminados formando vigas casteladas ou celulares. Como os perfis podem aumentar a altura em aproximadamente 50%, sem aumentar a massa linear, consegue-se vencer vãos maiores de até 60 m (Figura 8).

Pórtico com tirantes: Com a colocação de tirantes, consegue-se reduzir os deslocamentos horizontais e os momentos nas colunas. Indicado para inclinações maiores que 15° . Observar, que para algumas atividades os tirantes podem ser um obstáculo indesejável (Figura 9).

Pórtico com escora central: Para grandes vãos (maiores que 30 m), e sem a necessidade de vão livre, o pórtico com escora central, pode reduzir as vigas, gerando uma estrutura mais econômica (Figura 10).

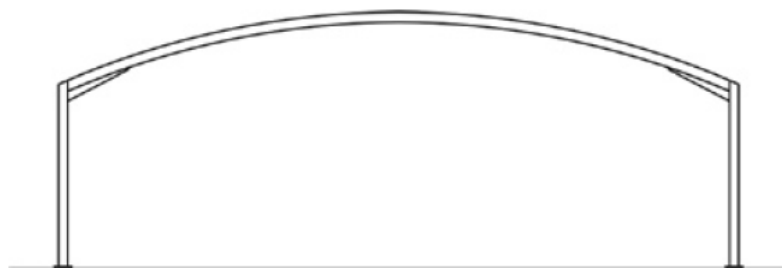
Pórtico com cobertura em poligonal: O pórtico com cobertura em poligonal pode ser usado para grandes vãos onde a altura total do galpão deve ser reduzida. A utilização de tirantes horizontais pode tornar a solução mais econômica (Figura 11).

Figura 6 - Pórtico simples de alma cheia.



Fonte: Pinho (2015).

Figura 7 - Pórtico com cobertura em arco.



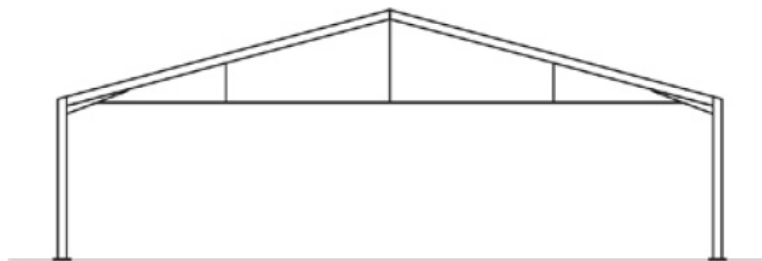
Fonte: Pinho (2015).

Figura 8 - Pórtico simples com viga castelada ou celular.



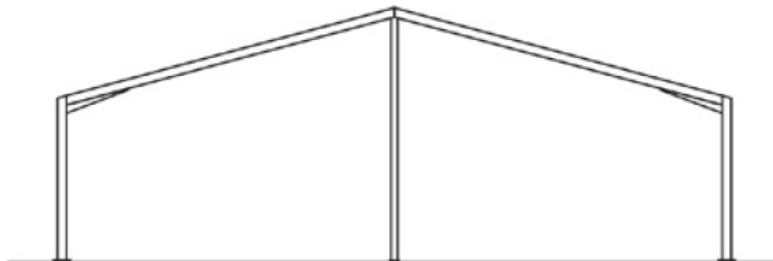
Fonte: Pinho (2015).

Figura 9 - Pórtico com tirantes.



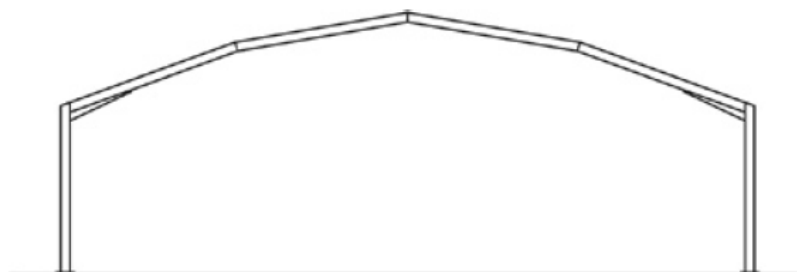
Fonte: Pinho (2015).

Figura 10 - Pórtico com escora central.



Fonte: Pinho (2015).

Figura 11 - Pórtico com cobertura em poligonal.



Fonte: Pinho (2015).

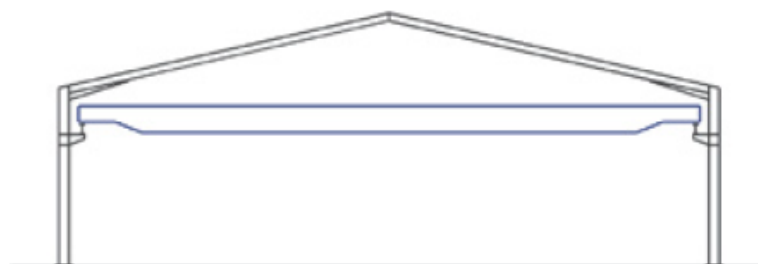
2.3.2 GALPÕES COM PONTE ROLANTE

Os galpões com ponte rolante são mais complexos porque exigem apoio para o caminho de rolamento das pontes rolantes, normalmente empregados para instalações industriais. Quase todas as tipologias empregadas nos galpões sem ponte rolante podem ser usadas para os galpões com ponte rolante. A carga predominante agora é a da ponte rolante, introduzindo esforços verticais, horizontais e impactos que devem ser resistidos pelos pórticos, mantendo sempre as deformações máximas dentro dos limites para a operação da ponte.

As tipologias abaixo são as mais utilizadas para as colunas dos pórticos com perfis laminados e soldados:

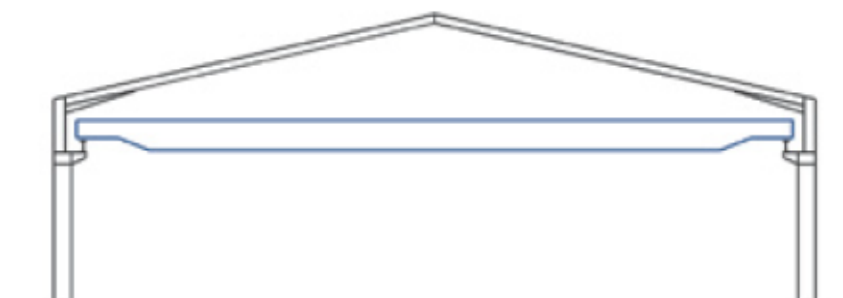
- Pórtico com console: Para galpões com pontes rolantes leves, operadas com controles pendentes, as vigas de rolamento podem se apoiar em consoles soldados nas colunas de seção única, respeitando os afastamentos mínimos exigidos para a movimentação da ponte (Figura 12).
- Pórtico com coluna escalonada: Para galpões com pontes rolantes médias ou com caminho de rolamento de maior altura, será necessário utilizar perfis diferentes para os segmentos abaixo e acima do apoio das vigas de rolamento para obter um conjunto econômico, respeitando as folgas necessárias para a movimentação da ponte rolante (Figura 13).
- Pórtico com coluna dupla: Para galpões com pontes rolantes pesadas ou de grandes vãos livres, a utilização de uma segunda coluna, apenas para o apoio das vigas de rolamento tornará o conjunto bastante eficiente, desde que se trave uma coluna na outra formando um conjunto treliçado, dando a rigidez necessária para resistir às cargas horizontais da ponte rolante (Figura 14).

Figura 12 - Pórtico com console.



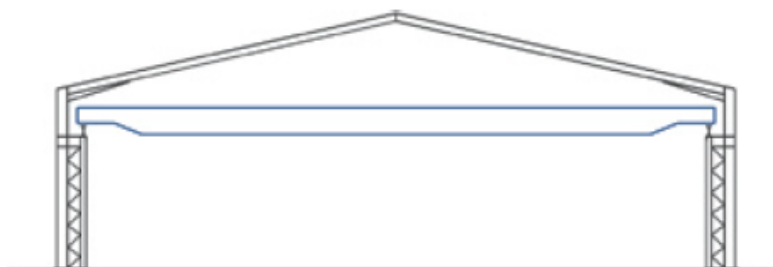
Fonte: Pinho (2015).

Figura 13 - Pórtico com coluna escalonada.



Fonte: Pinho (2015).

Figura 14 - Pórtico com coluna dupla.



Fonte: Pinho (2015).

2.4 ASPECTOS NORMATIVOS

Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a estrutura, levando-se em conta os estados limites últimos e de serviço ABNT NBR 8800 (2008), estando a estrutura sujeita a ações permanentes e ações variáveis.

A estabilidade dos pórticos que compõem os galpões pode ser feita pelo método da amplificação dos esforços solicitantes, para execução de análise elástica aproximada de segunda ordem ANEXO D da ABNT NBR 8800 (2008).

No caso de galpões industriais leves, as ações permanentes correspondem ao peso próprio dos elementos constituintes da estrutura e dos materiais a ela ligados, levando-se em conta o peso próprio das telhas, terças e elementos secundários de cobertura, através da ABNT NBR 6120 (1980).

As ações variáveis são aquelas que ocorrem com valores que apresentam variações significativas durante a vida útil da construção. No caso de galpões industriais leves, as ações variáveis a serem consideradas são a sobrecarga de cobertura e a ação do vento. Para coberturas

comuns, na ausência de especificação mais rigorosa, deve ser prevista uma sobrecarga nominal mínima de $0,25 \text{ kN/m}^2$, ANEXO B da ABNT NBR 8800 (2008). A ação do vento nos galpões determinada segundo as prescrições da ABNT NBR 6123 (1988).

A combinação de ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. A verificação dos estados-limites últimos e dos estados-limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e combinações de serviço, respectivamente (ABNT NBR 8681, 2003).

A partir do resultado da análise estrutural, pode ser feito o dimensionamento dos elementos que formam os pórticos transversais do galpão. Nesta etapa serão dimensionadas as vigas, colunas e contraventamentos. Todo o dimensionamento dos perfis estará baseado na ABNT NBR 8800 (2008).

2.5 CONTRAVENTAMENTO

Os acidentes ocorrem em construções mal executadas como, por exemplo, telhas leves mal ancoradas, paredes mal construídas, estruturas sem contraventamento, concreto de má qualidade, tesouras de telhados mal dimensionadas e/ou ancoradas, etc.

A ação do vento poderá provocar ruína total ou parcial de edificações, principalmente, as estruturadas em aço. O vento não era problema em construções baixas, de paredes espessas, mas passou a ser, e em medida crescente, quando as construções foram tornando-se mais esbeltas, e as estruturas usadas constituídas com menor quantidade de material.

A maioria dos acidentes ocorre em construções leves, principalmente de grandes vãos livres, tais como hangares, pavilhões de feira, cobertura de estádios, etc. Além de prejuízos materiais, comprometem também a integridade humana. Sistemas estruturais formados por treliças e pórticos dispostos em planos verticais paralelos, como é usual em coberturas, estruturas para galpões e para edificações, devem ser contraventados para garantir sua estabilidade lateral e reduzir o comprimento de flambagem para as hastes comprimidas (PFEIL; PFEIL, 2009). Além disso, devem garantir também a resistência aos esforços de vento no sentido longitudinal da estrutura.

A velocidade do vento é responsável por vários efeitos danosos em edificações. Os ventos de maiores intensidades são de interesse na engenharia estrutural. Assim como a rugosidade do terreno, os obstáculos naturais e artificiais serão objetos de considerações para sua determinação.

A ação do vento atuando na estrutura deve ser calculada de acordo com a ABNT NBR 6123 (1988), da qual foram retirados os conceitos que seguem: Velocidade básica do vento: é a velocidade de uma rajada de três segundos de duração, a dez metros de altura, em campo aberto e plano, ultrapassada, em média, uma vez em 50 anos.

Fator topográfico (S_1): este fator leva em consideração as grandes variações da superfície do terreno. Fator de rugosidade (S_2): o fator de rugosidade é obtido definindo-se uma categoria (rugosidade do terreno) e uma classe (dimensões da edificação).

Conforme a Tabela 1 da ABNT NBR 6123 (1988). O fator S_2 pode ser calculado pela Eq.(1):

$$S_2 = b F_r \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (1)$$

Na qual:

b é um parâmetro meteorológico

F_r é um Fator de rajada

Z Cota acima do terreno

P Expoente da lei potencial de variação de S_2

O fator estatístico S_3 considera o grau de segurança e a vida útil requeridos pela edificação, com base em um período de recorrência de 50 anos.

A partir daí, têm-se a velocidade característica dada pela Eq.(2):

$$V_K = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (2)$$

Na qual:

V_0 Velocidade básica do vento

S_1 Fator topográfico

S_2 Fator de rugosidade

S_3 Fator baseado em conceitos probabilísticos

Com isso, se determina a pressão causada pelo vento, nas direções de 0° e 90° na edificação, para determinação dos Coeficientes de Pressão externos distribuídos ao longo da edificação, onde se determinará os esforços atuantes na estrutura devido ao vento, e realizar as combinações de ações.

Nos sistemas estruturais para edificações em que as ligações viga- pilar são flexíveis, o contraventamento é essencial para restringir o deslocamento lateral dos pilares. Identificam-se dois tipos de sistemas de contraventamento para pilares: contenção nodal e contenção relativa.

No sistema de contenção nodal, o elemento de contraventamento é conectado a um ponto da haste contraventada e a um apoio externo tal como o encontro rígido. Por isso, o controle do deslocamento é feito de forma independente dos outros pontos contraventados. Já na contenção relativa, o elemento de contraventamento é conectado a um outro ponto contraventado adjacente para oferecer restrição ao movimento lateral.

A diagonal e a haste horizontal compõem o sistema de contraventamento. Entretanto, nos casos em que a haste horizontal é uma viga inserida em um sistema de piso muito rígido em seu próprio plano, a rigidez e a resistência da diagonal é que controlam o comportamento do sistema.

2.6 DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÕES

Bellei (2006), em seu livro sobre edifícios industriais em aço, recomenda para colunas de galpões sem ponte rolante com a seção constante um valor de altura do perfil de $H/20$ a $H/30$, sendo H a altura da coluna até o beiral. Para vigas de cobertura o autor recomenda alturas de perfis de $L/50$ até $L/70$.

Adota-se, portanto, o perfil e realiza-se as verificações a seguir para as vigas e pilares.

Verificação da esbeltez a limitação do índice de esbeltez das barras comprimidas, tomado como a maior relação entre o comprimento destravado do perfil L e o raio de giração correspondente r , não deve ser superior a 200.

As barras submetidas à força axial de compressão, nas quais os elementos componentes da seção transversal possuem relações b/t maiores que os valores $(b/t)_{lim}$, têm o fator de redução total dado pela Eq.(3):

$$Q = Q_s Q_a \quad (3)$$

Onde: Q_s e Q_a são fatores de redução que levam em conta a flambagem local dos elementos AL (apenas uma borda longitudinal vinculada) e AA (duas bordas longitudinais vinculadas).

Nestas condições, a coluna inicialmente reta mantém-se com deslocamentos laterais nulos até a carga atingir a carga crítica ou carga de Euler dada pela Eq.(4):

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \quad (4)$$

Na qual:

E é o módulo de elasticidade do aço

I momento de inercia do perfil

l comprimento do perfil

A partir desta carga não é mais possível o equilíbrio na configuração retilínea. Aparecem então deslocamentos laterais, e a coluna fica sujeita à flexocompressão. A força axial de flambagem elástica, N_e , de uma barra com seção transversal duplamente simétrica ou simétrica a um ponto em relação ao eixo central de inercia é dada pela Eq.(5):

$$N_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (5)$$

Na qual:

E é o módulo de elasticidade do aço

I momento de inercia do perfil

l comprimento do perfil

K coeficiente de flambagem de barras comprimidas

Para flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z, temos pela Eq.(6):

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0} \left[\frac{\pi^2 EI_c}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \quad (6)$$

Na qual:

E é o módulo de elasticidade do aço

I_c constante de empenamento da seção transversal

L_z comprimento do perfil

K_z coeficiente de flambagem de barras comprimidas

r_0 raio de giração

G módulo de elasticidade transversal do aço

J constante de torção

r_o é o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento, dado pela Eq.(7):

$$r_o = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_o^2 + y_o^2)} \quad (7)$$

Na qual:

r_x, r_y raio de giração

x_o, y_o coordenada

Para a verificação da carga do momento fletor resistente de cálculo do perfil são apresentados os procedimentos no ANEXO G da ABNT NBR 8800 (2008), que são detalhados a seguir.

De acordo com ABNT NBR 8800 (2008), as seções das vigas podem ser divididas em três classes conforme a influência da flambagem local sobre os respectivos momentos fletores resistentes (M_{res}):

Seção compacta - é aquela que atinge o momento de plastificação total ($M_{res} = M_P$) e exibe suficiente capacidade de rotação inelástica para configurar uma rótula plástica.

Seção semicompacta - é aquela em que a flambagem local ocorre após ter desenvolvido plastificação parcial ($M_{res} > M_y$) mas sem apresentar significativa rotação.

Seção esbelta - seção na qual a ocorrência da flambagem local impede que seja atingido o momento de início de plastificação ($M_{res} < M_y$).

$$\lambda_b \leq \lambda_p \text{ Seção Compacta}$$

$$\lambda_p < \lambda_b \leq \lambda_r \text{ Seção Semi compacta}$$

$$\lambda_r < \lambda_b \text{ Seção Esbelta}$$

Logo após encontra-se os valores dos momentos resistentes para o estado limite FLT, dado pela Eq.(8):

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p$$

$$M_{Rd} = \frac{c_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (8)$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_r$$

Para os estados-limites FLM e FLA, o momento fletor resistente de cálculo é dado pela Eq.(9):

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p$$

$$M_{Rd} = \frac{c_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (9)$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \text{ (não aplicável à FLA – ver Anexo H da ABNT NBR 8800 (2008)).}$$

No caso de Flambagem Local da Alma deve-se verificar o momento resistente de acordo com o ANEXO H da ABNT NBR 8800 (2008).

Logo após na verificação ao cisalhamento, a força cortante resistente de cálculo é dada pela Eq.(10):

$$\text{para } \lambda \leq \lambda_p: V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$\text{para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r: V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (10)$$

$$\text{para } \lambda > \lambda_r: V_{Rd} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

Onde: $V_{pl} = 0,6 A_w f_y$ (11) Força cortante devido a plastificação da alma por cisalhamento

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (12)$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (13)$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (14)$$

Logo em seguida para se verificar quanto à flecha, ANEXO C da ABNT NBR 8800 (2008), encontra-se os valores máximos para os deslocamentos, utilizando-se a combinação de serviço. Estes valores são utilizados para evitar deslocamentos excessivos na estrutura em situações usuais.

A resistência de projeto de parafusos ao cisalhamento é dada pela Eq.(15):

$$F_{v,Rd} = \frac{0,4 A_b f_{ub}}{\gamma_{a2}} \quad (15)$$

Onde:

A_b é a área bruta, baseada no diâmetro do parafuso ou barra redonda rosqueada;

f_{ub} é a resistência de ruptura do material do parafuso.

As resistências de cálculo das soldas são dadas em função de uma área efetiva de solda dada pela Eq.(16):

$$A_w = t l \quad (16)$$

Na qual:

t é a garganta da solda;

l é o comprimento efetivo.

Os esforços solicitantes em qualquer direção no plano perpendicular ao eixo longitudinal da solda são considerados, para efeito de cálculo, como esforços cisalhantes. A resistência de cálculo pode ser obtida com a Eq.(17):

$$R_d = \frac{A_w (0,6 f_w)}{\gamma_{w2}} \quad (17)$$

Na qual:

A_w área de aço

f_w resistência à tração do metal da solda

γ_{w2} coeficiente de ponderação da resistência

As bases de colunas podem ser classificadas em duas categorias:

- Bases destinadas a transferir à fundação forças de compressão e de corte.
- Bases para transferência de momento à fundação, além da força vertical e horizontal.

No primeiro caso, a base da coluna é considerada rotulada na fundação, e as tensões de contato são consideradas uniformemente distribuídas. Neste caso não há, teoricamente, necessidade de tirantes de ancoragem, adotando-se ancoragens construtivas convencionais (PFEIL; PFEIL, 2009). Na segunda categoria para pequenas excentricidades de carga, as tensões de compressão se estendem por toda a superfície de contato, bastando adotar ancoragens construtivas. Para grandes excentricidades de carga não é possível uma distribuição contínua de tensões entre a placa de base e a fundação, pois o contato não desenvolve tensões de tração. Dessa forma, a resultante de tração é absorvida pelos tirantes de ancoragem (chumbadores). O problema é análogo ao de uma seção de concreto armado sujeita à flexão, em que a compressão é resistida pelo concreto, e a tração é absorvida pela armadura (PFEIL; PFEIL, 2009).

As dimensões em planta da placa de base são determinadas pela tensão resistente à compressão do concreto do bloco de fundação dada pela Eq.(18):

$$\sigma_{cd\ res} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c \gamma_n} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq f_{ck} \quad (18)$$

Onde:

$\gamma_n = 1,40$.

A_1 = área carregada sob a placa de base

A_2 = área da superfície de concreto (com mesmo centro de A_1) $\leq 4A_1$

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto.

O dimensionamento a corte e tração dos chumbadores pode ser feito com os mesmos critérios de parafusos.

Os enrijecedores de apoio devem ser empregados sempre que a carga solicitante de compressão transversal da alma ultrapassar a resistência em algum dos estados limites. Em tais casos, os enrijecedores de apoio, além de impedir o escoamento, o enrugamento e a flambagem da alma, têm a função de transferir para a alma as cargas concentradas aplicadas nas mesas;

geralmente, essas cargas são as reações de apoio das vigas. Os enrijecedores de apoio devem ser soldados à alma (PFEIL; PFEIL, 2009).

Para evitar a flambagem local do enrijecedor, recomenda-se que a relação largura-espessura do mesmo não exceda $0,56 \sqrt{E/f_y}$. No caso de superfícies usinadas, a seção de contato do enrijecedor com a mesa onde atua a carga será verificada a esmagamento local, considerando-se a resistência de projeto dada pela Eq.(19):

$$R_{d\ res} = A_c \frac{1,8 f_y}{\gamma_{a2}} \quad (19)$$

Onde:

A_c é a área de contato do enrijecedor com a mesa carregada.

f_y resistência ao escoamento do aço

γ_{a2} coeficiente de ponderação da resistência

3 METODOLOGIA DO TRABALHO

Tendo em vista que o objetivo principal deste trabalho é o de avaliar o desempenho dos galpões para diferentes inclinações do telhado, dimensionando perfis laminados, os parâmetros para o desenvolvimento do estudo consideram o pórtico simples de alma cheia, com ligações flexíveis, com estrutura de contraventamento.

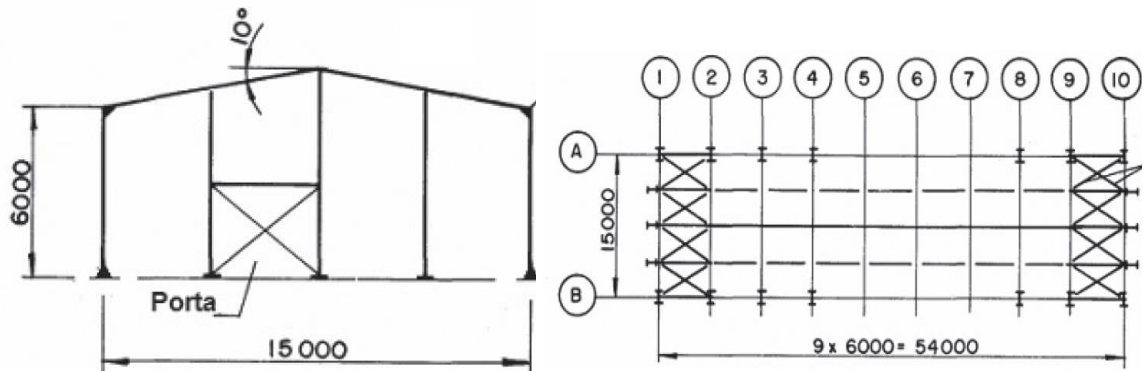
As inclinações adotadas serão de 5°, 10°, 15°, 20°, 30° devido aos coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas apresentados na ABNT NBR 6123 (1988). Vale salientar que para inclinações a partir de 30° só é utilizado telhas cerâmicas, portanto foi realizado dois casos, um caso comparativo com inclinação de 30° de telha metálica para comparação dos resultados e um galpão com inclinação de 30° de telha cerâmica para resultados práticos.

Para cálculo dos esforços foi utilizado a ferramenta FTOOL, que fornecerá os diagramas de esforços solicitantes a estrutura. O Mathcad foi utilizado para cálculo e dimensionamento dos perfis metálicos.

Foi projetado um galpão para análise da inclinação com as seguintes características: vão transversal de 15 m, vão longitudinal de 6 m entre pórticos, comprimento total 54 m, pé-direito 6 m, tapamentos laterais e frontais, materiais utilizados: perfis ASTM A572 G50 e barras de travamentos e perfis para terças U ASTM A36, telhas de espessura de 0,55mm e 40mm de altura de onda (Figura 15).

Parafusos comuns – ASTM A307 e seu equivalente ISO 898-1 Classe 4.6. Eletrodos em geral, para este tipo de construções pode-se especificar E70XX, que, de acordo com a Tabela 7 da ABNT NBR 8800 (2008) de compatibilidade do metal-base com o metal solda, devem ser usadas para arco elétrico com eletrodo revestido. Os chumbadores serão barras redondas de aço ASTM A36. Será admitido a placa em aço MR250 apoiada em concreto armado com $f_{ck} = 20$ MPa.

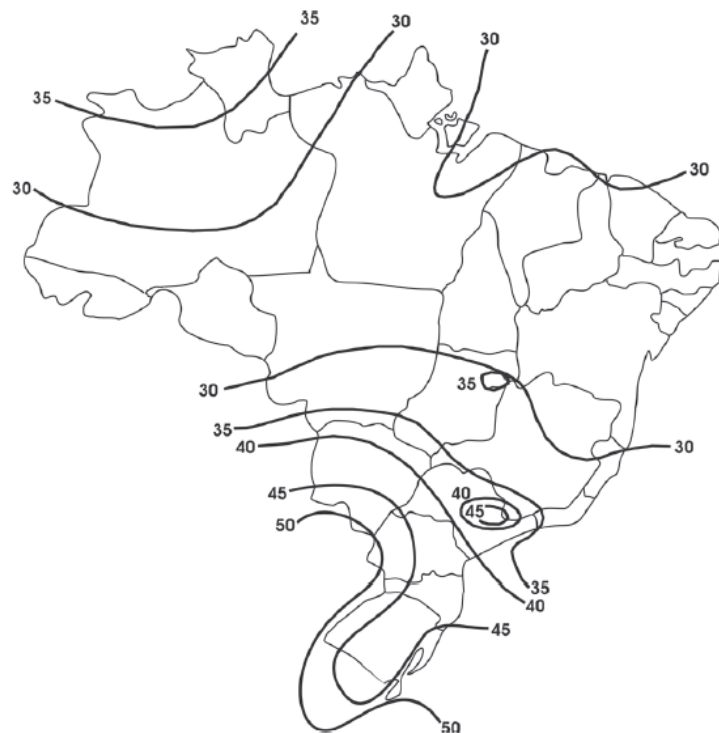
Figura 15 – (a) Seção transversal do pórtico; (b) Plano da cobertura.



Fonte: Instituto Aço Brasil (2010).

Para ações do vento conforme as isopletas abaixo (Figura 16), será adotada, como exemplo, para uma região de Caruaru a velocidade básica $V_0 = 30 \text{ m/s}$.

Figura 16 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s).



Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

Sabendo que o projeto será construído sobre um terreno plano, tem-se $S_1 = 1$. Para um terreno de categoria III e uma edificação de classe C, os parâmetros $b = 0,93$, $Fr = 0,95$ e

$p = 0,115$, resultando em S_2 para diferentes alturas. Considerando um galpão depósito com baixo fator de ocupação, tem-se $S_3 = 0,95$.

As cargas permanentes que atuam na estrutura são derivadas das telhas, vigas e colunas, terças e tirantes. Devido à determinação de utilização de telhas cerâmicas para inclinações maiores que 30° , será realizado um comparativo com as demais inclinações de uma edificação com inclinação 30° em telhas de aço, e um detalhamento em telhado de cerâmica com inclinação de 30° para obtenção de resultados práticos.

Para determinação da combinação de estado limite último tem-se as cargas permanentes, vento e carga accidental. Devido à ação das cargas de vento e accidental serem de sentidos opostos, quando ocorre a combinação levando em consideração a ação dos 3 carregamentos ao mesmo tempo não se obtém a pior situação que pode levar a estrutura ao colapso, então para fim de pior estado último determinou-se 3 combinações diferentes com as cargas atuando em momentos distintos na estrutura. Sendo elas, combinação 1 definida por carga permanente e carga accidental atuando em conjunto, combinação 2 sendo carga permanente agindo favoravelmente a estrutura com coeficiente $\gamma_g = 1$ e vento a 0° , combinação 3 obtida por carga permanente com coeficiente $\gamma_g = 1$ e vento agindo a 90° na estrutura.

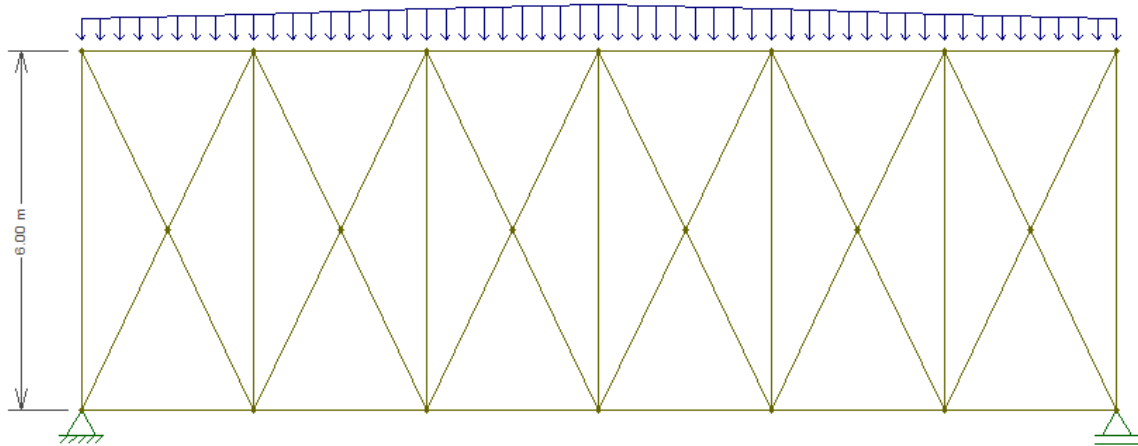
Também faz-se necessário a verificação quanto a deslocamentos máximos obtidos a partir da combinação quase permanente entre carga permanente e carga accidental.

Para determinação do perfil estrutural a ser utilizado em cada elemento foram realizadas todas as verificações necessárias de cisalhamento, compressão, tração, flexão e esforços combinados.

As vigas do pórtico principal estiveram sujeitas a ação de compressão, flexão simples e tração. Para os pilares tivemos compressão, flexão simples e nos pilares de canto além de compressão obtivemos flexão nas duas direções do pilar.

As terças da cobertura foram dimensionadas de maneira a resistir à flexão oblíqua e ainda a carga normal devido a ação do vento nos pórticos externos. A carga normal é determinada a partir da ação do vento resistida pelo contraventamento, pela qual os tirantes e as terças atuam formando uma treliça onde as terças ficam comprimidas e os tirantes tracionados (Figura 17).

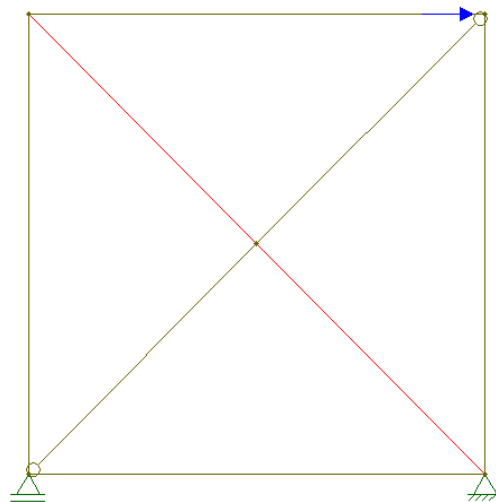
Figura 17 – Estrutura de contraventamento no plano da cobertura.



Fonte: do autor (2015).

A carga gerada nos contraventamentos da cobertura é disposta no pilar, onde outra estrutura treliçada é formada pelos tirantes laterais e pilares, é possível ver na Figura 18.

Figura 18 – Estrutura de contraventamento no plano vertical entre pilares.



Fonte: do autor (2015).

As terças estão contidas lateralmente por tirantes no meio do vão dimensionados a resistir a tração gerada pela carga permanente. No apêndice A é exposto o dimensionamento realizado para um galpão com inclinação de 5°, todos os outros galpões, com inclinações diferentes, foram dimensionados de forma análoga.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

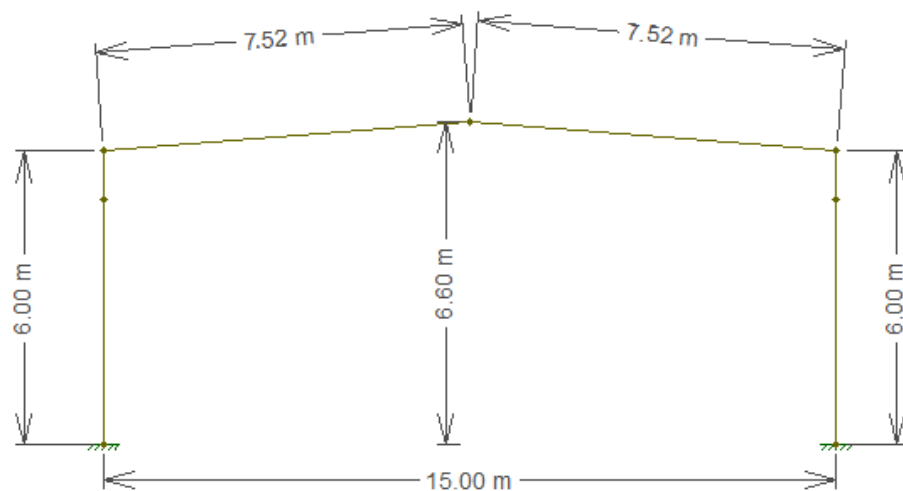
Dentre os resultados obtidos têm-se inicialmente os coeficientes de pressão externos para telhado com duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular. Para as diferentes inclinações temos os valores apresentados na Tabela 1. A Figura 19 representa no pórtico onde cada coeficiente exerce sobrepressão ou sucção.

Tabela 1 – Coeficientes de Pressão nos pórticos.

$\theta = 5^\circ$	A	B	C	D
Caso 1 (VENTO 0°)	-1	-1	-1	-1
Caso 2 (VENTO 90°)	0,5	-1,1	-0,6	-0,6
$\theta = 10^\circ$				
Caso 1 (VENTO 0°)	-1	-1	-1	-1
Caso 2 (VENTO 90°)	0,5	-1,4	-0,6	-0,6
$\theta = 15^\circ$				
Caso 1 (VENTO 0°)	-1	-1	-1	-1
Caso 2 (VENTO 90°)	0,5	-1,2	-0,6	-0,6
$\theta = 20^\circ$				
Caso 1 (VENTO 0°)	-1,0	-0,9	-0,9	-1,0
Caso 2 (VENTO 90°)	0,5	-0,6	-0,6	-0,6
$\theta = 30^\circ$				
Caso 1 (VENTO 0°)	-1,0	-0,9	-0,9	-1,0
Caso 2 (VENTO 90°)	0,5	-0,2	-0,6	-0,6

Fonte: Do Autor (2015).

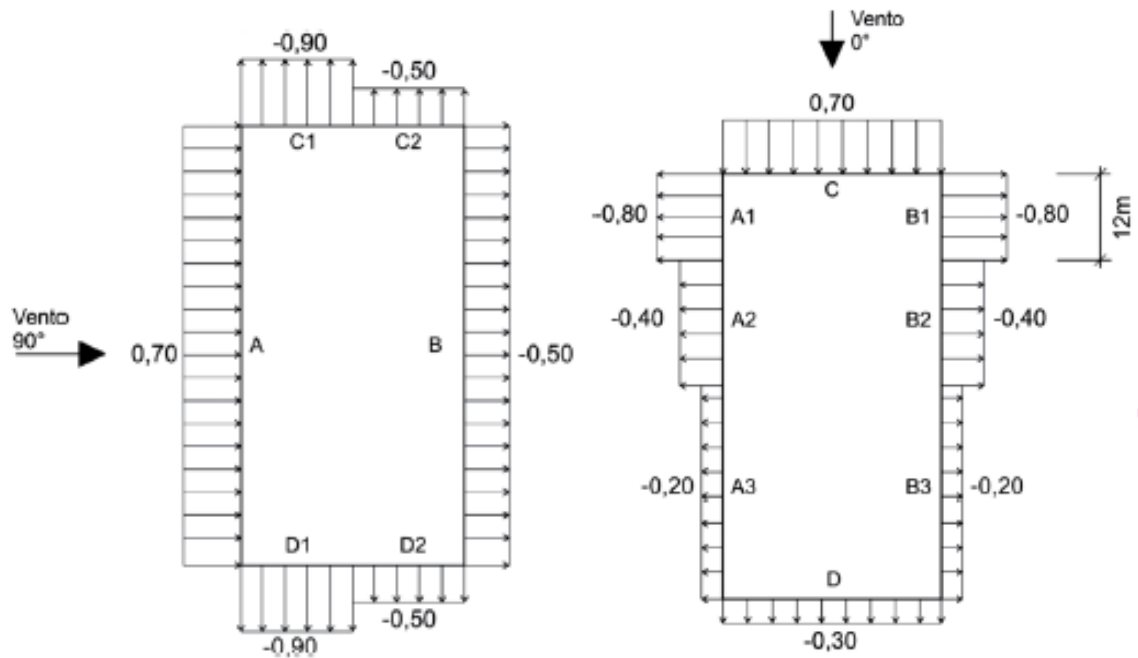
Figura 19 – Pórtico de ação dos coeficientes de pressão.



Fonte: Do Autor (2015).

No sentido transversal da edificação os coeficientes dependem da altura e comprimento da edificação, devido esses valores serem constantes, os coeficientes de pressão serão constantes para todas as inclinações. A Figura 20 indica os valores adotados.

Figura 20 – Coeficientes de pressão. (a) incidência à 90° (b) incidência de vento à 0° .



Fonte: Instituto Aço Brasil (2010).

Na Tabela 2 tem-se as cargas de vento que atuam na estrutura a partir diferentes inclinações. Os valores negativos indicam ação de sobrepressão gerada pelo vento, os valores positivos indicam o efeito de sucção a partir do momento em que o vento atinge a estrutura.

Tabela 2 – Cargas de vento atuantes nos pórticos internos (kN/m).

$\Theta = 5^\circ$	Pilar ($\leq 5\text{m}$)	Pilar ($> 5\text{m}$)	Viga (banzo 1)	Viga (banzo 2)	Pilar ($> 5\text{m}$)	Pilar ($\leq 5\text{m}$)
Vento 0°	-1,988	-2,124	-2,124	-2,124	-2,124	-1,988
Vento 90°	0,994	1,062	-2,336	-1,274	-1,274	-1,193
$\Theta = 10^\circ$						
Vento 0°	-1,988	-2,169	-2,169	-2,169	-2,169	-1,988
Vento 90°	0,994	1,085	-3,037	-1,301	-1,301	-1,193
$\Theta = 15^\circ$						
Vento 0°	-1,988	-2,215	-2,215	-2,215	-2,215	-1,988
Vento 90°	0,994	1,108	-2,658	-1,329	-1,329	-1,193
$\Theta = 20^\circ$						
Vento 0°	-1,988	-2,260	-2,034	-2,034	-2,260	-1,988
Vento 90°	0,994	1,130	-1,356	-1,356	-1,356	-1,193
$\Theta = 30^\circ$						
Vento 0°	-1,988	-2,349	-2,114	-2,114	-2,349	-1,988
Vento 90°	0,994	1,175	-1,410	-1,410	-1,410	-1,193

Fonte: Do Autor (2015).

O vento nos pilares até 5 metros de altura se comporta com o mesmo valor, porém a partir do momento que a inclinação do telhado aumenta a carga derivada da ação do vento começa a se acentuar nos pilares, já nas vigas o vento atua com a mesma intensidade quando ocorre com uma incidência de 90° na estrutura. No caso em que a incidência exercida pelo vento se dá à 0° da estrutura, a ação mais crítica imposta pelo vento é dada quando o telhado possui inclinação de 10° .

Tabela 3 – Cargas de vento longitudinal atuantes nos pórticos mais externos (kN/m).

$\Theta = 5^\circ$	Pilar ($\leq 5m$)	Pilar ($> 5m$)	Viga (banzo 1)	Viga (banzo 2)	Pilar ($> 5m$)	Pilar ($\leq 5m$)
Vento 0°	0,994	-1,062	-1,062	-1,062	-1,062	0,994
Vento 90°	0,497	0,531	-1,168	-0,637	-0,637	-0,596
$\Theta = 10^\circ$						
Vento 0°	-0,994	-1,085	-1,085	-1,085	-1,085	-0,994
Vento 90°	0,497	0,542	-1,518	-0,651	-0,651	-0,596
$\Theta = 15^\circ$						
Vento 0°	-0,994	-1,108	-1,108	-1,108	-1,108	-0,994
Vento 90°	0,497	0,554	-1,329	-0,665	-0,665	-0,596
$\Theta = 20^\circ$						
Vento 0°	-0,994	-1,130	-1,017	-1,017	-1,130	-0,994
Vento 90°	0,497	0,565	-0,678	-0,678	-0,678	-0,596
$\Theta = 30^\circ$						
Vento 0°	-0,994	-1,175	-1,057	-1,057	-1,175	-0,994
Vento 90°	0,497	0,587	-0,705	-0,705	-0,705	-0,596

Fonte: Do Autor (2015).

Tabela 4 – Cargas de vento transversal atuantes nos pórticos mais externos (kN/m).

$\Theta = 5^\circ$	Pilar ($\leq 5m$)	Pilar ($> 5m$)
Vento 0°	1,789	1,911
Vento 90°	2,187	2,336
$\Theta = 10^\circ$		
Vento 0°	1,789	1,952
Vento 90°	2,187	2,386
$\Theta = 15^\circ$		
Vento 0°	1,789	1,994
Vento 90°	2,187	2,437
$\Theta = 20^\circ$		
Vento 0°	1,789	2,034
Vento 90°	2,187	2,486
$\Theta = 30^\circ$		
Vento 0°	1,789	2,114
Vento 90°	2,187	2,584

Fonte: Do Autor (2015).

O vento terá o comportamento semelhante longitudinalmente nos pórticos externos com um módulo menor devido a área de ação do vento ser menor, porém existe a componente transversal que atua nos pilares frontais.

As 3 combinações utilizadas foram, combinação 1 definida por carga permanente e carga acidental atuando em conjunto, combinação 2 sendo carga permanente agindo favoravelmente a estrutura com coeficiente $\gamma_g = 1$ e vento a 0° , combinação 3 obtida por carga permanente com coeficiente $\gamma_g = 1$ e vento agindo a 90° na estrutura. Com as 3 combinações últimas normais teremos os seguintes valores (Tabela 5):

Tabela 5 – Combinações últimas normais (kN/m).

$\Theta = 5^\circ$	Pilar ($\leq 5m$)	Pilar ($> 5m$)	Viga (banzo 1)	Viga (banzo 2)	Pilar ($> 5m$)	Pilar ($\leq 5m$)
Combinação 1	0,458	0,458	3,458	3,458	0,458	0,458
Combinação 2	-2,800	-2,988	-2,040	-2,040	-2,988	-2,800
Combinação 3	1,429	1,585	-2,341	-0,854	-1,889	-1,702
$\Theta = 10^\circ$						
Combinação 1	0,458	0,458	3,432	3,432	0,458	0,458
Combinação 2	-2,799	-3,058	-2,110	-2,110	-3,058	-2,799
Combinação 3	1,428	1,555	-3,320	-0,890	-1,849	-1,702
$\Theta = 15^\circ$						
Combinação 1	0,458	0,458	3,390	3,390	0,458	0,458
Combinação 2	-2,800	-3,120	-2,130	-2,130	-3,120	-2,800
Combinação 3	1,428	1,584	-2,750	-0,890	-1,889	-1,702
$\Theta = 20^\circ$						
Combinação 1	0,458	0,458	3,370	3,370	0,458	0,458
Combinação 2	-2,799	-3,177	-1,850	-1,850	-3,177	-2,799
Combinação 3	1,430	1,610	-0,900	-0,900	-1,930	-1,700
$\Theta = 30^\circ$						
Combinação 1	0,458	0,458	3,204	3,204	0,458	0,458
Combinação 2	-2,799	-3,306	-1,960	-1,960	-3,306	-2,799
Combinação 3	1,428	1,672	0,340	-0,970	-1,997	-1,702
$\Theta = 30^\circ$ (telha cerâmica)						
Combinação 1	0,542	0,542	7,415	7,415	0,542	0,542
Combinação 2	-2,832	-3,334	1,020	1,020	-3,334	-2,832
Combinação 3	1,492	1,727	3,320	2,010	-2,043	-1,756

Fonte: Do Autor (2015).

Analisando a Tabela 5 tem-se que a combinação 1 é a que impõe as maiores cargas na estrutura, porém em algumas situações a ação de sobrepressão imposta pelo vento sobrepõe as ações permanentes, necessitando a partir daí verificar as peças para as três combinações diferentes.

Para as vigas é possível obter os seguintes perfis estruturais (Tabela 6):

Tabela 6 – Perfis I adotados para as vigas.

Inclinação	Perfil	Comprim. Unit. (m)	Comprim. Total (m)	Peso Linar (Kg/m)	Total (kg)	Aumento no consumo de aço (kg)	(%)	Resistência Utilizada seção crítica
5°	W 250X25,3	7,52	150,4	25,3	3.805,12	-	-	53,0%
10°	W 250X25,3	7,61	152,2	25,3	3.850,66	45,54	1,18%	67,7%
15°	W 250X25,3	7,76	155,2	25,3	3.926,56	121,44	3,09%	61,9%
20°	W 250X28,4	7,98	159,6	28,4	4.532,64	727,52	16,05%	45,1%
30°	W 250X28,4	8,66	173,2	28,4	4.918,88	1.113,76	22,64%	50,4%
30° (telha cerâmica)	W 250X32,7	8,66	173,2	32,7	5.663,64	1.858,52	32,81%	86,2%

Fonte: Do Autor (2015).

É possível perceber que nas vigas ocorre um aumento significativo entre o consumo de aço e a inclinação do telhado, pois telhados mais íngremes exigiram peças mais resistentes.

Nos pilares internos, obtém-se que em todas as inclinações que foi utilizado telha metálica o Perfil selecionado foi W 310X32,7; no caso em que temos telha cerâmica o perfil adotado para resistir as solicitações é W 310X38,7 (Tabela 7). Para todos os casos os pilares de canto e frontais receberam o mesmo perfil, W 200X26,6 e W 200X15 respectivamente.

Tabela 7 – Perfis I adotados para os pilares.

Inc.	Perfil	Comprim. Unit. (m)	Comprim. Total (m)	Peso Linar (Kg/m)	Total (kg)	Aumento no consumo de aço (kg)	%	Resistên. Utilizada seção crítica
5°	W 310X32,7	6	96	32,7	3.139,2	-	-	91,4%
10°	W 310X32,7	6	96	32,7	3.139,2	0,00	0,0%	89,7%
15°	W 310X32,7	6	96	32,7	3.139,2	0,00	0,0%	77,9%
20°	W 310X32,7	6	96	32,7	3.139,2	0,00	0,0%	70,7%
30°	W 310X32,7	6	96	32,7	3.139,2	0,00	0,0%	68,3%
30° (telha cerâmica)	W 310X38,7	6	96	38,7	3.715,2	576,00	15,5%	65,6%

Fonte: Do Autor (2015).

Em todas as inclinações com telha metálica as terças da cobertura receberam perfil U 152X12,2 e as terças laterais receberam perfil U 102X10,8. No caso de 30° com telha cerâmica o perfil sofreu alteração onde todas as terças receberam perfil U 152X15,6.

De acordo com a Tabela 8 tem-se que para as barras de travamento das terças é adotado barras de 5 mm no caso de edificações em telha metálica, e 8 mm para telha cerâmica. A barra adotada de 5 mm indica a pequena carga submetida aos tirantes, os quais têm como principal

função o travamento das terças. Ainda assim tem-se uma diferença de aproximadamente 8% de aço entre as inclinações de 5° e 30°.

Tabela 8 – Barras adotadas para travamento das terças.

Inclinação	Perfil	Comprim. Unit. (m)	Comprim. Total (m)	Peso Linar (Kg/m)	Total (kg)	Aumento no consumo de aço (kg)	(%)	Resistência Utilizada seção crítica
5°	BARRA Φ 5	27,04	243,36	0,154	37,48	-	-	21,1%
10°	BARRA Φ 5	27,22	244,98	0,154	37,73	0,25	0,66%	22,3%
15°	BARRA Φ 5	27,52	247,68	0,154	38,14	0,67	1,74%	33,5%
20°	BARRA Φ 5	27,96	251,64	0,154	38,75	1,28	3,29%	44,4%
30°	BARRA Φ 5	29,32	263,88	0,154	40,64	3,16	7,78%	65,1%
30° (telha cerâmica)	BARRA Φ 8	29,32	263,88	0,395	104,23	66,76	64,04%	98,7%

Fonte: Do Autor (2015).

Nos tirantes que atuam como contraventamento no plano da cobertura têm-se que com o aumento da inclinação ocorre um aumento na resistência utilizada da seção crítica. Percebe-se que devido o contraventamento ser submetido a resistir a ação do vento transversal, o tipo telha não tem influência sobre o quantitativo de aço (Tabela 9).

Tabela 9 – Barras adotadas para contraventamento na cobertura.

Inclinação	Perfil	Comprim. Unit. (m)	Comprim. Total (m)	Peso Linar (Kg/m)	Total (kg)	Aumento no consumo de aço (kg)	(%)	Resistência Utilizada seção crítica
5°	BARRA Φ 12,5	6,52	156,48	0,963	150,69	-	-	75,5%
10°	BARRA Φ 12,5	6,52	156,48	0,963	150,69	0,00	0,00%	82,9%
15°	BARRA Φ 12,5	6,52	156,48	0,963	150,69	0,00	0,00%	92,0%
20°	BARRA Φ 16	6,52	156,48	1,578	246,93	96,24	38,97%	62,7%
30°	BARRA Φ 16	6,52	156,48	1,578	246,93	0,00	0,00%	80,8%
30° (telha cerâmica)	BARRA Φ 16	6,52	156,48	1,578	246,93	0,00	0,00%	80,8%

Fonte: Do Autor (2015).

No caso das barras para contraventamento lateral da estrutura, não se obtém valores significativos no consumo de aço, apenas com inclinações iguais ou maiores que 30° que se observa um aumento de 36% no consumo de aço, pois as barras passam a adotar um diâmetro de 20 mm (Tabela 10).

Tabela 10 – Barras adotadas para contraventamento lateral.

Inclinação	Perfil	Comprim. Unit. (m)	Comprim. Total (m)	Peso Linar (Kg/m)	Total (kg)	Aumento no consumo de aço (kg)	(%)	Resistência Utilizada seção crítica
5°	BARRA Φ16	8,48	67,84	1,578	107,05	-	-	71,60%
10°	BARRA Φ16	8,48	67,84	1,578	107,05	0,00	0,00%	77,40%
15°	BARRA Φ16	8,48	67,84	1,578	107,05	0,00	0,00%	85,50%
20°	BARRA Φ16	8,48	67,84	1,578	107,05	0,00	0,00%	94,20%
30°	BARRA Φ20	8,48	67,84	2,466	167,29	60,24	36,01%	75,50%
30° (telha cerâmica)	BARRA Φ20	8,48	67,84	2,466	167,29	60,24	36,01%	75,50%

Fonte: Do Autor (2015).

O esforço normal determina a área da placa de base, porém devido ao pequeno carregamento normal, a área se define pelas dimensões do pilar onde se adota uma folga de 10 cm. Com as placas de base ocorre o efeito contrário, pois o momento fletor que é o grande responsável pela espessura da placa, diminui com o aumento da inclinação do telhado, portanto com o aumento da inclinação do telhado o momento fletor na base dos pilares é menor. Temos então uma diminuição da espessura da placa, consequentemente uma diminuição no volume necessário de aço (Tabela 11).

Tabela 11 – Placas de Base.

Inclinação	Perfil (LXCXE)	Quan.	Volume	Densidade (Kg/m³)	Total (kg)	Aumento no consumo de aço (kg)	Porcentagem
5°	0,33 x 0,33 x 0,035	26	0,00381	7850	29,92	-	-
10°	0,33 x 0,33 x 0,03	26	0,00327	7850	25,65	-4,27	-16,67%
15°	0,33 x 0,33 x 0,03	26	0,00327	7850	25,65	-4,27	-16,67%
20°	0,33 x 0,33 x 0,03	26	0,00327	7850	25,65	-4,27	-16,67%
30°	0,33 x 0,33 x 0,025	26	0,00272	7850	21,37	-8,55	-40,00%
30° (telha cerâmica)	0,33 x 0,33 x 0,045	26	0,00490	7850	38,47	8,55	22,22%

Fonte: Do Autor (2015).

Tabela 12 – Aumento de aço (kg).

Inclinação	Quantidade (kg)	Aumento de aço	Aumento Percentual
5°	17.578,97	-	-
10°	17.660,52	81,55	0,46%
15°	17.777,21	198,24	1,1%
20°	18.522,31	943,34	5,1%
30°	19.062,40	1483,43	7,8%
30° (ceramica)	23.631,85	6052,88	25,6%

Fonte: Do Autor (2015).

Analisando a Tabela 12, temos que, ocorre um aumento considerável no consumo de aço a partir do momento em que o telhado é submetido a inclinações maiores. Esse aumento do consumo de aço pode chegar a valores da ordem de 7,8% em telhas metálicas. Telhados com inclinação de até 15° são mais econômicos, pois a diferença chega a apenas 1,1% no total de aço necessário para construção da edificação.

Fazendo a consideração de telhados com inclinações de 30°, constituídos de telha cerâmica e telha metálica, podemos obter uma diferença de 7,8% para 25,6% no aço necessária para a estrutura do galpão. Este resultado defini o grande aumento nos custos em telhados cerâmicos, e demonstra o aspecto da não utilização em galpões de aço.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Como já esperado pode-se perceber que, a partir dos resultados obtidos, a inclinação do telhado tem papel fundamental na composição do consumo de material, uma vez que, maiores inclinações geram um aumento no perímetro interno do pórtico, ou seja, alterações na inclinação gera uma modificação na geometria do telhado aumentando o consumo de aço devido a peças terem um maior comprimento.

De acordo com o estudo observa-se que a ação do vento não é o aspecto mais decisivo no detalhamento da estrutura, devido a estrutura principal se tratar de perfis laminados que possuem um alto peso em comparação com outros tipos de perfis de aço (chapa dobrada), obtendo-se que o carregamento permanente da estrutura é o ponto mais relevante na análise estrutural dos galpões de aço feitos a partir de perfis laminados.

Contudo, a viabilidade da utilização de inclinações menores é confirmada, pois se observa uma redução considerável na comparação com grandes inclinações para o telhado. Em relação as inclinações de 5° e 30° pode-se chegar a uma redução 6,3% no total de aço necessário para a estrutura. Esses parâmetros podem ser alterados à medida que se utilizem outras variáveis e que também não foram realizadas análises no sentido de otimização estrutural. Toda a estrutura teve em vista a utilização de perfis comerciais para detalhamento dos elementos estruturais dos galpões.

Os resultados apresentados, de maneira geral, demonstram que as menores inclinações do telhado geram menor consumo de aço, consequentemente uma estrutura mais viável economicamente. Pelo fato de existirem outras variáveis que podem ser inseridas no contexto deste trabalho, ele serve como ponto de partida para que sejam feitas análises complementares com estruturas diferentes.

5.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

- Comparativo do consumo de aço entre galpões produzidos a partir da estrutura principal formada de pórticos com tirantes, pórticos de alma cheia e pórtico treliçado.
- Análise da influência da inclinação do telhado em galpões de aço com estrutura composta por perfis de chapa dobrada.
- Análise da influência do vento na estrutura de galpões de aço com vento atuando em direções diferentes de 0° e 90°.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5884**: Perfil I estrutural de aço soldado por arco elétrico. Rio de Janeiro. 2005.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro. 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro. 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6355**: Perfis estruturais de aço formados a frio. Rio de Janeiro. 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro. 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14762**: Dimensionamento de estruturas de aço perfis formados a frio. Rio de Janeiro. 2010.
- BELLEI, Ildony. **Edifícios Industriais em aço**. 5ª Edição. São Paulo: Editora Pini, 2006.
- INSTITUTO AÇO BRASIL. **Galpões para usos gerais**. Rio de Janeiro: IABr/CBCA. 2010.
- PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de aço**: dimensionamento prático. Rio de Janeiro: LTC. 8ª ed. 2009.
- PINHEIRO, A. C. F. B.. **Estruturas Metálicas**. Ed. Edgard Blücher. São Paulo. 2005.
- PINHO, Fernando Ottoboni. **Galpões em pórtico de aço**. jan 2009. Disponível em: <<http://www.gerdau.com.br/produtos-e-servicos/arquivos-tecnicos.aspx>>. Acesso em: 07 jul. 2015.
- SERAFIM, J. A. **Pilares misto de aço e concreto parcialmente revestidos**: comportamento isolado, inserção em galpões industriais e comparativos com pilares de sistemas estruturais usuais. Dissertação de Mestrado. São Carlos: UFSCar. 2014.
- SILVA, Valdir Pignatta; PANNONI, Fabio Domingos. **Estruturas de aço para edifícios**: aspectos tecnológicos e de concepção. São Paulo: Blucher, 2010.
- PREFEITURA DE CARUARU, Portal. Disponível em: <http://www.caruaru.pe.gov.br/noticia/26/12/2014/caruaru-fecha-2014-com-numeros-impressionantes.html>. Acesso: 07 dez. 2015.

APÊNDICE

PLANILHA DE DIMENSIONAMENTO DO GALPÃO DE AÇO COM INCLINAÇÃO DE 5° DE ACORDO COM NBR 8800:2008.

Dados de entrada do aço utilizado nos pórticos:

AÇO A572

$E := 200000 \text{ MPa}$

$f_y := 345 \text{ MPa}$

$f_u := 450 \text{ MPa}$

$G := 77000 \text{ MPa}$

$\sigma_r := 30\% \cdot f_y = 103.5 \text{ MPa}$

Coeficientes

$\gamma_g := 1.25$

$\Psi_2 := 0.6$

$\gamma_{a2} := 1.35$

$\gamma_q := 1.5$

$\Psi_1 := 0.3$

$\gamma_{a1} := 1.1$

$\gamma_{q,v} := 1.4$

Dados de entrada das vigas:

Perfil W 250X25,3

Comprimento da viga

$L_v := 7.52 \text{ m}$

Área da viga

$A_v := 32.6 \text{ cm}^2$

Espessura da alma

$t_w := 6.1 \text{ mm}$

Espessura da mesa

$t_f := 8.4 \text{ mm}$

Altura da seção transversal da viga

$d := 257 \text{ mm}$

Altura da alma

$h_w := 240 \text{ mm}$

Largura da mesa

$b_f := 102 \text{ mm}$

Momento de Inercia da viga

$I_x := 3473 \text{ cm}^4$

$I_y := 149 \text{ cm}^4$

Constante de empenamento

$C_w := 22955 \text{ cm}^6$

Distância entre terças

$L_y := \frac{L_v}{3} = 2.507 \text{ m}$

Raio de giração

$$r_o = 10.53 \cdot \text{cm}$$

Módulo de Resistência elástico

$$W_x := \frac{I_x}{\frac{d}{2}} = 270.272 \cdot \text{cm}^3$$

Módulo de resistência plástico

$$Z_x := 311.1 \text{ cm}^3$$

2 Deslocamento

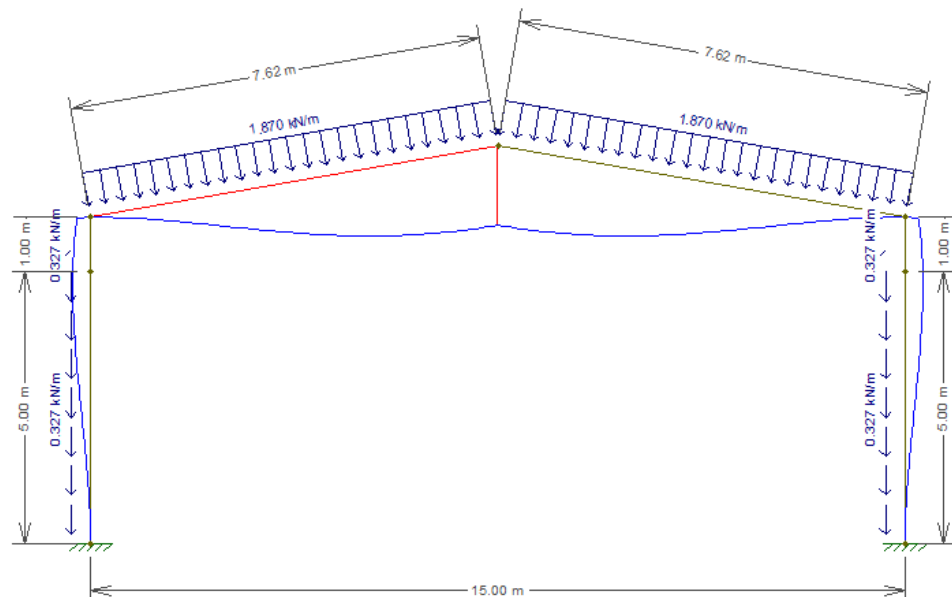
2.1 Combinação Quase Permanente

$$q_g = 0.973 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{ac} = 1.494 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{10} := q_g + \Psi_2 \cdot q_{ac} = 1.87 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Figura 21 – Pórtico principal dos galpões com combinação quase permanente e deslocamentos da estrutura;



Fonte: Do Autor (2015).

2.2 Deslocamento

$$\delta := 3.172 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{máx}} := \frac{15 \text{ m}}{250} = 6 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \text{"ok"} & \text{if } \delta \leq \delta_{\text{máx}} \\ \text{"Redimensionar"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"ok"}$$

3 Combinações

Combinação 1: Carga Permanente + Carga Acidental

$$F_1 := \gamma_g \cdot q_g + \gamma_q \cdot q_{ac}$$

Combinação 2: Carga Permanente + Vento 0°

$$F_2 := 1 \cdot q_g + \gamma_{q,v} \cdot v_{0^\circ}$$

Combinação 3: Carga Permanente + Vento 90°

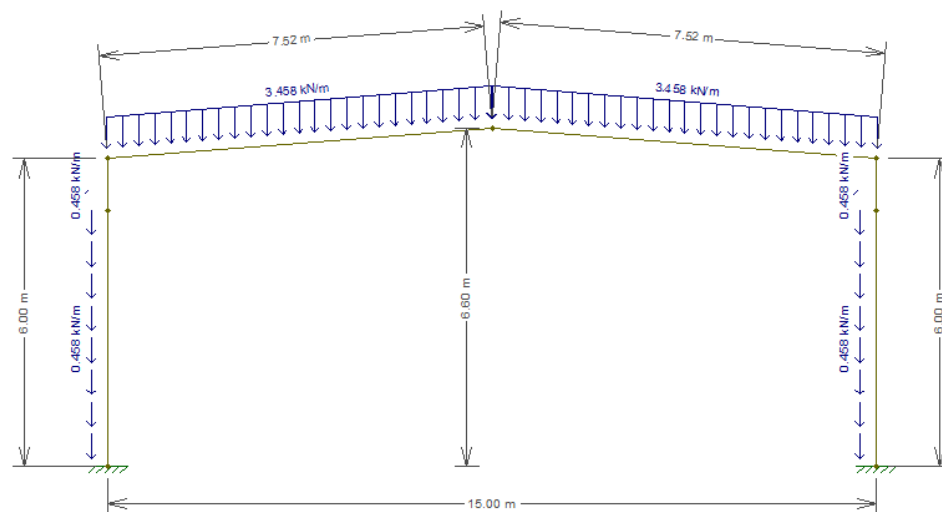
$$F_3 := 1 \cdot q_g + \gamma_{q,v} \cdot v_{90^\circ}$$

Tabela 13 - Valores obtidos para combinações de estado limite último normal do pórtico principal.

$\Theta = 5^\circ$	Pilar ($\leq 5\text{m}$)	Pilar ($> 5\text{m}$)	Viga (banzo 1)	Viga (banzo 2)	Pilar ($> 5\text{m}$)	Pilar ($\leq 5\text{m}$)
Combinação 1	0,458	0,458	3,458	3,458	0,458	0,458
Combinação 2	-2,800	-2,988	-2,040	-2,040	-2,988	-2,800
Combinação 3	1,429	1,585	-2,341	-0,854	-1,889	-1,702

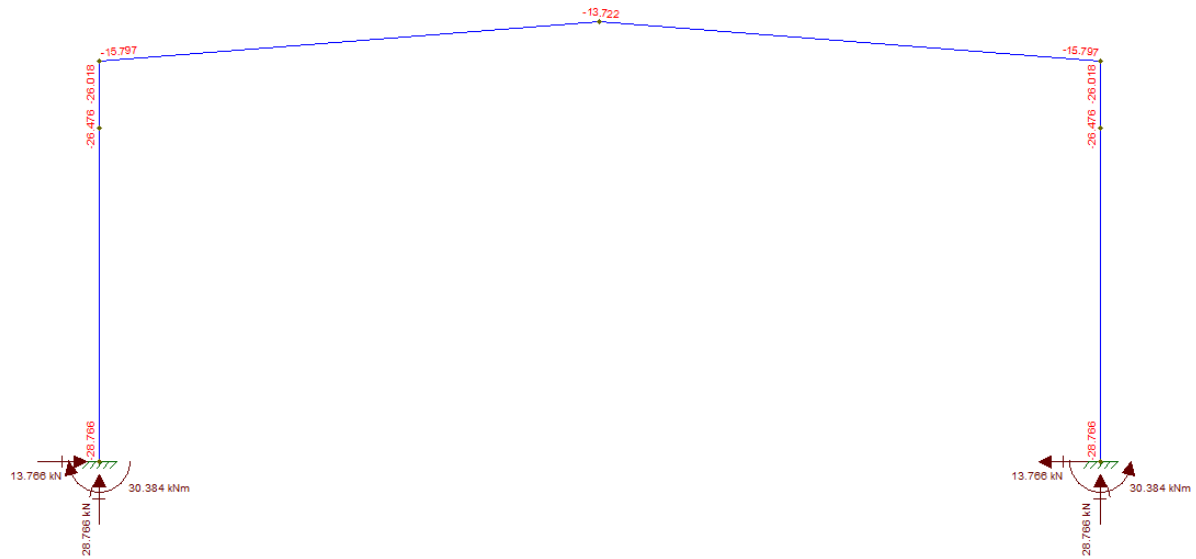
Fonte: Do Autor (2015).

Figura 22 – Combinação 1 estado limite último normal.



Fonte: Do Autor (2015).

Figura 23 – Diagrama de Esforço Normal.

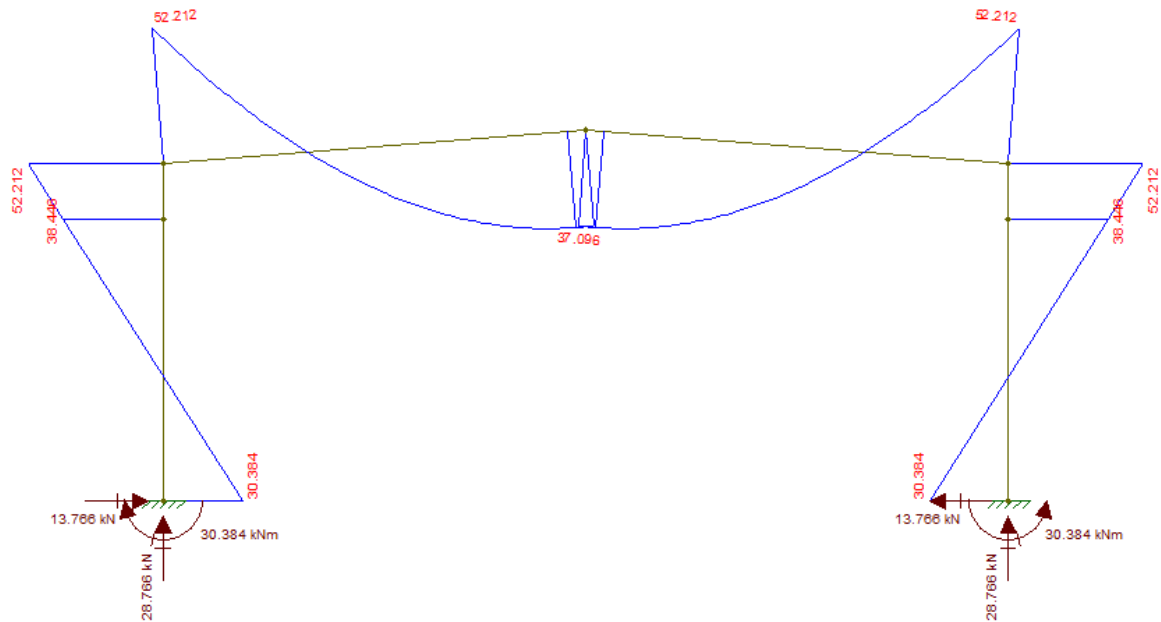


Fonte: Do Autor (2015).

Esforço Normal (compressão):

$$N_{A,1} := -28.766 \text{ kN} \quad N_{B,1} := -15.797 \text{ kN} \quad N_{C,1} := 15.797 \text{ kN} \quad N_{D,1} := -28.766 \text{ kN}$$

Figura 24 – Diagrama de Momento Fletor.

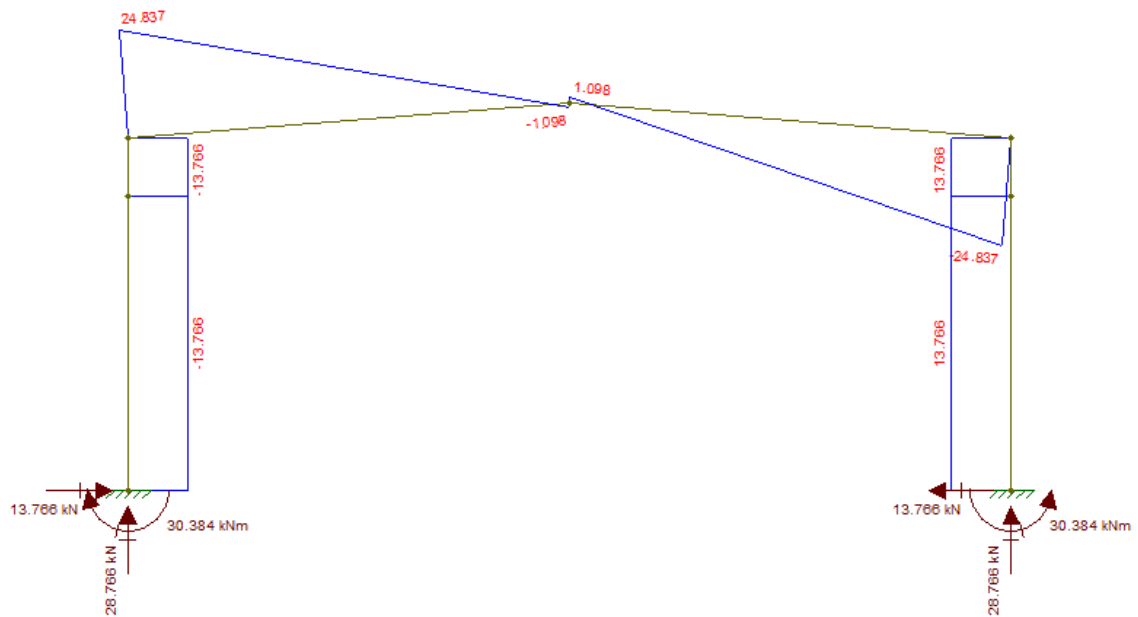


Fonte: Do Autor (2015).

Momento Fletor:

$$M_{A,1} := 52.212 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_{B,1} := 52.212 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_{C,1} := 52.212 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_{D,1} := 52.212 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Figura 25 – Diagrama de Esforço Cortante.



Fonte: Do Autor (2015).

Esforço Cortante:

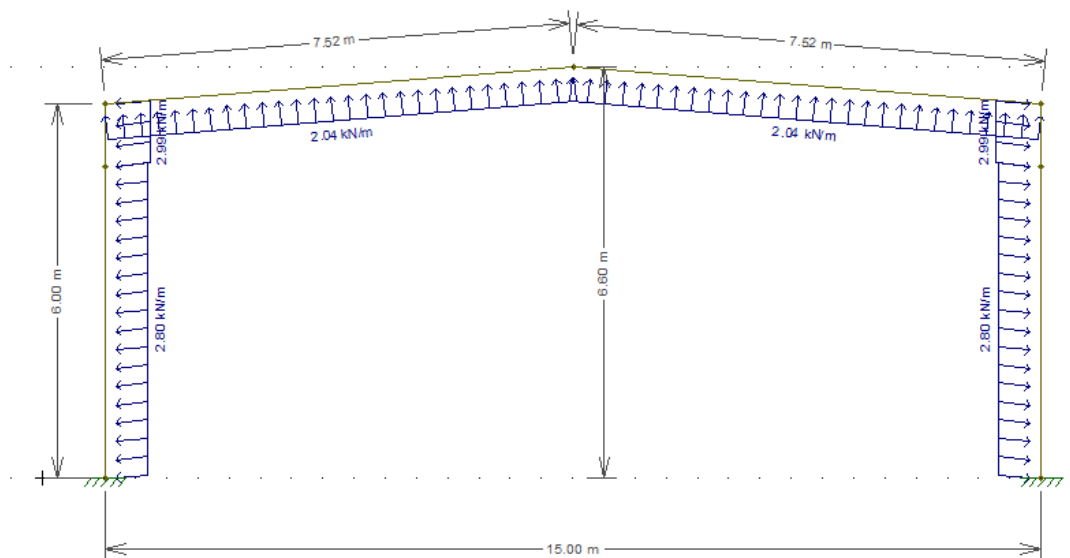
$$V_{A,1} := 13.766 \text{ kN}$$

$$V_{B,1} := 24.837 \text{ kN}$$

$$V_{C,1} := 24.837 \text{ kN}$$

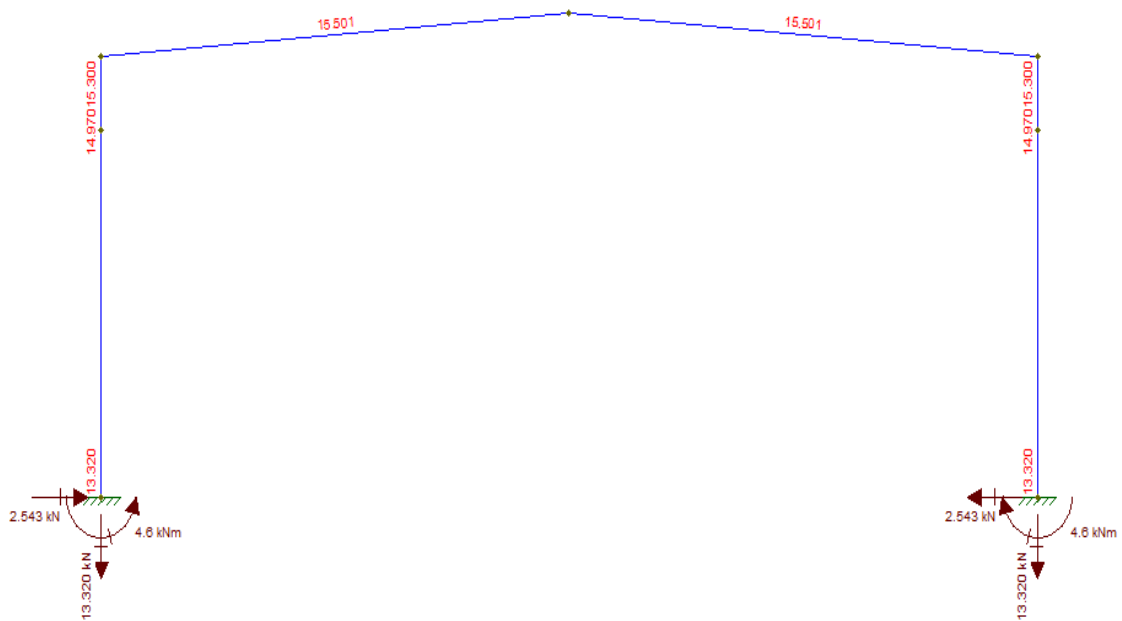
$$V_{D,1} := 13.766 \text{ kN}$$

Figura 26 –Estado limite último normal combinação 2.



Fonte: Do Autor (2015).

Figura 27 – Diagrama de Esforço Normal Combinação 2.

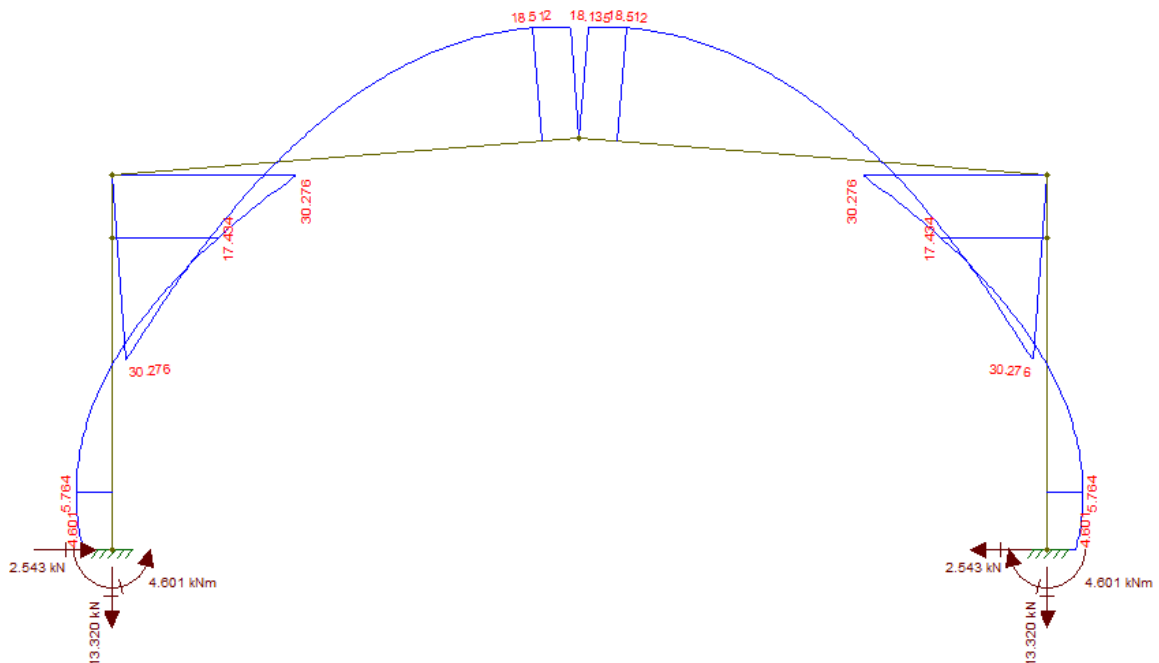


Fonte: Do Autor (2015).

Esforço Normal (tração):

$$N_{A,2} := -15.300 \text{ kN} \quad N_{B,2} := -15.501 \text{ kN} \quad N_{C,2} := -15.501 \text{ kN} \quad N_{D,2} := -15.300 \text{ kN}$$

Figura 28 – Diagrama de Momento Fletor Combinação 2.

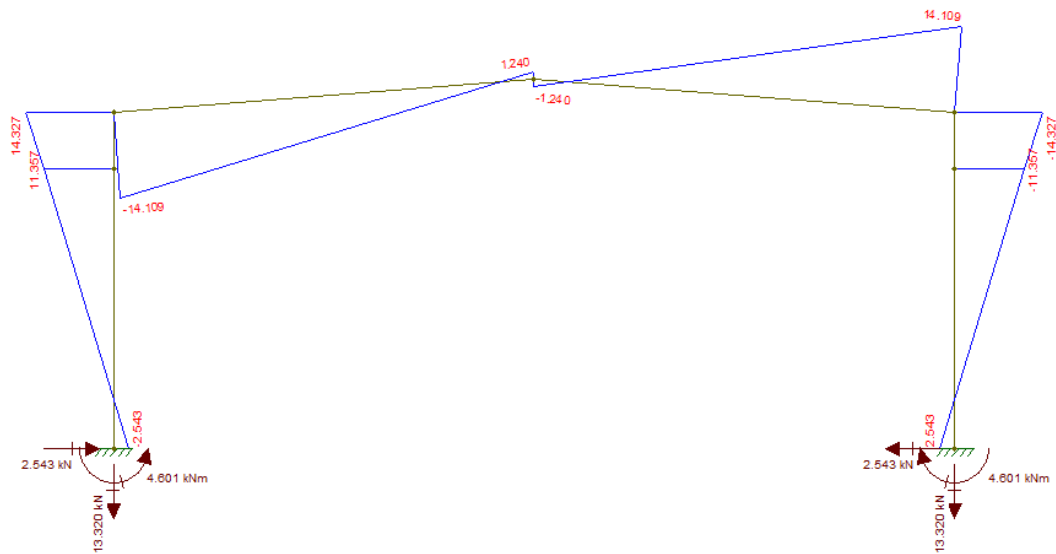


Fonte: Do Autor (2015).

Momento Fletor:

$$M_{A,2} := 30.276 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{B,2} := 30.276 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{C,2} := 30.276 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{D,2} := 30.276 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Figura 29 – Diagrama de Esforço Cortante Combinação 2.



Fonte: Do Autor (2015).

Esforço Cortante:

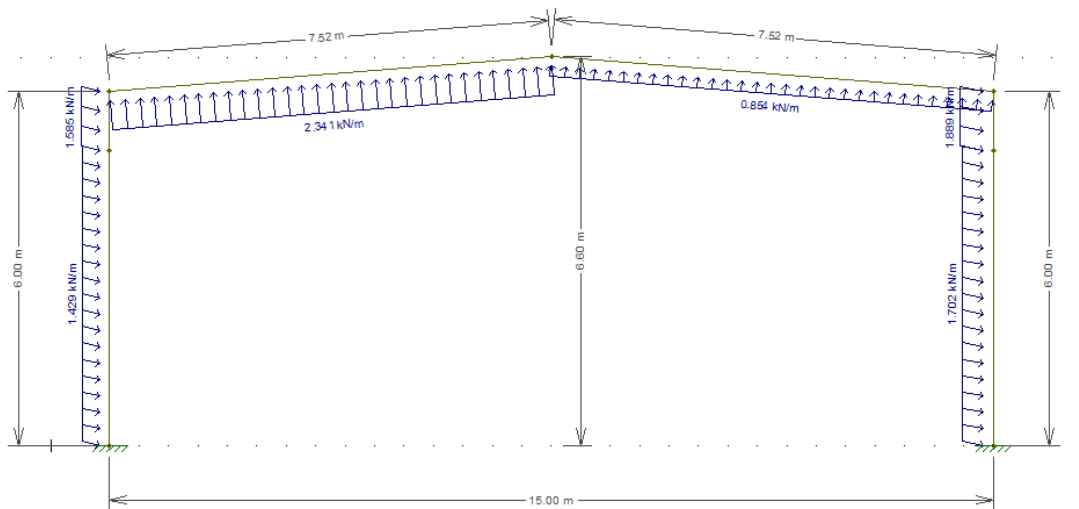
$$V_{AL.2} := 14.327 \text{ kN}$$

$$V_{BL.2} := 14.109 \text{ kN}$$

$$V_{CL.2} := 14.109 \text{ kN}$$

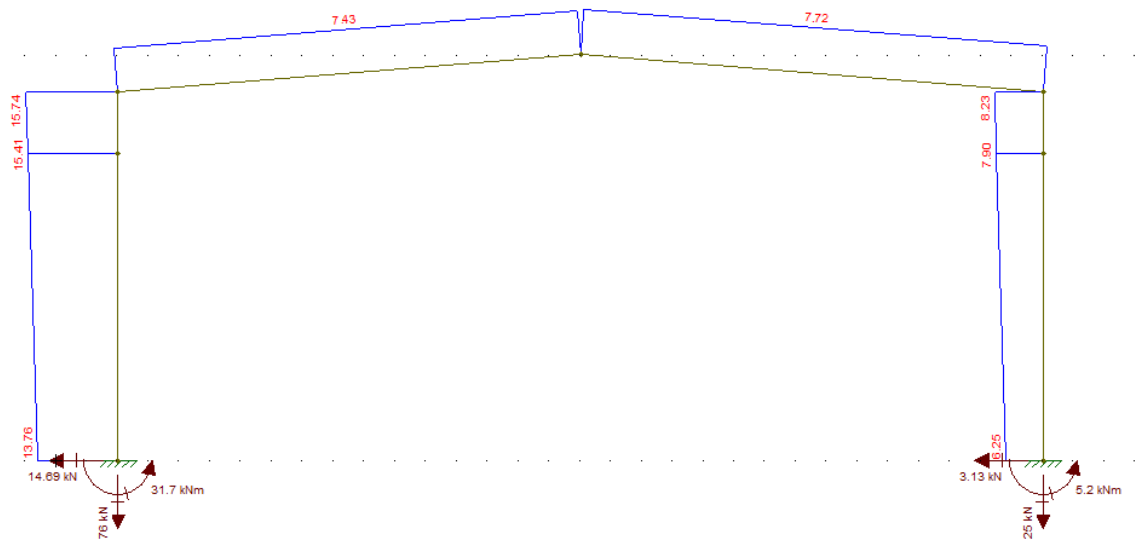
$$V_{DL.2} := 14.327 \text{ kN}$$

Figura 30 – Estado limite último normal combinação 3.



Fonte: Do Autor (2015).

Figura 31 – Diagrama de Esforço Normal Combinação 3.



Fonte: Do Autor (2015).

Esforço Normal (tração):

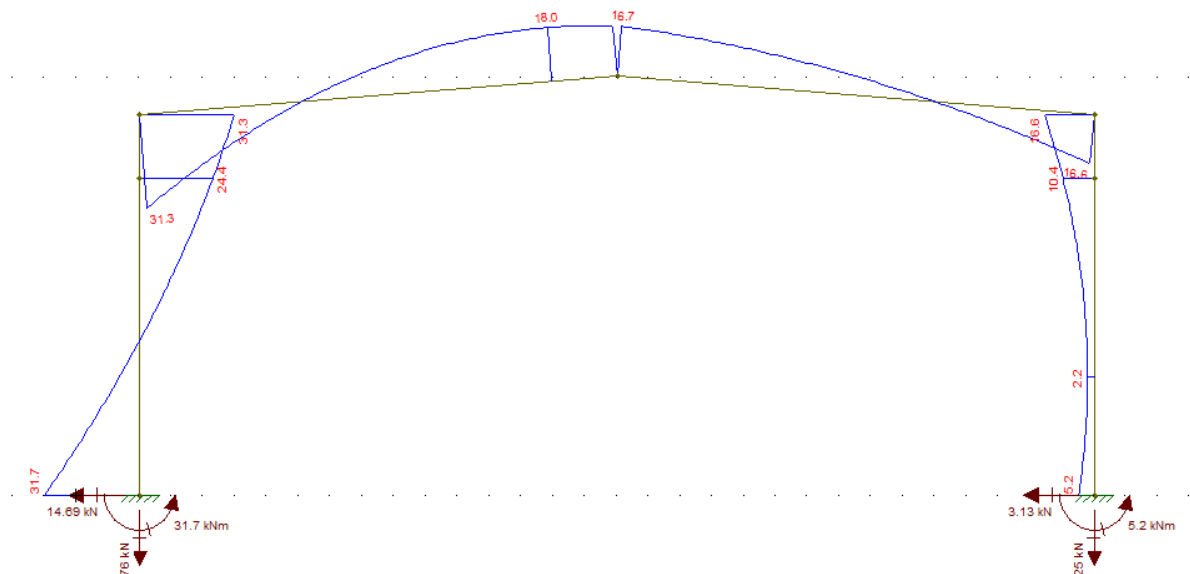
$$N_{A,3} := 15.74 \text{ kN}$$

$$N_{B,3} := 7.43 \text{ kN}$$

$$N_{C,3} := 7.72 \text{ kN}$$

$$N_{D,3} := 8.23 \text{ kN}$$

Figura 32 – Diagrama de Momento Fletor Combinação 3.



Fonte: Do Autor (2015).

Momento Fletor:

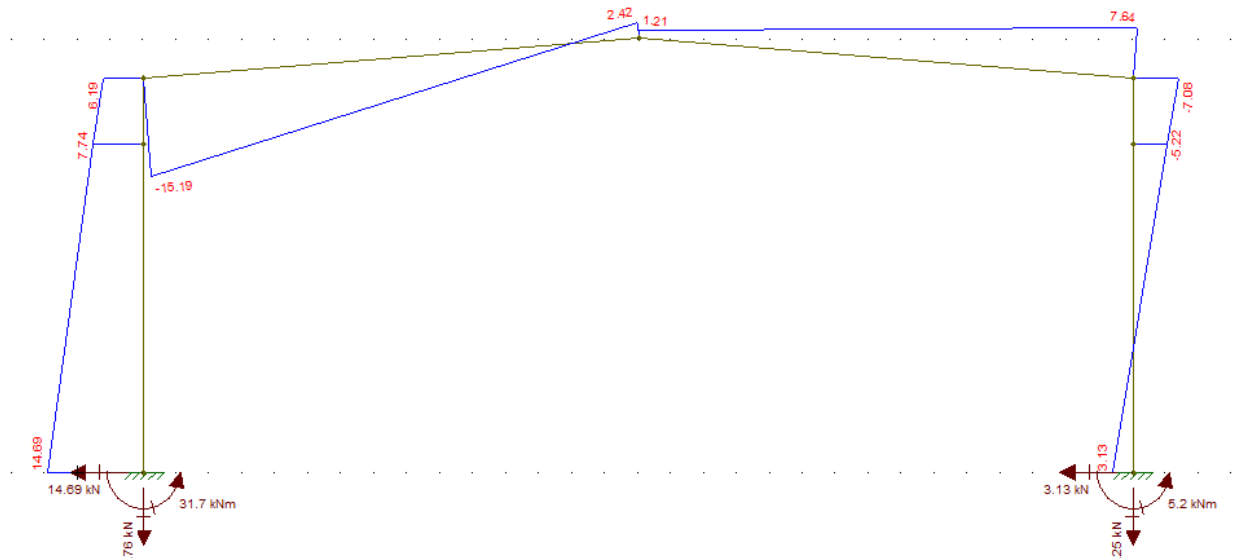
$$M_{A,3} := 31.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{B,3} := 31.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{C,3} := 16.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{D,3} := 16.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Figura 33 – Diagrama de Esforço Cortante Combinação 3.



Fonte: Do Autor (2015).

Esforço Cortante:

$$V_{AL.3} := 14.69 \text{ kN}$$

$$V_{BL.3} := 15.19 \text{ kN}$$

$$V_{CL.3} := 7.64 \text{ kN}$$

$$V_{DL.3} := 7.08 \text{ kN}$$

4. Verificação a Compressão**4.1 Esbeltez da Alma**

ANEXO F

$$\frac{h_w}{t_w} = 39.344$$

$$1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 35.875$$

$$b_{ef} := 1.92 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{E}{0.214 f_y}} \cdot \left[1 - \left(\frac{0.34}{\frac{h_w}{t_w}} \cdot \sqrt{\frac{E}{0.214 f_y}} \right) \right] = 0.335 \text{ m}$$

$$b_{ef} \leq h_w = 0$$

$$A_{g.w} := h_w \cdot t_w = 14.64 \text{ cm}^2$$

$$Q_a := \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{h_w}{t_w} \leq 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

4.2 Esbeltez da Mesa

$$\frac{b_f}{2t_f} = 6.071 \quad 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 13.483$$

$$Q_s := \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ 1.415 - 0.74 \cdot \frac{b_f}{2t_f} \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} & \text{if } 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b_f}{2t_f} \leq 1.03 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ \frac{0.69 \cdot E}{f_y \cdot \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^2} & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

$$Q := Q_a \cdot Q_s = 1$$

4.3 Carga de flambagem elástica

ANEXO E

$$N_{ex} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(0.65 \cdot L_v)^2} = 2869.275 \cdot \text{kN}$$

$$N_{ey} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(0.65 \cdot L_v)^2} = 123.099 \cdot \text{kN}$$

$$J_w := \frac{1}{3} \cdot \left[2 \cdot b_f \cdot t_f^3 + (t_w + t_f) \cdot t_w^3 \right] = 4.14 \cdot \text{cm}^4$$

$$N_{ez} := \frac{1}{r_o^2} \cdot \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(1 \cdot L_v)^2} + G \cdot J \right] = 359.784 \cdot \text{kN}$$

$$N_e := \min(N_{ex}, N_{ey}, N_{ez}) = 123.099 \cdot \text{kN}$$

$$\lambda_o := \sqrt{\frac{Q \cdot A_{g,w} \cdot f_y}{N_e}} = 2.026$$

$$X := \begin{cases} \lambda_o^2 & \text{if } \lambda_o \leq 1.5 \\ 0.658 & \\ \frac{0.877}{\lambda_o^2} & \text{otherwise} \end{cases} = 0.214$$

$$N_{rd} := \frac{X \cdot Q \cdot A_{g,w} \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = 98.143 \cdot \text{kN}$$

5. Flexão

5.1 Flambagem lateral torção (FLT)

$$\beta_1 := \frac{(f_y - \sigma_r) \cdot W_x}{E \cdot J} = 7.883 \cdot \text{m}^{-1}$$

$$\lambda_{FLT} := \frac{L_y}{r_y} = 117.134$$

$$\lambda_{p_{FLT}} := 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42.376$$

$$\lambda_{r_{FLT}} := \frac{1.38 \cdot \sqrt{I_y \cdot J}}{r_y \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}} = 122.017$$

$$FLT := \begin{cases} \text{"Seção Compacta"} & \text{if } \lambda_{FLT} < \lambda_{p_{FLT}} \\ \text{"Seção Semi-compacta"} & \text{if } \lambda_{p_{FLT}} \leq \lambda_{FLT} \leq \lambda_{r_{FLT}} \\ \text{"Seção esbelta"} & \text{if } \lambda_{FLT} > \lambda_{r_{FLT}} \end{cases} = \text{"Seção Semi-compacta"}$$

$$M_a := 11.733 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_b := 16.773 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_c := 32.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_m := 1$$

$$C_b := \frac{12.5 \cdot M_{C,1}}{2.5 \cdot M_{C,1} + 3 \cdot M_a + 4 \cdot M_b + 3 \cdot M_c} \cdot R_m = 1.979$$

$$M_{pl} := f_y \cdot Z_x = 107.33 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_r := f_y \cdot W_x = 93.244 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{FLT} := \frac{1}{\gamma_{a1}} \cdot \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda_{FLT} - \lambda_{p_{FLT}}}{\lambda_{r_{FLT}} - \lambda_{p_{FLT}}} \right] = 85.552 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{rd_FLT} := \begin{cases} M_{FLT} & \text{if } M_{FLT} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \\ \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{otherwise} \end{cases} = 85.552 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

5.2 Flambagem local mesa

$$\lambda_{FLM} := \frac{b_f}{t_f} = 12.143$$

$$\lambda_{p_FLM} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.149 \quad \lambda_{r_FLM} := 0.83 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} = 23.886$$

$$M_{FLM} := \frac{1}{\gamma_{a1}} \cdot \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda_{FLM} - \lambda_{p_FLM}}{\lambda_{r_FLM} - \lambda_{p_FLM}} \right] = 94.971 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$FLM := \begin{cases} \text{"Seção Compacta"} & \text{if } \lambda_{FLM} < \lambda_{p_FLM} \\ \text{"Seção Semi-compacta"} & \text{if } \lambda_{p_FLM} \leq \lambda_{FLM} \leq \lambda_{r_FLM} \\ \text{"Seção esbelta"} & \text{if } \lambda_{FLM} > \lambda_{r_FLM} \end{cases} = \text{"Seção Semi-compacta"}$$

$$M_{rd_FLM} := \begin{cases} M_{FLM} & \text{if } M_{FLM} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \\ \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{otherwise} \end{cases} = 94.971 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

5.3 Flambagem local alma (FLA)

$$\lambda_{FLA} := \frac{h_w}{t_w} = 39.344 \quad \lambda_{p_FLA} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90.53 \quad \lambda_{r_FLA} := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} = 164.033$$

$$FLA := \begin{cases} \text{"Seção Compacta"} & \text{if } \lambda_{FLA} < \lambda_{p_{FLA}} \\ \text{"Seção Semi-compacta"} & \text{if } \lambda_{p_{FLA}} \leq \lambda_{FLA} \leq \lambda_{r_{FLA}} \\ \text{"Seção esbelta"} & \text{if } \lambda_{FLA} > \lambda_{r_{FLA}} \end{cases} = \text{"Seção Compacta"}$$

$$M_{rd_{FLA}} := \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = 97.572 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{rd} := \min(M_{rd_{FLA}}, M_{rd_{FLM}}, M_{rd_{FLT}}) = 85.552 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

6. Verificação a tração

$$C_t := 1 \qquad A_n := 0.8 \cdot A_v = 26.08 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{ef.w} := C_t \cdot A_n = 26.08 \cdot \text{cm}^2$$

$$N_{tR,esc} := \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = 1022.455 \cdot \text{kN}$$

$$N_{tR,rup} := \frac{A_{ef.w} \cdot f_u}{\gamma_{a2}} = 869.333 \cdot \text{kN}$$

$$N_{tRd} := \min(N_{tR,esc}, N_{tR,rup}) = 869.333 \cdot \text{kN}$$

7. Cisalhamento

$$\frac{L_v}{h_w} = 31.333 \qquad k_v := 5$$

$$V_{pl} := 0.60 \cdot (h_w \cdot t_w) \cdot f_y = 303.048 \cdot \text{kN}$$

$$\lambda_p := 1.1 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 26.485 \qquad \lambda := \frac{h_w}{t_w} = 39.344 \qquad \lambda_r := 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 73.758$$

$$V_{rd} := \begin{cases} \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \frac{\lambda_p \cdot V_{pl}}{\lambda \cdot \gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ 1.24 \cdot \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda > \lambda_r \end{cases} = 185.454 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Cisalhamento} := \begin{cases} \text{"Aceito"} & \text{if } V_{rd} \geq V_{C.1} \\ \text{"Redimensionar"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Aceito"}$$

8. Verificação de esforços combinados

Comb. 1

$$N_{C.1} = 15.797 \cdot \text{kN}$$

$$M_{C.1} = 52.212 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{C.1}}{N_{rd}} = 0.161$$

$$\frac{N_{B.1}}{2N_{rd}} + \left(\frac{M_{B.1}}{M_{rd}} \right) = 0.53$$

Comb. 2

$$N_{B.2} = 15.501 \cdot \text{kN}$$

$$M_{B.2} = 30.276 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{B.2}}{N_{tRd}} = 0.018$$

$$\frac{N_{B.2}}{2N_{tRd}} + \left(\frac{M_{B.2}}{M_{rd}} \right) = 0.363$$

$$\text{Combinados} := \begin{cases} \text{"Perfil Suporta"} & \text{if } \frac{N_{B.2}}{2N_{tRd}} + \left(\frac{M_{B.2}}{M_{rd}} \right) \leq 1 \\ \text{"Redimensionar"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Perfil Suporta"}$$

Dados de entrada dos pilares:

Perfil W 310X32,7

Comprimento do pilar	$L_p := 6\text{m}$	
Área do pilar	$A_p := 42.1\text{cm}^2$	
Espessura da alma	$t_{w.5p} := 6.1\text{mm}$	
Espessura da mesa	$t_{f.5p} := 8.4\text{mm}$	
Altura total da seção transversal	$d_{5p} := 313\text{mm}$	
Altura da alma	$h_{w.5p} := 291\text{mm}$	
Largura da mesa	$b_{f.5p} := 102\text{mm}$	
Momento de Inercia	$I_{x5p} := 6570\text{cm}^4$	$I_{y5p} := 192\text{cm}^4$
Constante de Empenamento	$C_{w.5p} := 43612\text{cm}^6$	
Raio de giração	$r_{x.} := 12.49\text{cm}$	$r_{y.} := 2.13\text{cm}$
Módulo de Resistência elástico	$W_{5p} := \frac{I_{x5p}}{\frac{d_{5p}}{2}} = 419.808\text{cm}^3$	
Módulo de Resistência plástico	$Z_{x.5p} := 485.3\text{cm}^3$	

2.1 Combinação frequente de serviço

$$q_i := \Psi_1 \cdot 0.99 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 0.297 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{i.} := \Psi_1 \cdot -1.19 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = -0.357 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

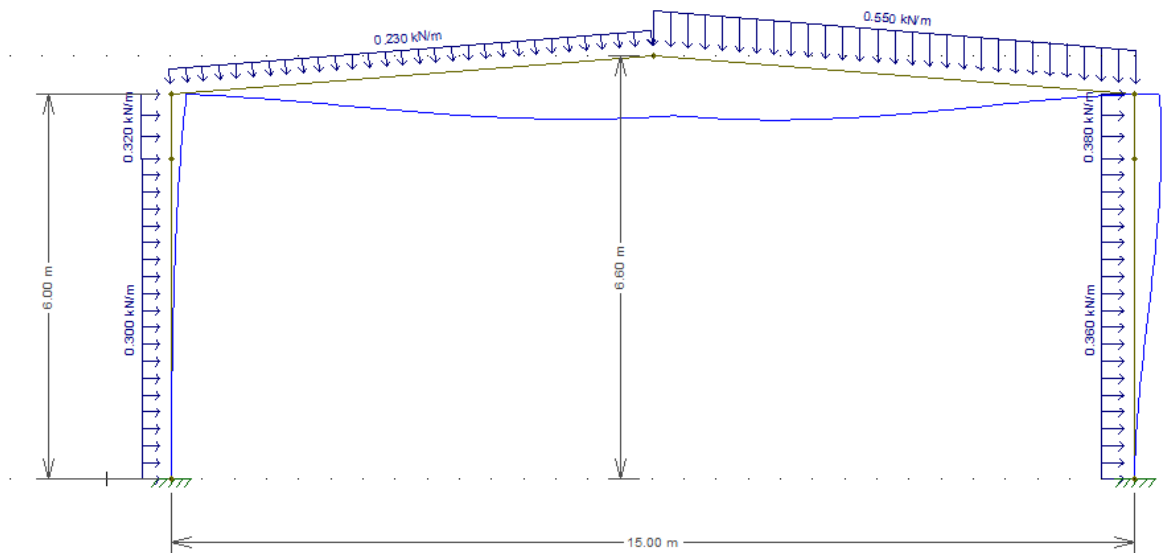
$$q_{\text{sup}} := \Psi_1 \cdot 1.06 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 0.318 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{\text{sup.}} := \Psi_1 \cdot -1.27 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = -0.381 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{V1} := \Psi_1 \cdot -2.34 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0.93 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 0.228 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{V2} := \Psi_1 \cdot -1.27 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0.93 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 0.549 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Figura 34 – Pórtico principal dos galpões com combinação quase permanente e deslocamentos da estrutura.



Fonte: Do Autor (2015).

2.2 Deslocamento horizontal

$$\delta_{10P} := 2.44 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{máxp}} := \frac{L_p}{300} = 2 \cdot \text{cm}$$

$$\begin{cases} \text{"ok"} & \text{if } \delta_{10P} \leq \delta_{\text{máxp}} \\ \text{"Redimensionar"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"ok"}$$

3. Verificação a compressão

3.1 Esbeltez da alma

$$\frac{h_{w.5P}}{t_{w.5P}} = 44.091$$

$$1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 35.875$$

$$b_{ef.5P} := 1.92 \cdot t_{w.5P} \sqrt{\frac{E}{0.33f_y}} \cdot \left[1 - \left(\frac{0.34}{\frac{h_{w.5P}}{t_{w.5P}}} \cdot \sqrt{\frac{E}{0.33f_y}} \right) \right] = 0.359 \text{ m}$$

$$b_{ef.5P} \leq h_{w.5P} = 0$$

$$A_{g.w.5P} := h_{w.5P} \cdot t_{w.5P} = 19.206 \cdot \text{cm}^2$$

$$Q_{a.5P} := \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{h_{w.5P}}{t_{w.5P}} \leq 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

3.2 Esbeltez da mesa

$$\frac{b_{f.5P}}{2t_{f.5P}} = 4.722 \quad 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 13.483$$

$$Q_{s.5P} := \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{b_{f.5P}}{2t_{f.5P}} \leq 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ 1.415 - 0.74 \cdot \frac{b_{f.5P}}{2t_{f.5P}} \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} & \text{if } 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b_{f.5P}}{2t_{f.5P}} \leq 1.03 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ \frac{0.69 \cdot E}{f_y \cdot \left(\frac{b_{f.5P}}{2t_{f.5P}} \right)^2} & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

$$Q_{5P} := Q_{a.5P} \cdot Q_{s.5P} = 1$$

3.3 Carga de flambagem elástica

$$N_{ex.5P} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{x5P}}{(0.65 \cdot L_p)^2} = 8526.404 \text{ kN} \quad N_{ey.5P} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{y5P}}{(0.65 \cdot L_p)^2} = 249.173 \text{ kN}$$

$$r_{o.5P} := \sqrt{r_{x.}^2 + r_{y.}^2} = 12.67 \cdot \text{cm}$$

$$J_{5P} := \frac{1}{3} \left[2 \cdot b_{f.5P} \cdot t_{f.5P}^3 + (t_{w.5P} + t_{f.5P}) \cdot t_{w.5P}^3 \right] = 8.733 \cdot \text{cm}^4$$

$$N_{ez,5P} := \frac{1}{r_{o,5P}^2} \cdot \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_{w,5P}}{(1 \cdot L_P)^2} + G \cdot J_{5P} \right] = 567.816 \cdot \text{kN}$$

$$\lambda_{o,5P} := \sqrt{\frac{Q_{5P} \cdot A_{g,w,5P} \cdot f_y}{N_{e,5P}}} = 1.631$$

$$N_{e,5P} := \min(N_{ex,5P}, N_{ey,5P}, N_{ez,5P}) = 249.173 \cdot \text{kN}$$

$$X_{5P} := \begin{cases} 0.658 \lambda_{o,5P}^2 & \text{if } \lambda_{o,5P} \leq 1.5 \\ \frac{0.877}{\lambda_{o,5P}^2} & \text{otherwise} \end{cases} = 0.33$$

$$N_{rd,5P} := \frac{X_{5P} \cdot Q_{5P} \cdot A_{g,w,5P} \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = 198.659 \cdot \text{kN}$$

4. Flexão

4.1 Flambagem lateral torção (FLT)

$$\beta_{1,5P} := \frac{(f_y - \sigma_r) \cdot W_{5P}}{E \cdot J_{5P}} = 5.805 \cdot \text{m}^{-1}$$

$$\lambda_{FLT,5P} := \frac{L_P}{r_y} = 281.69$$

$$\lambda_{p,FLT,5P} := 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42.376$$

$$\lambda_{r,FLT,5P} := \frac{1.38 \cdot \sqrt{I_{y,5P} \cdot J_{5P}}}{r_y \cdot J_{5P} \cdot \beta_{1,5P}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_{w,5P} \cdot \beta_{1,5P}^2}{I_{y,5P}}}} = 124.448$$

$$FLT_{5P} := \begin{cases} \text{"Seção Compacta"} & \text{if } \lambda_{FLT,5P} < \lambda_{p,FLT,5P} \\ \text{"Seção Semi-compacta"} & \text{if } \lambda_{p,FLT,5P} \leq \lambda_{FLT,5P} \leq \lambda_{r,FLT,5P} \\ \text{"Seção esbelta"} & \text{if } \lambda_{FLT,5P} > \lambda_{r,FLT,5P} \end{cases} = \text{"Seção esbelta"}$$

$$M_{a,5P} := 9.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{b,5P} := 10.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{c,5P} := 31.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_{m,5P} := 1$$

$$C_{b,5P} := \frac{12.5 \cdot M_{A,1}}{2.5 \cdot M_{A,1} + 3 \cdot M_{a,5P} + 4 \cdot M_{b,5P} + 3 \cdot M_{c,5P}} \cdot R_{m,5P} = 2.202$$

$$M_{cr.5P} := \frac{C_{b.5P} \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_{y5P}}{L_p^2} \cdot \sqrt{\frac{C_{w.5P}}{I_{y5P}} \left(1 + \frac{0.039 \cdot J_{5P} \cdot L_p^2}{C_{w.5P}} \right)} = 68.208 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{rd_{FLT.5P}} := \begin{cases} \frac{M_{cr.5P}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \frac{M_{cr.5P}}{\gamma_{a1}} \leq M_{pl.5P} \\ \frac{M_{pl.5P}}{\gamma_{a1}} & \text{otherwise} \end{cases} = 62.007 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl.5P} := f_y \cdot Z_{x.5P} = 167.429 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{r.5P} := f_y \cdot W_{5P} = 144.834 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

4.2 Flambagem local da mesa (FLM)

$$\lambda_{FLM.5P} := \frac{b_{f.5P}}{t_{f.5P}} = 9.444$$

$$\lambda_{p_{FLM.5P}} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.149 \quad \lambda_{r_{FLM.5P}} := 0.83 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} = 23.886$$

$$FLM_{5P} := \begin{cases} \text{"Seção Compacta"} & \text{if } \lambda_{FLM.5P} < \lambda_{p_{FLM.5P}} \\ \text{"Seção Semi-compacta"} & \text{if } \lambda_{p_{FLM.5P}} \leq \lambda_{FLM.5P} \leq \lambda_{r_{FLM.5P}} \\ \text{"Seção esbelta"} & \text{if } \lambda_{FLM.5P} > \lambda_{r_{FLM.5P}} \end{cases} = \text{"Seção Semi-compacta"}$$

$$M_{FLM.5P} := \frac{1}{\gamma_{a1}} \cdot \left[M_{pl.5P} - (M_{pl.5P} - M_{r.5P}) \cdot \frac{\lambda_{FLM.5P} - \lambda_{p_{FLM.5P}}}{\lambda_{r_{FLM.5P}} - \lambda_{p_{FLM.5P}}} \right] = 151.796 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

4.3 Flambagem local da alma (FLA)

$$\lambda_{FLA.5P} := \frac{h_{w.5P}}{t_{w.5P}} = 44.091$$

$$\lambda_{p_{FLA.5P}} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90.53 \quad \lambda_{r_{FLA.5P}} := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} = 164.033$$

$$FLA_{5P} := \begin{cases} \text{"Seção Compacta"} & \text{if } \lambda_{FLA.5P} < \lambda_{p_{FLA.5P}} \\ \text{"Seção Semi-compacta"} & \text{if } \lambda_{p_{FLA.5P}} \leq \lambda_{FLA.5P} \leq \lambda_{r_{FLA.5P}} \\ \text{"Seção esbelta"} & \text{if } \lambda_{FLA.5P} > \lambda_{r_{FLA.5P}} \end{cases} = \text{"Seção Compacta"}$$

$$M_{rd,FLA,5P} := \frac{M_{pl,5P}}{\gamma_{a1}} = 152.208 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{rd,5P} := \min(M_{rd,FLA,5P}, M_{rd,FLM,5P}, M_{rd,FLT,5P}) = 62.007 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

5. Verificação a tração

$$C_{t,5P} := 1 \quad A_{n,5P} := 0.8 \cdot A_P = 33.68 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{ef,w,5P} := C_{t,5P} \cdot (A_P - A_{n,5P}) = 8.42 \cdot \text{cm}^2$$

$$N_{tRd1,5P} := \frac{A_P \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = 1320.409 \cdot \text{kN}$$

$$N_{tRd2,5P} := \frac{A_{ef,w,5P} \cdot f_u}{\gamma_{a2}} = 280.667 \cdot \text{kN}$$

6. Cisalhamento

$$N_{tRd,5P} := \min(N_{tRd1,5P}, N_{tRd2,5P}) = 280.667 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{L_P}{h_{w,5P}} = 20.619 \quad k_{v,5P} := 5$$

$$\lambda_{p,5P} := 1.1 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 26.485 \quad \lambda_{5P} := \frac{h_{w,5P}}{t_{w,5P}} = 44.091 \quad \lambda_{r,5P} := 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_{v,5P} \cdot E}{f_y}} = 73.758$$

$$V_{pl,5P} := 0.60 \cdot (h_{w,5P} \cdot t_{w,5P}) \cdot f_y = 397.564 \cdot \text{kN}$$

$$V_{rd,5P} := \begin{cases} \frac{V_{pl,5P}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_{5P} \leq \lambda_{p,5P} \\ \frac{\lambda_{p,5P} \cdot V_{pl,5P}}{\lambda_{5P} \cdot \gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_{p,5P} < \lambda_{5P} \leq \lambda_{r,5P} \\ 1.24 \cdot \left(\frac{\lambda_{p,5P}}{\lambda_{5P}} \right)^2 \cdot \frac{V_{pl,5P}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_{5P} > \lambda_{r,5P} \end{cases} = 217.102 \cdot \text{kN}$$

$$V_{AL,3} = 14.69 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Cisalhamento}_{5P} := \begin{cases} \text{"Aceito"} & \text{if } V_{rd,5P} \geq V_{AL,3} \\ \text{"Redimensionar"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Aceito"}$$

6. Verificação de esforços combinados

$$N_{A,1} = 28.766 \cdot \text{kN}$$

$$M_{A,1} = 52.212 \cdot \text{m} \cdot \text{kN}$$

$$\frac{N_{A,1}}{N_{rd,5P}} = 0.145$$

$$\text{Combinados}_{5P} := \begin{cases} \text{"Perfil Suporta"} & \text{if } \frac{N_{A,1}}{2N_{rd,5P}} + \left(\frac{M_{A,1}}{M_{rd,5P}} \right) \leq 1 \\ \text{"Redimensionar"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Perfil Suporta"}$$

Dados de entrada do aço utilizado nas terças:

Perfis U ASTM A36

$$f_{y,ter} := 250 \text{MPa} \quad f_{u,ter} := 500 \text{MPa}$$

$$\sigma_{r,t} := 30\% \cdot f_{y,ter} = 75 \cdot \text{MPa}$$

Dados de entrada das terças da cobertura:

Perfil U 152X12,2

$$\text{Comprimento travado da terça} \quad L_d := 3\text{m}$$

$$\text{Comprimento da terça} \quad L_t := 6\text{m}$$

$$\text{Área da terça} \quad A_{5t} := 15.5 \text{cm}^2$$

$$\text{Centro de gravidade} \quad x_g := 1.3 \text{cm}$$

$$\text{Momento de Inercia} \quad I_{y_t} := 28.8 \text{cm}^4 \quad I_{x_t} := 546 \text{cm}^4$$

$$\text{Espessura da mesa} \quad t_{f,t} := 8.7 \text{mm}$$

$$\text{Espessura da alma} \quad t_{0,t} := 5.08 \text{mm}$$

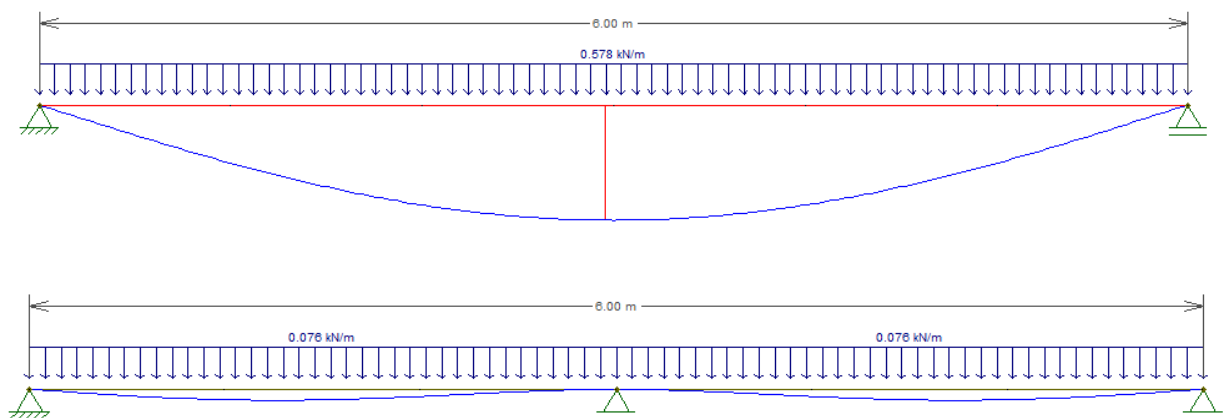
Altura da terça	$h_t := 152\text{mm}$	
Largura da mesa	$b_{f,t} := 48.8\text{mm}$	
Raio de giração	$r_{x,t} := 5.94\text{cm}$	$r_{y,t} := 1.36\text{cm}$
Altura da alma	$h_{w,t} := 135\text{mm}$	
Módulo de resistência elástico	$W_{x,t} := 71.7\text{cm}^3$	$W_{y,t} := 8.06\text{cm}^3$
$J_t := \frac{1}{3} \cdot \left(2 \cdot b_{f,t} \cdot t_{f,t}^3 + h_{w,t} \cdot t_{0,t}^3 \right) = 2.732 \cdot \text{cm}^4$		
$x_a := \frac{t_{0,t} \cdot (h_{w,t} + t_{f,t})^2 \cdot b_{f,t}^2}{4 \cdot I_{x_t}} = 11.438 \cdot \text{mm}$		
Constante de Empenamento	$C_{w,t} := \frac{(h_{w,t} + t_{f,t})^2}{4} \cdot \left(I_{y_t} + A_{5t} \cdot x_g^2 - A_{5t} \cdot x_a \cdot x_g \right) = 1.649 \times 10^3 \cdot \text{cm}^6$	
Módulo de resistência plástico		
$Z_{x,t} := b_{f,t} \cdot t_{f,t} \cdot (t_{f,t} + h_{w,t}) + (h_{w,t} \cdot t_{0,t}) \cdot \frac{h_{w,t}}{4} = 8.416 \times 10^4 \cdot \text{mm}^3$		
$Z_{y,t} := t_{f,t} \cdot (b_{f,t} - x_g)^2 + t_{f,t} \cdot x_g^2 + (h_{w,t} \cdot t_{0,t}) \cdot \left(x_g - \frac{t_{0,t}}{2} \right) = 1.979 \times 10^4 \cdot \text{mm}^3$		

2.1 Combinação raras de serviço

$$q_{t10} := q_{gt} + s = 0.874 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{ty} := q_{t10} \cdot \cos(5^\circ) + \Psi_{1v} \cdot v = 0.578 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad q_{tx} := q_{t10} \cdot \sin(5^\circ) = 0.076 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Figura 35 – Terças da cobertura com combinação rara de serviço e deslocamentos. (a) Direção y; (b) Direção x.



Fonte: Do Autor (2015)

$$\delta_{ty} := 8.98 \text{ mm}$$

$$\delta_{t.m\acute{a}x} := \frac{6 \text{ m}}{120} = 5 \cdot \text{cm}$$

$$\delta_{tx} := 0 \text{ mm}$$

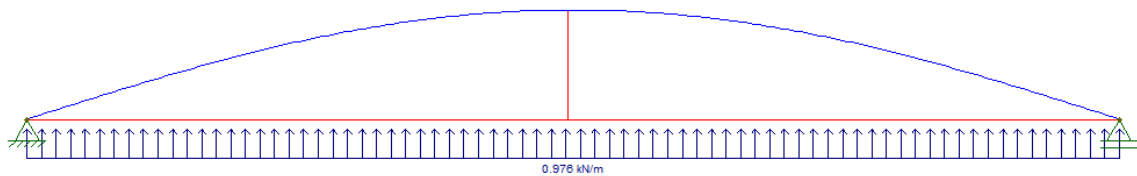
$$\delta_t := \sqrt{\delta_{ty}^2 + \delta_{tx}^2} = 0.898 \cdot \text{cm}$$

$$\begin{cases} \text{"ok"} & \text{if } \delta_t \leq \delta_{t.m\acute{a}x} \\ \text{"Redimensionar"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"ok"}$$

2.2 Ação variável com valor característico

$$v = -0.976 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Figura 36 – Terças da cobertura com valor característico da ação variável e deslocamentos.



Fonte: Do Autor (2015).

$$\delta_{ty} := 15.16 \text{ mm}$$

$$\delta_{t.m\acute{a}x} := \frac{6 \text{ m}}{120} = 5 \cdot \text{cm}$$

$$\delta_{tx} := 0 \text{ mm}$$

$$\delta_t := \sqrt{\delta_{ty}^2 + \delta_{tx}^2} = 1.516 \cdot \text{cm}$$

$$\begin{cases} \text{"ok"} & \text{if } \delta_t \leq \delta_{t.m\acute{a}x} \\ \text{"Redimensionar"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"ok"}$$

3. Verificação a compressão

3.1 Esbeltez da alma

$$\frac{h_{w.t}}{t_{0.t}} = 26.575$$

$$1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 35.875$$

$$b_{ef.t} := 1.92 \cdot t_{0.t} \cdot \sqrt{\frac{E}{0.516 f_y}} \cdot \left[1 - \left(\frac{0.34}{\frac{h_{w.t}}{t_{0.t}}} \cdot \sqrt{\frac{E}{0.516 f_y}} \right) \right] = 0.187 \text{ m}$$

$$b_{ef,t} \leq h_{w,t} = 0$$

$$A_{g,w,t} := h_{w,t} \cdot t_{0,t} = 6.858 \cdot \text{cm}^2$$

$$Q_{a,t} := \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{h_{w,t}}{t_{0,t}} \leq 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

3.2 Esbeltez da mesa

$$\frac{b_{f,t}}{t_{f,t}} = 5.609 \qquad 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 13.483$$

$$Q_{s,t} := \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{b_{f,t}}{2t_{f,t}} \leq 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ 1.415 - 0.74 \cdot \frac{b_{f,t}}{2t_{f,t}} \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} & \text{if } 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b_{f,t}}{2t_{f,t}} \leq 1.03 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ \frac{0.69 \cdot E}{f_y \cdot \left(\frac{b_{f,t}}{2t_{f,t}} \right)^2} & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

$$Q_t := Q_{a,t} \cdot Q_{s,t} = 1$$

3.3 Carga de flambagem elástica

$$N_{ex,t} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{x,t}}{(0.65 \cdot L_t)^2} = 708.587 \cdot \text{kN}$$

$$N_{ey,t} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{y,t}}{\left(0.65 \cdot \frac{L_t}{2} \right)^2} = 149.504 \cdot \text{kN}$$

$$r_{o,t} := \sqrt{r_{x,t}^2 + r_{y,t}^2} = 6.094 \cdot \text{cm}$$

$$N_{ez,t} := \frac{1}{r_{o,t}^2} \cdot \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_{w,t}}{(1 \cdot L_t)^2} + G \cdot J_t \right] = 590.919 \cdot \text{kN}$$

$$N_{e,t} := \min(N_{ex,t}, N_{ey,t}, N_{ez,t}) = 149.504 \text{ kN}$$

$$\lambda_{o,t} := \sqrt{\frac{Q_t \cdot A_{g,w,t} \cdot f_y}{N_{e,t}}} = 1.258$$

$$X_t := \begin{cases} 0.658 \lambda_{o,t}^2 & \text{if } \lambda_{o,t} \leq 1.5 \\ \frac{0.877}{\lambda_{o,t}^2} & \text{otherwise} \end{cases} = 0.516$$

$$N_{rd,t} := \frac{X_t \cdot Q_t \cdot A_{g,w,t} \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = 110.906 \text{ kN}$$

4. Combinação Estado limite último

Combinação 1 (permanente + carga accidental)

$$q_1 := \gamma_g \cdot (te + ter) + \gamma_q \cdot s = 1.249 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{1y} := q_1 \cdot \cos(5^\circ) = 1.244 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad q_{1x} := q_1 \cdot \sin(5^\circ) = 0.109 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{1y} := \gamma_g \cdot \text{tirantes} \cdot \cos(5^\circ) = 0.03 \cdot \text{kN} \quad F_{1x} := \gamma_g \cdot \text{tirantes} \cdot \sin(5^\circ) = 2.63 \times 10^{-3} \cdot \text{kN}$$

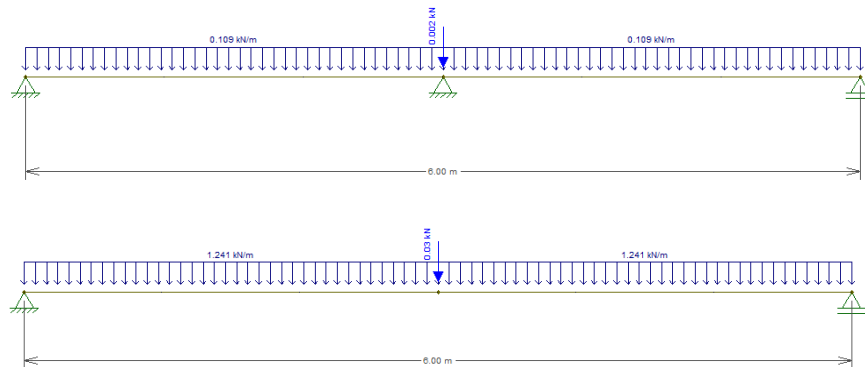
Combinação 2 (permanente + vento)

$$q_{2y} := 1 \cdot (te + ter) \cdot \sin(5^\circ) + \gamma_{q,v} \cdot v = -1.345 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{2x} := 1 \cdot (te + ter) \cdot \cos(5^\circ) = 0.246 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

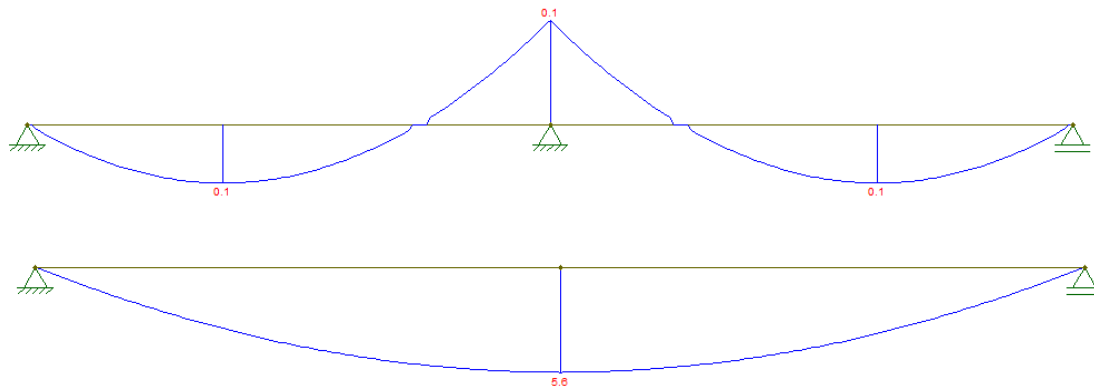
$$F_{2y} := 1 \cdot \text{tirantes} \cdot \cos(5^\circ) = 0.024 \cdot \text{kN} \quad F_{2x} := 1 \cdot \text{tirantes} \cdot \sin(5^\circ) = 2.104 \times 10^{-3} \cdot \text{kN}$$

Figura 37 – Estado limite último normal nas direções x e y combinação 1 da terça cobertura.



Fonte: Do Autor (2015)

Figura 38 – Digrama de momento fletor direção x e y combinação 1 da terça cobertura.



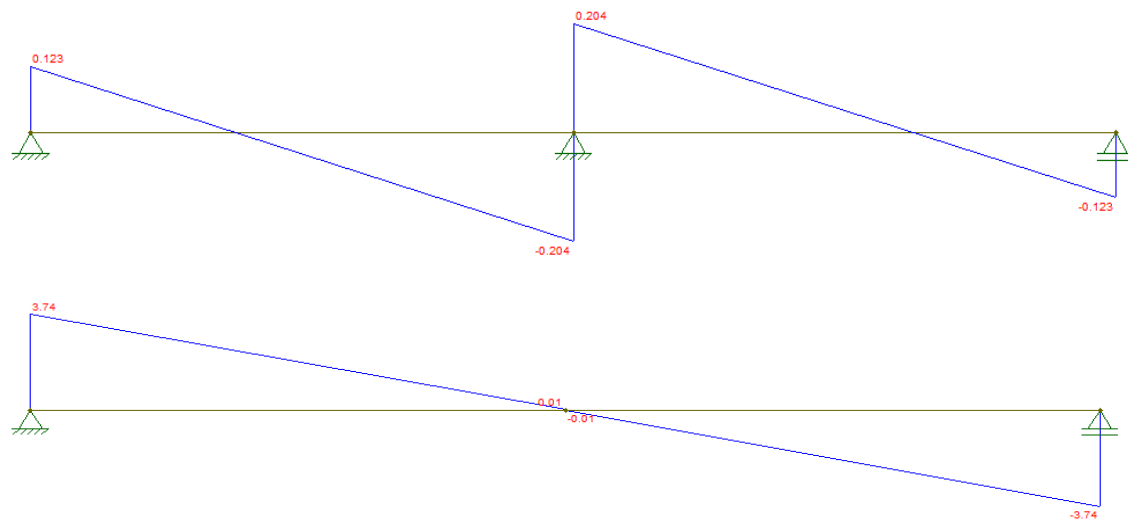
Fonte: Do Autor (2015)

Momento Fletor:

$$M_{1y} := 5.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{1x} := 0.1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Figura 39 – Digrama de esforço cortante direção x e y combinação 1 da terça cobertura.



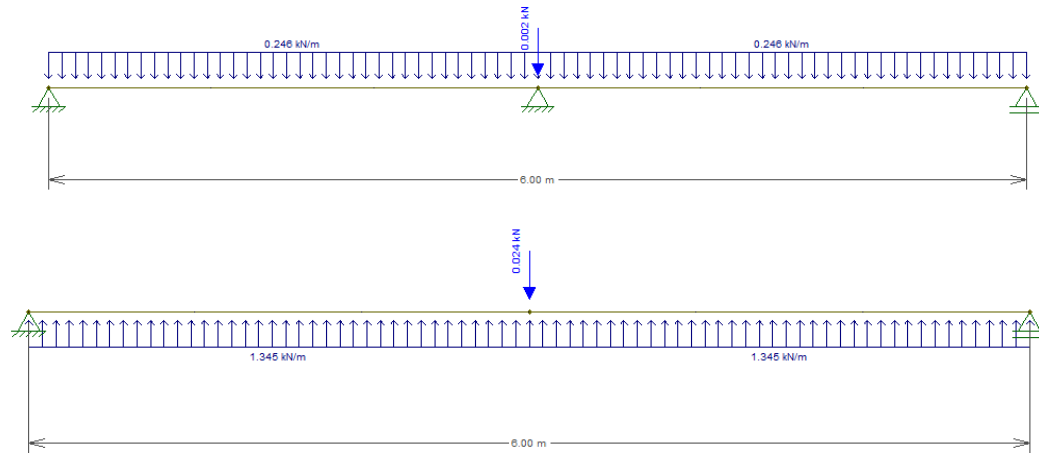
Fonte: Do Autor (2015)

Esforço Cortante:

$$V_{1y} := 3.75 \text{ kN}$$

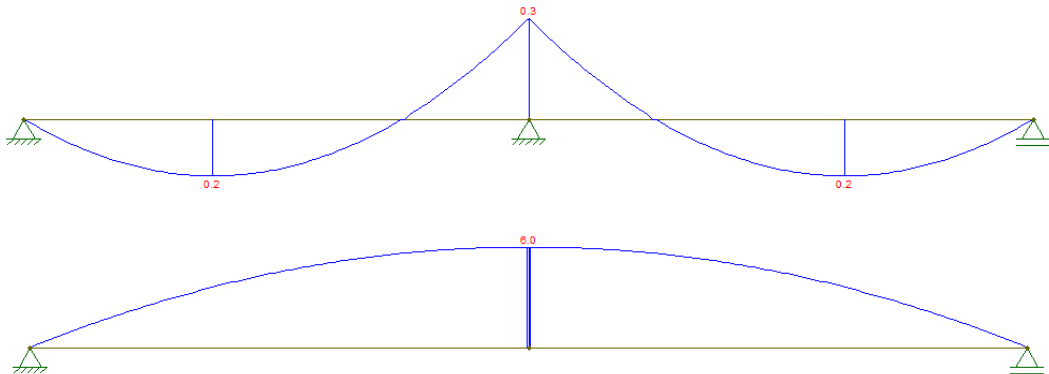
$$V_{1x} := 0.204 \text{ kN}$$

Figura 40 - Estado limite último normal nas direções x e y combinação 2 da terça cobertura.



Fonte: Do Autor (2015)

Figura 41 – Digrama de momento fletor direção x e y combinação 2 da terça cobertura.



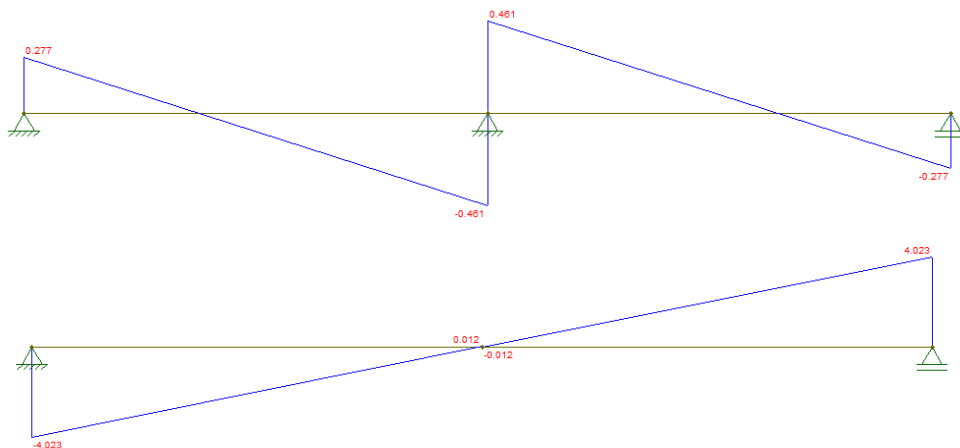
Fonte: Do Autor (2015)

Momento Fletor:

$$M_{2y} := 6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2x} := 0,3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Figura 42 – Digrama de esforço cortante direção x e y combinação 2 da terça cobertura.



Fonte: Do Autor (2015)

Esforço Cortante:

$$V_{2y} := 4.023 \text{ kN}$$

$$V_{2x} := 0.461 \text{ kN}$$

5. Flexão na direção do eixo x

5.1 Flambagem lateral a torção

$$\beta_{1,x} := \frac{(f_{y,ter} - \sigma_{r,t}) \cdot W_{x,t}}{E \cdot J_t} = 0.0022962 \cdot \text{mm}^{-1}$$

$$\lambda_{FLT,t} := \frac{L_d}{r_{y,t}} = 220.588$$

$$\lambda_{p_{FLT,t}} := 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{y,ter}}} = 49.78$$

$$\lambda_{r_{FLT,t}} := \frac{1.38 \cdot \sqrt{I_{y,t} \cdot J_t}}{r_{y,t} \cdot J_t \cdot \beta_{1,x}} \cdot \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_{w,t} \cdot \beta_{1,x}^2}{I_{y,t}}} = 219.813$$

$$FLT_t := \begin{cases} \text{"Seção Compacta"} & \text{if } \lambda_{FLT,t} < \lambda_{p_{FLT,t}} \\ \text{"Seção Semi-compacta"} & \text{if } \lambda_{p_{FLT,t}} \leq \lambda_{FLT,t} \leq \lambda_{r_{FLT,t}} \\ \text{"Seção esbelta"} & \text{if } \lambda_{FLT,t} > \lambda_{r_{FLT,t}} \end{cases} = \text{"Seção esbelta"}$$

$$M_{a,t} := 4.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{b,t} := 5.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{c,t} := 4.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_{m_t} := 1$$

$$C_{b,t} := \frac{12.5 \cdot M_{2y}}{2.5 \cdot M_{2y} + 3 \cdot M_{a,t} + 4 \cdot M_{b,t} + 3 \cdot M_{c,t}} \cdot R_{m_t} = 1.143$$

$$M_{cr,FLT,t} := \frac{C_{b,t} \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_{y,t}}{L_d^2} \cdot \sqrt{\frac{C_{w,t}}{I_{y,t}} \left(1 + \frac{0.039 \cdot J_t \cdot L_d^2}{C_{w,t}} \right)} = 14.266 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl,t} := f_{y,ter} \cdot Z_{x,t} = 21.039 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{r,t} := (f_{y,ter} - \sigma_{r,t}) \cdot W_{x,t} = 12.548 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{rd,FLT,t} := \begin{cases} \frac{M_{cr,FLT,t}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \frac{M_{cr,FLT,t}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl,t}}{\gamma_{a1}} \\ \frac{M_{pl,t}}{\gamma_{a1}} & \text{otherwise} \end{cases} = 12.969 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

5.2 Flambagem local da mesa (FLM)

$$\lambda_{FLM,t} := \frac{b_{f,t}}{t_{f,t}} = 5.609$$

$$\lambda_{p_{FLM,t}} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{y,ter}}} = 10.748 \quad \lambda_{r_{FLM,t}} := 0.83 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_{y,ter} - \sigma_{r,t})}} = 28.059$$

$$FLM_t := \begin{cases} \text{"Seção Compacta"} & \text{if } \lambda_{FLM,t} < \lambda_{p_{FLM,t}} \\ \text{"Seção Semi-compacta"} & \text{if } \lambda_{p_{FLM,t}} \leq \lambda_{FLM,t} \leq \lambda_{r_{FLM,t}} \\ \text{"Seção esbelta"} & \text{if } \lambda_{FLM,t} > \lambda_{r_{FLM,t}} \end{cases}$$

$$FLM_t = \text{"Seção Compacta"}$$

$$M_{rd_{FLM,t}} := \frac{M_{pl,t}}{\gamma_{a1}} = 19.126 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

5.3 Flambagem local da alma

$$\lambda_{FLA,t} := \frac{h_{w,t}}{t_{0,t}} = 26.575$$

$$\lambda_{p_{FLA,t}} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{y,ter}}} = 106.349 \quad \lambda_{r_{FLA,t}} := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_{y,ter} - \sigma_{r,t})}} = 192.695$$

$$FLA_t := \begin{cases} \text{"Seção Compacta"} & \text{if } \lambda_{FLA,t} < \lambda_{p_{FLA,t}} \\ \text{"Seção Semi-compacta"} & \text{if } \lambda_{p_{FLA,t}} \leq \lambda_{FLA,t} \leq \lambda_{r_{FLA,t}} \\ \text{"Seção esbelta"} & \text{if } \lambda_{FLA,t} > \lambda_{r_{FLA,t}} \end{cases} = \text{"Seção Compacta"}$$

$$M_{rd_{FLA,t}} := \frac{M_{pl,t}}{\gamma_{a1}} = 19.126 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{rdx,t} := \min(M_{rd_{FLA,t}}, M_{rd_{FLM,t}}, M_{rd_{FLT,t}}) = 12.969 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

6. Flexão na direção do eixo y

6.1 Flambagem local da alma

$$\lambda_{FLA,ty} := \frac{h_{w,t}}{t_{0,t}} = 26.575$$

$$\lambda_{p\text{ FLA.ty}} := 1.12 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{y.\text{ter}}}} = 31.678 \quad \lambda_{r\text{ FLA.ty}} := 1.4 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_{y.\text{ter}} - \sigma_{r.t})}} = 47.329$$

$$\text{FLA.ty} := \begin{cases} \text{"Seção Compacta"} & \text{if } \lambda_{\text{FLA.ty}} < \lambda_{p\text{ FLA.ty}} \\ \text{"Seção Semi-compacta"} & \text{if } \lambda_{p\text{ FLA.ty}} \leq \lambda_{\text{FLA.ty}} \leq \lambda_{r\text{ FLA.ty}} \\ \text{"Seção esbelta"} & \text{if } \lambda_{\text{FLA.ty}} > \lambda_{r\text{ FLA.ty}} \end{cases} = \text{"Seção Compacta"}$$

$$M_{\text{pl.ty}} := Z_{y.t} \cdot f_{y.\text{ter}} = 4.949 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{rdy.t}} := \frac{M_{\text{pl.ty}}}{\gamma_{a1}} = 4.499 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

7. Cisalhamento

7.1 Cisalhamento em torno do eixo x

$$k_{\text{vw}} := 5$$

$$\lambda_{p_t} := 1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_{y.\text{ter}}}} = 69.57 \quad \lambda_t := \frac{h_{w.t}}{t_{0.t}} = 26.575 \quad \lambda_{r_t} := 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_{y.\text{ter}}}} = 86.646$$

$$V_{\text{pl.t}} := 0.60 \cdot (h_t \cdot t_{0.t}) \cdot f_{y.\text{ter}} = 115.824 \cdot \text{kN}$$

$$V_{\text{rd.tx}} := \begin{cases} \frac{V_{\text{pl.t}}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_t \leq \lambda_{p_t} \\ \frac{\lambda_{p_t} \cdot V_{\text{pl.t}}}{\lambda_t \cdot \gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_{p_t} < \lambda_t \leq \lambda_{r_t} \\ 1.24 \cdot \left(\frac{\lambda_{p_t}}{\lambda_t} \right)^2 \cdot \frac{V_{\text{pl.t}}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_t > \lambda_{r_t} \end{cases} = 105.295 \cdot \text{kN}$$

7.1 Cisalhamento em torno do eixo y

$$k_{v.y} := 1.2$$

$$\lambda_{p_{ty}} := 1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_{v.y} \cdot E}{f_{y.\text{ter}}}} = 34.082 \quad \lambda_{ty} := \frac{b_{f.t}}{t_{f.t}} = 5.609 \quad \lambda_{r_{ty}} := 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_{v.y} \cdot E}{f_{y.\text{ter}}}} = 42.448$$

$$V_{\text{pl.ty}} := 0.60 \cdot (2 \cdot b_{f.t} \cdot t_{f.t}) \cdot f_{y.\text{ter}} = 127.368 \cdot \text{kN}$$

$$V_{rd,ty} := \begin{cases} \frac{V_{pl,ty}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_{ty} \leq \lambda_{p,ty} \\ \frac{\lambda_{p,ty} \cdot V_{pl,ty}}{\lambda_{ty} \cdot \gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_{p,ty} < \lambda_{ty} \leq \lambda_{r,ty} \\ 1.24 \cdot \left(\frac{\lambda_{p,ty}}{\lambda_{ty}} \right)^2 \cdot \frac{V_{pl,ty}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_{ty} > \lambda_{r,ty} \end{cases} = 115.789 \cdot \text{kN}$$

$$V_{rd,t} := \sqrt{V_{rd,tx}^2 + V_{rd,ty}^2} = 156.506 \cdot \text{kN}$$

7.4 Verificação do esforço cortante

$$V_{2y} = 4.023 \cdot \text{kN} \quad V_{2x} = 0.461 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Sd,t} := \sqrt{V_{2y}^2 + V_{2x}^2} = 4.049 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Cisalhamento}_T := \begin{cases} \text{"Aceito"} & \text{if } V_{rd,t} \geq V_{Sd,t} \\ \text{"Redimensionar"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Aceito"}$$

8. Verificação esforços combinados

Combinação 2

$$M_{2y} = 6 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad M_{2x} = 0.3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad N_t = 22.4 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{N_t}{N_{rd,t}} = 0.202 \quad \frac{N_t}{N_{rd,t}} < 0.2$$

$$\frac{N_t}{N_{rd,t}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{2y}}{M_{rdx,t}} + \frac{M_{2x}}{M_{r dy,t}} \right) = 0.672$$

$$\text{Combinados}_t := \begin{cases} \text{"Perfil Suporta"} & \text{if } \frac{N_t}{N_{rd,t}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{2y}}{M_{rdx,t}} + \frac{M_{2x}}{M_{r dy,t}} \right) \leq 1 \\ \text{"Redimensionar"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Perfil Suporta"}$$

Dados de entrada das terças laterais:

Perfil U 102X10,8

Comprimento travado da terça	$L_d := 3\text{m}$	
Comprimento da terça	$L_t := 6\text{m}$	
Área da terça	$A_{5l} := 13.7\text{cm}^2$	
Centro de gravidade	$x_g := 1.17\text{cm}$	
Momento de Inercia	$I_{x_l} := 190.6\text{cm}^4$	$I_{y_l} := 18\text{cm}^4$
Espessura da mesa	$t_{f,l} := 7.5\text{mm}$	
Espessura da alma	$t_{0,l} := 8.13\text{mm}$	
Altura da terça	$h_l := 101.6\text{mm}$	
Largura da mesa	$b_{f,l} := 43.7\text{mm}$	
Raio de giração	$r_{x,l} := 3.73\text{cm}$	$r_{y,l} := 1.15\text{cm}$
Altura da alma	$h_{w,l} := 86.6\text{mm}$	
Módulo de resistência plástico	$W_{x,l} := 37.5\text{cm}^3$	$W_{y,l} := 5.61\text{cm}^3$

$$J_t := \frac{1}{3} \cdot \left(2 \cdot b_{f,t} \cdot t_{f,t}^3 + h_{w,t} \cdot t_{0,t}^3 \right) = 2.732 \cdot \text{cm}^4$$

$$x_a := \frac{t_{0,t} \cdot (h_{w,t} + t_{f,t})^2 \cdot b_{f,t}^2}{4 \cdot I_{x_t}} = 11.438 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Constante de empenamento} \quad C_{w,tl} := \frac{(h_{w,l} + t_{f,l})^2}{4} \cdot \left(I_{y_l} + A_{5l} \cdot x_g^2 - A_{5l} \cdot x_a \cdot x_g \right) = 173.777 \cdot \text{cm}^6$$

Módulo de resistência plástico

$$Z_{x,l} := b_{f,l} \cdot t_{f,l} \cdot (t_{f,l} + h_{w,l}) + (h_{w,l} \cdot t_{0,l}) \cdot \frac{h_{w,l}}{4} = 4.608 \times 10^4 \cdot \text{mm}^3$$

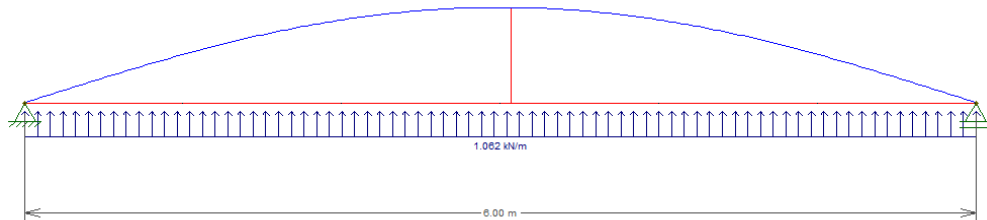
$$Z_{y,l} := t_{f,l} \cdot (b_{f,l} - x_g)^2 + t_{f,l} \cdot x_g^2 + (h_{w,l} \cdot t_{0,l}) \cdot \left(x_g - \frac{t_{0,l}}{2} \right) = 1.408 \times 10^4 \cdot \text{mm}^3$$

2. Deslocamento

2.1 ação variável característica

$$v := -1 \cdot \left(353.97 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot 3\text{m} \right) = -1.062 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Figura 43 – Terças lateral com valor característico da ação variável e deslocamentos.



Fonte: Do Autor (2015)

$$\delta_{ty.} := 4.721\text{mm}$$

$$\delta_{t.m\acute{a}x.} := \frac{6\text{m}}{120} = 5\cdot\text{cm}$$

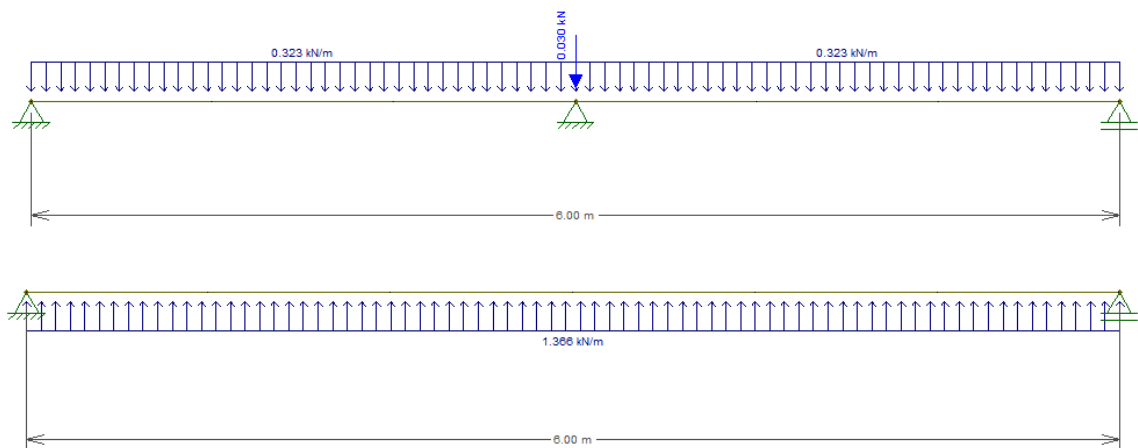
3. Combinações últimas normais

$$q_{1yt} := \gamma_g \cdot (te + ter) = 0.323 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{1xt} := \gamma_{q.v} \cdot v = -1.366 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

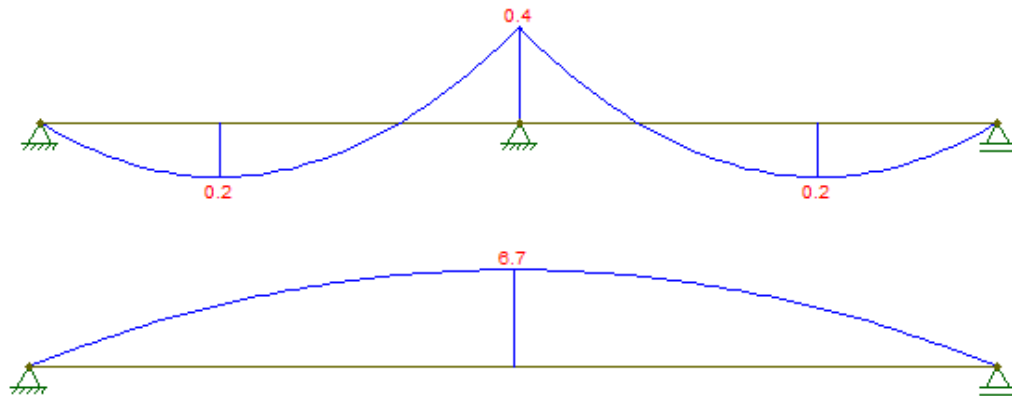
$$f_{yt} := \gamma_g \cdot \text{tirantes} = 0.03 \cdot \text{kN}$$

Figura 44 – Estado limite último normal nas direções x e y combinação 2 da terça lateral.



Fonte: Do Autor (2015)

Figura 45 – Digrama de momento fletor direção x e y combinação 2 da terça lateral.

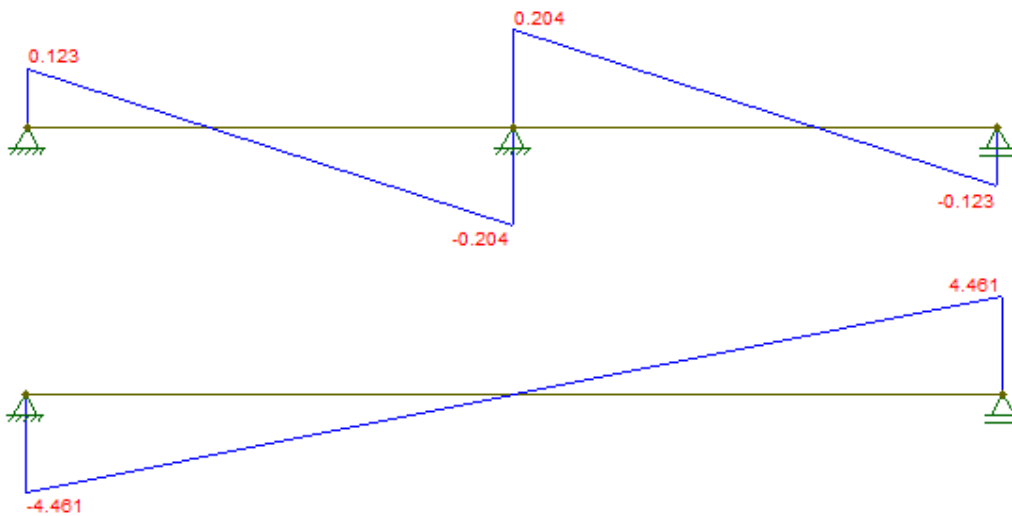


Fonte: Do Autor (2015)

Momento Fletor:

$$M_{1yl} := 6.7 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_{1xl} := 0.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Figura 46 – Digrama de esforço cortante direção x e y combinação 2 da terça lateral.



Fonte: Do Autor (2015)

Esforço Cortante:

$$V_{1yl} := 4.476 \text{ kN} \quad V_{1xl} := 0.6 \text{ kN}$$

4. Flexão na direção do eixo x

4.1 Flambagem lateral a torção (FLT)

$$\beta_{1,xl} := \frac{(f_{y,ter} - \sigma_{r,t}) \cdot W_{x,l}}{E \cdot J_1} = 0.0011802 \cdot \text{mm}^{-1}$$

$$\lambda_{FLT,1} := \frac{L_{dl}}{r_{y,1}} = 260.87 \quad \lambda_{p_{FLT,1}} := 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{y,ter}}} = 49.78$$

$$\lambda_{r_{FLT,1}} := \frac{1.38 \cdot \sqrt{I_{y1} \cdot J_1}}{r_{y,1} \cdot J_1 \cdot \beta_{1,x1}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_{w,t1} \cdot \beta_{1,x1}^2}{I_{y1}}}} = 367.52$$

$$FLT_1 := \begin{cases} \text{"Seção Compacta"} & \text{if } \lambda_{FLT,1} < \lambda_{p_{FLT,1}} \\ \text{"Seção Semi-compacta"} & \text{if } \lambda_{p_{FLT,1}} \leq \lambda_{FLT,1} \leq \lambda_{r_{FLT,1}} \\ \text{"Seção esbelta"} & \text{if } \lambda_{FLT,1} > \lambda_{r_{FLT,1}} \end{cases} = \text{"Seção Semi-compacta"}$$

$$M_{a1} := 5 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{b1} := 6.7 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{c1} := 5 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad R_{m1} := 1$$

$$C_{b,1} := \frac{12.5 \cdot M_{1y1}}{2.5 \cdot M_{1y1} + 3 \cdot M_{a1} + 4 \cdot M_{b1} + 3 \cdot M_{c1}} \cdot R_{m1} = 1.139$$

$$M_{pl,1} := f_{y,ter} \cdot Z_{x,1} = 11.521 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad M_{r,1} := (f_{y,ter} - \sigma_{r,t}) \cdot W_{x,1} = 6.563 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{FLT,1} := \frac{C_{b,1}}{\gamma_{a1}} \cdot \left[M_{pl,1} - (M_{pl,1} - M_{r,1}) \cdot \frac{\lambda_{FLT,1} - \lambda_{p_{FLT,1}}}{\lambda_{r_{FLT,1}} - \lambda_{p_{FLT,1}}} \right] = 8.516 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{rd_{FLT,1}} := \begin{cases} M_{FLT,1} & \text{if } M_{FLT,1} \leq \frac{M_{pl,1}}{\gamma_{a1}} \\ \frac{M_{pl,1}}{\gamma_{a1}} & \text{otherwise} \end{cases} = 8.516 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

4.2 Flambagem local da mesa (FLM)

$$\lambda_{FLM,1} := \frac{b_{f,1}}{t_{f,1}} = 5.827$$

$$\lambda_{p_{FLM,1}} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{y,ter}}} = 10.748 \quad \lambda_{r_{FLM,1}} := 0.83 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_{y,ter} - \sigma_{r,t})}} = 28.059$$

$$FLM_l := \begin{cases} \text{"Seção Compacta"} & \text{if } \lambda_{FLM,l} < \lambda_{p,FLM,l} \\ \text{"Seção Semi-compacta"} & \text{if } \lambda_{p,FLM,l} \leq \lambda_{FLM,l} \leq \lambda_{r,FLM,l} \\ \text{"Seção esbelta"} & \text{if } \lambda_{FLM,l} > \lambda_{r,FLM,l} \end{cases}$$

$$FLM_l = \text{"Seção Compacta"}$$

$$M_{rd,FLM,l} := \frac{M_{pl,l}}{\gamma_{a1}} = 10.474 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4.3 Flambagem local da alma (FLA)

$$\lambda_{FLA,l} := \frac{h_{w,l}}{t_{0,l}} = 10.652$$

$$\lambda_{p,FLA,l} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{y,ter}}} = 106.349 \quad \lambda_{r,FLA,l} := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_{y,ter} - \sigma_{r,t})}} = 192.695$$

$$FLA_l := \begin{cases} \text{"Seção Compacta"} & \text{if } \lambda_{FLA,l} < \lambda_{p,FLA,l} \\ \text{"Seção Semi-compacta"} & \text{if } \lambda_{p,FLA,l} \leq \lambda_{FLA,l} \leq \lambda_{r,FLA,l} \\ \text{"Seção esbelta"} & \text{if } \lambda_{FLA,l} > \lambda_{r,FLA,l} \end{cases} = \text{"Seção Compacta"}$$

$$M_{rd,FLA,l} := \frac{M_{pl,l}}{\gamma_{a1}} = 10.474 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{rdx,l} := \min(M_{rd,FLA,l}, M_{rd,FLM,l}, M_{rd,FLT,l}) = 8.516 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

5. Flexão na direção do eixo y

5.1 Flambagem local da alma (FLA)

$$\lambda_{FLA,tl} := \frac{h_{w,l}}{t_{0,l}} = 10.652$$

$$\lambda_{p,FLA,tl} := 1.12 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{y,ter}}} = 31.678 \quad \lambda_{r,FLA,tl} := 1.4 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_{y,ter} - \sigma_{r,t})}} = 47.329$$

$$FLA_{tl} := \begin{cases} \text{"Seção Compacta"} & \text{if } \lambda_{FLA,tl} < \lambda_{p,FLA,tl} \\ \text{"Seção Semi-compacta"} & \text{if } \lambda_{p,FLA,tl} \leq \lambda_{FLA,tl} \leq \lambda_{r,FLA,tl} \\ \text{"Seção esbelta"} & \text{if } \lambda_{FLA,tl} > \lambda_{r,FLA,tl} \end{cases} = \text{"Seção Compacta"}$$

$$M_{pl,tl} := Z_{y,l} \cdot f_{y,ter} = 3.521 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{rdy,l} := \frac{M_{pl,tl}}{\gamma_{a1}} = 3.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

6. Cisalhamento

6.1 Cisalhamento em torno do eixo x

$$k_{v,} := 5$$

$$\lambda_{p1} := 1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_{v,} \cdot E}{f_{y,ter}}} = 69.57 \quad \lambda_1 := \frac{h_{w,l}}{t_{0,l}} = 10.652 \quad \lambda_{r1} := 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_{v,} \cdot E}{f_{y,ter}}} = 86.646$$

$$V_{pl,l} := 0.60 \cdot (h_l \cdot t_{0,l}) \cdot f_{y,ter} = 123.901 \cdot \text{kN}$$

$$V_{rd,x} := \begin{cases} \frac{V_{pl,t}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_1 \leq \lambda_{p1} \\ \frac{\lambda_{p1} \cdot V_{pl,l}}{\lambda_1 \cdot \gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_{p1} < \lambda_1 \leq \lambda_{r1} \\ 1.24 \cdot \left(\frac{\lambda_{p1}}{\lambda_1} \right)^2 \cdot \frac{V_{pl,l}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_1 > \lambda_{r1} \end{cases} = 105.295 \cdot \text{kN}$$

6.2 Cisalhamento em torno do eixo y

$$k_{v,l} := 1.2$$

$$\lambda_{tl} := \frac{b_{f,l}}{t_{f,l}} = 5.827 \quad \lambda_{p,tl} := 1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_{v,l} \cdot E}{f_{y,ter}}} = 34.082 \quad \lambda_{r,tl} := 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_{v,l} \cdot E}{f_{y,ter}}} = 42.448$$

$$V_{pl,tl} := 0.60 \cdot (2 \cdot b_{f,l} \cdot t_{f,l}) \cdot f_{y,ter} = 98.325 \cdot \text{kN}$$

$$V_{rd,tl} := \begin{cases} \frac{V_{pl,tl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_{tl} \leq \lambda_{p,tl} \\ \frac{\lambda_{p,tl} \cdot V_{pl,tl}}{\lambda_{tl} \cdot \gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_{p,tl} < \lambda_{tl} \leq \lambda_{r,tl} \\ 1.24 \cdot \left(\frac{\lambda_{p,tl}}{\lambda_{tl}} \right)^2 \cdot \frac{V_{pl,tl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_{tl} > \lambda_{r,tl} \end{cases} = 89.386 \cdot \text{kN}$$

$$V_{rd,l} := \sqrt{V_{rd,tl}^2 + V_{rd,tl}^2} = 126.411 \cdot \text{kN}$$

6.3 Verificação de Cisalhamento

$$V_{rd,l} := \sqrt{V_{rd,tl}^2 + V_{rd,k}^2} = 138.119 \cdot \text{kN}$$

$$V_{1xl} = 0.6 \cdot \text{kN} \quad V_{1yl} = 4.476 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Sd,tl} := \sqrt{V_{1yl}^2 + V_{1xl}^2} = 4.516 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Cisalhamento}_{T1} := \begin{cases} \text{"Aceito"} & \text{if } V_{rd,l} \geq V_{Sd,tl} \\ \text{"Redimensionar"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Aceito"}$$

7. Verificação esforços combinados

$$M_{1yl} = 6.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad M_{1xl} = 0.4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{1yl}}{M_{rdx,l}} + \frac{M_{1xl}}{M_{rdy,l}} = 0.912$$

$$\text{Combinados}_1 := \begin{cases} \text{"Perfil Suporta"} & \text{if } \frac{M_{1yl}}{M_{rdx,l}} + \frac{M_{1xl}}{M_{rdy,l}} \leq 1 \\ \text{"Redimensionar"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Perfil Suporta"}$$

Dados de entrada dos tirantes:

Barra $\Phi=5 \text{ mm}$ Aço A36

$$\phi_t := 5 \text{ mm} \quad f_{ub} := 400 \text{ MPa}$$

$$A_{bt} := \frac{\pi \cdot \phi_t^2}{4} = 0.196 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{ef} := 0.75 \cdot A_{bt} = 0.147 \cdot \text{cm}^2$$

$$F_{t,R} := \frac{A_{ef} \cdot f_{ub}}{\gamma_{a2}} = 4.363 \cdot \text{kN}$$

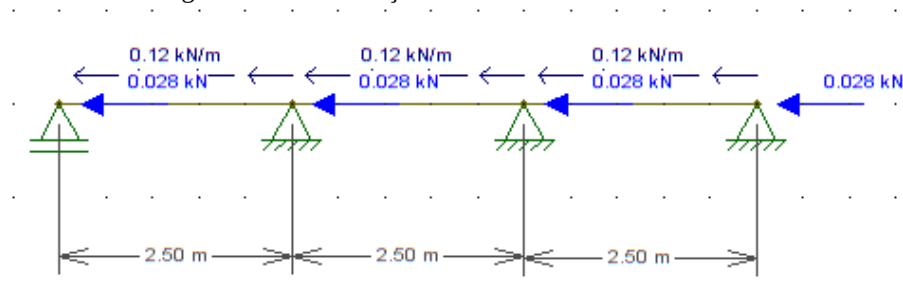
2.1 Combinação crítica da cobertura

$$F_d := \gamma_g \cdot g_p + \gamma_q \cdot \text{sobrec} = 1.314 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{d_x} := F_d \cdot \sin(5^\circ) = 0.115 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

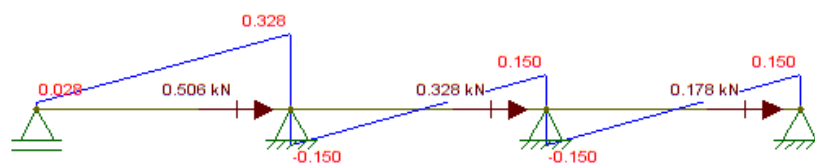
$$P_{dx} := \text{terço} \cdot \sin(5^\circ) = 0.028 \cdot \text{kN}$$

Figura 47 – Combinação crítica dos tirantes da cobertura.



Fonte: Do Autor (2015)

Figura 48 – Diagrama de esforço normal dos tirantes da cobertura.



Fonte: Do Autor (2015)

$$F_{T1,C} := 0.506 \text{ kN}$$

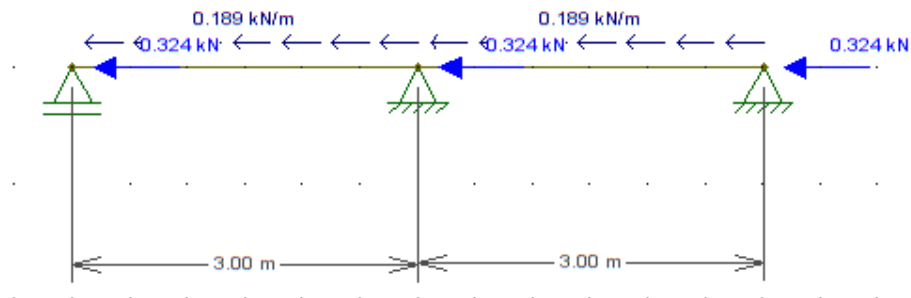
2.2 Combinação crítica lateral

$$F_{d_{\text{lat}}} := \gamma_g \cdot g_p + \gamma_q \cdot 0 = 0.189 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{d_{xl}} := F_d \cdot \sin(5^\circ) = 0.017 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

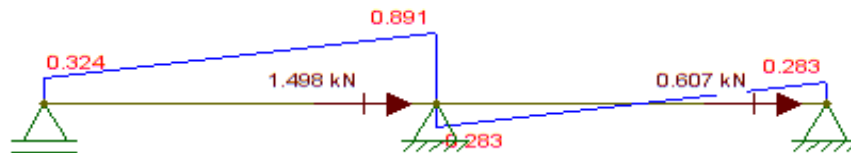
$$F_{T1.L} := \text{ter}\zeta = 0.324 \cdot \text{kN}$$

Figura 49 – Combinação crítica dos tirantes laterais.



Fonte: Do Autor (2015)

Figura 50 – Diagrama de esforço normal dos tirantes laterais.



Fonte: Do Autor (2015)

$$F_{T2.L} := 1.498 \text{ kN}$$

$$\text{Tirantes} := \begin{cases} \text{"Aceito"} & \text{if } F_{t.R} \geq F_{T2.L} \\ \text{"Redimensionar"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Aceito"}$$

Dados de entrada dos tirantes:

Barra $\phi = 12.5 \text{ mm}$ Aço A36

$$\phi_c := 12.5 \text{ mm}$$

$$f_u := 400 \text{ MPa}$$

$$A_b := \frac{\pi \cdot \phi_c^2}{4} = 1.227 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{ef} := 0.75 \cdot A_{bt} = 0.147 \cdot \text{cm}^2$$

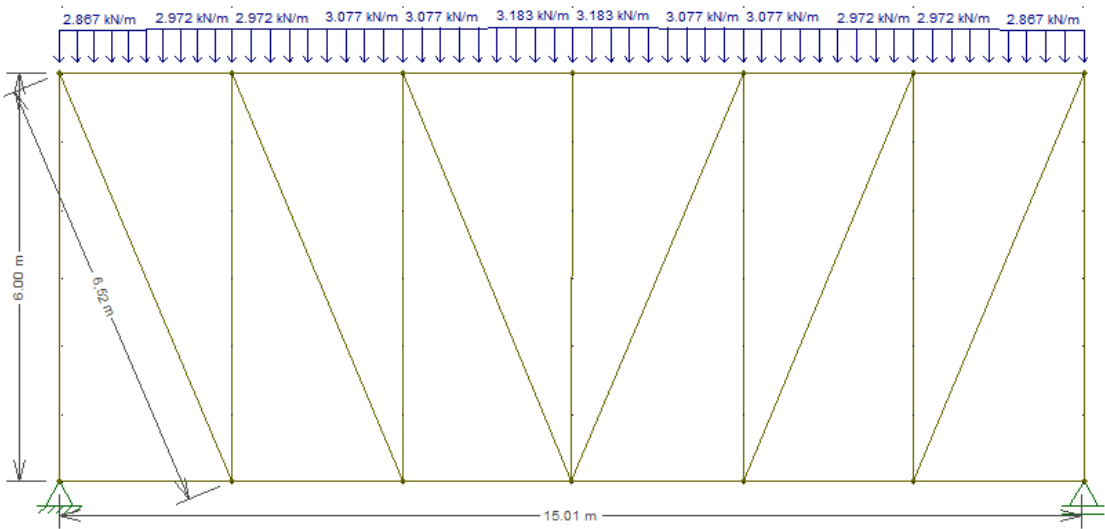
$$F_{t.R} := \frac{A_{ef} \cdot f_{ub}}{\gamma_{a2}} = 4.363 \cdot \text{kN}$$

Tabela 14 - Valores obtidos de carga de vento e combinação de última normal dos contraventamentos (kN/m).

Carga de Vento	1,911	1,982	2,052	2,122
Combinação de estado limite último de Vento $= \gamma_q * v$	2,867	2,972	3,077	3,183

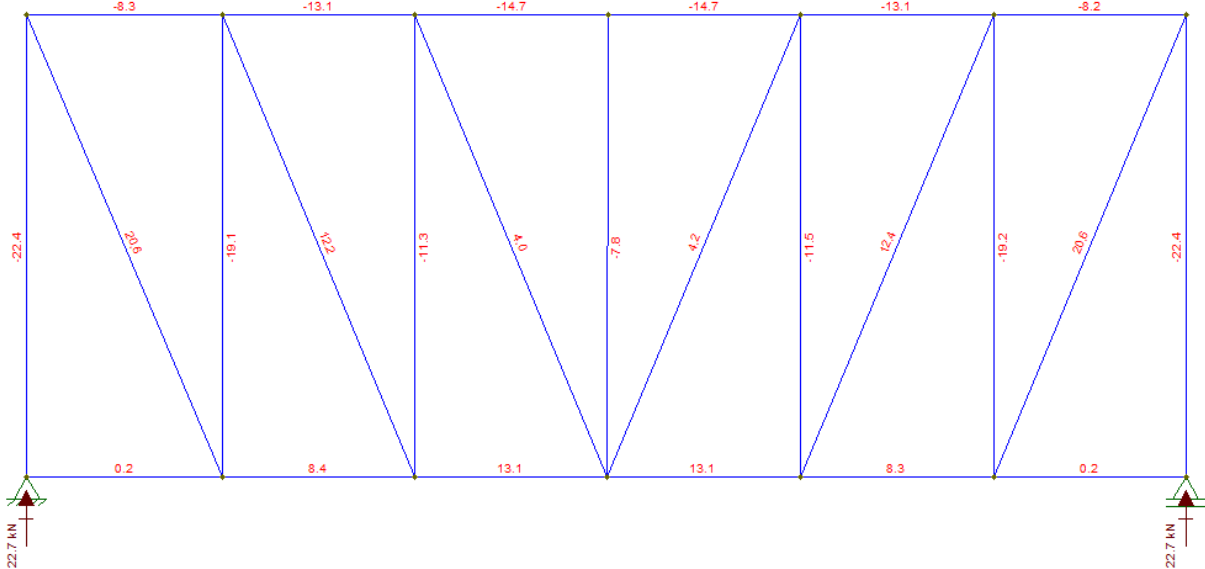
Fonte: Do Autor (2015)

Figura 51 – Combinação última normais nos contraventamentos superiores.



Fonte: Do Autor (2015)

Figura 52 – Diagrama de Esforço normal nos contraventamentos da cobertura.



Fonte: Do Autor (2015)

Esforço solicitante contraventamento da cobertura

$$N_c := 20.6 \text{ kN} \quad \text{Tração}$$

$$\text{Contraventamento} := \begin{cases} \text{"Aceito"} & \text{if } F_{tR} \geq N_c \\ \text{"Redimensionar"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Aceito"}$$

Contraventamento lateral

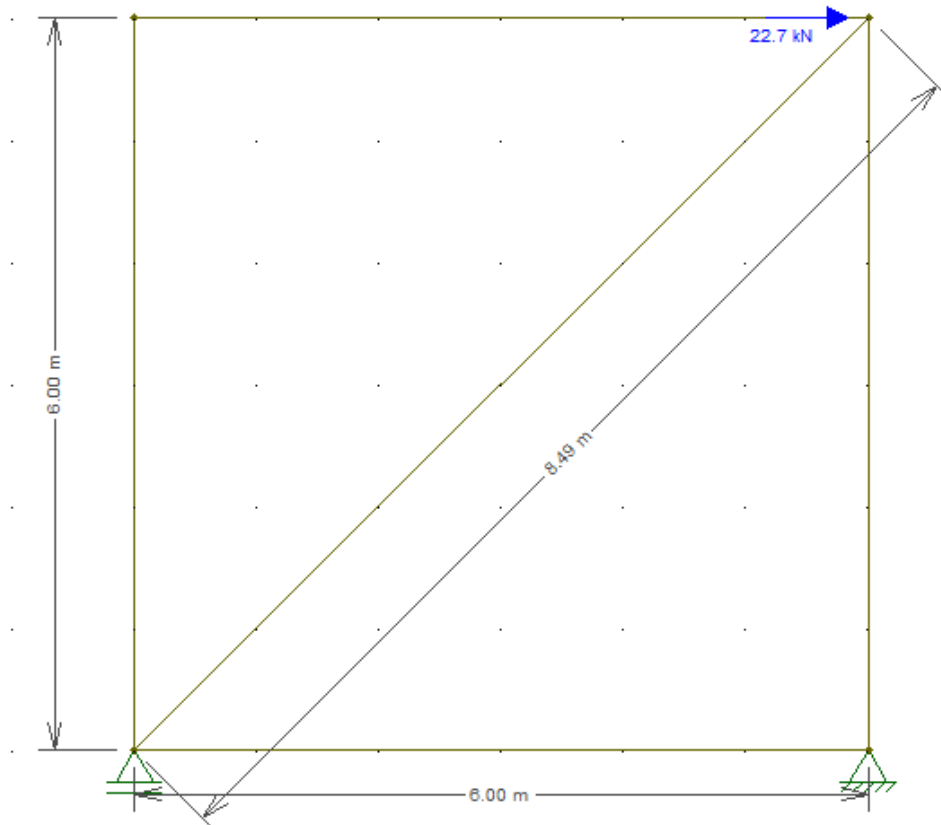
$$\phi_l := 16 \text{ mm}$$

$$A_{bl} := \frac{\pi \cdot \phi_l^2}{4} = 2.011 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{ef.} := 0.75 \cdot A_{bl} = 1.508 \cdot \text{cm}^2$$

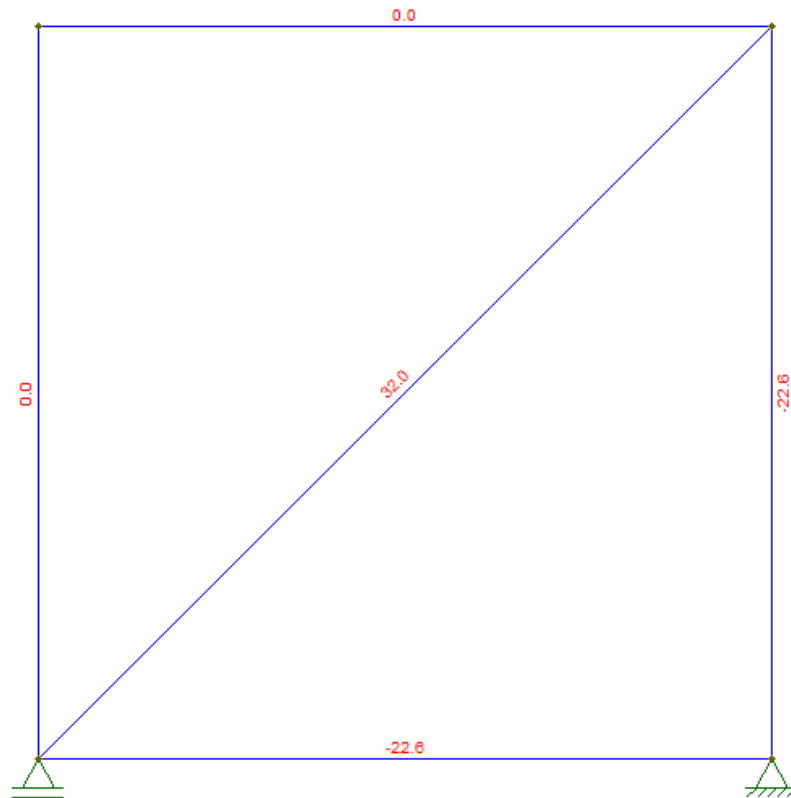
$$F_t := \frac{A_{ef.} \cdot f_{ub}}{\gamma_{a2}} = 44.68 \cdot \text{kN}$$

Figura 53 – Combinação última normais nos contraventamentos laterais.



Fonte: Do Autor (2015)

Figura 54 – Combinação última normais nos contraventamentos laterais.



Fonte: Do Autor (2015)

Carregamento no tirante

$N_{t1} := 32\text{kN}$ Tração

Contraventamento $:= \begin{cases} \text{"Aceito"} & \text{if } F_t \geq N_c \\ \text{"Redimensionar"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Aceito"}$

Dados de entrada dos pilares frontais:

Perfil W 200X15

Comprimento do pilar $L_F := 6.6\text{m}$

Área do pilar $A_F := 19.4\text{cm}^2$

Espessura da alma $t_{w,F} := 4.3\text{mm}$

Espessura da mesa $t_{f,F} := 5.2\text{mm}$

Altura total da seção transversal $d_F := 200\text{mm}$

Altura da alma	$h_{w,F.} := 190\text{mm}$	
Largura da mesa	$b_{f,F.} := 100\text{mm}$	
Momento de Inercia	$I_{x,F.} := 1305\text{cm}^4$	$I_{y,F.} := 87\text{cm}^4$
Constante de Empenamento	$C_{w,F.} := 8222\text{cm}^6$	
Raio de giração	$r_{x,F.} := 8.2\text{cm}$	$r_{y,F.} := 2.12\text{cm}$
Módulo de Resistência elástico	$W_{Fy.} := \frac{I_{y,F.}}{\frac{d_{F.}}{2}} = 8.7 \cdot \text{cm}^3$	$W_{Fx.} := \frac{I_{x,F.}}{\frac{d_{F.}}{2}} = 130.5 \cdot \text{cm}^3$
Módulo de Resistência plástico	$Z_{x,F.} := 147.9\text{cm}^3$	$Z_{y,F.} := 27.3\text{cm}^3$

2.1 Combinação frequente de serviço

$$q_a := \Psi_1 \cdot 0.497 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 0.149 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_f := \Psi_1 \cdot -0.596 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = -0.179 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

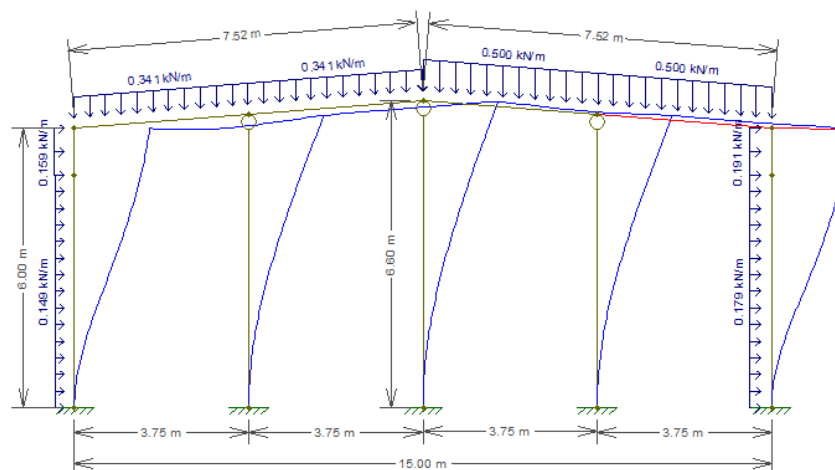
$$q_b := \Psi_1 \cdot 0.531 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 0.159 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_e := \Psi_1 \cdot -0.637 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = -0.191 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_c := q_F + \Psi_1 \cdot -1.168 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 0.341 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_d := q_F + \Psi_1 \cdot -0.637 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 0.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Figura 55 – Combinação frequente de serviço e deslocamento dos pilares frontais.



Fonte: Do Autor (2015)

2.2 Deslocamento horizontal do pilar

$$\delta_F := 2.11\text{mm}$$

$$\delta_{\text{máx}F} := \frac{L_F}{300} = 2.2 \cdot \text{cm}$$

$$\begin{cases} \text{"ok"} & \text{if } \delta_F \leq \delta_{\text{máx}F} \\ \text{"Redimensionar"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"ok"}$$

3. Estado limite último

Combinação 1: Carga Permanente + Carga Acidental

$$F_1 := \gamma_g \cdot q_g + \gamma_q \cdot q_{ac}$$

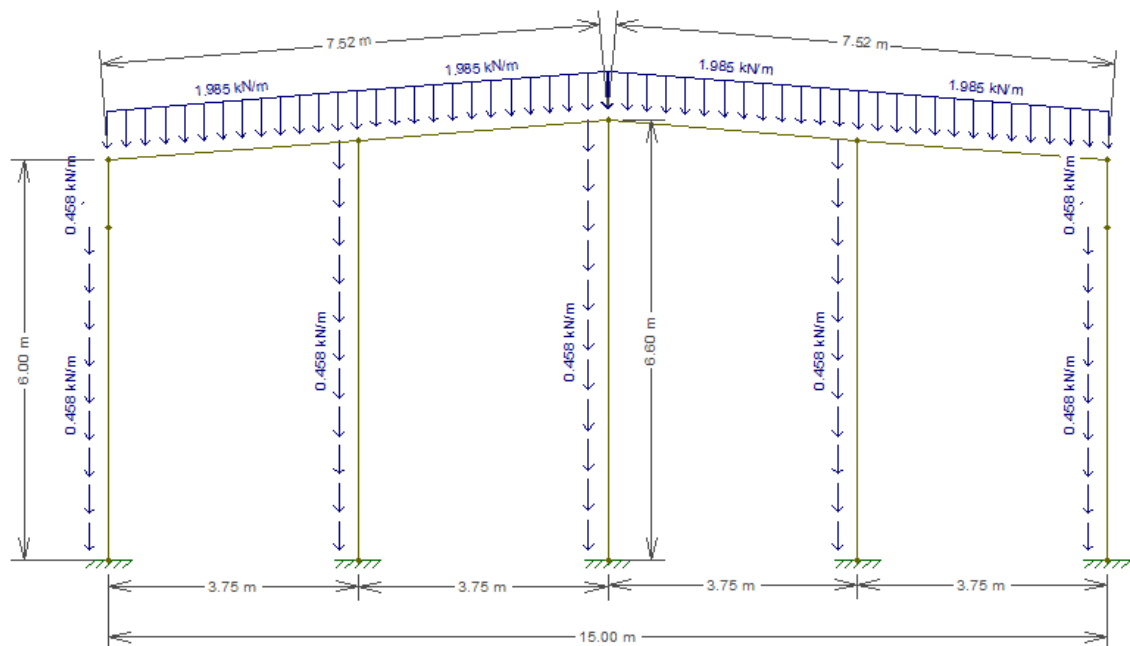
Combinação 2: Carga Permanente + Vento 0°

$$F_2 := 1 \cdot q_g + \gamma_{q,v} \cdot v_{0^\circ}$$

Combinação 3: Carga Permanente + Vento 90°

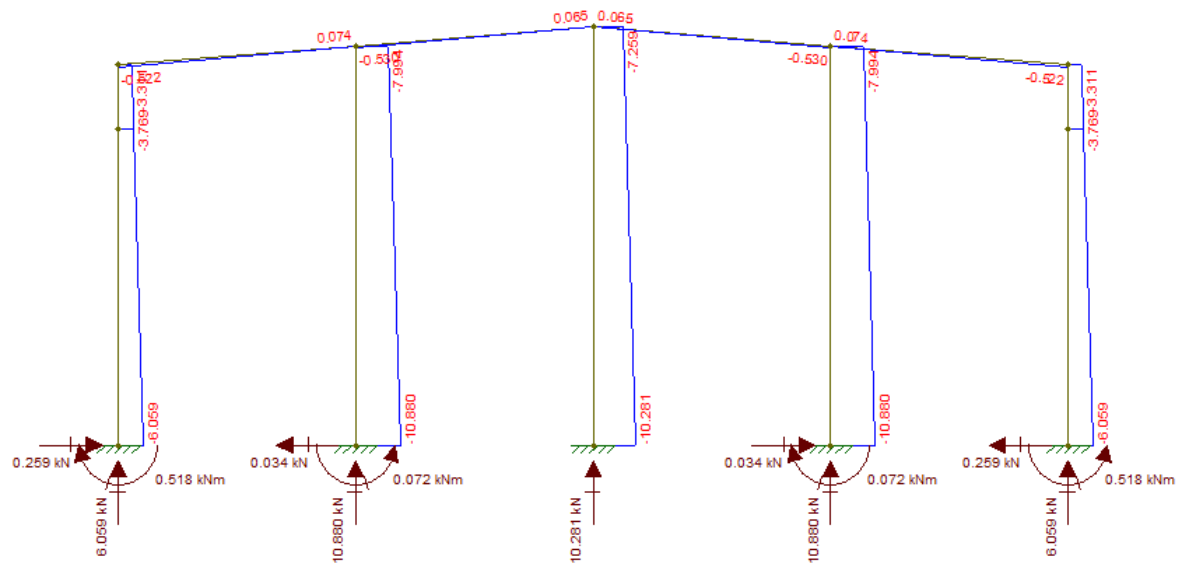
$$F_3 := 1 \cdot q_g + \gamma_{q,v} \cdot v_{0^\circ}$$

Figura 56 – Combinação última normal 1 dos pilares frontais.



Fonte: Do Autor (2015)

Figura 57 – Digrama de esforço normal 1dos pilares frontais.



Fonte: Do Autor (2015)

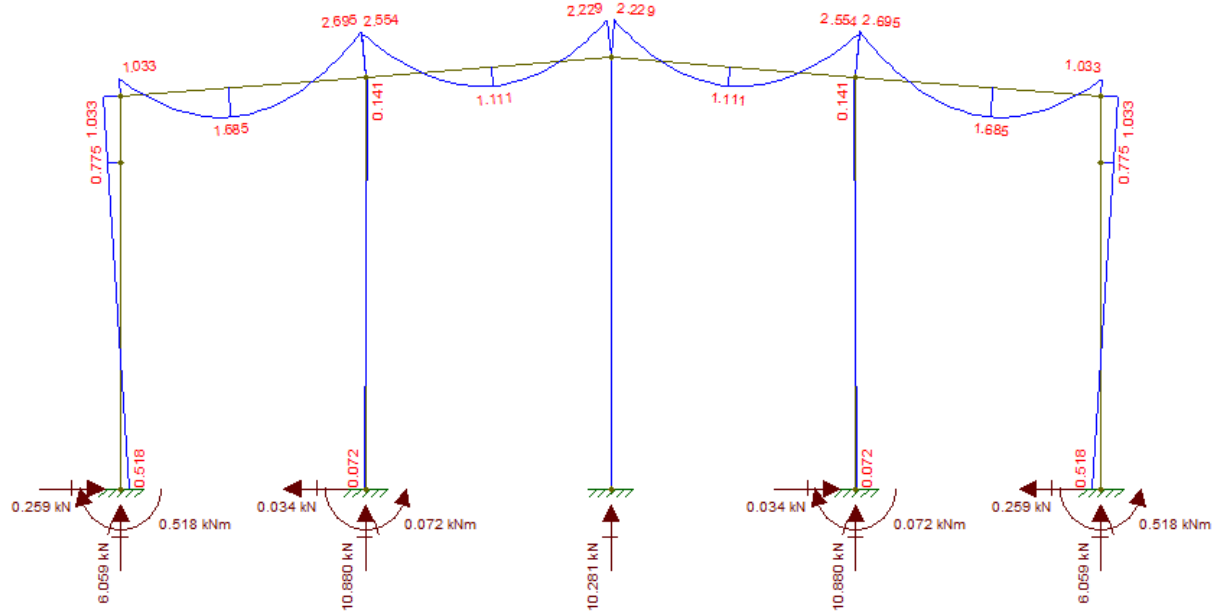
Esforço Normal (compressão):

$$N_{L,1} := 6.059 \text{ kN}$$

$$N_{IN,1} := 10.880 \text{ kN}$$

$$N_{CEN,1} := 10.281 \text{ kN}$$

Figura 58 – Digrama de momento fletor 1dos pilares frontais.

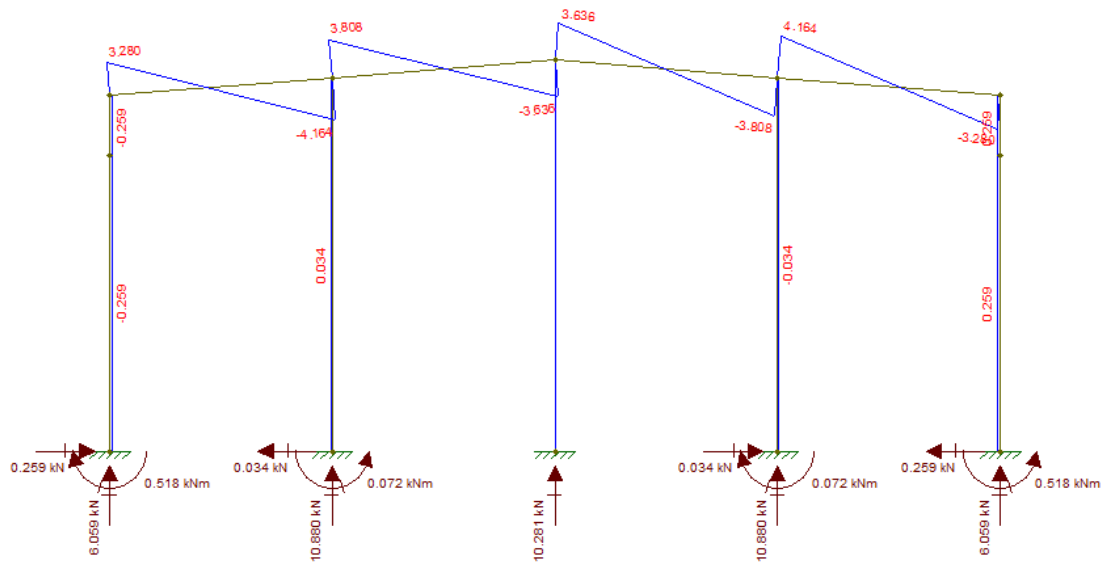


Fonte: Do Autor (2015)

Momento Fletor Longitudinal:

$$M_{L,1} := 0.518 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Figura 59 – Digrama de esforço cortante 1 dos pilares frontais.

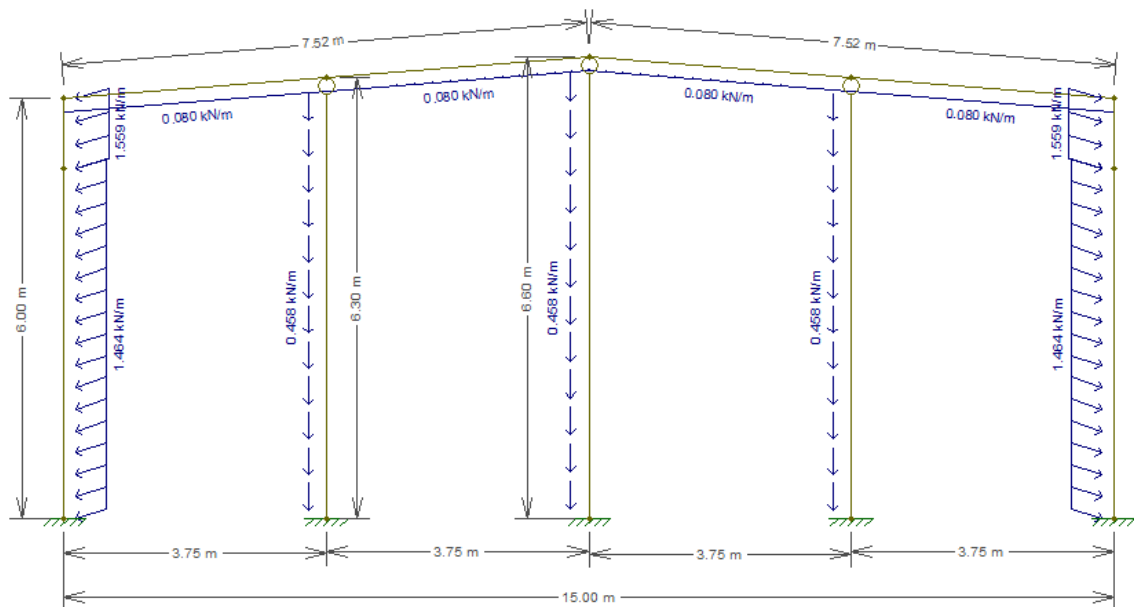


Fonte: Do Autor (2015)

Esforço Cortante:

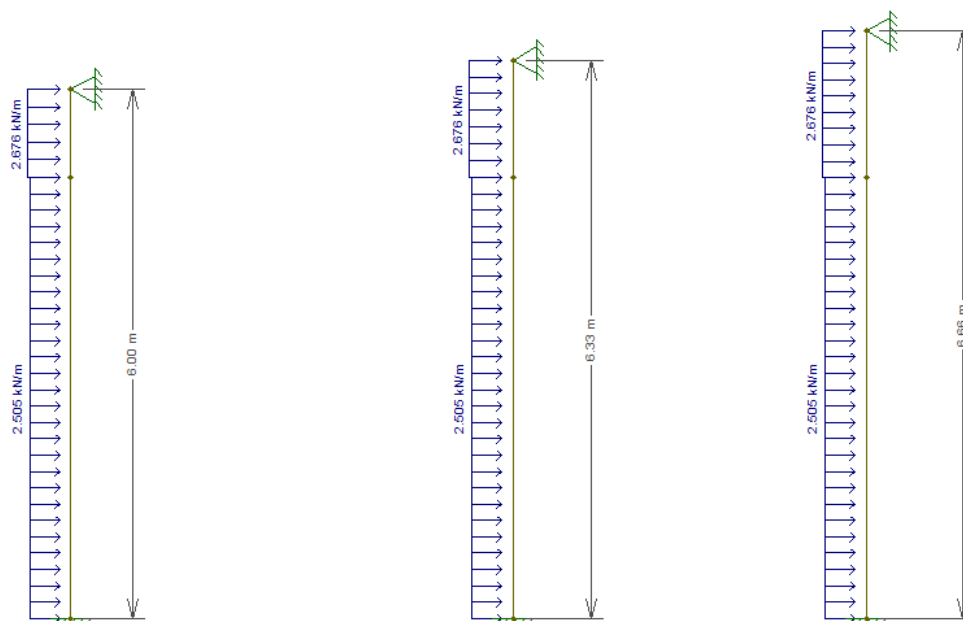
$$V_{L,1} := 0.253 \text{ kN}$$

Figura 60 – Combinação última normal 2 dos pilares frontais na direção longitudinal.



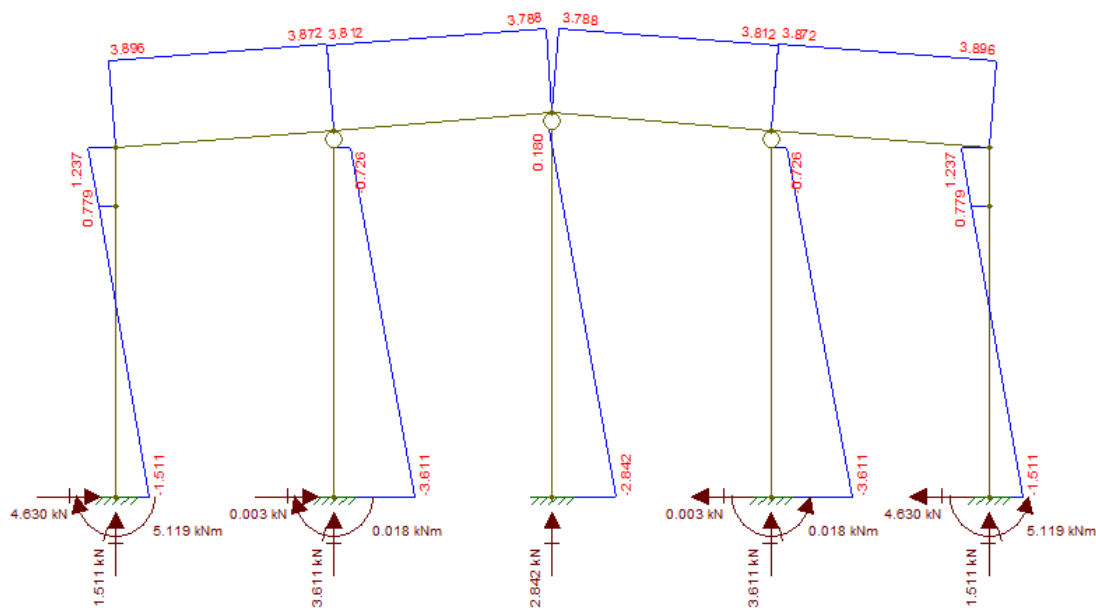
Fonte: Do Autor (2015)

Figura 61 – Combinação última normal 2 dos pilares frontais na direção transversal.



Fonte: Do Autor (2015)

Figura 62 – Digrama de esforço normal 2 dos pilares frontais na direção longitudinal.



Fonte: Do Autor (2015)

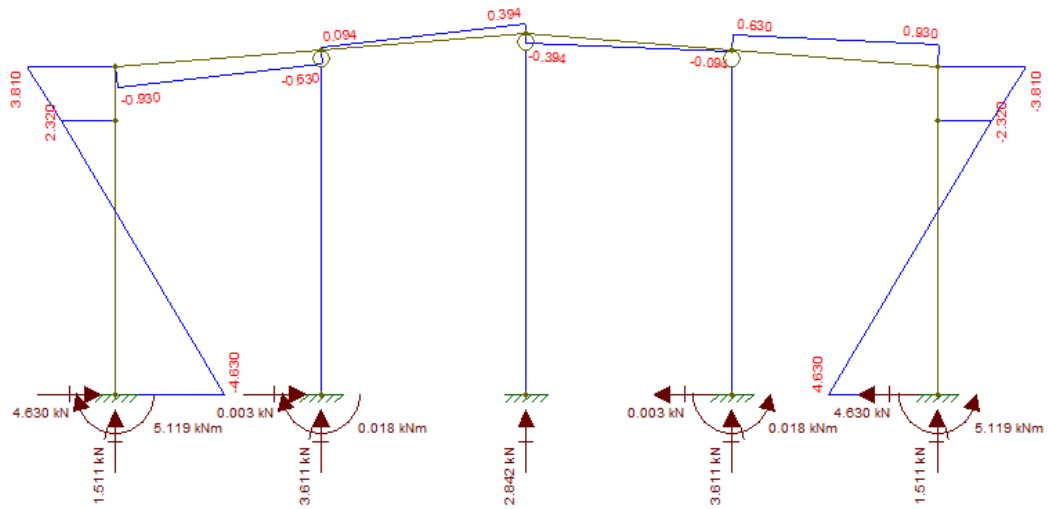
Esforço Normal (compressão):

$$N_{L,2} := -1.511 \text{ kN}$$

$$N_{IN,2} := -3.611 \text{ kN}$$

$$N_{CEN,2} := -2.842 \text{ kN}$$

Figura 65 – Digrama de esforço cortante 2 dos pilares frontais na direção longitudinal.

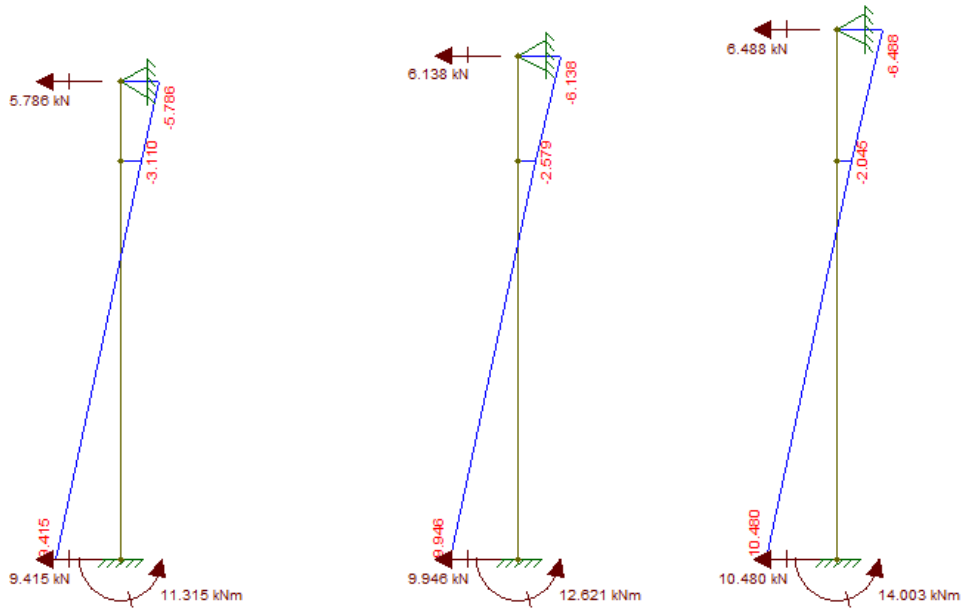


Fonte: Do Autor (2015)

Esforço Cortante Longitudinal:

$$V_{L,2} := 4.625 \text{ kN}$$

Figura 66 – Digrama de esforço cortante 2 dos pilares frontais na direção transversal.



Fonte: Do Autor (2015)

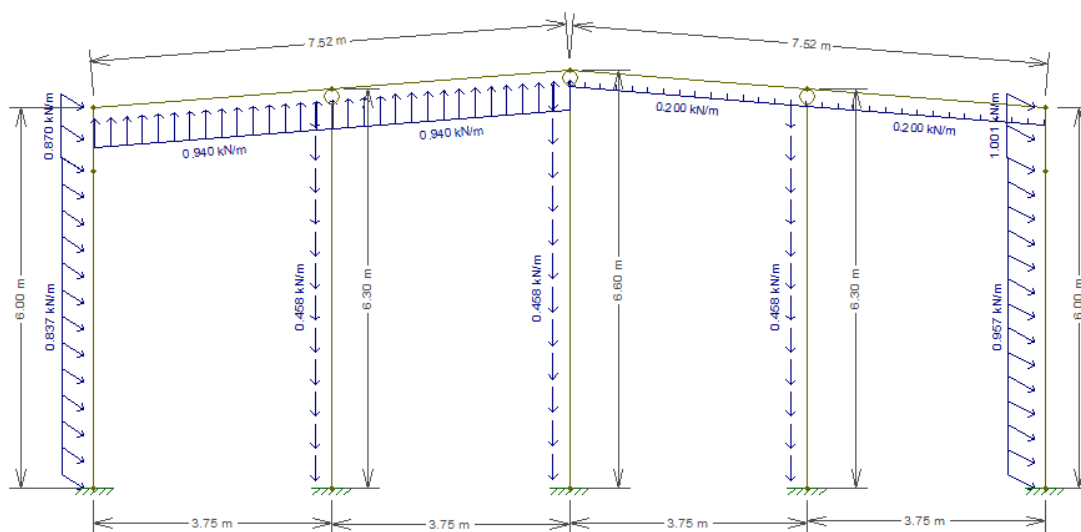
Esforço Cortante Transversal:

$$V_{T,2} := 9.415 \text{ kN}$$

$$V_{IN,2} := 9.946 \text{ kN}$$

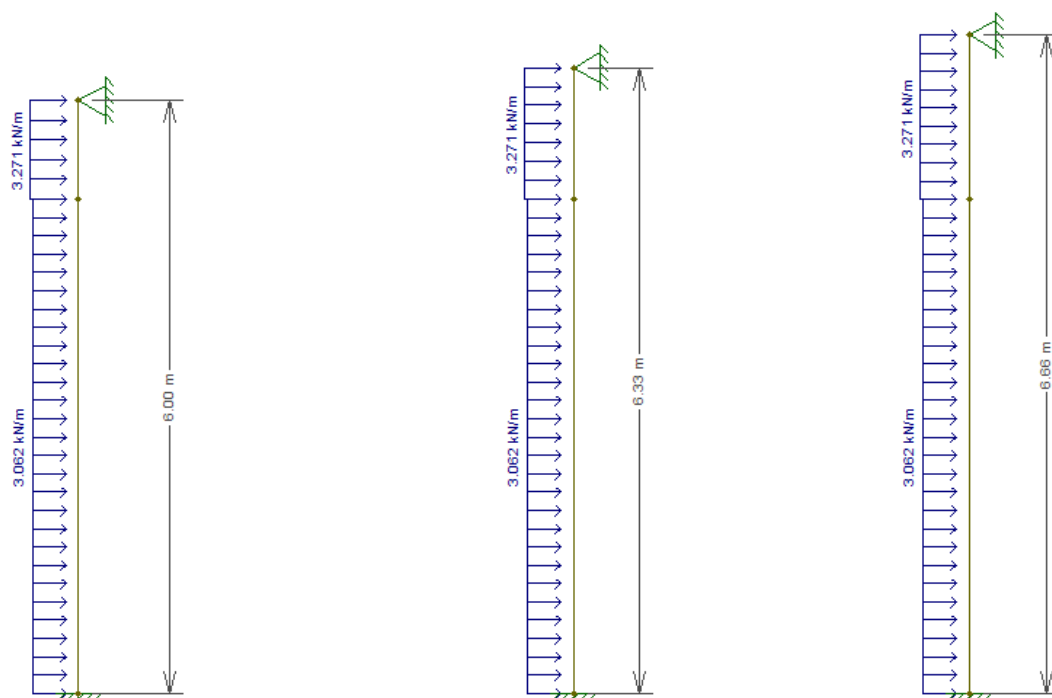
$$V_{C,2} := 10.48 \text{ kN}$$

Figura 67 – Combinação última normal 3 dos pilares frontais na direção longitudinal.



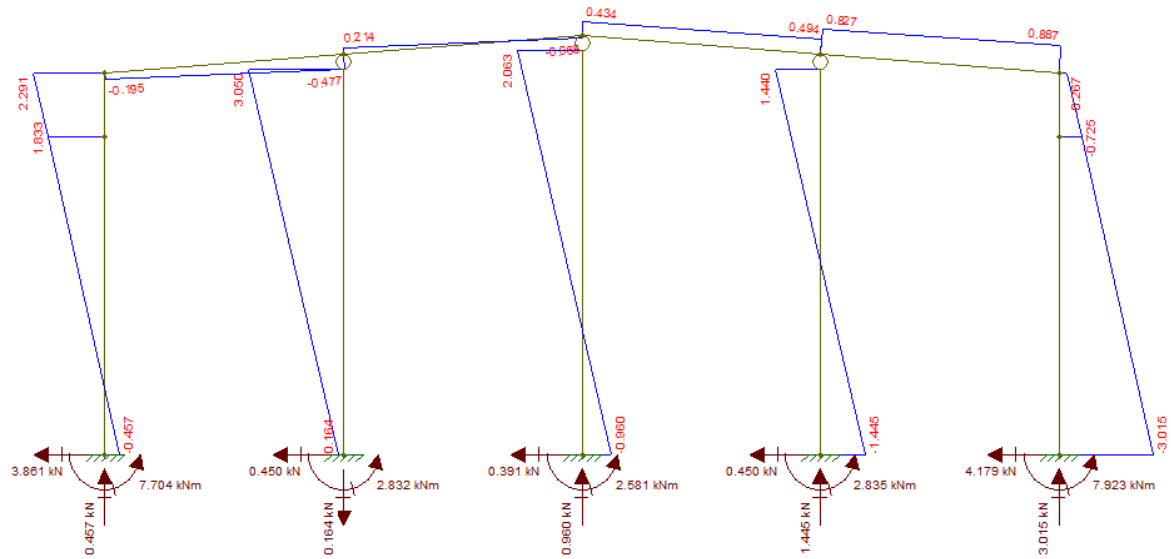
Fonte: Do Autor (2015)

Figura 68 – Combinação última normal 3 dos pilares frontais na direção transversal.



Fonte: Do Autor (2015)

Figura 69 – Digrama de esforço normal 3 dos pilares frontais na direção longitudinal.



Fonte: Do Autor (2015)

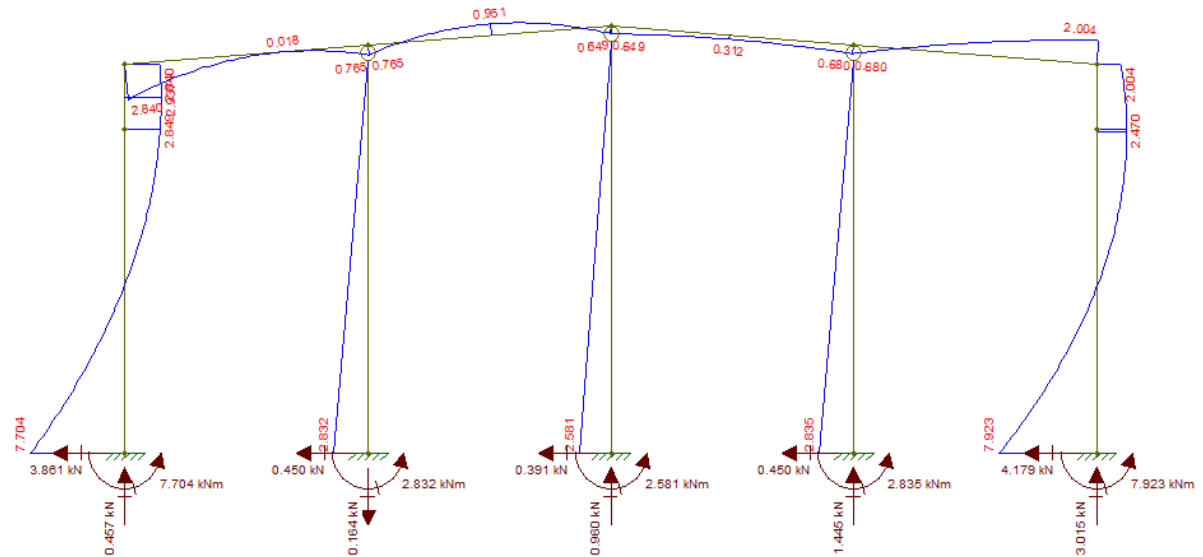
Esforço Normal (compressão):

$$N_{L.3} := 3.015 \text{ kN}$$

$$N_{IN.3} := 1.445 \text{ kN}$$

$$N_{CEN.3} := 0.960 \text{ kN}$$

Figura A.70 – Digrama de momento fletor 3 dos pilares frontais na direção longitudinal.

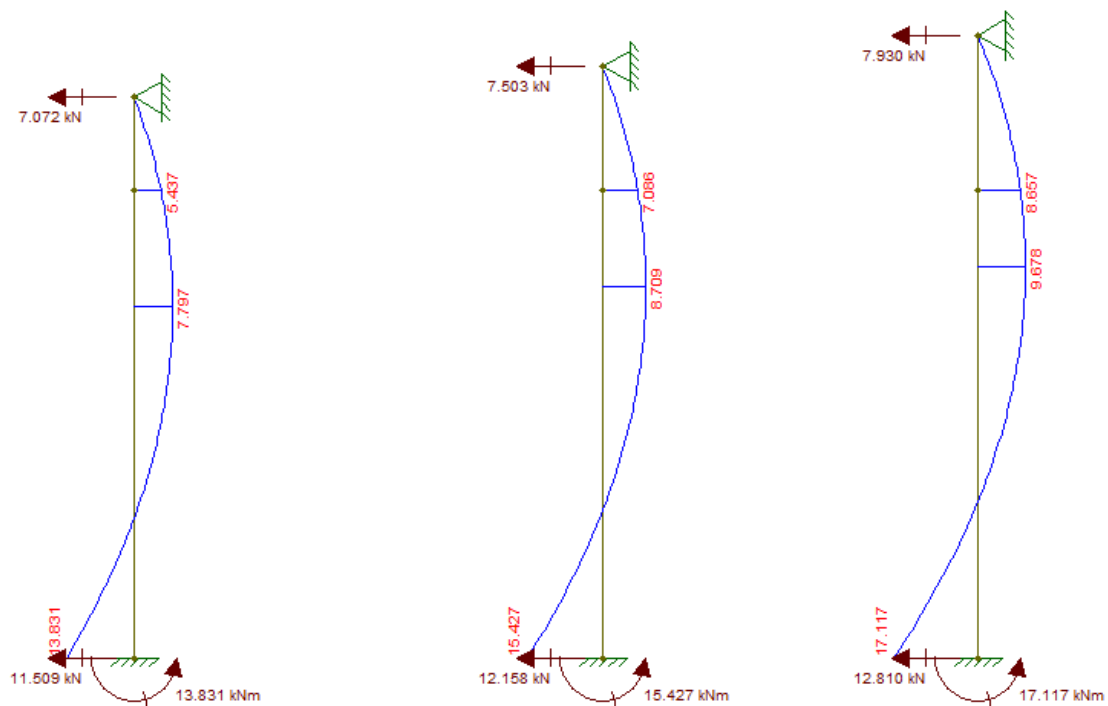


Fonte: Do Autor (2015)

Momento Fletor Longitudinal:

$$M_{LON.3} := 7.923 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Figura 71 – Digrama de momento fletor 3 dos pilares frontais na direção transversal.



Fonte: Do Autor (2015)

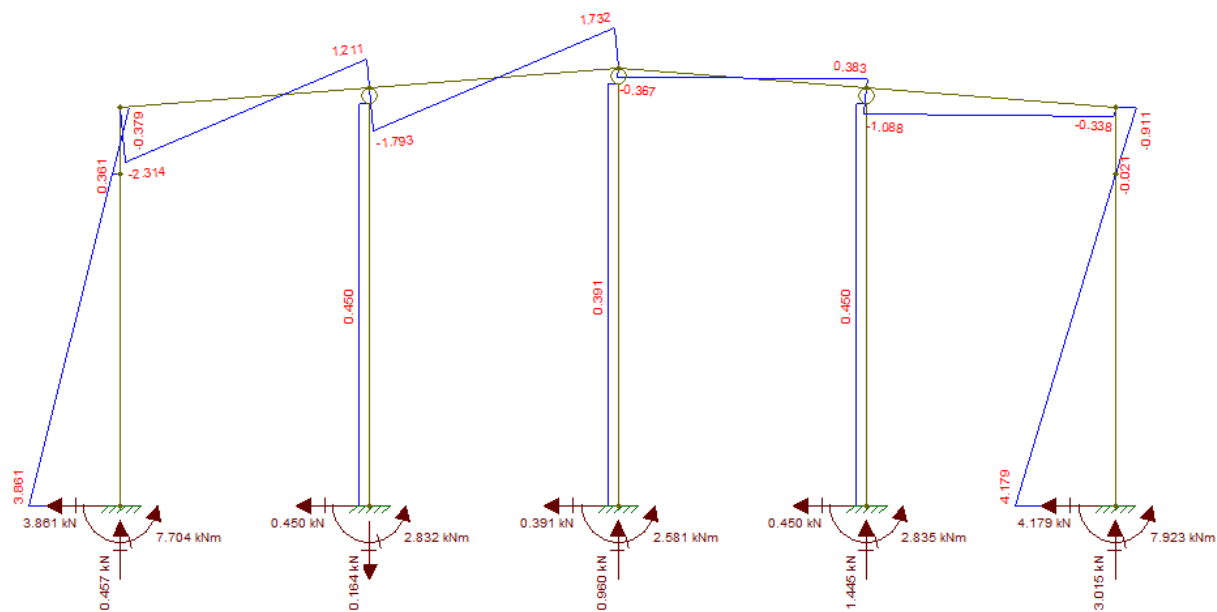
Momento Fletor Transversal:

$$M_{TRA.3} := 13.831 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{IN.3} := 15.427 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CEN.3} := 17.117 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Figura 72 – Digrama de esforço cortante 3 dos pilares frontais na direção longitudinal.

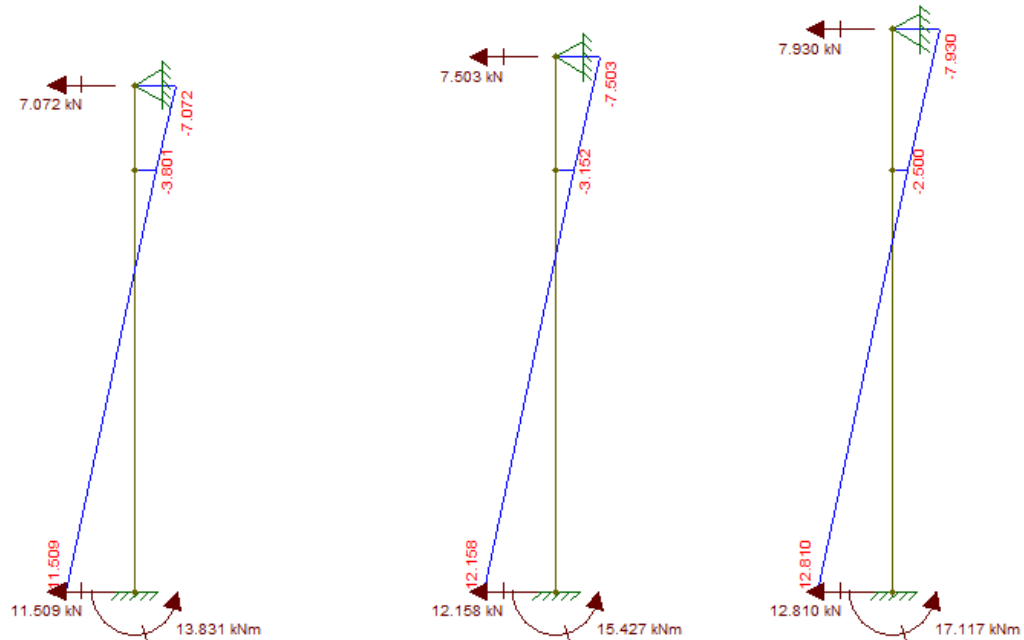


Fonte: Do Autor (2015)

Esforço Cortante Longitudinal:

$$V_{L,3} := 4.922 \text{ kN}$$

Figura 73 – Digrama de esforço cortante 3 dos pilares frontais na direção longitudinal.



Fonte: Do Autor (2015)

Esforço Cortante Transversal:

$$V_{T,3} := 11.509 \text{ kN}$$

$$V_{IN,3} := 12.158 \text{ kN}$$

$$V_{CEN,3} := 12.810 \text{ kN}$$

4. Verificação a compressão

4.1 Esbeltez da alma

$$\frac{h_{w,F}}{t_{w,F}} = 44.186$$

$$1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 35.875$$

$$b_{ef,F} := 1.92 \cdot t_{w,F} \cdot \sqrt{\frac{E}{0.727 f_y}} \cdot \left[1 - \left(\frac{0.34}{\frac{h_{w,F}}{t_{w,F}}} \cdot \sqrt{\frac{E}{0.727 f_y}} \right) \right] = 0.182 \text{ m}$$

$$b_{ef,F} \leq h_{w,F} = 1$$

$$A_{g,w,F} := h_{w,F} \cdot t_{w,F} = 8.17 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{ef,w,F} := A_{g,w,F} - (h_{w,F} - b_{ef,F}) \cdot t_{w,F} = 7.847 \cdot \text{cm}^2$$

$$Q_{a,F} := \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{h_{w,F}}{t_{w,F}} \leq 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ \frac{A_{ef,w,F}}{(A_{g,w,F})} & \text{otherwise} \end{cases} = 0.96$$

4.2 Esbeltez da mesa

$$\frac{b_{f,F}}{2t_{f,F}} = 9.615 \quad 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 13.483$$

$$Q_{s,F} := \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{b_{f,F}}{2t_{f,F}} \leq 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ 1.415 - 0.74 \cdot \frac{b_{f,F}}{2t_{f,F}} \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} & \text{if } 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b_{f,F}}{2t_{f,F}} \leq 1.03 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ \frac{0.69 \cdot E}{f_y \cdot \left(\frac{b_{f,F}}{2t_{f,F}}\right)^2} & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

$$Q_F := Q_{a,F} \cdot Q_{s,F} = 0.96$$

4.3 Carga de flambagem elástica

$$N_{ex,F} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{x,F}}{(0.65 \cdot L_F)^2} = 1399.670 \cdot \text{kN}$$

$$N_{ey,F} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{y,F}}{(0.65 \cdot 3\text{m})^2} = 451.627 \cdot \text{kN}$$

$$r_{o,F} := \sqrt{r_{x,F}^2 + r_{y,F}^2} = 8.47 \cdot \text{cm}$$

$$J_F := \frac{1}{3} \cdot \left[2 \cdot b_{f,F} \cdot t_{f,F}^3 + (t_{w,F} + t_{f,F}) \cdot t_{w,F}^3 \right] = 0.963 \cdot \text{cm}^4$$

$$N_{ez,F} := \frac{1}{r_{o,F}^2} \cdot \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_{w,F}}{(1 \cdot 3\text{m})^2} + G \cdot J_F \right] = 354.706 \cdot \text{kN}$$

$$N_{e,F} := \min(N_{ex,F}, N_{ey,F}, N_{ez,F}) = 354.706 \text{ kN}$$

$$\lambda_{o,F} := \sqrt{\frac{Q_F \cdot A_{g,w,F} \cdot f_y}{N_{e,F}}} = 0.874$$

$$X_F := \begin{cases} 0.658 \lambda_{o,F}^2 & \text{if } \lambda_{o,F} \leq 1.5 \\ \frac{0.877}{\lambda_{o,F}^2} & \text{otherwise} \end{cases} = 0.727$$

$$N_{rd,F} := \frac{X_F \cdot Q_F \cdot A_{g,w,F} \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = 178.804 \text{ kN}$$

5. Flexão

5.1 Flambagem lateral torção (FLT)

$$\beta_{1,F} := \frac{(f_y - \sigma_r) \cdot W_{10F}}{E \cdot J_F} = 20.838 \cdot \text{m}^{-1}$$

$$\lambda_{FLT,F} := \frac{3\text{m}}{r_{y,F}} = 141.509$$

$$\lambda_{p,FLT,F} := 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42.376$$

$$\lambda_{r,FLT,F} := \frac{1.38 \cdot \sqrt{I_{y,F} \cdot J_F}}{r_{y,F} \cdot J_F \cdot \beta_{1,F}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_{w,F} \beta_{1,F}^2}{I_{y,F}}}} = 101.034$$

$$FLT_F := \begin{cases} \text{"Seção Compacta"} & \text{if } \lambda_{FLT,F} < \lambda_{p,FLT,F} \\ \text{"Seção Semi-compacta"} & \text{if } \lambda_{p,FLT,F} \leq \lambda_{FLT,F} \leq \lambda_{r,FLT,F} \\ \text{"Seção esbelta"} & \text{if } \lambda_{FLT,F} > \lambda_{r,FLT,F} \end{cases} = \text{"Seção esbelta"}$$

$$M_{aF} := 0.130 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{bF} := 10.415 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cF} := 10.614 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_{mF} := 1$$

$$C_{b,F} := \frac{12.5 \cdot M_{TRA,3}}{2.5 \cdot M_{TRA,3} + 3 \cdot M_{aF} + 4 \cdot M_{bF} + 3 \cdot M_{cF}} \cdot R_{mF} = 1.594$$

$$M_{cr,F} := \frac{C_{b,F} \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_{y,F}}{(3\text{m})^2} \cdot \sqrt{\frac{C_{w,F}}{I_{y,F}} \left[1 + \frac{0.039 \cdot J_F \cdot (3\text{m})^2}{C_{w,F}} \right]} = 35.119 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl.F} := f_y \cdot Z_{x.F} = 51.026 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{r.F} := f_y \cdot W_{10F} = 57.307 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{rd_{FLT.F}} := \begin{cases} \frac{M_{cr.F}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \frac{M_{cr.F}}{\gamma_{a1}} \leq M_{pl.F} \\ \frac{M_{pl.F}}{\gamma_{a1}} & \text{otherwise} \end{cases} = 31.926 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

5.2 Flambagem local da mesa (FLM)

$$\lambda_{FLM.F} := \frac{b_{f.F}}{t_{f.F}} = 19.231$$

$$\lambda_{p_{FLM.F}} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.149$$

$$\lambda_{r_{FLM.F}} := 0.83 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} = 23.886$$

$$FLM_F := \begin{cases} \text{"Seção Compacta"} & \text{if } \lambda_{FLM.F} < \lambda_{p_{FLM.F}} \\ \text{"Seção Semi-compacta"} & \text{if } \lambda_{p_{FLM.F}} \leq \lambda_{FLM.F} \leq \lambda_{r_{FLM.F}} \\ \text{"Seção esbelta"} & \text{if } \lambda_{FLM.F} > \lambda_{r_{FLM.F}} \end{cases}$$

$$FLM_F = \text{"Seção Semi-compacta"}$$

$$M_{FLM.F} := \frac{1}{\gamma_{a1}} \cdot \left[M_{pl.F} - (M_{pl.F} - M_{r.F}) \cdot \frac{\lambda_{FLM.F} - \lambda_{p_{FLM.F}}}{\lambda_{r_{FLM.F}} - \lambda_{p_{FLM.F}}} \right] = 50.294 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{rd_{FLM.F}} := \begin{cases} M_{FLM.F} & \text{if } M_{FLM.F} \leq \frac{M_{pl.F}}{\gamma_{a1}} \\ \frac{M_{pl.F}}{\gamma_{a1}} & \text{otherwise} \end{cases} = 46.387 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

5.3 Flambagem local da alma (FLA)

$$\lambda_{FLA.F} := \frac{h_{w.F}}{t_{w.F}} = 44.186$$

$$\lambda_{p_{FLA.F}} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90.53$$

$$\lambda_{r_{FLA.F}} := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} = 164.033$$

$$FLA_F := \begin{cases} \text{"Seção Compacta"} & \text{if } \lambda_{FLA,F} < \lambda_{p_{FLA,F}} \\ \text{"Seção Semi-compacta"} & \text{if } \lambda_{p_{FLA,F}} \leq \lambda_{FLA,F} \leq \lambda_{r_{FLA,F}} \\ \text{"Seção esbelta"} & \text{if } \lambda_{FLA,F} > \lambda_{r_{FLA,F}} \end{cases} = \text{"Seção Compacta"}$$

$$M_{rd,FLA,F} := \frac{M_{pl,F}}{\gamma_{a1}} = 46.387 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{rd,F} := \min(M_{rd,FLA,F}, M_{rd,FLM,F}, M_{rd,FLT,F}) = 31.926 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

6. Cisalhamento

$$\frac{L_F}{h_{w,F}} = 34.737 \quad k_{v,F} := 5$$

$$\lambda_{p_F} := 1.1 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 26.485 \quad \lambda_F := \frac{h_{w,F}}{t_{w,F}} = 44.186 \quad \lambda_{r_F} := 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_{v,F} \cdot E}{f_y}} = 73.758$$

$$V_{pl,F} := 0.60 \cdot (h_{w,F} \cdot t_{w,F}) \cdot f_y = 169.119 \cdot \text{kN}$$

$$V_{rd,F} := \begin{cases} \frac{V_{pl,F}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_F \leq \lambda_{p_F} \\ \frac{\lambda_{p_F} \cdot V_{pl,F}}{\lambda_F \cdot \gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_{p_F} < \lambda_F \leq \lambda_{r_F} \\ 1.24 \cdot \left(\frac{\lambda_{p_F}}{\lambda_F} \right)^2 \cdot \frac{V_{pl,F}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_F > \lambda_{r_F} \end{cases} = 92.154 \cdot \text{kN}$$

$$V_{CEN,3} = 12.81 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Cisalhamento}_F := \begin{cases} \text{"Aceito"} & \text{if } V_{rd,F} \geq V_{CEN,3} \\ \text{"Redimensionar"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Aceito"}$$

9. Verificação de esforços combinados

Combinação 1

$$N_{L,1} = 6.116 \cdot \text{kN}$$

$$M_{LON,1} = 0.505 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{N_{L,1}}{N_{rd,F}} = 0.034$$

$$\frac{N_{L.1}}{N_{rd.F}} + \left(\frac{M_{LON.1}}{M_{rd.F}} \right) = 0.05$$

$$\text{Combinados}_F := \begin{cases} \text{"Perfil Suporta"} & \text{if } \frac{N_{L.1}}{2N_{rd.F}} + \left(\frac{M_{LON.1}}{M_{rd.F}} \right) \leq 1 \\ \text{"Redimensionar"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Perfil Suporta"}$$

$$N_{CEN.3} = 0.96 \cdot \text{kN}$$

$$M_{CEN.3} = 17.117 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{CEN.3}}{N_{rd}} = 5.836 \times 10^{-3}$$

Combinação 2 – Pilar intermediário

$$N_{IN.2} = 0.744 \cdot \text{kN}$$

$$N_{CEN.2} = 0.194 \cdot \text{kN}$$

$$M_{IN.2} = 12.621 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CEN.2} = 14 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{IN.2}}{N_{rd.F}} = 4.161 \times 10^{-3}$$

$$\frac{N_{IN.2}}{2N_{rd.F}} + \left(\frac{M_{IN.2}}{M_{rd.F}} \right) = 0.397$$

$$\text{Combinados} := \begin{cases} \text{"Perfil Suporta"} & \text{if } \frac{N_{IN.2}}{2N_{rd.t}} + \left(\frac{M_{IN.2}}{M_{rd.F}} \right) \leq 1 \\ \text{"Redimensionar"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Perfil Suporta"}$$

Pilar central

$$\frac{N_{CEN.2}}{N_{rd.F}} = 1.085 \times 10^{-3}$$

$$\frac{N_{CEN.2}}{2N_{rd.F}} + \left(\frac{M_{CEN.2}}{M_{rd.F}} \right) = 0.439$$

$$\text{Combinados} := \begin{cases} \text{"Perfil Suporta"} & \text{if } \frac{N_{CEN.2}}{2N_{rd.t}} + \left(\frac{M_{CEN.2}}{M_{rd.F}} \right) \leq 1 \\ \text{"Redimensionar"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Perfil Suporta"}$$

Combinação 3 – Pilar intermediário

$$N_{IN.3} = 2.355 \cdot \text{kN}$$

$$N_{CEN.3} = 2.077 \cdot \text{kN}$$

$$M_{IN.3} = 15.427 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CEN.3} = 17.117 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{IN.3}}{N_{rd.F}} = 0.013$$

$$\frac{N_{IN.3}}{2N_{rd.F}} + \left(\frac{M_{IN.3}}{M_{rd.F}} \right) = 0.49$$

$$\text{Combinados}_t := \begin{cases} \text{"Perfil Suporta"} & \text{if } \frac{N_{IN.3}}{2N_{rd.t}} + \left(\frac{M_{IN.3}}{M_{rd.F}} \right) \leq 1 \\ \text{"Redimensionar"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Perfil Suporta"}$$

Combinação 3 - Pilar central

$$\frac{N_{CEN.3}}{N_{rd.F}} = 0.012$$

$$\frac{N_{CEN.3}}{2N_{rd.F}} + \left(\frac{M_{CEN.3}}{M_{rd.F}} \right) = 0.542$$

$$\text{Combinados}_t := \begin{cases} \text{"Perfil Suporta"} & \text{if } \frac{N_{CEN.2}}{2N_{rd.t}} + \left(\frac{M_{CEN.2}}{M_{rd.F}} \right) \leq 1 \\ \text{"Redimensionar"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Perfil Suporta"}$$

Dados de entrada dos pilares de canto:

Perfil W 200X26,6

Comprimento do pilar

$$L_F := 6\text{m}$$

Área do pilar

$$A_F := 34.2\text{cm}^2$$

Espessura da alma

$$t_{w.F.} := 5.8\text{mm}$$

Espessura da mesa

$$t_{f.F.} := 8.4\text{mm}$$

Altura total da seção transversal	$d_F := 207\text{mm}$	
Altura da alma	$h_{w,F} := 190\text{mm}$	
Largura da mesa	$b_{f,F} := 133\text{mm}$	
Momento de Inercia	$I_{x,F} := 2611\text{cm}^4$	$I_{y,F} := 330\text{cm}^4$
Raio de giração	$r_{x,F} := 8.73\text{cm}$	$r_{y,F} := 3.1\text{cm}$
Módulo de Resistência elástico	$W_{F_x} := \frac{I_{x,F}}{\frac{d_F}{2}} = 252.271\cdot\text{cm}^3$	$W_{F_y} := \frac{I_{y,F}}{\frac{d_F}{2}} = 31.884\cdot\text{cm}^3$
Constante de Empenamento	$C_{w,F} := 32477\text{cm}^6$	
Módulo de Resistência plástico	$Z_{y,F} := 76.3\text{cm}^3$	$Z_{x,F} := 282.3\text{cm}^3$

2. Verificação à compressão

2.1 Esbeltez da alma

$$\frac{h_{w,F}}{t_{w,F}} = 32.759 \qquad 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 35.875$$

$$b_{\text{ef},F} := 1.92 \cdot t_{w,F} \cdot \sqrt{\frac{E}{0.886 f_y}} \cdot \left[1 - \left(\frac{0.34}{\frac{h_{w,F}}{t_{w,F}}} \cdot \sqrt{\frac{E}{0.886 f_y}} \right) \right] = 0.209\text{m}$$

$$b_{\text{ef},F} \leq h_{w,F} = 0$$

$$A_{g,w,F} := h_{w,F} t_{w,F} = 11.02\cdot\text{cm}^2$$

$$Q_{a,F} := \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{h_{w,F}}{t_{w,F}} \leq 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

2.2 Esbeltez da mesa

$$\frac{b_{f,F}}{2t_{f,F}} = 7.917 \quad 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 13.483$$

$$Q_{s,F} := \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{b_{f,F}}{2t_{f,F}} \leq 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ 1.415 - 0.74 \cdot \frac{b_{f,F}}{2t_{f,F}} \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} & \text{if } 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b_{f,F}}{2t_{f,F}} \leq 1.03 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ \frac{0.69 \cdot E}{f_y \cdot \left(\frac{b_{f,F}}{2t_{f,F}}\right)^2} & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

$$Q_F := Q_{a,F} \cdot Q_{s,F} = 1$$

2.3 Carga de flambagem elástica

$$N_{ex,F} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{x_F}}{(0.65 \cdot L_F)^2} = 3388.499 \cdot \text{kN}$$

$$N_{ey,F} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{y_F}}{(0.65 \cdot 3\text{m})^2} = 1713.067 \cdot \text{kN}$$

$$r_{o,F} := \sqrt{r_{x,F}^2 + r_{y,F}^2} = 9.264 \cdot \text{cm}$$

$$J_F := \frac{1}{3} \cdot \left[2 \cdot b_{f,F} \cdot t_{f,F}^3 + (t_{w,F} + t_{f,F}) \cdot t_{w,F}^3 \right] = 5.348 \cdot \text{cm}^4$$

$$N_{ez,F} := \frac{1}{r_{o,F}^2} \cdot \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_{w,F}}{(1 \cdot 3\text{m})^2} + G \cdot J_F \right] = 1309.756 \cdot \text{kN}$$

$$N_{e,F} := \min(N_{ex,F}, N_{ey,F}, N_{ez,F}) = 1.31 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\lambda_{o,F} := \sqrt{\frac{Q_F \cdot A_{g,w,F} \cdot f_y}{N_{e,F}}} = 0.539$$

$$N_{rd,F} := \frac{X_F \cdot Q_F \cdot A_{g,w,F} \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = 306.086 \cdot \text{kN}$$

$$X_F := \begin{cases} 0.658 \lambda_{o,F}^2 & \text{if } \lambda_{o,F} \leq 1.5 \\ \frac{0.877}{\lambda_{o,F}^2} & \text{otherwise} \end{cases} = 0.886$$

3. Flexão em torno do eixo x

3.1 Flambagem lateral torção (FLT)

$$\beta_{1,F} := \frac{(f_y - \sigma_r) \cdot W_{10F}}{E \cdot J_F} = 3.751 \cdot \text{m}^{-1}$$

$$\lambda_{FLT,F} := \frac{3\text{m}}{r_{y,F}} = 96.774$$

$$\lambda_{p_{FLT,F}} := 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42.376$$

$$\lambda_{r_{FLT,F}} := \frac{1.38 \cdot \sqrt{I_{y,F} \cdot J_F}}{r_{y,F} \cdot J_F \cdot \beta_{1,F}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_{w,F} \beta_{1,F}^2}{I_{y,F}}}} = 166.176$$

$$FLT_F := \begin{cases} \text{"Seção Compacta"} & \text{if } \lambda_{FLT,F} < \lambda_{p_{FLT,F}} \\ \text{"Seção Semi-compacta"} & \text{if } \lambda_{p_{FLT,F}} \leq \lambda_{FLT,F} \leq \lambda_{r_{FLT,F}} \\ \text{"Seção esbelta"} & \text{if } \lambda_{FLT,F} > \lambda_{r_{FLT,F}} \end{cases} = \text{"Seção Semi-compacta"}$$

$$Ma_F := 0.015 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$Mb_F := 6.96 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$Mc_F := 6.97 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$Rm_F := 1$$

$$C_{b,F} := \frac{12.5 \cdot (M_{TRA,3})}{2.5 \cdot (M_{TRA,3}) + 3 \cdot Ma_F + 4 \cdot Mb_F + 3 \cdot Mc_F} \cdot Rm_F = 2.074$$

$$M_{pl,F} := f_y \cdot Z_{x,F} = 97.394 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{r,F} := f_y \cdot W_{10F} = 57.307 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{FLT,F} := \frac{1}{\gamma_{a1}} \cdot \left[M_{pl,F} - (M_{pl,F} - M_{r,F}) \cdot \frac{\lambda_{FLT,F} - \lambda_{p_{FLT,F}}}{\lambda_{r_{FLT,F}} - \lambda_{p_{FLT,F}}} \right] = 72.527 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{rd_FLT.F} := \begin{cases} M_{FLT.F} & \text{if } M_{FLT.F} \leq \frac{M_{pl.F}}{\gamma_{a1}} \\ \frac{M_{pl.F}}{\gamma_{a1}} & \text{otherwise} \end{cases} = 72.527 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

3.2 Flambagem local mesa (FLM)

$$\lambda_{FLM.F} := \frac{b_{f.F}}{t_{f.F}} = 15.833$$

$$\lambda_{p_FLM.F} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.149 \quad \lambda_{r_FLM.F} := 0.83 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} = 23.886$$

$$FLM_F := \begin{cases} \text{"Seção Compacta"} & \text{if } \lambda_{FLM.F} < \lambda_{p_FLM.F} \\ \text{"Seção Semi-compacta"} & \text{if } \lambda_{p_FLM.F} \leq \lambda_{FLM.F} \leq \lambda_{r_FLM.F} \\ \text{"Seção esbelta"} & \text{if } \lambda_{FLM.F} > \lambda_{r_FLM.F} \end{cases}$$

$$FLM_F = \text{"Seção Semi-compacta"}$$

$$M_{rd_FLM.F} := \begin{cases} M_{FLM.F} & \text{if } M_{FLM.F} \leq \frac{M_{pl.F}}{\gamma_{a1}} \\ \frac{M_{pl.F}}{\gamma_{a1}} & \text{otherwise} \end{cases} = 72.01 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{FLM.F} := \frac{1}{\gamma_{a1}} \cdot \left[M_{pl.F} - (M_{pl.F} - M_{r.F}) \cdot \frac{\lambda_{FLM.F} - \lambda_{p_FLM.F}}{\lambda_{r_FLM.F} - \lambda_{p_FLM.F}} \right] = 72.01 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

3.3 Flambagem local alma (FLA)

$$\lambda_{FLA.F} := \frac{h_{w.F}}{t_{w.F}} = 32.759$$

$$\lambda_{p_FLA.F} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90.53 \quad \lambda_{r_FLA.F} := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} = 164.033$$

$$FLA_F := \begin{cases} \text{"Seção Compacta"} & \text{if } \lambda_{FLA.F} < \lambda_{p_FLA.F} \\ \text{"Seção Semi-compacta"} & \text{if } \lambda_{p_FLA.F} \leq \lambda_{FLA.F} \leq \lambda_{r_FLA.F} \\ \text{"Seção esbelta"} & \text{if } \lambda_{FLA.F} > \lambda_{r_FLA.F} \end{cases} = \text{"Seção Compacta"}$$

$$M_{rd,FLA,F} := \frac{M_{pl,F}}{\gamma_{a1}} = 88.54 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{rd,F} := \min(M_{rd,FLA,F}, M_{rd,FLM,F}, M_{rd,FLT,F}) = 72.01 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

4. Flexão na direção do eixo y

4.1 Flambagem local da alma (FLA)

$$\lambda_{FLA,Fy} := \frac{h_{w,F}}{t_{w,F}} = 32.759$$

$$\lambda_{p,FLA,Fy} := 1.12 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{y,ter}}} = 31.678 \quad \lambda_{r,FLA,Fy} := 1.4 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_{y,ter} - \sigma_{r,t})}} = 47.329$$

$$FLA_{Fy} := \begin{cases} \text{"Seção Compacta"} & \text{if } \lambda_{FLA,Fy} < \lambda_{p,FLA,Fy} \\ \text{"Seção Semi-compacta"} & \text{if } \lambda_{p,FLA,Fy} \leq \lambda_{FLA,Fy} \leq \lambda_{r,FLA,Fy} \\ \text{"Seção esbelta"} & \text{if } \lambda_{FLA,Fy} > \lambda_{r,FLA,Fy} \end{cases} = \text{"Seção Semi-compacta"}$$

$$M_{pl,Fy} := Z_{y,F} \cdot f_y = 26.324 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{r,Fy} := f_y \cdot W_{Fy} = 11 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{FLM,Fy} := \frac{1}{\gamma_{a1}} \cdot \left[M_{pl,Fy} - (M_{pl,Fy} - M_{r,Fy}) \cdot \frac{\lambda_{FLA,Fy} - \lambda_{p,FLA,Fy}}{\lambda_{r,FLA,Fy} - \lambda_{p,FLA,Fy}} \right] = 22.969 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{rd,Fy} := \begin{cases} M_{FLM,Fy} & \text{if } M_{FLM,Fy} \leq \frac{M_{pl,Fy}}{\gamma_{a1}} \\ \frac{M_{pl,Fy}}{\gamma_{a1}} & \text{otherwise} \end{cases} = 22.969 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

5. Cisalhamento

5.1 Cisalhamento em torno do eixo x

$$\frac{L_F}{h_{w,F}} = 31.579 \quad k_{v,F} := 5$$

$$\lambda_{p,F} := 1.1 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 26.485 \quad \lambda_F := \frac{h_{w,F}}{t_{w,F}} = 32.759 \quad \lambda_{r,F} := 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_{v,F} \cdot E}{f_y}} = 73.758$$

$$V_{pl.F} := 0.60 \cdot (h_{w.F} t_{w.F}) \cdot f_y = 228.114 \text{ kN}$$

$$V_{rd.F} := \begin{cases} \frac{V_{pl.F}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_F \leq \lambda_{p.F} \\ \frac{\lambda_{p.F} \cdot V_{pl.F}}{\lambda_F \cdot \gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_{p.F} < \lambda_F \leq \lambda_{r.F} \\ 1.24 \cdot \left(\frac{\lambda_{p.F}}{\lambda_F} \right)^2 \cdot \frac{V_{pl.F}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_F > \lambda_{r.F} \end{cases} = 167.661 \text{ kN}$$

5.1 Cisalhamento em torno do eixo y

$$k_{v..} := 1.2$$

$$\lambda_{p.c} := 1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_{v..} \cdot E}{f_y}} = 29.013 \quad \lambda_c := \frac{b_{f.F}}{t_{f.F}} = 15.833 \quad \lambda_{r.c} := 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_{v..} \cdot E}{f_y}} = 36.134$$

$$V_{pl.c} := 0.60 \cdot (2 \cdot b_{f.F} \cdot t_{f.F}) \cdot f_y = 462.521 \text{ kN}$$

$$V_{rd.cy} := \begin{cases} \frac{V_{pl.ty}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_c \leq \lambda_{p.c} \\ \frac{\lambda_{p.c} \cdot V_{pl.c}}{\lambda_c \cdot \gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_{p.c} < \lambda_c \leq \lambda_{r.c} \\ 1.24 \cdot \left(\frac{\lambda_{p.c}}{\lambda_c} \right)^2 \cdot \frac{V_{pl.c}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_c > \lambda_{r.c} \end{cases} = 115.789 \text{ kN}$$

$$V_{rd.} := \sqrt{V_{rd.cy}^2 + V_{rd.F}^2} = 203.758 \text{ kN}$$

$$V_{L.3} = 4.922 \text{ kN}$$

$$V_{T.3} = 11.509 \text{ kN}$$

$$V_{sd} := \sqrt{V_{L.3}^2 + V_{T.3}^2} = 12.517 \text{ kN}$$

$$\text{Cisalhamento}_F := \begin{cases} \text{"Aceito"} & \text{if } V_{rd.} \geq V_{CEN.3} \\ \text{"Redimensionar"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Aceito"}$$

6. Verificação esforços combinados

$$N_{L.2} = 1.499 \cdot \text{kN}$$

$$M_{LON.2} = 5.107 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{TRA.2} = 11.315 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{L.2}}{N_{rd.F}} = 4.897 \times 10^{-3}$$

$$\frac{N_{L.2}}{2N_{rd.t}} + \left(\frac{M_{LON.2}}{M_{rd.F}} + \frac{M_{TRA.2}}{M_{rd.Fy}} \right) = 0.57$$

$$\text{Combinados}_c := \begin{cases} \text{"Perfil Suporta"} & \text{if } \frac{N_{L.2}}{2N_{rd.t}} + \left(\frac{M_{LON.2}}{M_{rd.F}} + \frac{M_{TRA.2}}{M_{rd.Fy}} \right) \leq 1 \\ \text{"Redimensionar"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Perfil Suporta"}$$

$$N_{L.3} = 3.592 \cdot \text{kN}$$

$$M_{LON.3} = 10.154 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{TRA.3} = 13.831 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{L.3}}{N_{rd.F}} = 0.012$$

$$\frac{N_{L.3}}{2N_{rd.t}} + \left(\frac{M_{LON.3}}{M_{rd.F}} + \frac{M_{TRA.3}}{M_{rd.Fy}} \right) = 0.759$$

$$\text{Combinados}_c := \begin{cases} \text{"Perfil Suporta"} & \text{if } \left[\frac{N_{L.3}}{2N_{rd.t}} + \left(\frac{M_{LON.3}}{M_{rd.F}} + \frac{M_{TRA.3}}{M_{rd.Fy}} \right) \right] \leq 1 \\ \text{"Redimensionar"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Perfil Suporta"}$$

Placa de Base:

Características do material:

Aço MR250

$$f_y := 250 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} := 20 \text{ MPa}$$

2. Esforço Solicitante da placa de base

$$N_b := 28.66 \text{ kN}$$

$$M_{\text{base}} := 22.212 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Área da Placa

$$A_1 := \frac{1.4 \cdot N_b}{f_{ck}} = 20.062 \text{ cm}^2$$

$$l_{\text{base.mínimo}} := \sqrt{A_1} = 4.479 \text{ cm}$$

Dimensões mínimas

Comprimento adotado: 33 cm

devido as dimensões do pilar adotado da placa quadrada

$$\text{esp}_{\text{chapa}} := \sqrt{\frac{4 \text{ m}^{-1} \cdot M_{\text{base}} \cdot 1.1}{f_y}} = 1.977 \text{ cm}$$

Espessura da chapa

Espessura. chapa: 2 cm