

 GRUPO Idd CONSTRUINDO CONHECIMENTO	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo	PROJETO FINAL DE CURSO		
		Rev.: 00	Data: 26/01/17	
		Página 1 of 74		

INSTITUDO IDD

**PÓS-GRADUAÇÃO
ESTRUTURAS METÁLICAS**

**MEMORIAL DE CÁLCULO
EDIFÍCIO INDUSTRIAL EM ESTRUTURA METÁLICA**

**ALUNOS: FABIANO ABREU BERNARDES
 MARCELO SZPYRO PEREIRA CARDOSO**

26/01/2017	00	Versão Final	Fabiano / Marcelo	Marcelo	
Data	Revisão	Descrição	Elaboração	Verificação	Aprovação

 GRUPO LDD CONSTRUINDO CONHECIMENTO	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo	PROJETO FINAL DE CURSO		
		Rev.: 00	Data: 26/01/17	
		Página 2 of 74		

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO E OBJETIVOS	3
2	REFERÊNCIAS	8
3	MATERIAIS UTILIZADOS.....	11
4	DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA	12
5	CARREGAMENTOS E COMBINAÇÕES DE AÇÕES	17
5.1	Carga de peso próprio estrutura (PP)	17
5.2	Carga de cobertura (PP-COB).....	18
5.3	Carga do fechamento lateral (PP-FL)	19
5.4	Carga de laternim (PP-LT)	19
5.5	Carga de viga de rolamento (PP-VR)	20
5.6	Sobrecarga de cobertura (SC-COB).....	21
5.7	Cargas da ponte rolante	22
5.8	Cargas de vento.....	26
6	ANÁLISE ESTRUTURAL.....	46
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	68
8	ANEXOS.....	70

	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo		PROJETO FINAL DE CURSO
			Rev.: 00 Data: 26/01/17
			Página 3 of 74

1 INTRODUÇÃO E OBJETIVOS

O objetivo do presente trabalho é dimensionar o principal pórtico de um edifício industrial de aproximadamente 940,00 m² de área construída, utilizando perfis metálicos de alma cheia.

O pórtico a ser analisado situa-se no pavilhão do edifício que apresenta dimensões iguais a 36,00m de comprimento, 19,20m de largura e 12,56m de altura. Onde existe uma abertura dominante em relação aos fechamentos laterais e lanternins da cobertura, o que impactará nos coeficientes de atuação das forças de vento, conforme será demonstrado ao longo do trabalho. Ainda são considerados na determinação dos esforços os efeitos de uma ponte rolante que percorre longitudinalmente o pavilhão.

O edifício conta ainda com outros elementos, tais como venezianas, duas coberturas anexas com dimensões de 6,00m de comprimento, 13,00m de largura a uma altura de 9,50m na face Norte da edificação e outra de 4,00m de comprimento, 4,50m de largura a uma altura de 2,70m na face Oeste. E por último, um mezanino na face Sul com dimensões de 6,40m de comprimento e 19,20m de largura, com cota do segundo piso situada a 3,00m em relação ao piso do pavilhão e cobertura a 6,40m de altura no seu ponto mais elevado.

O edifício, de propriedade da Saipem do Brasil Ltda., localiza-se na cidade de Guarujá – SP e tem como objetivo a prestação de serviços de engenharia, suprimentos, gerenciamento de projetos e construção de estruturas submarinas abrangendo montagem de dutos, estruturas metálicas e equipamentos destinados à exploração e produção de petróleo e gás.

Em pesquisas bibliográficas encontramos as seguintes citações para o tipo de solo da região: RODRIGUES (1965) apud TRAVALINI (2012) descreve as características da cobertura sedimentar litorânea da Baixada Santista, afirmando que possui idade cenozoica e é constituída também por sedimentos não-litificados, com grãos soltos ou frouxamente ligados entre si (areias, siltes, argilas e suas misturas, principalmente). AFONSO (2006) apud TRAVALINI (2012) confirma: As planícies

	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo		PROJETO FINAL DE CURSO
			Rev.: 00 Data: 26/01/17
	Página 4 of 74		

costeiras foram formadas por processos de sedimentação dos aluviões terrestres provenientes da Serra do Mar, da sedimentação marinha, que deram origem aos cordões arenosos, praias e dunas; e pela sedimentação fluviolagunar antiga e recente, que constituíram os manguezais e mangrovitos.

Desta forma, a solução em estrutura metálica apresenta-se com grande vantagem em relação à estrutura de concreto, por serem mais leves e, conseqüentemente, transmitirem menos esforços originados pelo peso próprio ao solo. Observaremos a opção de estacas flutuantes na fundação devido às características sedimentares e aluvionares acima descritas.

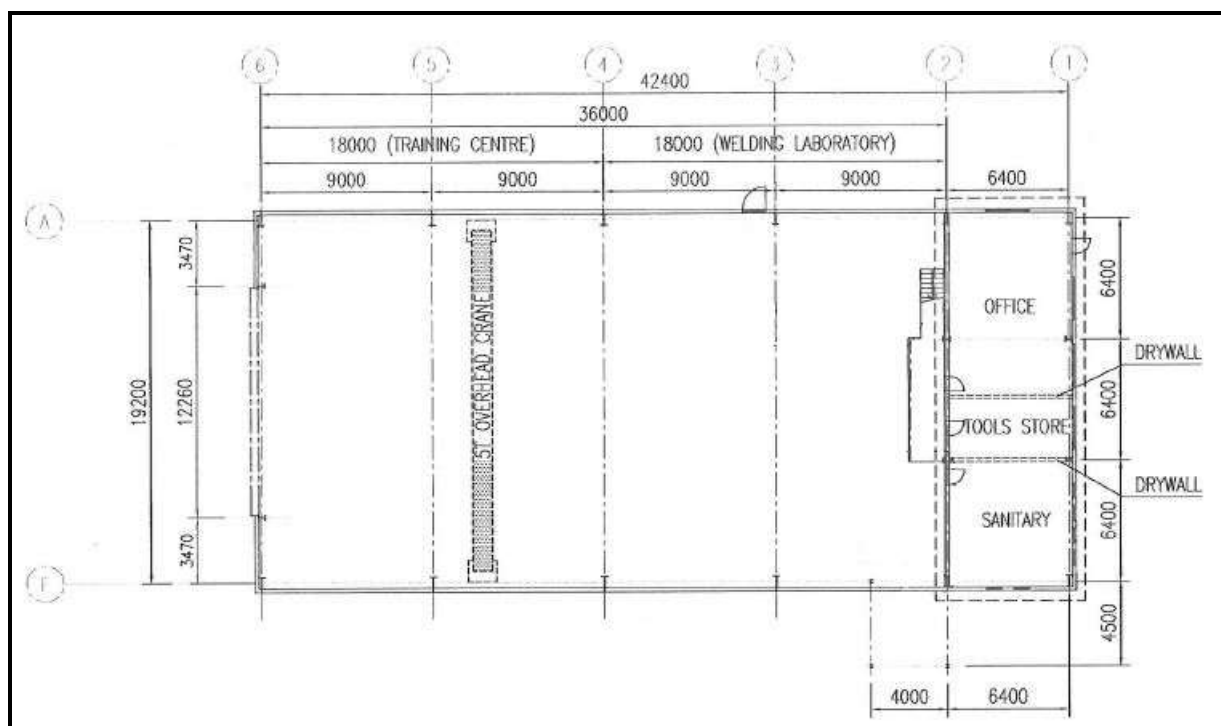


Figura 1 – Planta baixa da edificação

	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo		PROJETO FINAL DE CURSO	
			Rev.: 00	Data: 26/01/17
	Página 5 of 74			

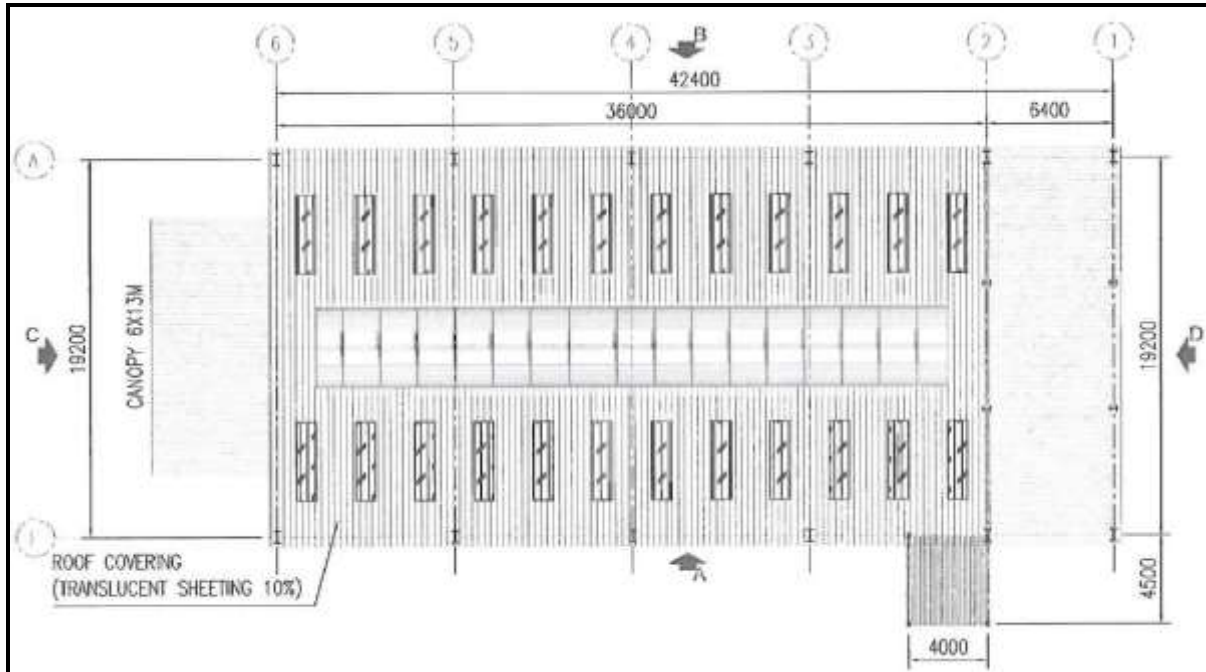


Figura 2 – Planta de cobertura da edificação

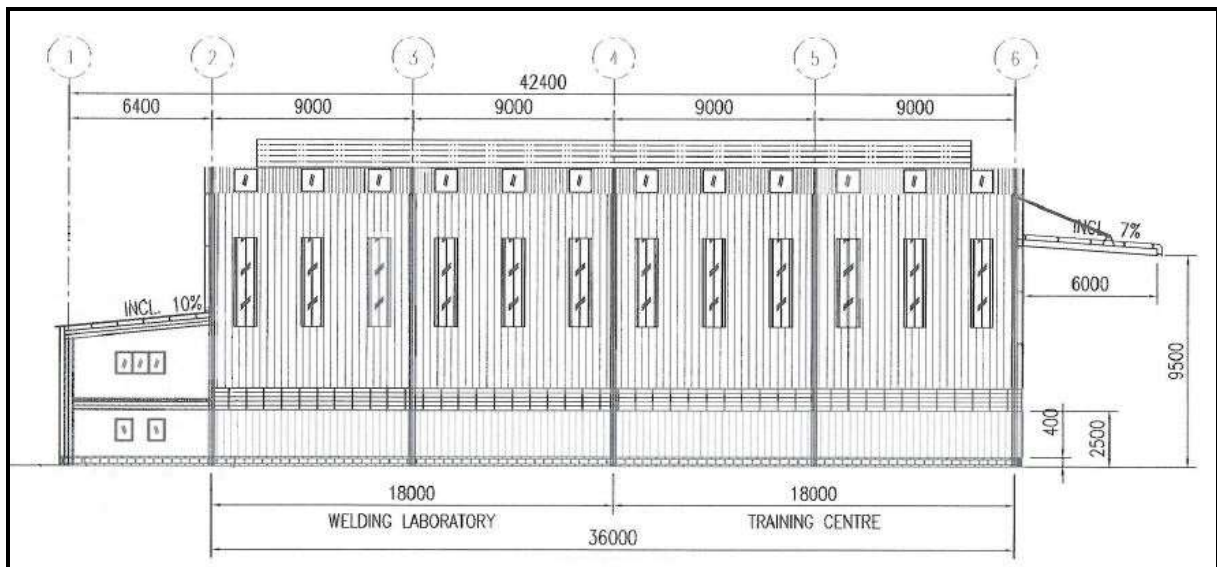


Figura 3 – Vista "B" da edificação

	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo		PROJETO FINAL DE CURSO
			Rev.: 00 Data: 26/01/17
	Página 6 of 74		

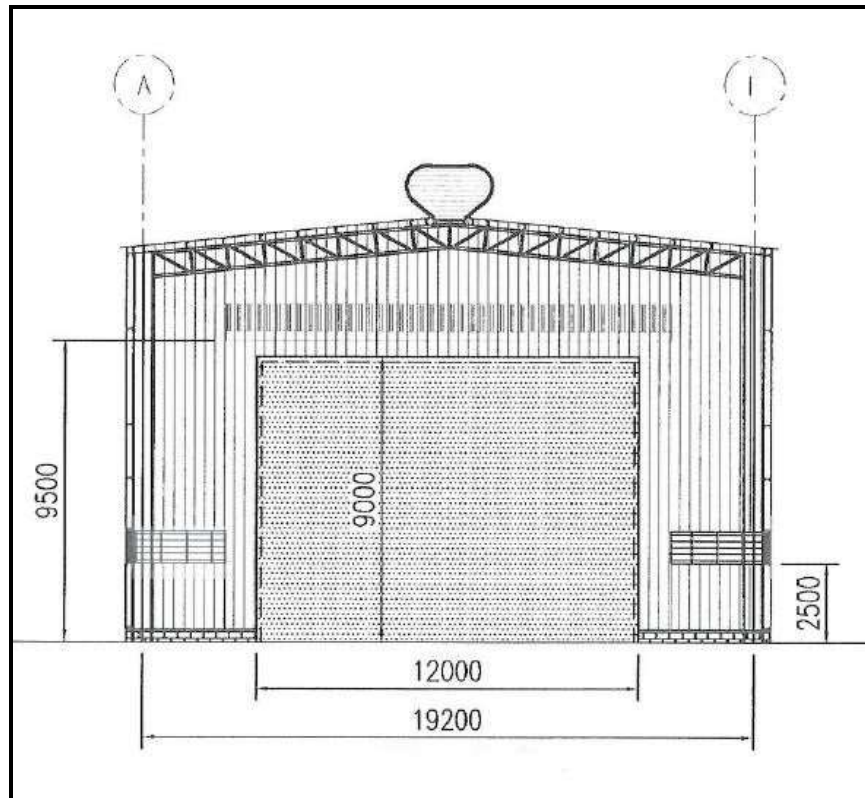


Figura 4 – Vista “C” da edificação – Abertura Dominante

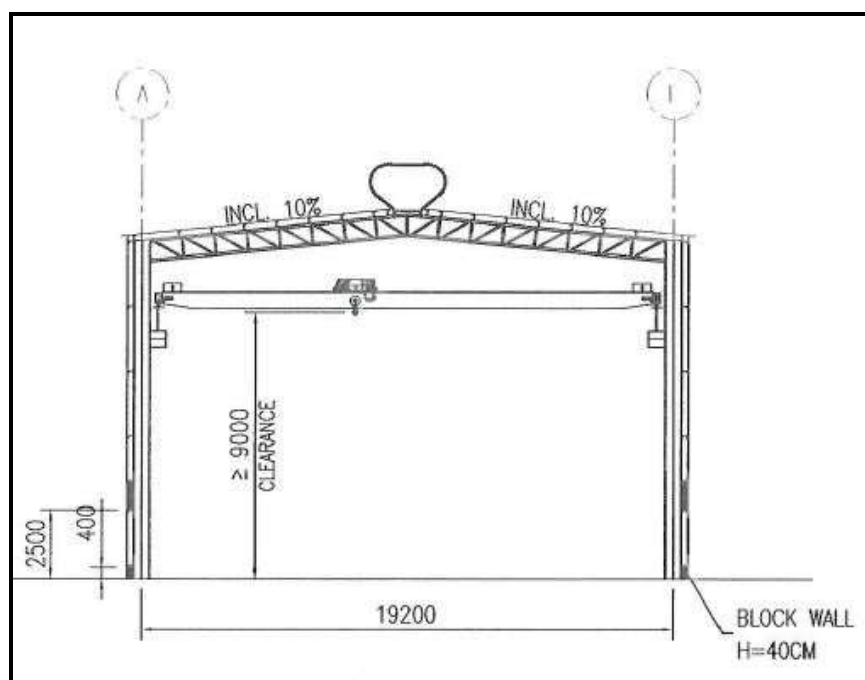


Figura 5 – Corte transversal do pavilhão do edifício

	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo		PROJETO FINAL DE CURSO
			Rev.: 00 Data: 26/01/17
	Página 7 of 74		



Figura 6 – Vista aérea da localização da edificação

	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo	PROJETO FINAL DE CURSO		
		Rev.: 00	Data: 26/01/17	
		Página 8 of 74		

2 REFERÊNCIAS

AGÊNCIA METROPOLITANA DA BAIXADA SANTISTA - AGEM. Saipem embarca primeiras peças para o pré-sal. Santos - SP: Disponível em: <<http://www.agem.sp.gov.br/saipem-embarca-primeiras-pecas-para-o-pre-sal/>>. Acesso em: 22 dez. 2016

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. SEI/ASCE 7-02: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. 2nd Edition: United States. 2003

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CONSTRUÇÃO METÁLICA - ABCEM. Manual Técnico- Telhas de Aço. Ed. 1. Tiragem 15.000: São Paulo, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6023: Informação e documentação: referências: elaboração. Rio de Janeiro, 2002.

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.

ASSOCIATION OF IRON AND STEEL ENGINEERS. AISE Technical Report Nº 13: Guide for the Design and Construction of Mill Buildings, 2003;

BELLEI, I. H. Edifícios Industriais em aço. 2.ed. São Paulo.Pini.1998.

	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo		PROJETO FINAL DE CURSO
			Rev.: 00 Data: 26/01/17
			Página 9 of 74

GERDAU AÇOMINAS: TABELA DE BARRAS E PERFIS – PERFIS GERDAU AÇOMINAS. Disponível em: <<https://www.gerdau.com/br/pt/productsservices/products/Document%20Gallery/barras-e-perfis-lamina-perfil-i-e-u.pdf>>. Acesso em: 21 dez. 2016.

GERDAU AÇOMINAS: TABELA DE BITOLAS – PERFIS GERDAU AÇOMINAS. Disponível em: <<https://www.gerdau.com/br/pt/productsservices/products/Document%20Gallery/perfil-estrutural-tabela-de-bitolas.pdf>>. Acesso em: 21 dez. 2016.

INSTITUTO BRASILEIRO DE DESENVOLVIMENTO DA ARQUITETURA – IBDA. Fórum da Construção. Tipos de aço e perfis para estrutura metálica de edifícios, São Paulo. Disponível em: <<http://www.forumdaconstrucao.com.br/conteudo.php?a=19&Cod=104>>. Acesso em: 28 nov. 2016.

IVI VENTILAÇÃO INDUSTRIAL. Catálogo Lanternin Alta Capacidade ALA. Rio Claro - SP: 2016. 2 p.

IVI VENTILAÇÃO INDUSTRIAL. Catálogo Venezianas Industriais. Rio Claro - SP: 2016. 2 p.

JUNIOR, Martinho Giacomitti: Edifícios Industriais em Aço - Módulo 1 – Introdução. Notas de Aula. Instituto IDD. Curitiba, 2016.

JUNIOR, Martinho Giacomitti: Edifícios Industriais em Aço - Módulo 5 – Sistemas de Cobertura e Fechamento. Notas de Aula. Instituto IDD. Curitiba, 2016.

JUNIOR, Martinho Giacomitti: Edifícios Industriais em Aço - Módulo 7 – Vigas de Rolamento. Notas de Aula. Instituto IDD. Curitiba, 2016.

	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo		PROJETO FINAL DE CURSO
			Rev.: 00 Data: 26/01/17
	Página 10 of 74		

JUNIOR, Martinho Giacomitti: Edifícios Industriais em Aço - Módulo 8 - Vigas de Cobertura. Notas de Aula. Instituto IDD. Curitiba, 2016.

JUNIOR, Martinho Giacomitti: Edifícios Industriais em Aço - Módulo 9 - Colunas. Notas de Aula. Instituto IDD. Curitiba, 2016.

MACHADO, Camila Da Silveira. GERDAU AÇOMINAS: VIGAS DE ROLAMENTO COM PERFIS ESTRUTURAIS GERDAU. Artigo Técnico. Disponível em: <www.gerdau.com.br/perfisgerdauacominas>. Acesso em: 21 dez. 2016.

PERFILOR: GUIA DE ESPECIFICAÇÕES. Disponível em: <<http://www.perfilor.com.br/sites/arquivos/downloads/guiadeespecificacoes-9edicao-novembro2015-t.pdf>>. Acesso em: 21 dez. 2016.

POLIDORO, Gustavo: Projeto de Estruturas Metálicas I – Dimensionamento – Parte 1. Notas de Aula. Instituto IDD. Curitiba, 2015.

POLIDORO, Gustavo: Projeto de Estruturas Metálicas I – Dimensionamento – Parte 4. Notas de Aula. Instituto IDD. Curitiba, 2015.

TRAVALINI, Vinicius. Zoneamento Geoambiental do Município de Bertioga/SP. 2012. 171 f. Dissertação (mestrado). Universidade Estadual Paulista, Instituto de Geociências e Ciências Exatas, Rio Claro, 2012. Disponível em: <http://repositorio.unesp.br/bitstream/handle/11449/95648/travalini_v_me_rcla.pdf;sequence=1>

	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo	PROJETO FINAL DE CURSO		
		Rev.: 00	Data: 26/01/17	
		Página 11 of 74		

3 MATERIAIS UTILIZADOS

Para pilares, consoles, vigas de cobertura, mísulas e vigas de travamento consideramos perfis de alma cheia soldados em aço ASTM A36, apresentado tensão de escoamento $f_y = 250\text{MPa}$ e tensão de ruptura $f_u = 400\text{MPa}$, ou perfis Gerdau de aço ASTM A 572 Grau 50, apresentado tensão de escoamento $f_y = 345\text{ MPa}$ e tensão de ruptura $f_u = 450\text{ MPa}$.

Barras redondas foram utilizadas nos tirantes de contraventamento, sendo de aço ASTM A36, apresentado tensão de escoamento $f_y = 250\text{MPa}$ e tensão de ruptura $f_u = 400\text{MPa}$.

Perfis dobrados foram utilizados nas terças, também de aço ASTM A36, apresentado tensão de escoamento $f_y = 250\text{MPa}$ e tensão de ruptura $f_u = 400\text{MPa}$.

Nas porcas e parafusos utilizamos o aço A325 que apresenta tensão de escoamento $f_y = 570\text{MPa}$ e tensão de ruptura considerada $f_u = 800\text{MPa}$;

Para a cobertura usamos telhas metálicas Perfilor LR-40 de espessura 0,80mm. E para o fechamento lateral usamos telhas metálicas Perfilor LR-33 de espessura 0,80mm. Materiais com aço estrutural de baixa liga, resistentes à corrosão atmosférica, média resistência mecânica, apresentando tensão de escoamento considerada $f_y = 230\text{ MPa}$ e tensão de ruptura desconsiderada, pois estes elementos não podem ultrapassar seu limite de escoamento, em função do comprometimento da vedação do edifício industrial.

O lanternim situado na cumeeira da cobertura será de alumínio, marca IVI – modelo ALA 600 - apresentando distância entre apoios de 60cm e peso de 35,0 kgf/m. As venezianas também serão da marca IVI - modelo VA 100 - com peso aproximado de 6,0 kgf/m² em aço galvanizado.

	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo		PROJETO FINAL DE CURSO
			Rev.: 00 Data: 26/01/17
	Página 12 of 74		

4 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

Como o pórtico de estudo compõem o pavilhão da edificação industrial, será a estrutura do pavilhão que iremos modelar e analisar. Dessa maneira dimensionaremos o pórtico mais carregado da estrutura para depois replicá-lo. Para isso consideraremos a estrutura do mezanino e das coberturas anexas independentes da estrutura do pavilhão ou causando pouca influência à mesma.

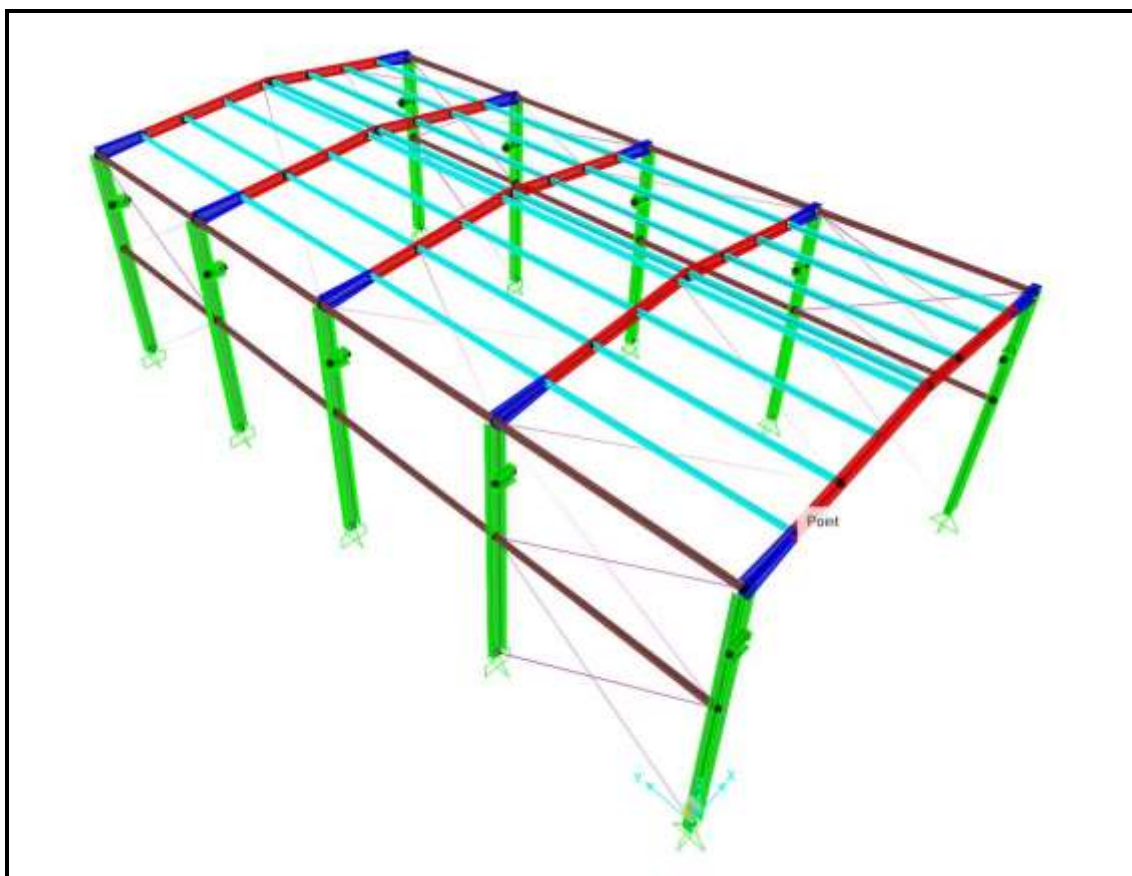


Figura 7 – Perspectiva da estrutura do pavilhão

A partir do projeto arquitetônico a solução estrutural adotada foi a utilização de cinco pórticos de alma cheia espaçados em 9m. Os pórticos serão engastados no plano “XZ” (ver Figura 7), sendo responsáveis pelo travamento da estrutura aos esforços transversais.

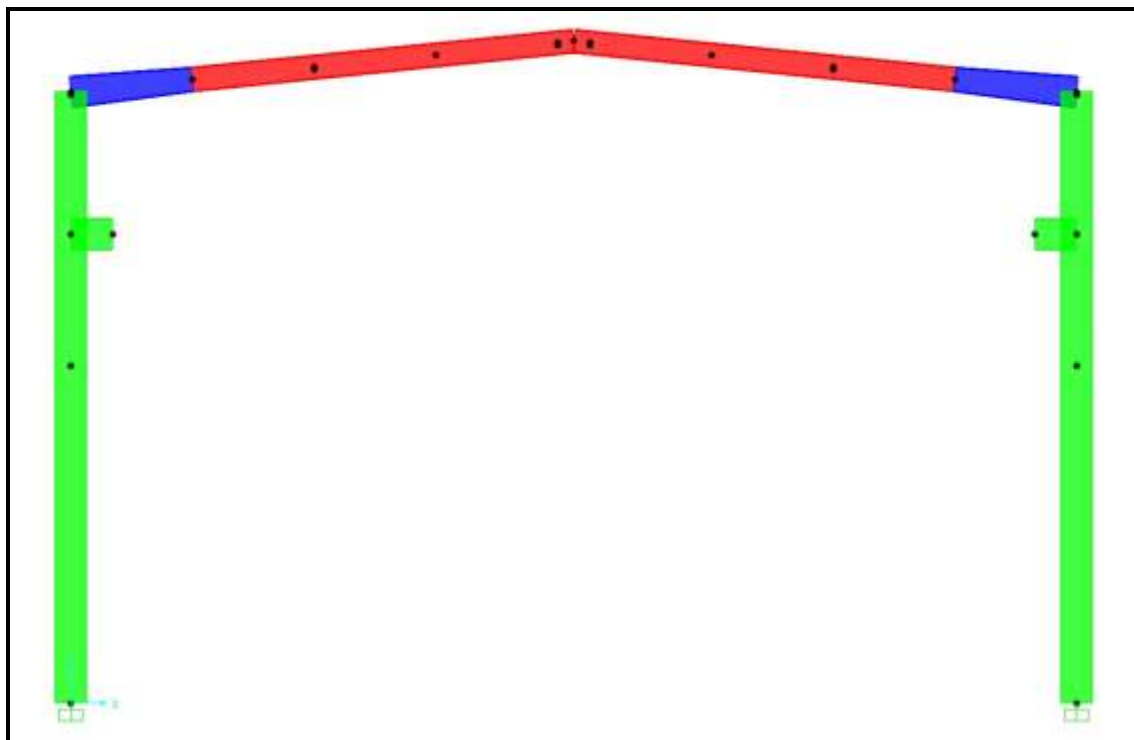


Figura 8 – Vista frontal da estrutura – Pórtico engastado

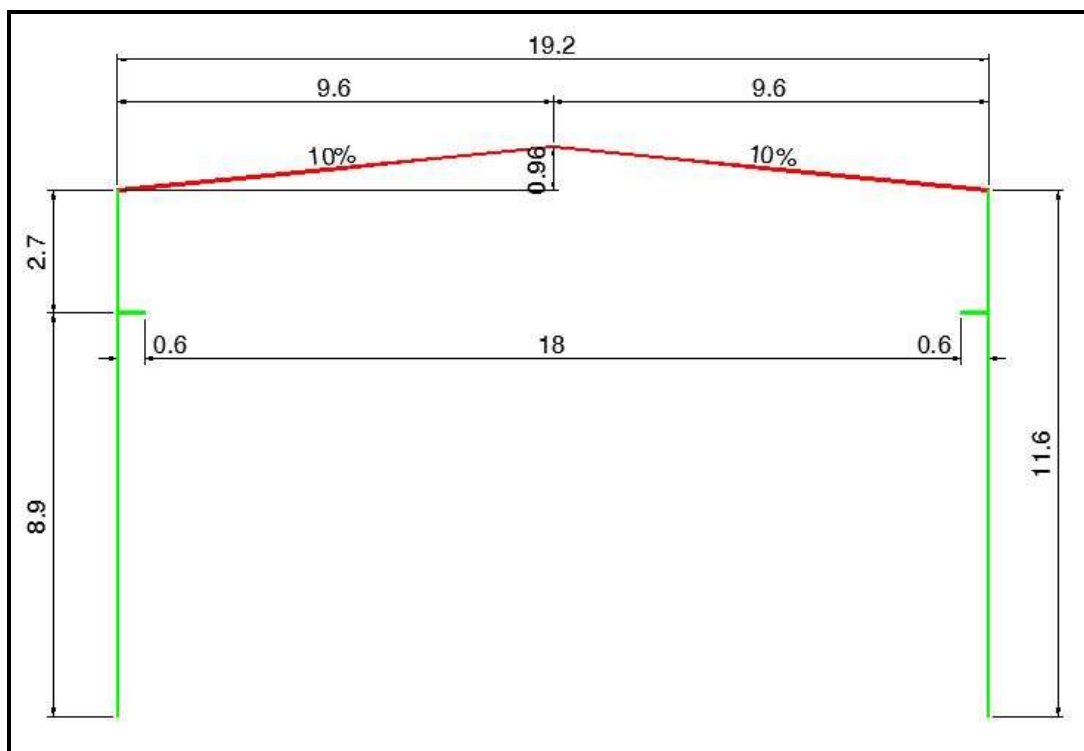


Figura 9 – Dimensões do pórtico (unid.: m)

	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo		PROJETO FINAL DE CURSO	
			Rev.: 00	Data: 26/01/17
	Página 14 of 74			

Utilizando as dimensões do pórtico conforme Figura 9, todas as exigências do fabricante da ponte rolante (ver Figura 10) serão atendidas.

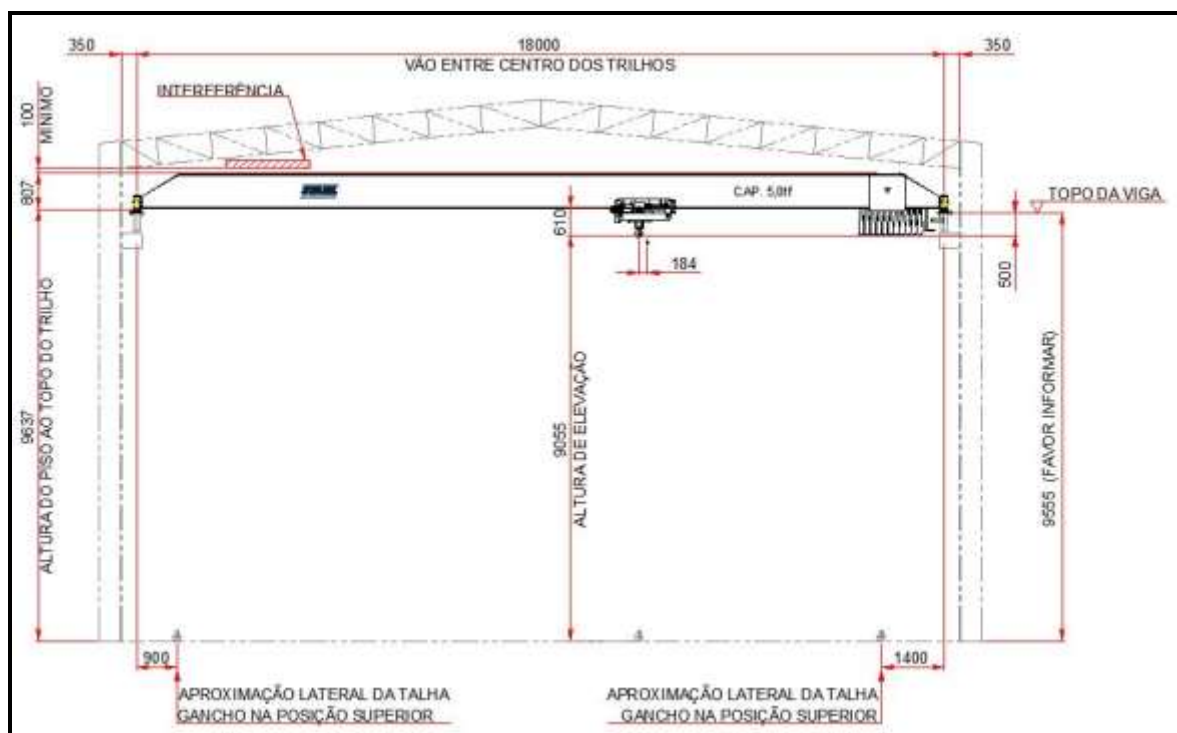


Figura 10 – Dimensões da ponte rolante (unid.: mm)

Adotou-se para o travamento longitudinal da estrutura o contraventamento em “x”. Esse travamento será pelo atirantamento dos pilares nos vãos extremos, utilizando barras redondas, conforme Figuras 11 e 12. Além dos tirantes, serão executadas duas vigas de travamento em todos os vãos entre pórticos, uma no topo do pilar ($h = 11,60\text{m}$) e outra alinhada à viga de cobertura do mezanino ($h = 6,40\text{m}$).

Dessa forma, as barras dos tirantes terão comprimentos iguais e os pilares, um apoio intermediário no sentido de menor inércia do perfil (reduzindo o comprimento de flambagem). Além disso, as vigas de travamento não irão interferir na posição das telhas translúcidas, responsáveis pela iluminação natural do pavilhão.

	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo		PROJETO FINAL DE CURSO	
			Rev.: 00	Data: 26/01/17
	Página 15 of 74			



Figura 11 – Vista lateral da estrutura - Contraventamento em “x”

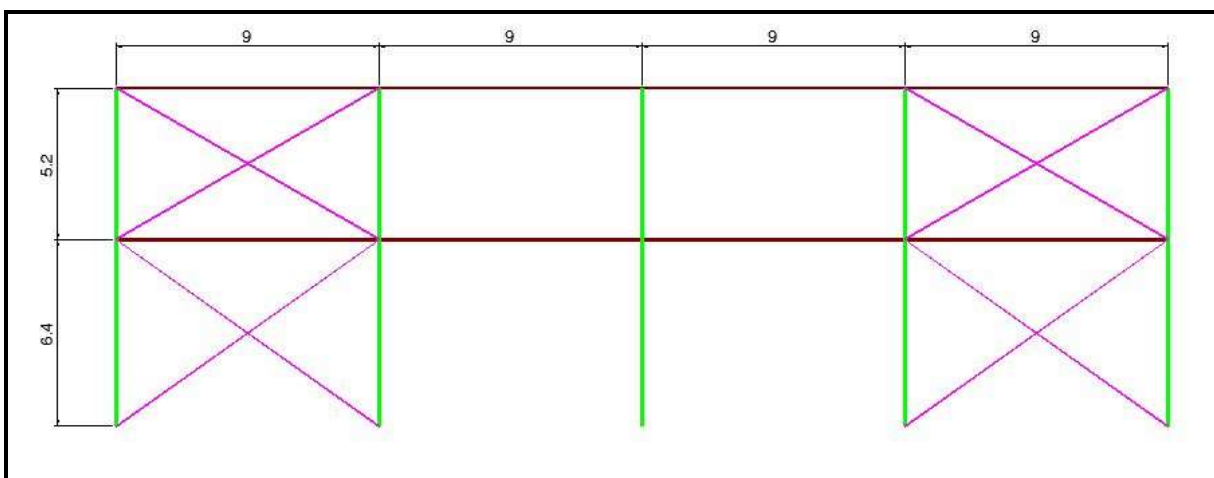


Figura 12 – Dimensões do contraventamento (unid.: m)

Na cobertura, para a distribuição das terças foi prevista uma abertura central de 60cm, necessária para a instalação do lanternim IVI ALA 600 .Ficando as demais terças espaçadas a 2,30m, atendendo assim as especificações do fabricante da telha, que suportará a sobrecarga da cobertura com o mínimo de apoios.

Conforme o projeto arquitetônico a cobertura terá caimento de 10%, sendo maior que os 5% especificados no catálogo da telha. A cobertura foi contraventada a cada duas terças com barras redondas, fazendo com que as terças contribuam para o contraventamento da cobertura.

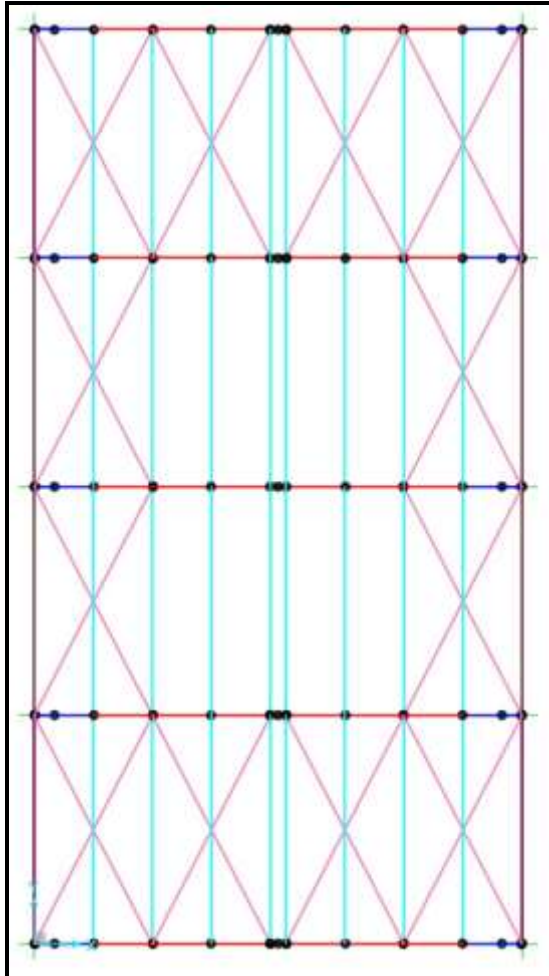


Figura 13 – Vista em planta da cobertura

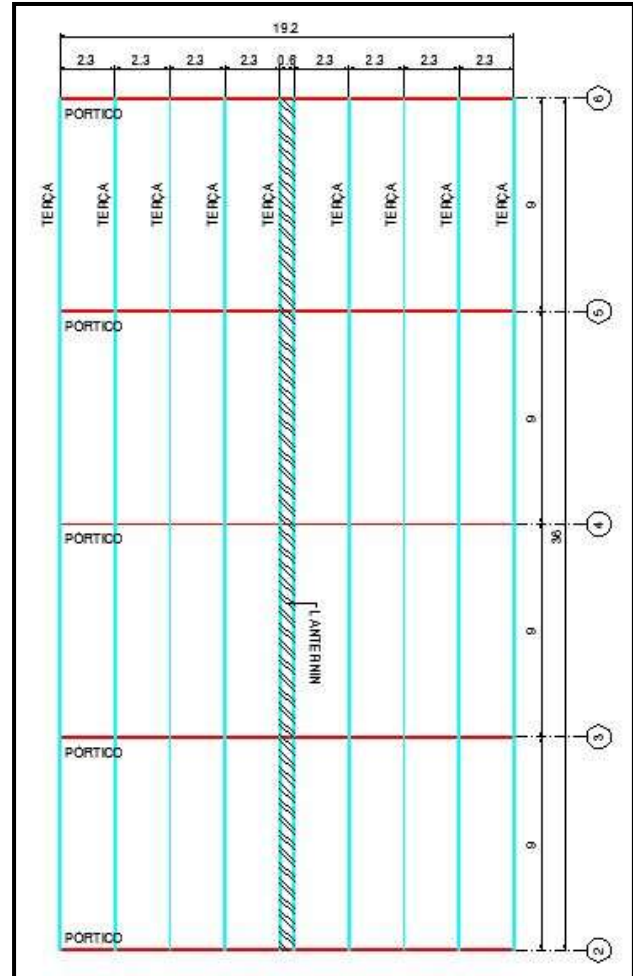


Figura 14 – Dimensões da cobertura (unid.: m)

5 CARREGAMENTOS E COMBINAÇÕES DE AÇÕES

As dezoito cargas atuantes na estrutura estão indicadas na tabela abaixo e serão discriminadas a seguir. Como carregaremos primeiramente apenas um pórtico plano, as cargas longitudinais destacadas em negrito serão adicionadas posteriormente no modelo tridimensional.

Item	Padrão de Carga	Tipo de Carga	Descrição
1	PP	DEAD	Carga de Peso Próprio Estrutura
2	PP-COB	DEAD	Carga de Cobertura
3	PP-FL	DEAD	Carga do Fechamento Lateral
4	PP-LT	DEAD	Carga de Laternim
5	PP-VR	DEAD	Carga de Viga de Rolamento
6	SC-COB	LIVE	Sobrecarga de Cobertura
7	SC-Cvs1	LIVE	Carga de Ponte Rolante - Carga Vertical 1
8	SC-Cvs2	LIVE	Carga de Ponte Rolante - Carga Vertical 2
9	SC-Ci1	LIVE	Carga de Ponte Rolante - Carga Impacto Vertical 1
10	SC-Ci2	LIVE	Carga de Ponte Rolante - Carga Impacto Vertical 2
11	SC-Css1	LIVE	Carga de Ponte Rolante - Carga Impacto Transversal 1
12	SC-Css2	LIVE	Carga de Ponte Rolante - Carga Impacto Transversal 2
13	SC-Cls1	LIVE	Carga de Ponte Rolante - Carga Impacto Longitudinal 1
14	SC-Cls2	LIVE	Carga de Ponte Rolante - Carga Impacto Longitudinal 2
15	SC-Cbs	LIVE	Carga de Ponte Rolante - Carga Batente
16	V1	WIND	Carga de Vento à 0° (longitudinal)
17	V2	WIND	Carga de Vento à 90° (transversal)
18	V3	WIND	Carga de Vento à -90° (transversal)

Tabela 1 – Tipos de cargas atuantes na estrutura

5.1 Carga de peso próprio estrutura (PP)

O software SAP 2000 que utilizaremos para a análise e dimensionamento da estrutura considera o peso próprio dos perfis utilizados. Porém, partimos de um pré-dimensionamento das peças, utilizando os seguintes parâmetros:

- Os pilares serão de alma cheia com altura (H) constante e comprimento (L) igual a 11,60m. Para pilares com comprimento entre 10,0 e 15,0m, a relação

	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo		PROJETO FINAL DE CURSO
			Rev.: 00 Data: 26/01/17
	Página 18 of 74		

entre H/L é de $1/15$ a $1/18$. Logo o intervalo será de $645,0\text{mm} < H < 775,0\text{mm}$, adotando $650,0\text{mm}$ como altura do pilar.

- As vigas da cobertura serão de alma cheia com altura (H) constante e comprimento (L) igual a $19,20\text{m}$. A relação entre H/L de viga de pórtico em galpão com ponte rolantes varia entre $1/40$ a $1/60$. Assim o intervalo será de $320,0\text{mm} < H < 480,0\text{mm}$, adotando $400,00\text{mm}$ como altura da viga de cobertura.

5.2 Carga de cobertura (PP-COB)

Terças de cobertura: $10,0 \text{ kgf/m}$ (peso estimado) $\times 9,0\text{m}$ (vão entre pórtico) $\times 10,0$ (nº de terças) = 900 kgf / $19,20$ (comprimento da viga) = $50,0 \text{ kgf/m}$;

Telhas de cobertura PERFILOR LR-40, espessura $0,8\text{mm}$: $12,0 \text{ kgf/m}^2$ (peso telha + acessórios) $\times 9,0\text{m}$ (vão entre pórtico) = $110,0 \text{ kgf/m}$;

PESO TOTAL = $160,0 \text{ kgf/m}$.

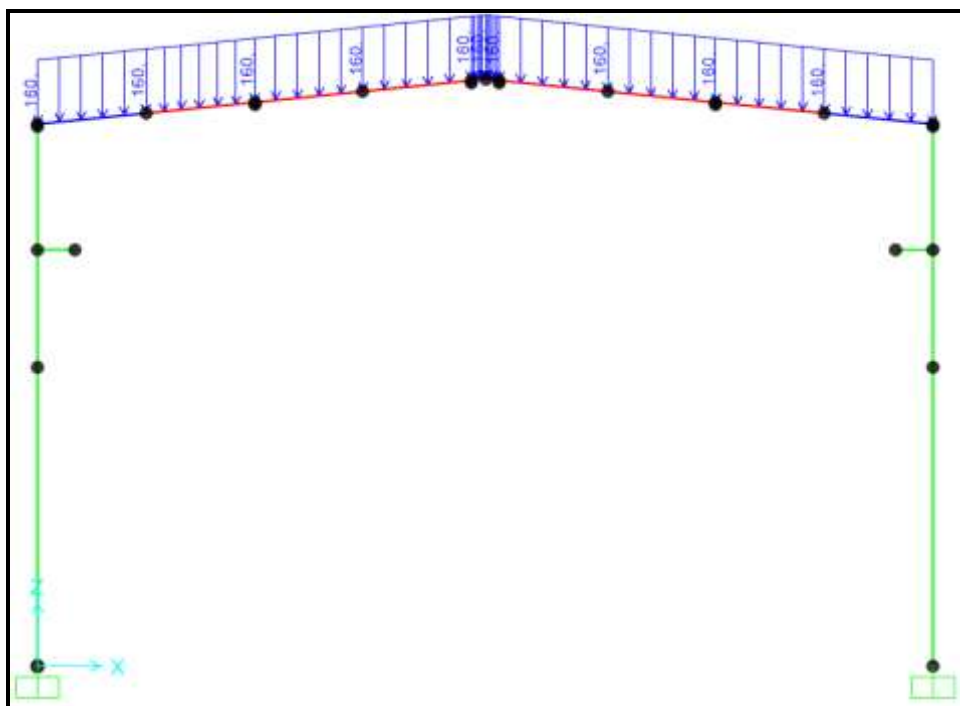


Figura 15 - Visualização da carga da cobertura (unid.: kgf/m)

	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo		PROJETO FINAL DE CURSO	
			Rev.: 00	Data: 26/01/17
	Página 19 of 74			

5.3 Carga do fechamento lateral (PP-FL)

Terça do fechamento: 10,0 kgf/m (peso estimado) x 9,0m (comprimento) x 6,0 (nº de terças) = 540 kgf / 11,60m (comprimento do pilar) = 45,0 kgf/m;

Telhas do fechamento PERFILOR LR-33, espessura 0,8mm: 15,0 kgf/m² (peso telha + acessórios) x 9,0m (vão entre pórtico) = 135,0 kgf/m;

PESO TOTAL = 180,0 kgf/m.

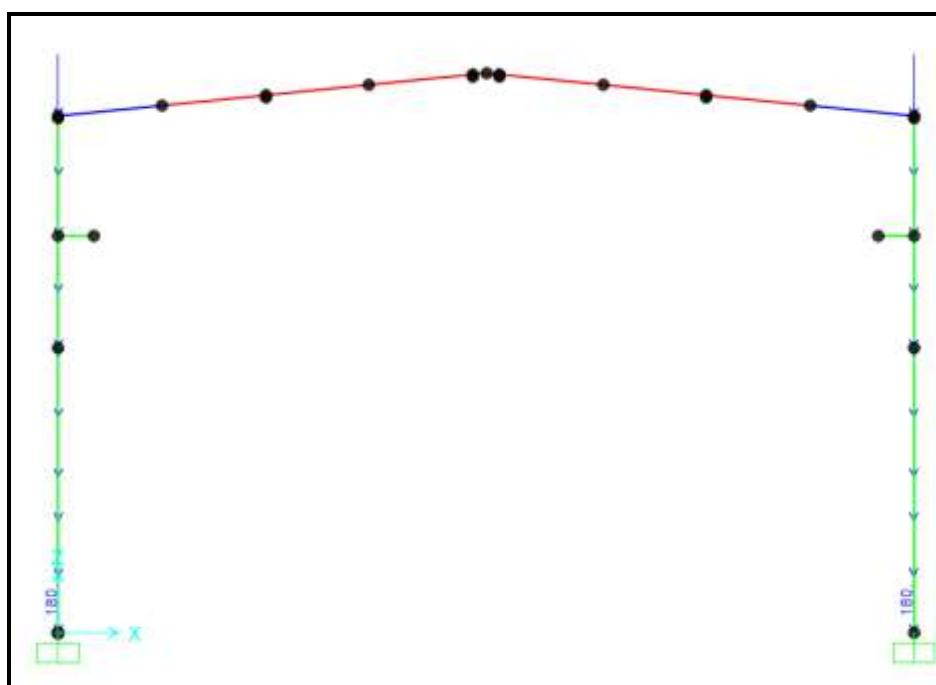


Figura 16 - Visualização da carga de fechamento lateral (unid.: kgf/m)

5.4 Carga de lanternim (PP-LT)

Lanternim IVI ALA 600: 35 kgf/m (peso próprio) x 9,0m (vão entre pórtico) = 315 kgf / 2 (nº de apoios) = 160,0 kgf.

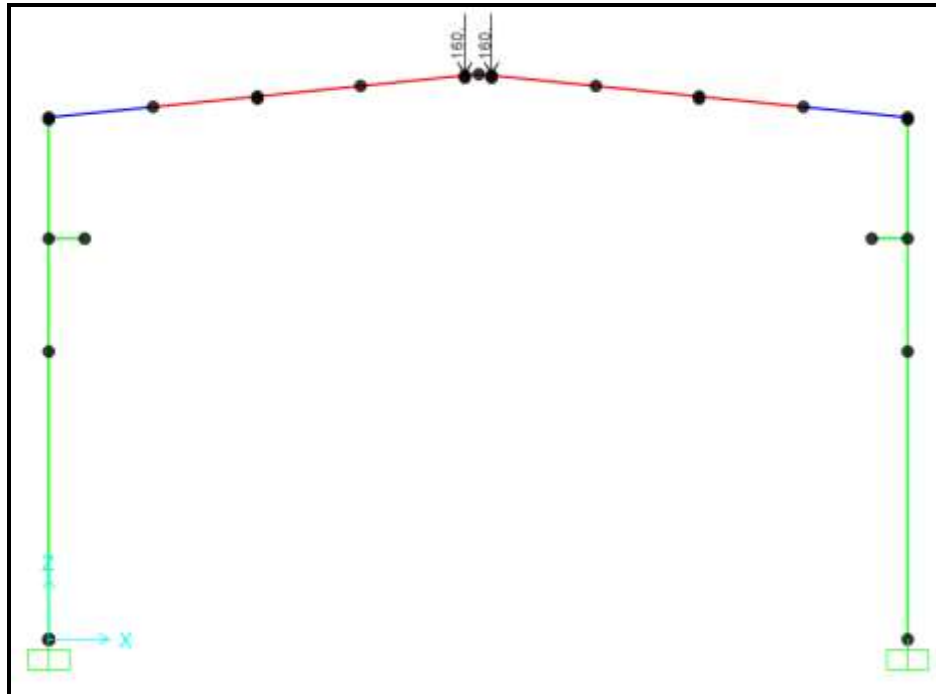


Figura 17 - Visualização da carga de laternim (unid.: kgf)

5.5 Carga de viga de rolamento (PP-VR)

A ponte de rolamento do projeto apresenta carga máxima de içamento igual a 5tf. Para uma viga de rolamento de ponte rolante com capacidade nominal inferior a 20tf o valor máximo da flecha admissível é $L/600$. Nessas condições de flecha, para um pré-dimensionamento, o valor de H/L deve ficar entre $1/10 < H < 1/14$.

Como nossa viga apresenta $L=9,0\text{m}$, o intervalo será de $640,0\text{mm} < H < 900,0\text{mm}$, adotando assim $650,0\text{mm}$ como altura da viga. Para esse viga estimamos um peso próprio de $120,0 \text{ kgf/m}$. Assim $120,0 \times 9,0 = 1080,0 \text{ kgf}$.

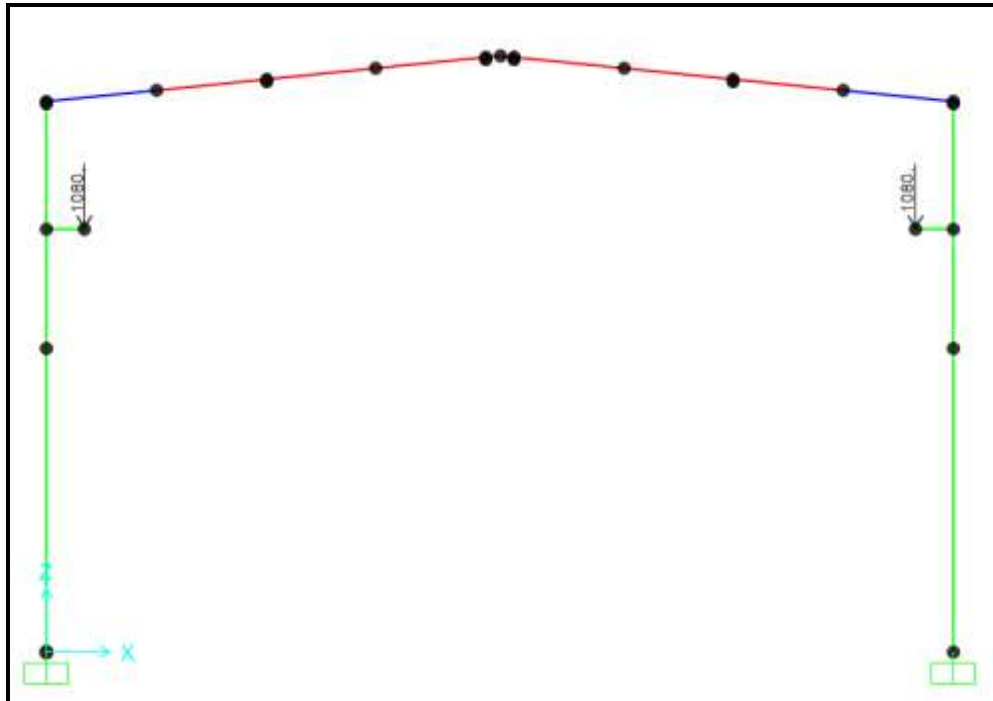


Figura 18 - Visualização da carga da viga de rolamento (unid.: kgf)

5.6 Sobrecarga de cobertura (SC-COB)

A sobrecarga de projeto é 1 kN/m^2 . Temos então: $1 \text{ kN} = 100\text{kgf} \times 9,0\text{m}$ (vão entre pórticos) = $900,0 \text{ kgf/m}$

	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo		PROJETO FINAL DE CURSO	
			Rev.: 00	Data: 26/01/17
	Página 22 of 74			

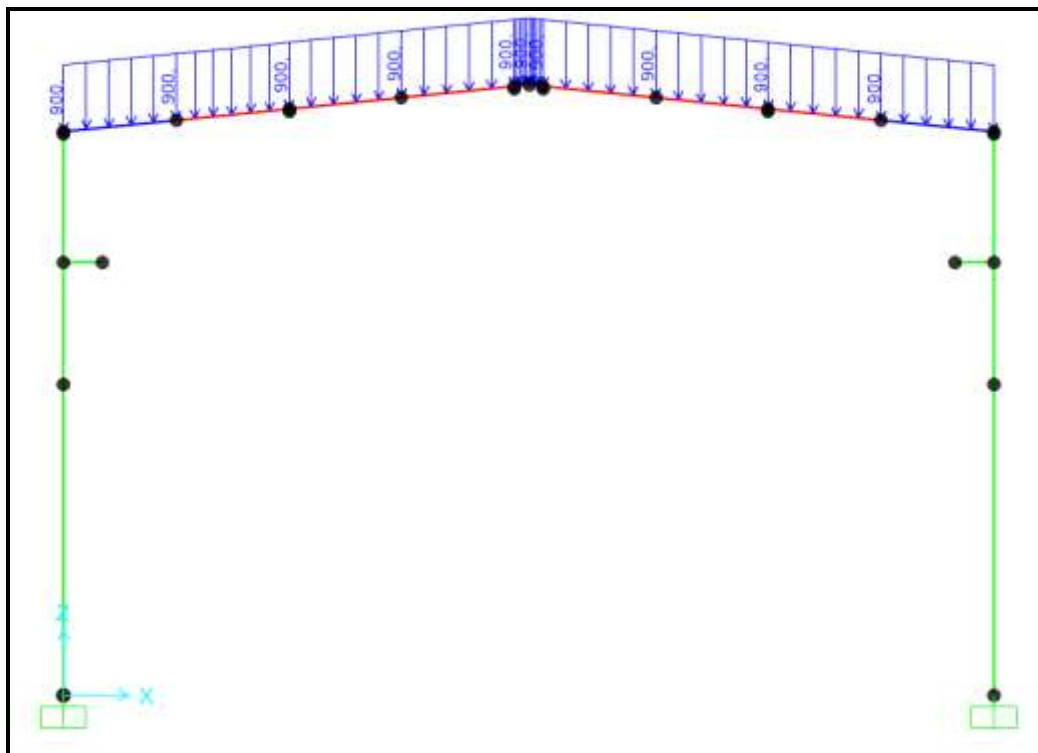


Figura 19 - Visualização da sobrecarga da cobertura (unid.: kgf/m)

5.7 Cargas da ponte rolante

Para representar duas posições distintas da ponte rolante na estrutura do pavilhão teremos dois casos para cada uma das cargas C_{vs} , C_i , C_{ss} e C_{ls} . Na posição 1 a ponte rolante estará posicionada sob o pórtico nº 2 (pórtico de extremidade) e na posição 2, a ponte estará sob o pórtico nº 4 (pórtico central).

Dados da ponte rolante – Ref.: Univiga apoiada Stahl:

- Modelo da talha: SHF 4012-20 4/1 L3 KE;
- Capacidade principal: 5,0 tf;
- Vão da ponte: 18,0m;
- Distância entre rodas: 2.500mm;
- Quantidade e diâmetro de roda: 4 x 125mm;
- Peso da ponte (sem talha): 3.850 kgf;
- Peso máximo por roda: 3.500 kgf;
- Peso da talha: 357 kgf.

Considerando como condição mais desfavorável a ponte rolante com uma das rodas sobre o console e a talha posicionada em um dos extremos da ponte e adotando os coeficientes de impacto indicados na Figura 20, teremos como valores de sobrecarga:

Table 3.2 Crane Impact, Side Thrust and Traction Forces			
Crane	Vertical impact percent of maximum wheel loads	Total side thrust percent of lifted load	Tractive force percent of maximum load on driving wheels
Mill cranes	25	40	20
Ladle cranes	25	40	20
Clamshell bucket and magnet cranes (including slab and billet yard cranes)	25	100	20
Soaking pit cranes	25	100	20
Stripping cranes	25	100*	20
Motor room maintenance cranes, etc.	20	30	20
Stacker cranes (cab-operated)	25	200	20

*Ingot and mold

Note 1: Refer to Appendix C for recommendations for evaluating existing structures.

Note 2: Side thrust should be distributed with due regard for lateral stiffness of the structure supporting the rail.

Figura 20 - Cargas relacionadas à ponte rolante segundo AISE Technical Report Nº 13

Carga vertical (SC-Cvs):

$$Cd = 3850 + 357 + 5000 = 9.207,0 \text{ kgf} \quad (2 \times 3500 + 2 \times 1100)$$

$$Cvs \text{ (total)} = 3500 + 0,722 \times 3500 = 6.030,0 \text{ kgf}$$

$$Cvs \text{ (complemento)} = 1100 + 0,722 \times 1100 = 1.900,0 \text{ kgf}$$

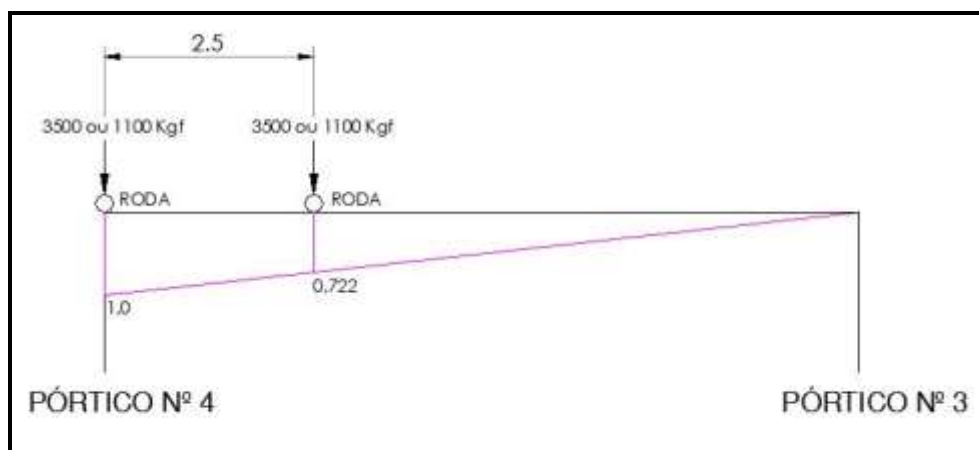


Figura 21 – Cálculo de SC-Cvs – Condição mais desfavorável

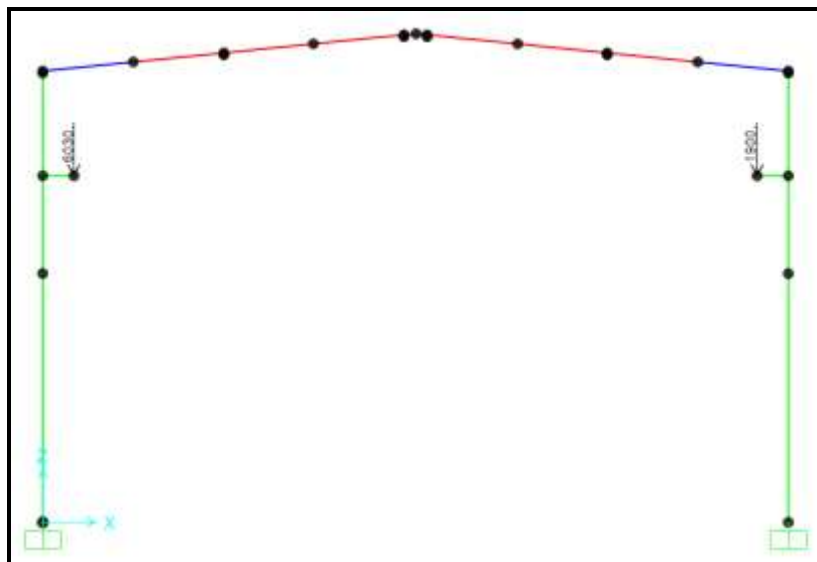


Figura 22 – Visualização da carga vertical da ponte rolante (unid.: kgf)

Impacto vertical (SC-Ci):

$C_i = 25\% C_{vs}$

$C_i \text{ (total)} = 0,25 \times 6030 = 1500,0 \text{ kgf}$

$C_i \text{ (complemento)} = 0,25 \times 1900 = 480,0 \text{ kgf}$

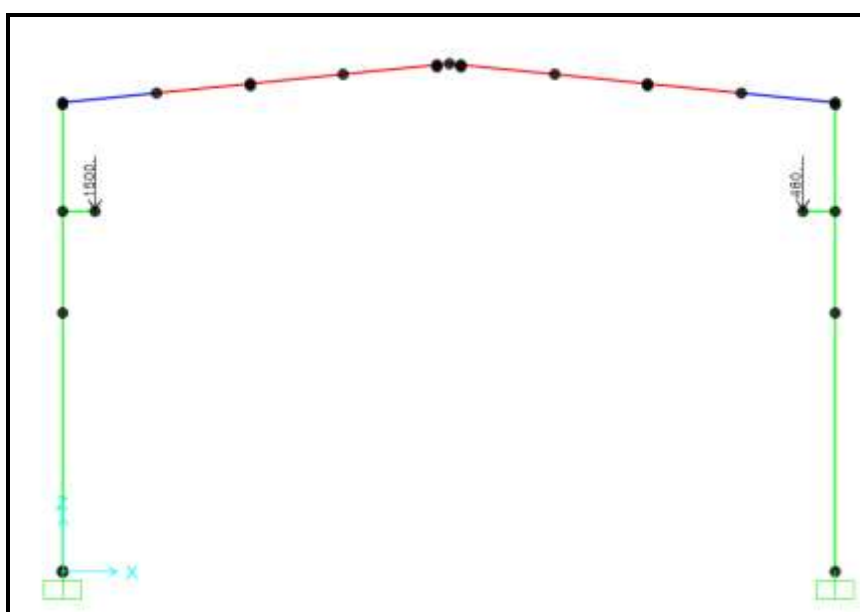


Figura 23 – Visualização do impacto vertical da ponte rolante (unid.: kgf)

Impacto transversal (SC-Css):

Css = 40% Carga de içamento / roda = $0,40 \times 5000 = 2.000 / 4 = 500$ kgf/roda

Css = $500 + 0,722 \times 500 = 900,0$ kgf (a 80cm acima do console)

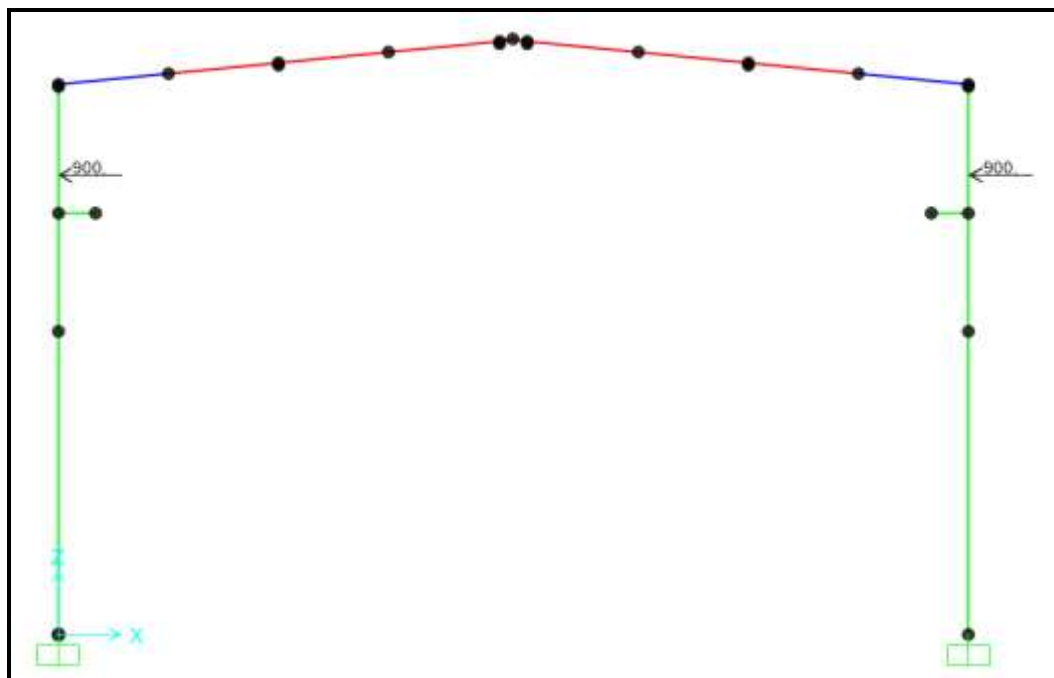


Figura 24 – Visualização do impacto transversal da ponte rolante (unid.: kgf)

Impacto longitudinal (SC-Cls) (Modelo 3D):

Cls = 20% Carga vertical da roda motora

Cls (total) = $0,20 \times 3500 = 700,0$ kgf

Cls (complemento) = $0,20 \times 1100 = 220,0$ kgf

Impacto no batente (SC-Cbs) (Modelo 3D):

Cbs = 2.100 kgf (fornecido pelo fabricante)

	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo		PROJETO FINAL DE CURSO
			Rev.: 00 Data: 26/01/17
	Página 26 of 74		

5.8 Cargas de vento

Velocidade básica do vento (V_0):

A Figura 25 apresenta as curvas de isopletas (linhas com idêntica velocidade básica de vento) do território brasileiro, retirada da norma NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações. A partir dela iniciamos os cálculos para determinação da pressão dinâmica do vento.

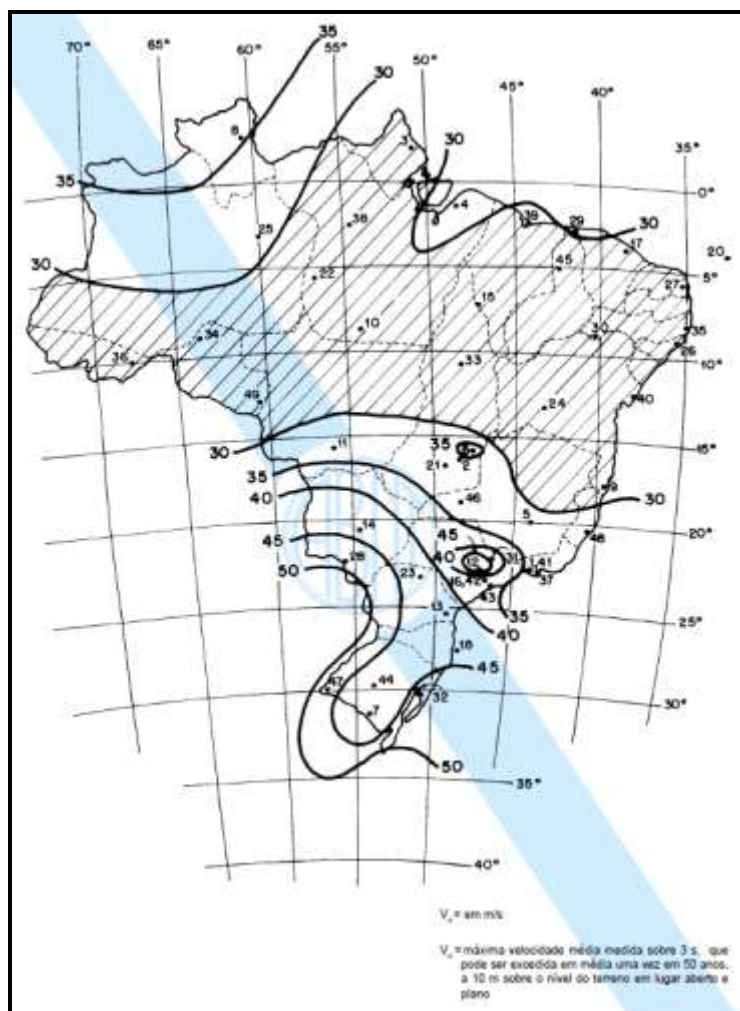


Figura 25 - Mapa de Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)

Desta forma, por interpolação visual das isopletas na região da cidade de Guarujá (SP), temos $V_0 = 38$ m/s.

	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo		PROJETO FINAL DE CURSO
			Rev.: 00 Data: 26/01/17
	Página 27 of 74		

Fator topográfico (S1):

A partir de fotos obtidas por satélite (ver Figura 6) verifica-se a configuração topográfica plana por se tratar de uma região costeira. Segundo o item 5.2 da norma temos para terreno plano ou fracamente acidentado - $S1 = 1,00$;

Fator que relaciona rugosidade, dimensões da edificação e altura sobre o terreno (S2):

A partir da Figura 6 e de dados obtidos em sala de aula verifica-se que a configuração topográfica da região é plana, sem muitos obstáculos. Classificando a rugosidade do terreno, conforme NBR 6123:1988, como Categoria III: “Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3,0 m.”

Agora considerando as dimensões da edificação (ver Figura 1) tendo para vento transversal a maior dimensão horizontal no intervalo de 20 a 50m e para vento longitudinal a maior dimensão horizontal no intervalo inferior a 20m. Apresentam-se como opções para classificação das dimensões da edificação as classes A e B. Porém levando em conta a aleatoriedade da direção do vento considera-se, para efeito de simplificação, a edificação como sendo apenas Classe B: “Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.”

Classificada a edificação (Categoria III e Classe B) encontra-se na Tabela 2 da NBR 6123:1988 os valores de $S2$ para as diferentes alturas da edificação, conforme mostrado na Figura abaixo.

z (m)	Categoria								
	I			II			III		
	Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00

Figura 26 - Valores de S2 da Tabela 2 - NBR 6123:1988

Como a cumeeira está numa altura de 12,56m, por interpolação encontra-se o valor de $S_2 = 0,94$.

Fator estatístico (S_3):

Conforme Tabela 3 da NBR 6123:1998, encontramos o Grupo 3 que melhor representa as características da edificação: “Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)”. Sendo assim $S_3 = 0,95$.

Velocidade característica (V_k):

O cálculo da V_k se dá pela expressão:

$$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3$$

$$V_k = 38 * 1,00 * 0,94 * 0,95 = 33,93 \text{ m/s} \rightarrow \text{para } h = 12,56\text{m}$$

	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo		PROJETO FINAL DE CURSO	
			Rev.: 00	Data: 26/01/17
			Página 29 of 74	

Pressão dinâmica (q):

O cálculo da pressão dinâmica se dá pela expressão:

$$q = 0,613 * V_k^2$$

$$q = 0,613 * 33,93^2 = 705,71 \text{ N/m}^2 = 70,59 \text{ kgf/m}^2 \rightarrow \text{para } h = 12,56\text{m}$$

A Tabela 2 ilustra o cálculo da variação da velocidade característica e da pressão dinâmica do vento em relação à altura da edificação utilizando a fórmula $S2 = b * Fr * (z / 10)^p$ (valores que utilizaremos ao longo do trabalho). Esses valores diferem dos encontrados anteriormente devido o cálculo considerar números decimais.

V0 (m/s)	S1	S2	b	Fr	z	p	S2	S3	Vk (m/s)	q (kgf/m²)
38,00	1,00	III-B	0,94	0,98	6,00	0,105	0,87	0,95	31,52	62,09
38,00	1,00	III-B	0,94	0,98	11,00	0,105	0,93	0,95	33,59	70,52
38,00	1,00	III-B	0,94	0,98	12,56	0,105	0,94	0,95	34,06	72,51

Tabela 2 – Cálculo da velocidade característica e da pressão dinâmica do vento

Coeficientes de pressão e de forma, externo, para paredes de edificações de planta retangular:

O vento não incide igualmente em todas as faces do edifício, de forma que cuidados e coeficientes devem ser levados em conta. A partir da tabela 4 da NBR 6123:1988, calculamos os coeficientes de pressão e de forma externos para paredes de edificações de planta retangular, conforme a seguir:

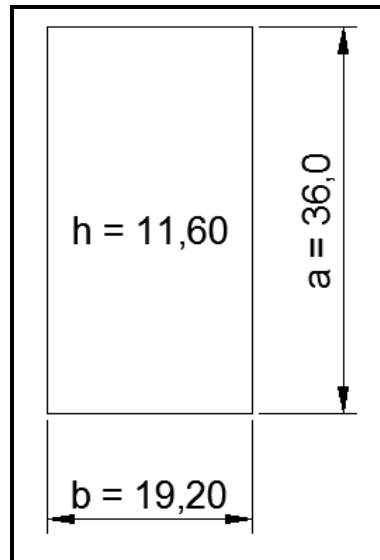


Figura 27 – Croqui para determinação dos coeficientes de forma externos (unid.: m)

Determinação das relações a/b e h/b :

$$a/b = 36,0/19,2 = 1,87$$

$$h/b = 11,60/19,2 = 0,60$$

Caímos na seguinte classificação da tabela 4, conforme exposta na figura 28:

Tabela 4 - Coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular									
Altura relativa		Valores de C_{se} para							
		$\alpha = 0^\circ$				$\alpha = 90^\circ$			
		A_1 e B_1	A_2 e B_2	C	D	A	B	C_1 e D_1	C_2 e D_2
 $\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,9	-0,5	+0,7	-0,5	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,9	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,6	-0,9	-0,5
Será necessário interpolar !									

Figura 28 – Tabela 4 da NBR 6123:1988.

A Determinação dos coeficientes A_3 e B_3 , obtém-se a partir das notas de rodapé da tabela 4 da NBR 6123:1988, mostrada na Figura 29 abaixo:

Notas: a) Para a/b entre $3/2$ e 2, interpolar linearmente. b) Para vento a 0°, nas partes A_3 e B_3, o coeficiente de forma C_e tem os seguintes valores: - para $a/b = 1$: mesmo valor das partes A_2 e B_2; - para $a/b \geq 2$: $C_e = -0,2$; - para $1 < a/b < 2$: interpolar linearmente.

Figura 29 – Considerações para determinação de A_3 e B_3 .

E os resultados das interpolações são mostrados na Tabela 3, a seguir:

Ce			
$\alpha = 0^\circ$		$\alpha = 90^\circ$	
$A_1 = B_1$	-0,90	A	0,70
$A_2 = B_2$	-0,43	B	-0,57
$A_3 = B_3$	-0,23	$C_1 = D_1$	-0,90
C	0,70		
D	-0,35	$C_2 = D_2$	-0,50
C_{pe} médio		-1,10	

Tabela 3 – Coeficiente de forma externo para paredes

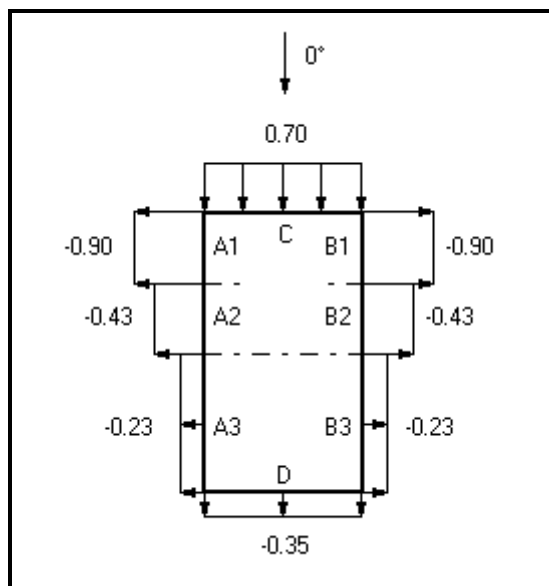


Figura 30 – Croqui com os coeficientes externos da paredes - Vento 0°

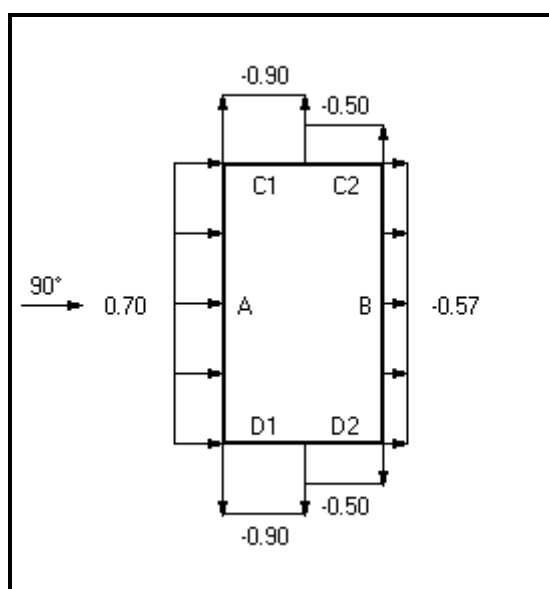


Figura 31 – Croqui com os coeficientes externos das paredes - Vento 90°

Coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular:

Conforme determinado anteriormente:

$$h = 12,56\text{m}$$

$$b = 19,20\text{m}$$

$$h/b = 12,56 / 19,2 = 0,65$$

$$\text{Inclinação do telhado} = 10\% = 5,71^\circ$$

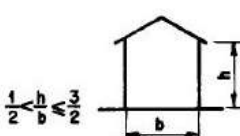
Altura relativa	θ	Valores de C_e para				C_{pe} médio			
		$\alpha = 90^\circ$ (A)		$\alpha = 0^\circ$					
		EF	GH	EG	FH				
	0°	-0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-2,0	-2,0	-2,0	--
	5°	-0,9	-0,6	-0,9	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10°	-1,1	-0,6	-0,8	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15°	-1,0	-0,6	-0,8	-0,6	-1,8	-1,5	-1,5	-1,2
	20°	-0,7	-0,5	-0,8	-0,6	-1,5	-1,5	-1,5	-1,0
	30°	-0,2	-0,5	-0,8	-0,8	-1,0			-1,0
	45°	+0,2	-0,5	-0,8	-0,8				
	60°	+0,6	-0,5	-0,8	-0,8				

Figura 32 – Tabela 5 da NBR 6123:1988

E, abaixo, expõem-se os resultados das interpolações para o presente telhado:

C _e			
α = 0°		α =90°	
EF	-0,928	EG	-0,886
GH	-0,600	FH	-0,600
IJ	-0,248		
Lanternins - C _{pe} médio		-2,00	

Tabela 4 – Coeficiente de forma externo para telhado

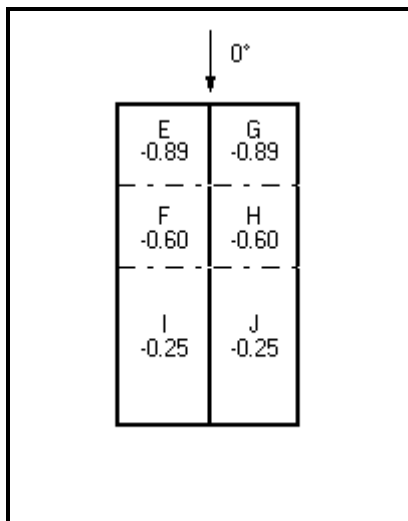


Figura 33 – Croqui com os coeficientes externos do telhado - Vento 0°

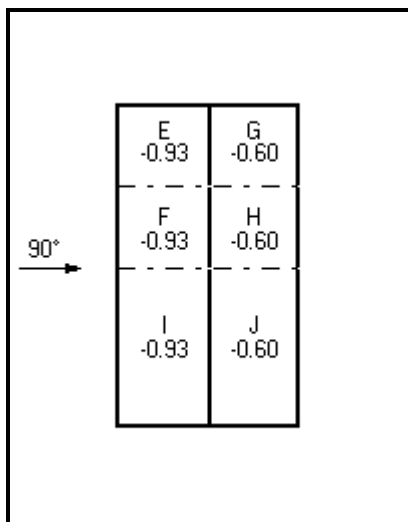


Figura 34 – Croqui com os coeficientes externos do telhado – Vento 90°

Coeficientes de pressão interno:

Inicialmente verifica-se a existência de abertura dominante. Conforme item 6.2.4 da NBR 6123:1988 temos a definição de abertura dominante: “Para os fins desta Norma, a abertura dominante é uma abertura cuja área é igual ou superior à área total das outras aberturas que constituem a permeabilidade considerada sobre toda a superfície externa da edificação (incluindo a cobertura, se houver forro permeável ao ar ou na ausência de forro). Esta abertura dominante pode ocorrer por acidente, como a ruptura de vidros fixos causada pela pressão do vento (sobrepessão ou sucção), por objetos lançados pelo vento ou por outras causas.”

Do projeto arquitetônico, conforme Figuras 2 a 4, obtemos as áreas das aberturas. E dos catálogos retiram-se as informações do lanternim e da veneziana.

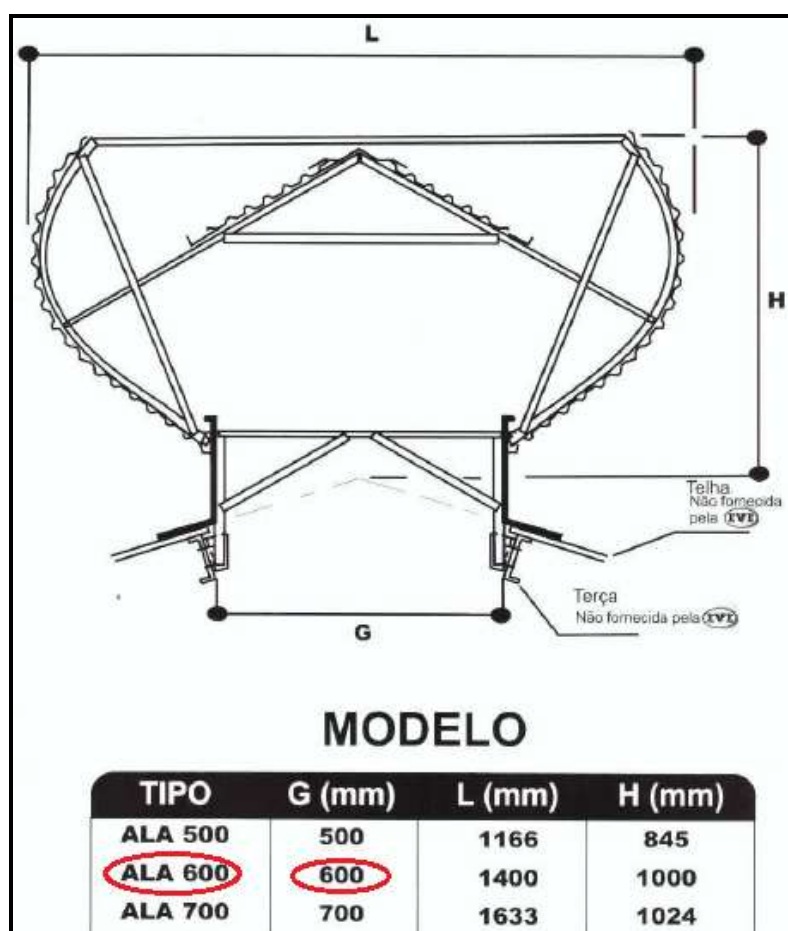
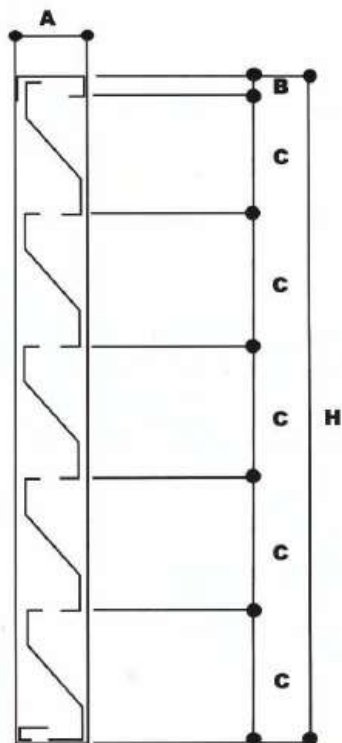


Figura 35 - Características do lanternim conforme especificação do catálogo do fabricante



Peso das venezianas		
Denominação	Aço (Kg\m²)	Alumínio (kg\ m²)
VA 50	3,50	2,80
VA 80	4,95	3,96
VA 100	5,41	4,17
VA 125	5,80	4,37

Denominação	A	B	C	L (máx.)	H (máx.)
VA 50	50	13	120	800	Variável
VA 80	80	30	170	1000	Variável
VA 100	100	30	230	1000	Variável
VA 125	125	30	280	1250	Variável

Figura 36 – Características da veneziana conforme especificação do catálogo do fabricante

No cálculo da área de aberturas das faces laterais consideramos as venezianas instaladas ao longo dos dois lados da edificação e com altura igual a 1,15m (5 x 0,23m). Foi considerada ainda uma permeabilidade de 50% para a veneziana utilizada, desta forma teremos a área de aberturas das faces laterais como sendo $A = B = (36 \times 1,15) \times 0,50 = 20,70\text{m}^2$.

Na face frontal (ver Figura 4) observamos a presença de uma abertura destinada ao portão de acesso, além de venezianas. Chamaremos, então, de C_1 a somatória das áreas das venezianas, cujo comprimento foi obtido em escala e de C_2 a área da abertura do portão:

$$C_1 = 2 \times 2,5 \times 1,15 = 5,75 \text{ m}^2 \times 0,50 \rightarrow C_1 = 2,88\text{m}^2$$

$$C_2 = 12 \times 9 = 108,00\text{m}^2$$

Para a face dos fundos não consideraremos aberturas, já que o mezanino é uma estrutura independente da estrutura do pavilhão. Logo $D = 0\text{m}^2$.

Também é necessário verificar a área de ventilação da cobertura, onde encontra-se o lanternim, cujo comprimento considerado foi de 32,0m. Então a área de abertura da cobertura será igual a $E = 32,0 \times 0,6 = 19,20 \text{ m}^2$.

A tabela a seguir resume os resultados das aberturas de ventilação encontrados:

Faces	Área de aberturas (m ²)
A	20,70
B	20,70
C1	2,88
C2	108,00
D	0,00
E	19,20

Tabela 5 – Resumo da área de aberturas das faces do edifício industrial

	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo		PROJETO FINAL DE CURSO
			Rev.: 00 Data: 26/01/17
	Página 38 of 74		

Verificando a existência de abertura dominante temos o portão como maior abertura, sendo $C_1 = 108,00 \text{ m}^2 > 20,70 + 20,70 + 2,88 + 19,20 = 63,48 \text{ m}^2$. Como a área do portão é maior do que a somatória das demais áreas de ventilação concluímos que o portão é uma abertura dominante do pavilhão.

Com a determinação das áreas de aberturas do edifício podemos encontrar os valores dos coeficientes internos. Começando com a abertura dominante na face de barlavento.

c) abertura dominante em uma face; as outras faces de igual permeabilidade:	
- abertura dominante na face de barlavento.	
Proporção entre a área de todas as aberturas na face de barlavento e a área total das aberturas em todas as faces (paredes e cobertura, nas condições de 6.2.4) submetidas a sucções externas:	
1	$c_{pi} = + 0,1$
1,5	$c_{pi} = + 0,3$
2	$c_{pi} = + 0,5$
3	$c_{pi} = + 0,6$
6 ou mais	$c_{pi} = + 0,8$

Figura 37 – Considerações da NBR 6123:1988 para abertura dominante a barlavento.

Seguindo o item da norma acima, a relação entre a área de todas as aberturas na face de barlavento e a área total das aberturas em todas as faces submetidas à sucções externas é: $(2,88 + 108,00) / (20,70 + 20,70 + 19,20) = 110,88 / 60,60 = 1,83$. Interpolando-se linearmente, obtemos o valor de **$C_{pi} = +0,44$** .

Analisando agora a abertura dominante na face de sotavento, utilizaremos para C_{pi} o valor do coeficiente de forma externo correspondente a esta face. Assim $C_e = C_{pi} = -0,35$.

Para abertura dominante em uma face paralela ao vento e não situada em zona de alta sucção externa adotaremos o valor de C_e correspondente ao local da abertura nesta face. Sendo $C_e = C_{pi} = -0,50$.

Por fim, para abertura dominante situada em zona de alta sucção externa temos a seguinte observação da norma.

- abertura dominante situada em zona de alta sucção externa.	
Proporção entre a área da abertura dominante (ou área das aberturas situadas nesta zona) e a área total das outras aberturas situadas em todas as faces submetidas a sucções externas:	
0,25	$c_{pi} = - 0,4$
0,50	$c_{pi} = - 0,5$
0,75	$c_{pi} = - 0,6$
1,0	$c_{pi} = - 0,7$
1,5	$c_{pi} = - 0,8$
3 ou mais	$c_{pi} = - 0,9$

Figura 38 – Considerações da NBR 6123:1988 para abertura dominante situada na zona de alta sucção externa.

Conforme Figura 38 acima, a relação entre a área da abertura dominante e a área total das aberturas em todas as faces submetidas à sucções externas é: $(108,00) / (2,88 + 20,70 + 19,20) = 108,00 / 42,78 = 2,52$. Adotando o valor imediatamente superior, ao invés de interpolarmos linearmente, obtemos $C_{pi} = -0,9$.

Coeficientes finais:

Na sequência apresentaremos as hipóteses de carga analisando os pórticos situados no eixo 2 (Pórtico 2), no eixo 4 (Pórtico 4) e no eixo 6 (Pórtico 6) a fim de obter as condições mais desfavoráveis de coeficientes de pressão (somatório de coeficientes de pressão internos e coeficientes de pressão externos). Analisando os resultados abaixo concluímos que as condições mais desfavoráveis para coeficientes de vento são os descritos nas hipóteses 6 e 8.

Hipótese	Pórtico	Abertura Dominante	Vento	Ce telhado esq	Ce telhado dir	Ce parede esq	Ce parede dir
1	2	Sotavento	0°	0,10	0,10	0,11	0,11
2	2	Barlavento	0°	-0,69	-0,69	-0,68	-0,68
3	4	Sotavento	0°	-0,25	-0,25	-0,08	-0,08
4	4	Barlavento	0°	-1,04	-1,04	-0,87	-0,87
5	6	Sotavento	0°	-0,54	-0,54	-0,55	-0,55
6	6	Barlavento	0°	-1,33	-1,33	-1,34	-1,34
7	2	Fora Alta Sucção	90°	-0,43	-0,10	1,20	-0,08
8	2	Zona Alta Sucção	90°	-0,03	0,30	1,60	0,32
9	4	Fora Alta Sucção	90°	-0,43	-0,10	1,20	-0,08
10	4	Zona Alta Sucção	90°	-0,03	0,30	1,60	0,32
11	6	Fora Alta Sucção	90°	-0,43	-0,10	1,20	-0,08
12	6	Zona Alta Sucção	90°	-0,03	0,30	1,60	0,32

Tabela 6 – Coeficientes finais de cada hipótese de vento

Carga de vento no pórtico:

Para determinação da carga de vento utilizamos a expressão $Q = q * c * v$. Onde “q” é a pressão dinâmica, “c” é o coeficiente final e “v” é o espaçamento entre pórticos.

A seguir encontramos as carga de vento para a hipótese 6, que representam o vento incidindo longitudinalmente ao pórtico (V1).

h (m)	q (kgf/m ²)	C telhado esquerdo	C telhado direito	C parede esquerda	C parede direita	v (m)	Q telhado esq. (kgf/m)	Q telhado dir. (kgf/m)	Q parede esq. (kgf/m)	Q parede dir. (kgf/m)
6,00	60,00	0	0	-1,34	-1,34	9,00	0	0	-730	-730
11,00	70,00	0	0	-1,34	-1,34	9,00	0	0	-850	-850
12,56	75,00	-1,33	-1,33	0	0	9,00	-900	-900	0	0

Tabela 7 – Cargas de vento finais para Hipótese 6 (valores arredondados)

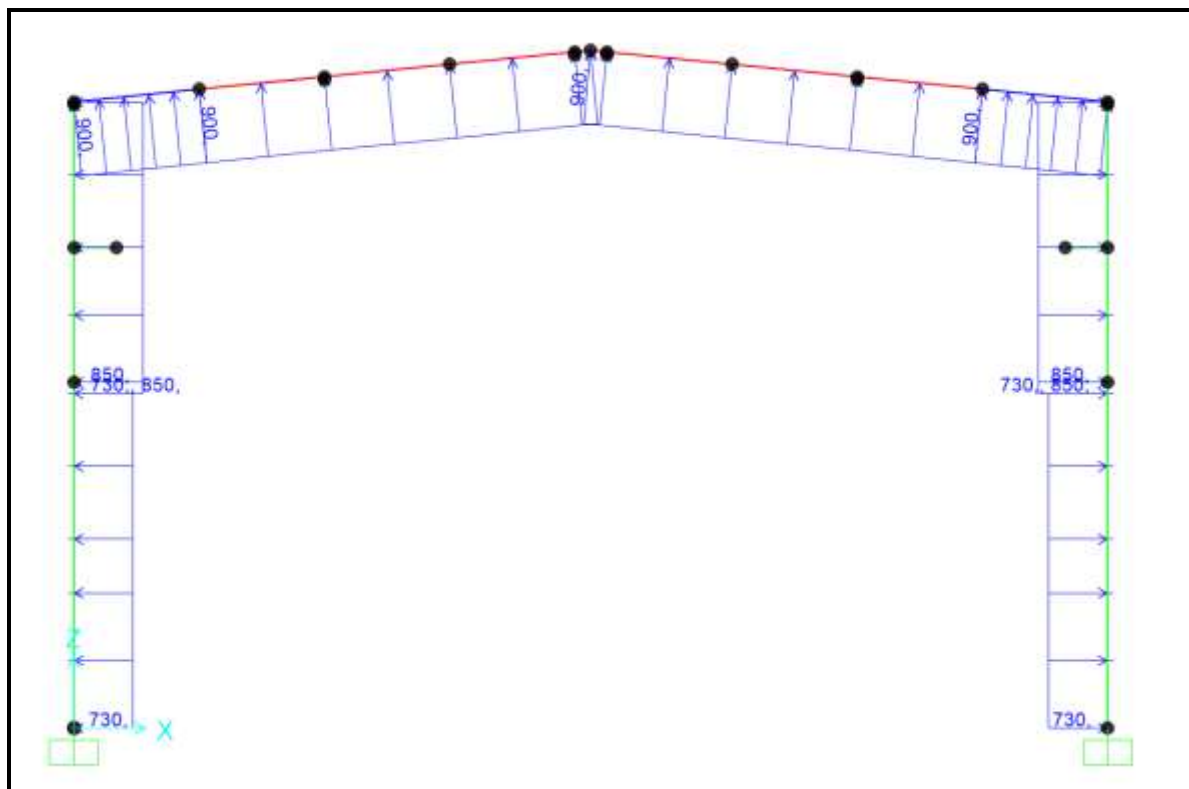


Figura 39 - Visualização das cargas do Vento 0° – V1 (unid.: kgf/m)

Já na Tabela 8 encontramos as carga de vento para a hipótese 8, que representam os ventos incidindo transversalmente ao pórtico (V2 simétrico ao V3).

h (m)	q (kgf/m ²)	C telhado esquerdo	C telhado direito	C parede esquerda	C parede direita	v (m)	Q telhado esquerdo (kgf/m)	Q telhado direito (kgf/m)	Q parede esquerda (kgf/m)	Q parede direita (kgf/m)
6,00	60,00	0	0	1,60	0,32	9,00	0	0	870	160
11,00	70,00	0	0	1,60	0,32	9,00	0	0	1000	190
12,56	75,00	0,0	0,30	0	0	9,00	0	200	0	0

Tabela 8 – Cargas de vento finais para Hipótese 8 (valores arredondados)

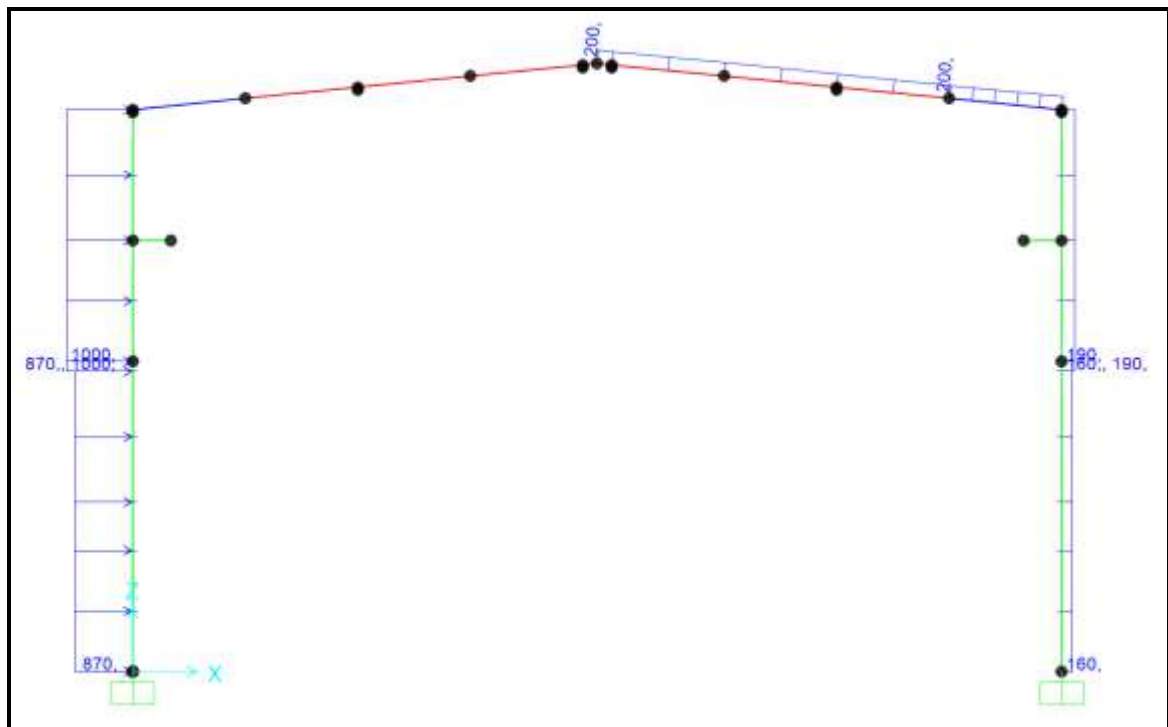


Figura 40 - Visualização das cargas dos Ventos 90° e -90° – V2 e V3 (unid.: kgf/m)

Carga de vento nos oitões (modelo 3D):

Considerado pressão dinâmica igual a 75,0 kgf/m² e os coeficiente de vento 0° e 90° determinados anteriormente. Assim como a área do oitão igual a 232,0m² e o comprimento do pórtico igual a 42,50m, temos:

- Vento 0° (V1): Barlavento = $232 \cdot 75 \cdot 0,7 / 42,50 = 290$ kgf/m (sobrepessão)
Sotavento = $232,0 \cdot 75,0 \cdot (-0,35) / 42,50 = 150$ kgf/m (sucção)
- Vento 90° (V2 = V3): Alta sucção = $232,0 \cdot 75,0 \cdot (-0,90) / 42,50 = 370$ kgf/m
Baixa sucção = $232,0 \cdot 75,0 \cdot (-0,50) / 42,50 = 210$ kgf/m

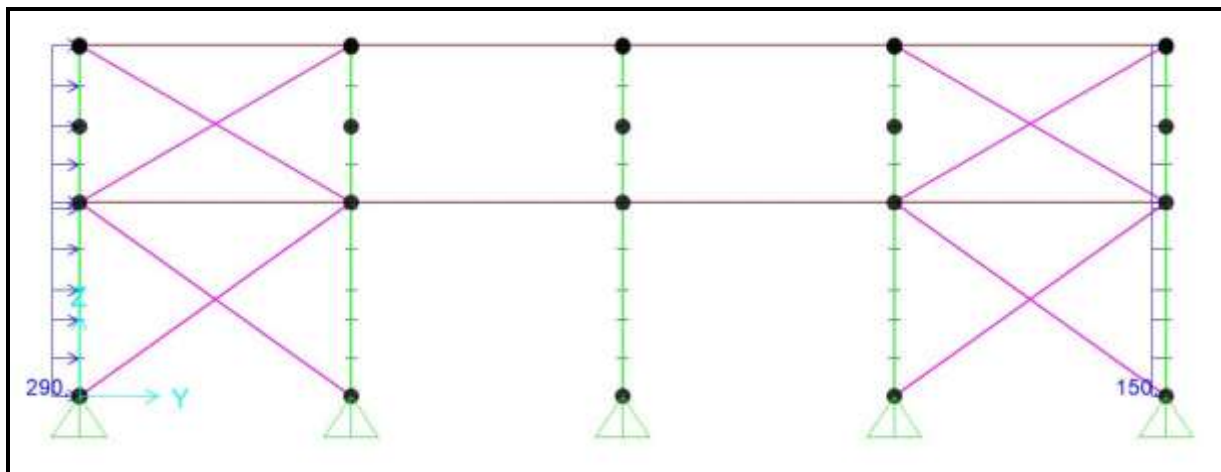


Figura 41 - Visualização das cargas do Vento 0° nos oitões – V1 (unid.: kgf/m)

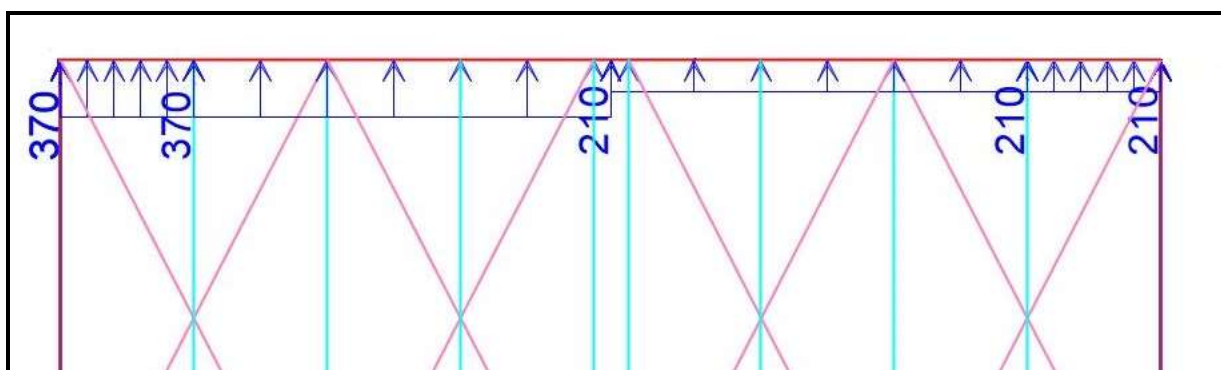


Figura 42 - Visualização das cargas dos Ventos 90° e -90° nos oitões – V2 e V3 (unid.: kgf/m)

5.9 Combinações

Como utilizaremos o Método das Tensões admissíveis (ASD) para dimensionamento dos perfis, seguiremos o Manual Americano AISC/ASD (2005) para as combinações básicas e o Guia Americano AISE 13 (2003) para as combinações com a ponte rolante.

Allowable Strength Design	
For ASD, the required strength is determined from the following combinations, which are also based on ASCE-7 Section 2.4:	
D	(1)
$D + L$	(2)
$D + (L_r \text{ or } S \text{ or } R)$	(3)
$D + 0.75L + 0.75(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$	(4)
$D \pm (W \text{ or } 0.7E)$	(5)
$D + 0.75(W \text{ or } 0.7E) + 0.75L + 0.75(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$	(6)
$0.6D \pm (W \text{ or } 0.7E)$	(7)

Figura 43 – Combinações a serem consideradas (AISC / ASD:2005)

Comparando as combinações acima com as cargas atuantes em nossa estrutura observamos que as combinações aplicáveis serão as de número 3, 5, 6 e 7.

3.10.2.2 Case 2 (7.9.2)	
(1)	$D + L + (L_r \text{ or } R \text{ or } S) + C_{vs} + C + C_{ss} + C_{ls}$ (Single Crane)
(2)	$D + L + (L_r \text{ or } R \text{ or } S) + C_{vm} + C_{ss} + C_{ls}$ (Multiple Cranes)
This case applies to all classes of building construction. Full allowable stresses may be used.	
3.10.2.3 Case 3 (7.9.3)	
(1)	$D + L + (L_r \text{ or } R \text{ or } S) + C_{vs} + C + W$
(2)	$D + L + (L_r \text{ or } R \text{ or } S) + C_{vs} + C + C_{ss} + 0.5W$
(3)	$D + L + (L_r \text{ or } R \text{ or } S) + C_{vs} + C + 0.67C_{bs}$
(4)	$D + L + (L_r \text{ or } R \text{ or } S) + C_d + E$
This case applies to all classes of building construction. The total of the combined load effects may be multiplied by 0.75, with no increase in allowable stresses. No load reduction shall be taken for combinations of dead load and wind only.	

Figura 44 – Combinações a serem consideradas (AISE 13:2003)

Do guia AISE utilizaremos a combinação de número 1 do Caso 2. Além das combinações de número 2 e 3 do Caso 3, porém estas com fator de redução igual a 0,75.

	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo	PROJETO FINAL DE CURSO	
		Rev.: 00	Data: 26/01/17
		Página 45 of 74	

Dessa maneira identificamos 24 combinações de cargas descritas a seguir:

Combinação	Descrição
C3	D + Lr
C4	D + W1
C5	D + W2
C6	D + 0,75Lr + 0,75W1
C7	D + 0,75Lr + 0,75W2
C8	0,6D + W1
C9	0,6D + W2
C10	D + Lr + Cvs1 + Ci1 + Css1 + Cls1
C11	D + Lr + Cvs1 + Ci1 - Css1 + Cls1
C12	D + Lr + Cvs2 + Ci2 + Css2 + Cls2
C13	D + Lr + Cvs2 + Ci2 - Css2 + Cls2
C14	0,75D + 0,75Lr + 0,75Cvs1 + 0,75Ci1 + 0,75Css1 + 0,75x0,5W1
C15	0,75D + 0,75Lr + 0,75Cvs1 + 0,75Ci1 - 0,75Css1 + 0,75x0,5W1
C16	0,75D + 0,75Lr + 0,75Cvs2 + 0,75Ci2 + 0,75Css2 + 0,75x0,5W1
C17	0,75D + 0,75Lr + 0,75Cvs2 + 0,75Ci2 - 0,75Css2 + 0,75x0,5W1
C18	0,75D + 0,75Lr + 0,75Cvs1 + 0,75Ci1 + 0,75Css1 + 0,75x0,5W2
C19	0,75D + 0,75Lr + 0,75Cvs1 + 0,75Ci1 - 0,75Css1 + 0,75x0,5W2
C20	0,75D + 0,75Lr + 0,75Cvs2 + 0,75Ci2 + 0,75Css2 + 0,75x0,5W2
C21	0,75D + 0,75Lr + 0,75Cvs2 + 0,75Ci2 - 0,75Css2 + 0,75x0,5W2
C22	0,75D + 0,75Lr + 0,75Cvs1 + 0,75Ci1 + 0,75Css1 + 0,75x0,5W3
C23	0,75D + 0,75Lr + 0,75Cvs1 + 0,75Ci1 - 0,75Css1 + 0,75x0,5W3
C24	0,75D + 0,75Lr + 0,75Cvs2 + 0,75Ci2 + 0,75Css2 + 0,75x0,5W3
C25	0,75D + 0,75Lr + 0,75Cvs2 + 0,75Ci2 - 0,75Css2 + 0,75x0,5W3
C26	0,75D + 0,75Lr + 0,75Cvs1 + 0,75Ci1 + 0,75x0,67Cbs
*Nota: As combinações C1 e C2 foram omitidas em virtude das mesmas terem sido eliminadas após reanálise dos carregamentos.	

Tabela 9 – Combinações de carga para método ASD

	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo		PROJETO FINAL DE CURSO
			Rev.: 00 Data: 26/01/17
	Página 46 of 74		

6 ANÁLISE ESTRUTURAL

O software utilizado para modelagem e dimensionamento da estrutura foi o SAP 2000 v18. Trata-se de um programa para análise, na qual se incluem recursos com o uso de elementos finitos, apresentando como vantagens uma interface sofisticada e versátil, proporcionada por um sistema de análise estrutural e ferramentas de auxílio ao projeto com ambiente de modelagem gráfica baseado em objetos 3D. Modelos complexos podem ser gerados e discretizados com modelos embutidos no programa. Recursos de código de projeto integrado podem gerar automaticamente cargas de vento, com verificações automáticas de dimensionamento em aço e concreto, segundo as normas dos EUA, Canadá e outros padrões internacionais. Técnicas analíticas permitem análise passo a passo de grandes deformações, análises de Eigen e Ritz, com base na rigidez de casos não-lineares, análise de catenária de cabos, análise de não-linearidade física com rótulas, elemento de casca não-linear com múltiplas camadas, análise de flambagem, análise de colapso progressivo, métodos de energia para o controle de tração, da plasticidade de apoio e análise não-linear de construção segmentada. Análises não-lineares podem ser estáticas e dinâmicas com cargas que variam no tempo (time-history), com opções para análise dinâmica FNA não-linear ao longo do tempo e integração direta.

A limitação do software é a não aplicação da norma brasileira NBR 8880 - Projeto de estruturas de aço em edifícios, fazendo com que profissionais brasileiros sejam obrigados a utilizar normas americanas para dimensionamento das estruturas modeladas.

Após definido os carregamentos, modelamos um pórtico plano no SAP 2000 para analisar as deformações e efetuar um pré-dimensionamento dos perfis. Nesse modelo observamos a vantagem do uso de mísulas para redução dos esforços nos pilares e viga, e consequentemente suas seções. Dessa maneira os vínculos externos e internos foram engastados, conforme mostrado na Figura 43.

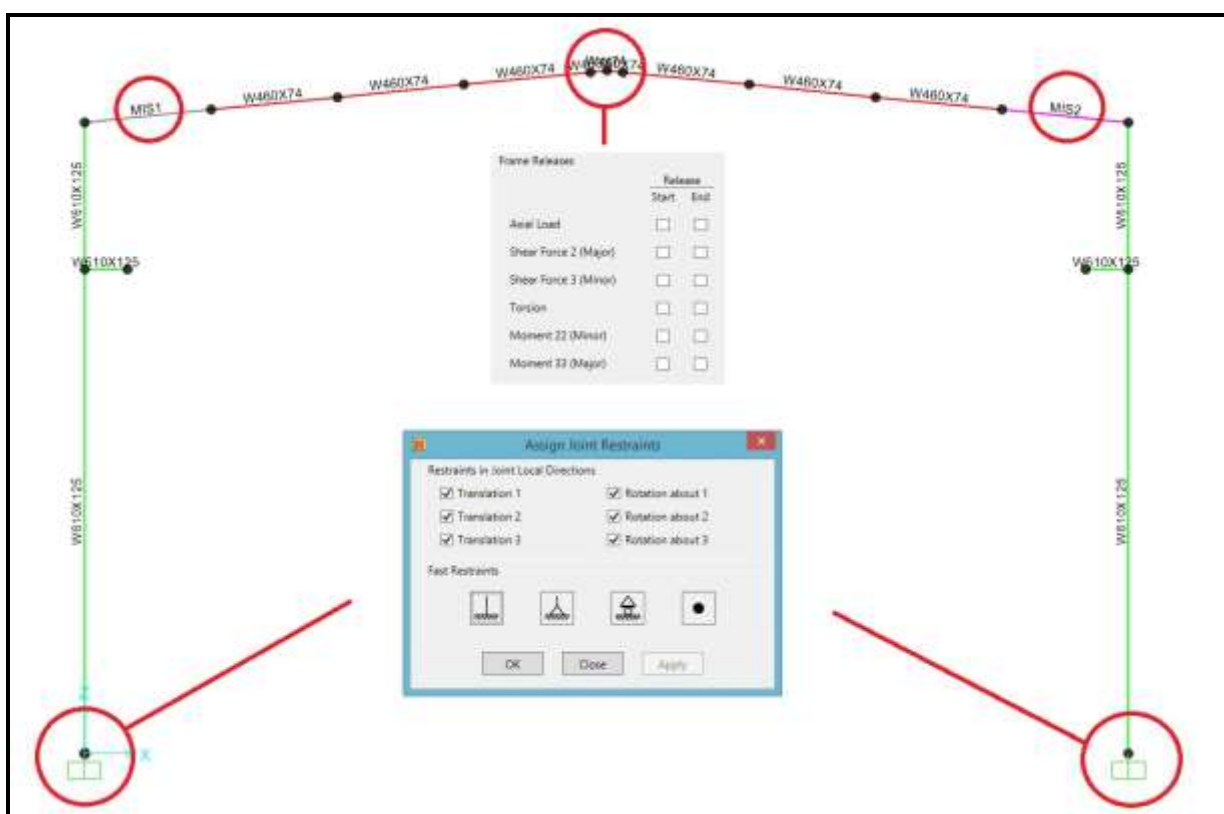


Figura 45 – Comandos de engastamento do SAP 2000

Para esta análise fez-se necessário criar os padrões de cargas (Load Patterns) para inserirmos ao modelo as cargas anteriormente encontradas. Em seguida criamos os casos de carga (Load Cases) para agruparmos as cargas de mesmo tipo, e então combinarmos esses casos de carga nas combinações (Load Combinations). Conforme Figuras 44 a 46.

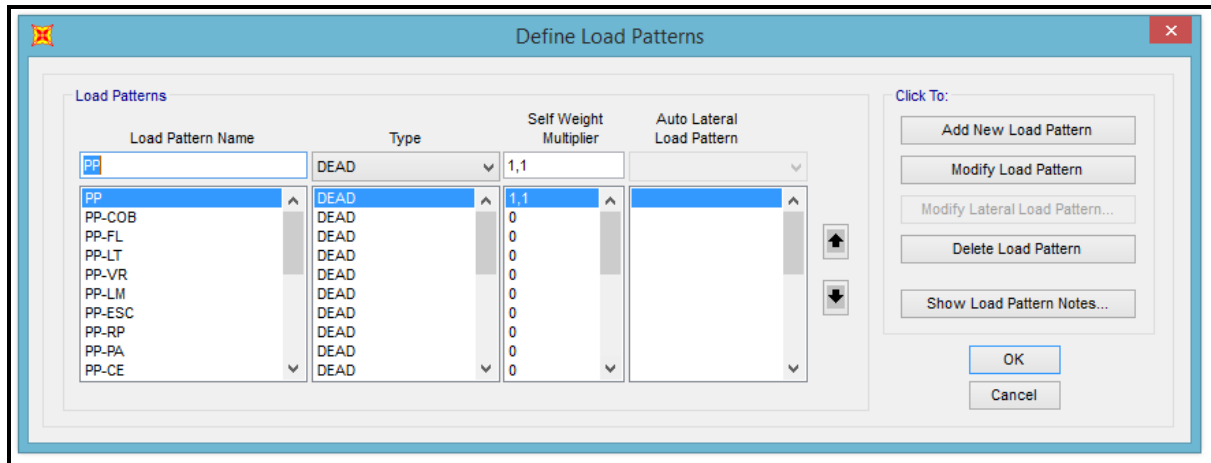


Figura 46 – Definir padrões de carga no SAP 2000

Inserimos o fator de 1,1 no peso próprio (PP) para considerar o peso das ligações, que definimos como sendo 10% do peso da estrutura.

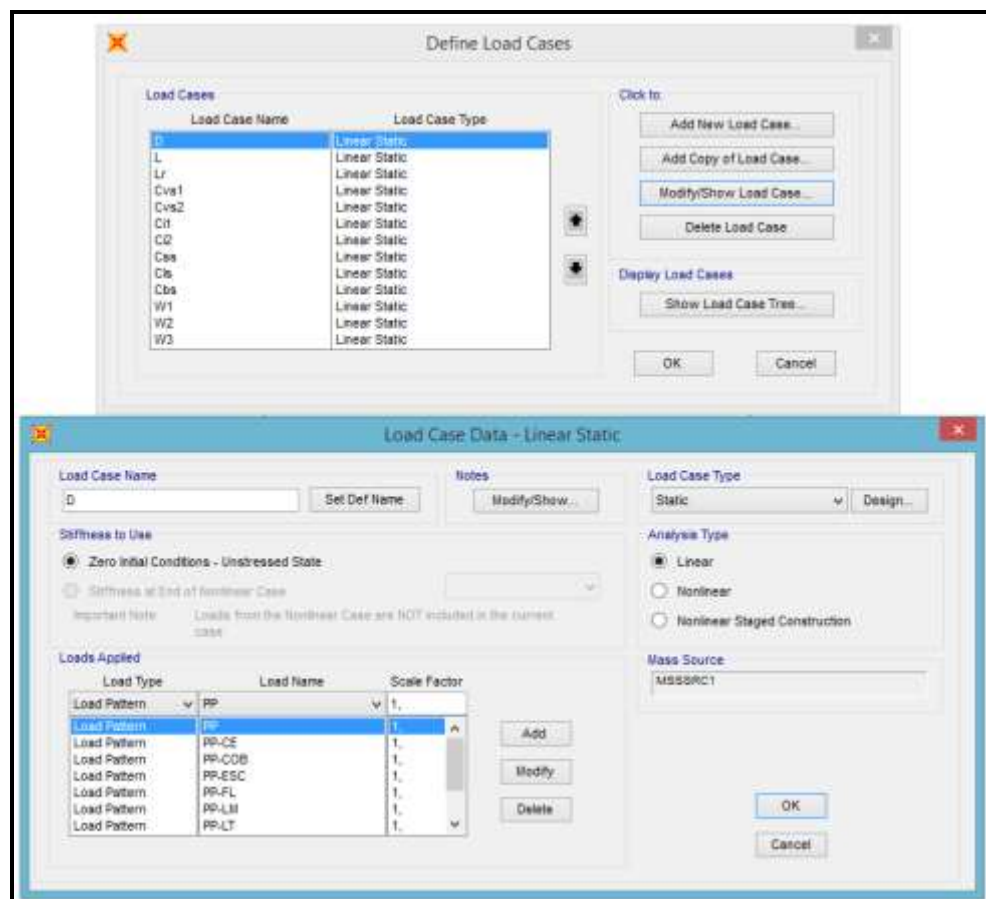


Figura 47 – Definir casos de carga no SAP 2000

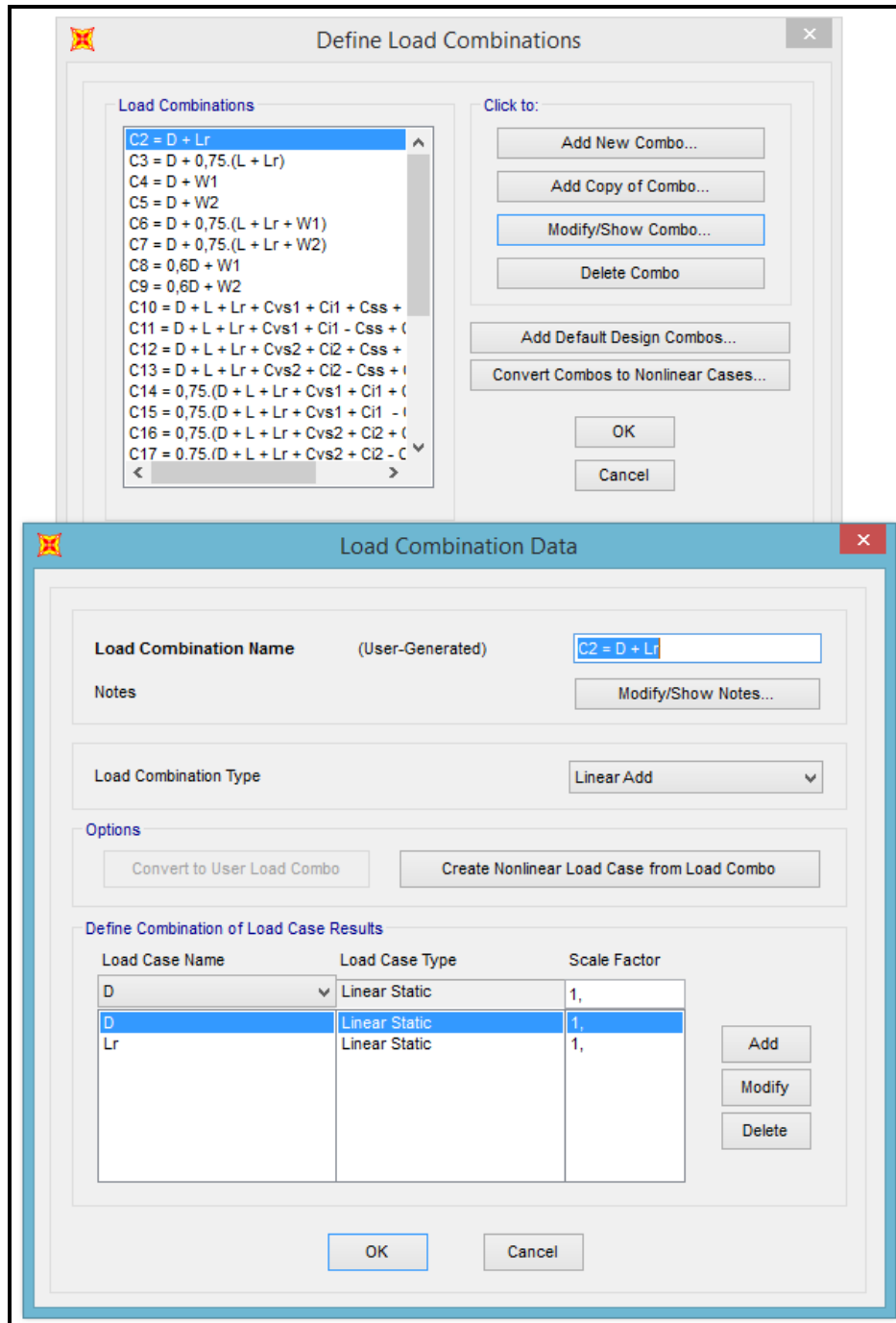


Figura 48 – Definir combinações no SAP 2000

Definimos também os materiais e tipos de seções para cada barra. De início utilizamos perfis laminados de aço ASTM A572 grau 50 do catálogo da Gerdau.

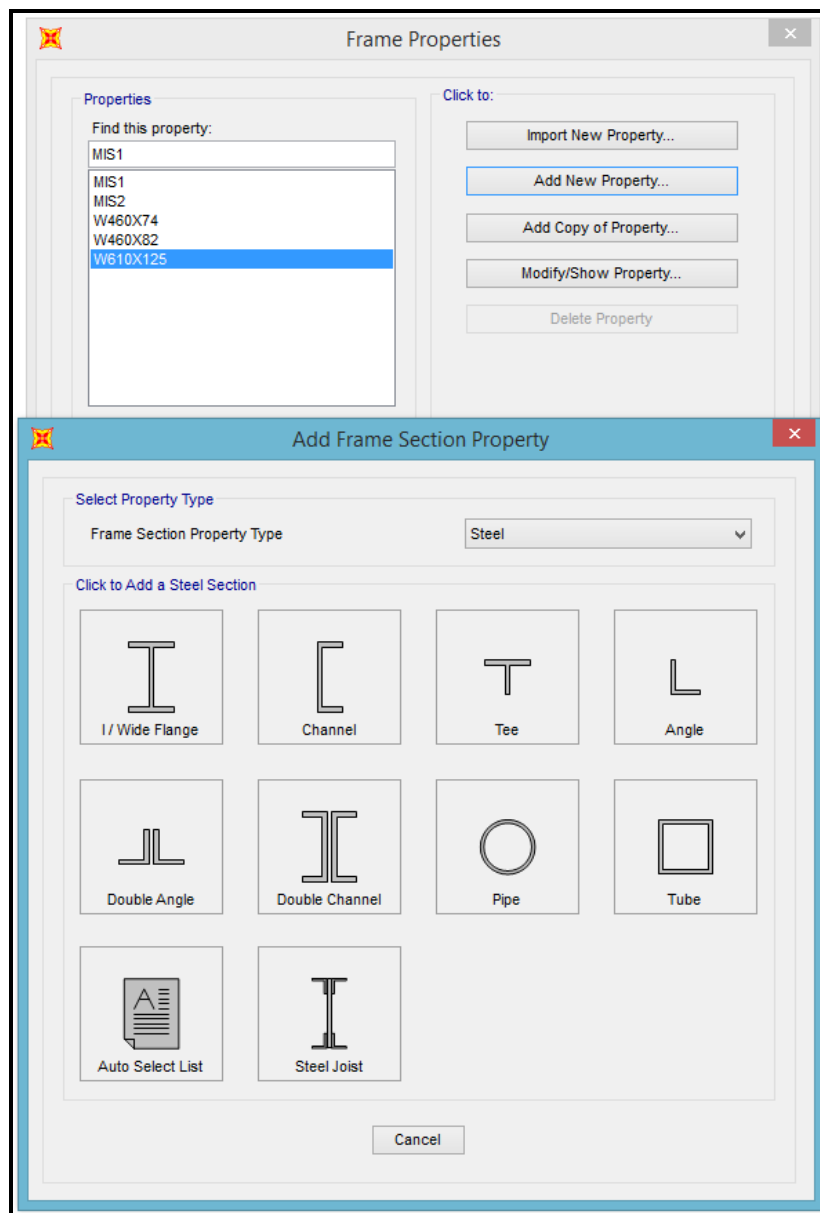


Figura 49 – Definir seção no SAP 2000

Como se trata de um pórtico plano selecionamos a opção de análise de elementos planos para a correta interpretação do modelo pelo programa.

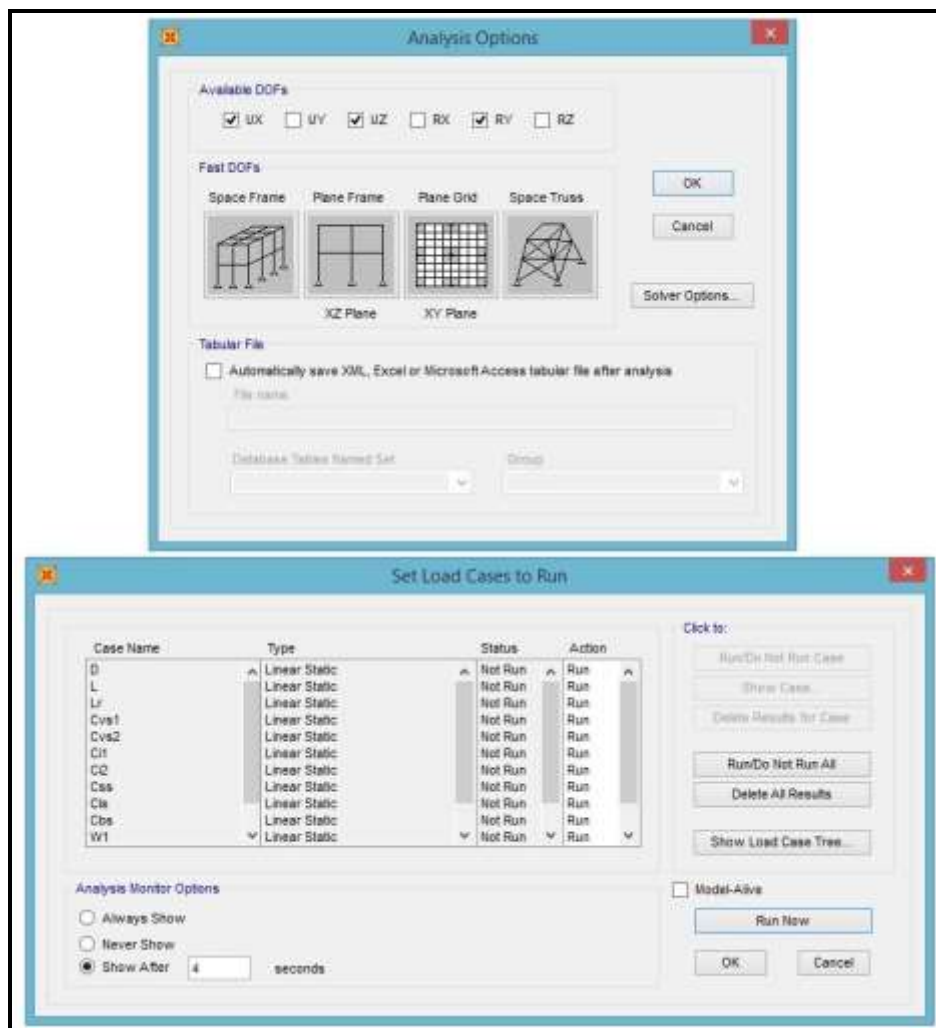


Figura 50 – Opções de análise do SAP 2000

Após o programa rodar os cálculos pudemos comparar as deformações de cada caso com os limites de deslocamentos máximo retirados da norma NBR 8800:2008. Conforme mostrado nas Figuras 49 a 52:

- Vigas de cobertura: $L / 250 = 19200 / 250 = 77\text{mm} > 64\text{mm}$;
- Topo à base do pilar: $H / 300 = 11600 / 300 = 39\text{mm} > 25\text{mm}$;
- Nível da viga de rolamento à base do pilar: $H / 400 = 8900 / 400 = 23\text{mm} > 8\text{mm}$.

Descrição	δ^a
- Travessas de fechamento	$L/180^b$
	$L/120^{c,d}$
- Terças de cobertura ^{g)}	$L/180^a$
	$L/120^f$
- Vigas de cobertura ^{g)}	$L/250^h$
- Vigas de piso	$L/350^h$
- Vigas que suportam pilares	$L/500^h$
Vigas de rolamento: ^{j)}	
- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal inferior a 200 kN	$L/600^i$
- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN, exceto pontes siderúrgicas	$L/800^i$
- Deslocamento vertical para pontes rolantes siderúrgicas com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN	$L/1000^i$
- Deslocamento horizontal, exceto para pontes rolantes siderúrgicas	$L/400$
- Deslocamento horizontal para pontes rolantes siderúrgicas	$L/600$
Galpões em geral e edifícios de um pavimento:	
- Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$H/300$
- Deslocamento horizontal do nível da viga de rolamento em relação à base	$H/400^{k,l}$
Edifícios de dois ou mais pavimentos:	
- Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$H/400$
- Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	$h/500^m$
Lajes mistas	Ver Anexo Q

Figura 51 – Tabela C.1 – Deslocamentos máximos (NBR 8800:2008)

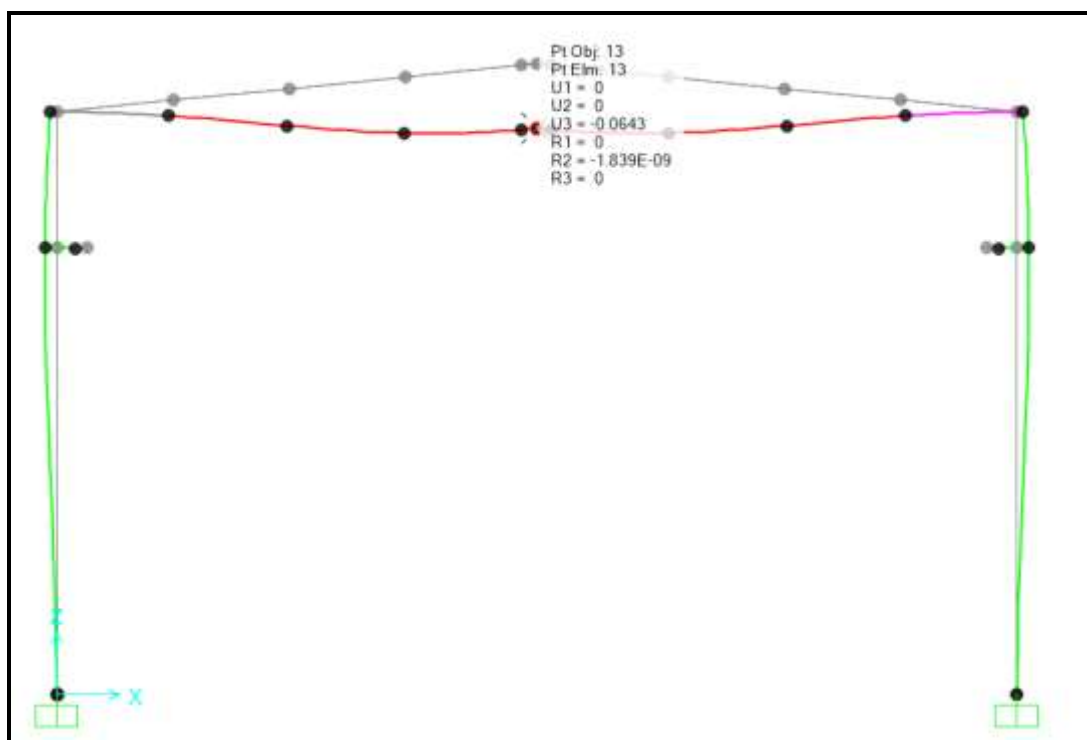


Figura 52 – Deslocamento da viga de cobertura devido ao peso próprio e sobrecarga (C3)

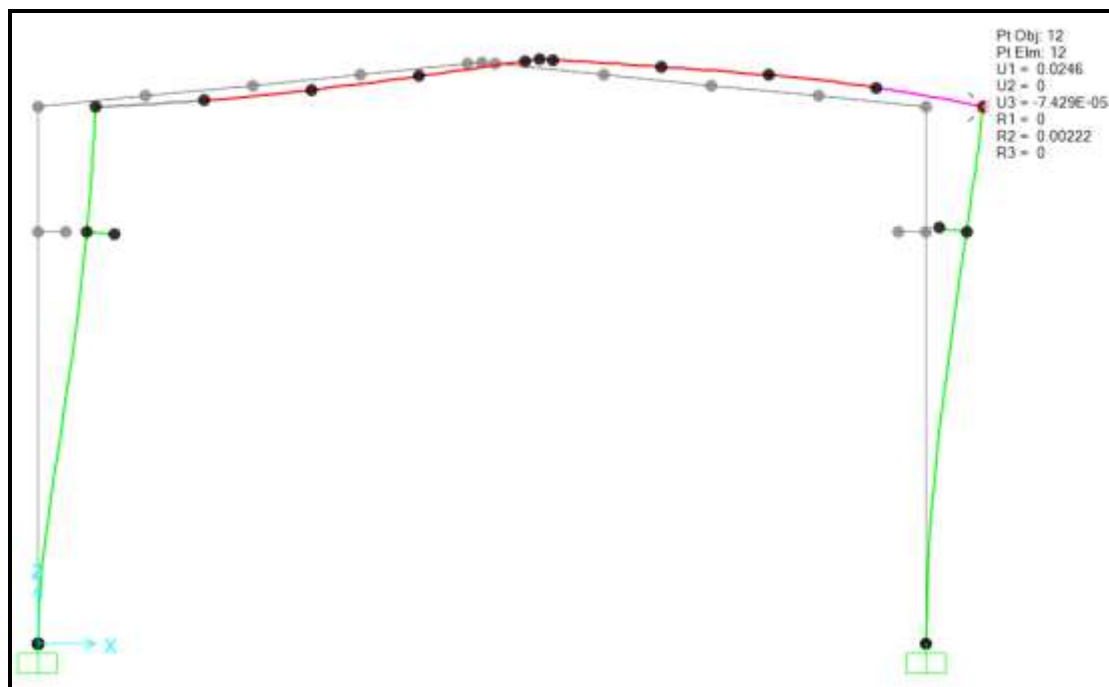


Figura 53 – Deslocamento do topo do pilar devido ao vento transversal (V2)

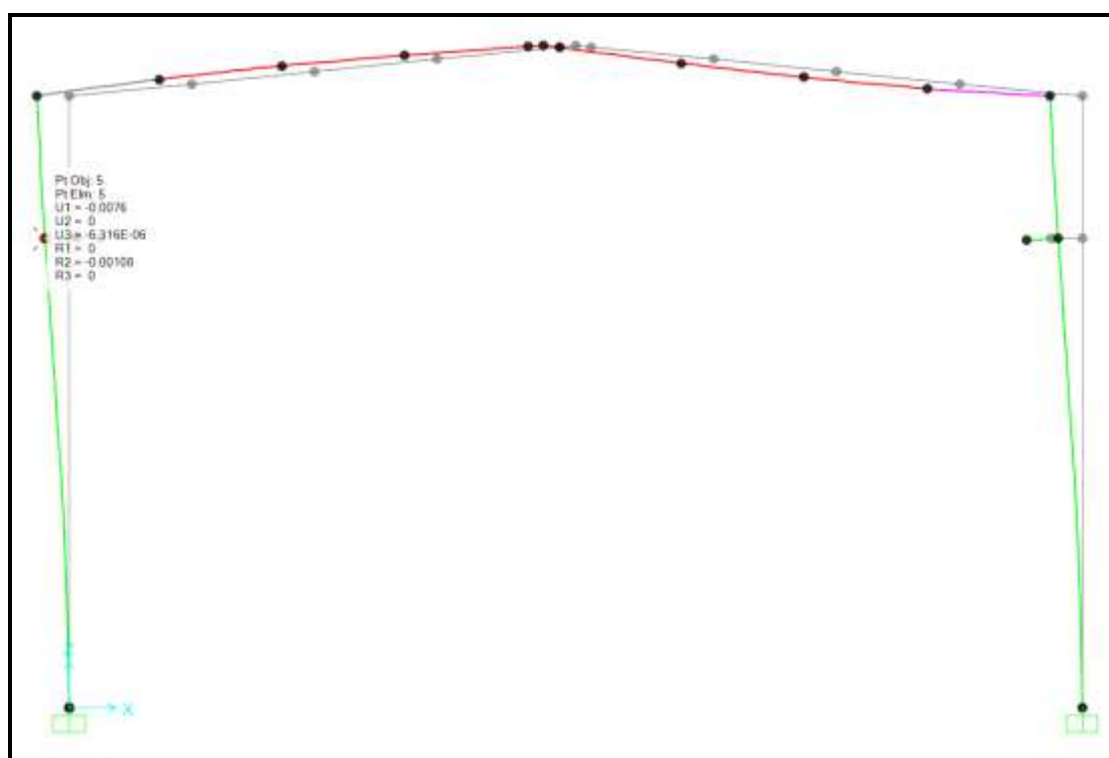


Figura 54 – Deslocamento do pilar no nível da viga de rolamento devido ao impacto transversal (Css)

	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo		PROJETO FINAL DE CURSO	
			Rev.: 00	Data: 26/01/17
	Página 54 of 74			

Como foi observado, a verificação do Estado Limite de Serviço (ELS) foi atendida, devido aos deslocamentos não terem excedido os limites máximos. Então passaremos para a verificação do Estado Limite Último (ELU) da estrutura, utilizando o método ASD para dimensionamento dos elementos.

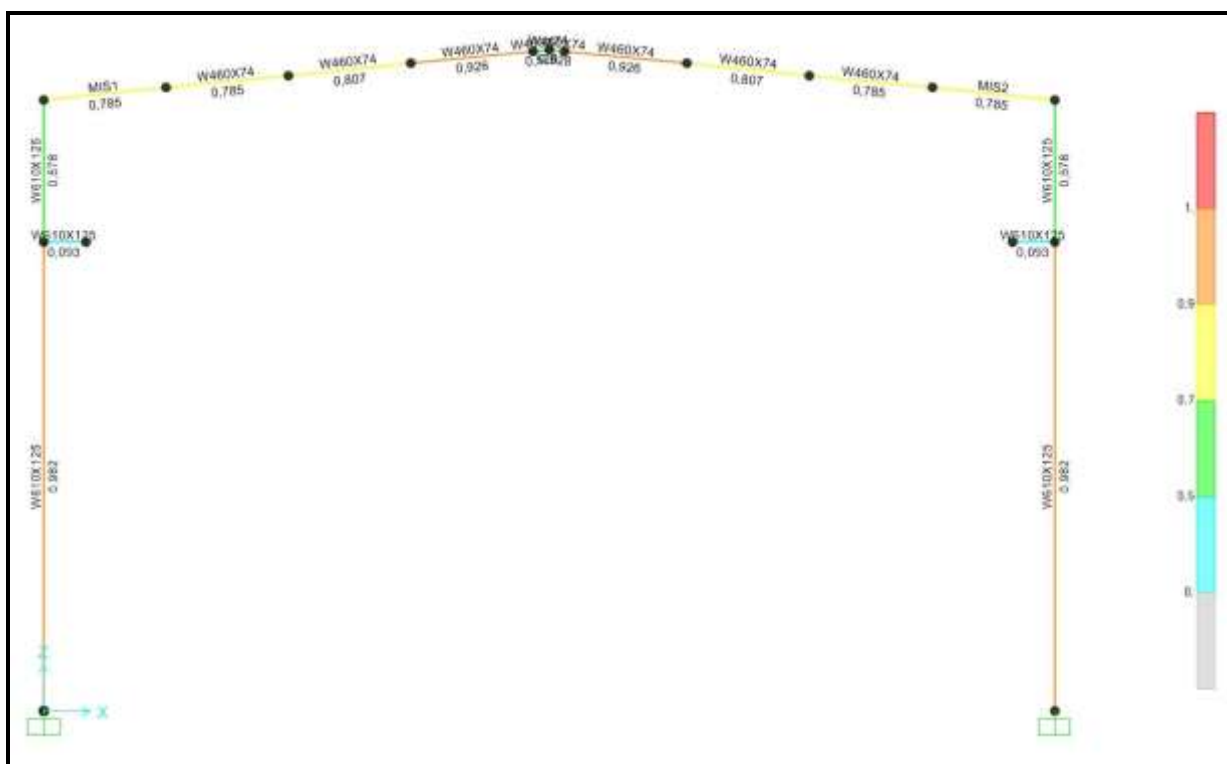


Figura 55 - Taxa de utilização dos perfis do Pórtico Plano

Após várias tentativas, os perfis que passaram na verificação da taxa de utilização (relação do esforço atuante pelo esforço resistente) com maior desempenho foram os perfis “W” 610 x 125 para os pilares e “W” 460 x 74 para as vigas. Para os consoles adotamos o mesmo perfil dos pilares, por questões construtivas.

Com o pré-dimensionado concluído replicamos o pórtico quatro vezes para início da modelagem 3D do pavilhão e análise dos efeitos das cargas longitudinais à estrutura. Em seguida inserimos no modelo as terças, vigas de travamento e tirantes de contraventamento, conforme figuras abaixo.

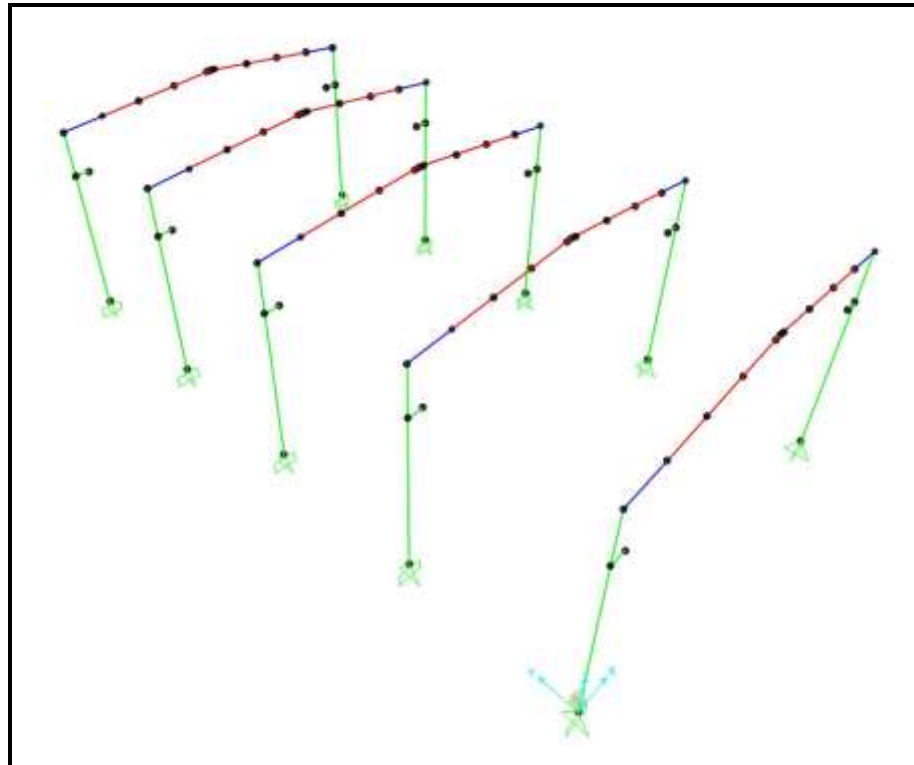


Figura 56 – Modelagem 3D do pavilhão – Pórticos replicados

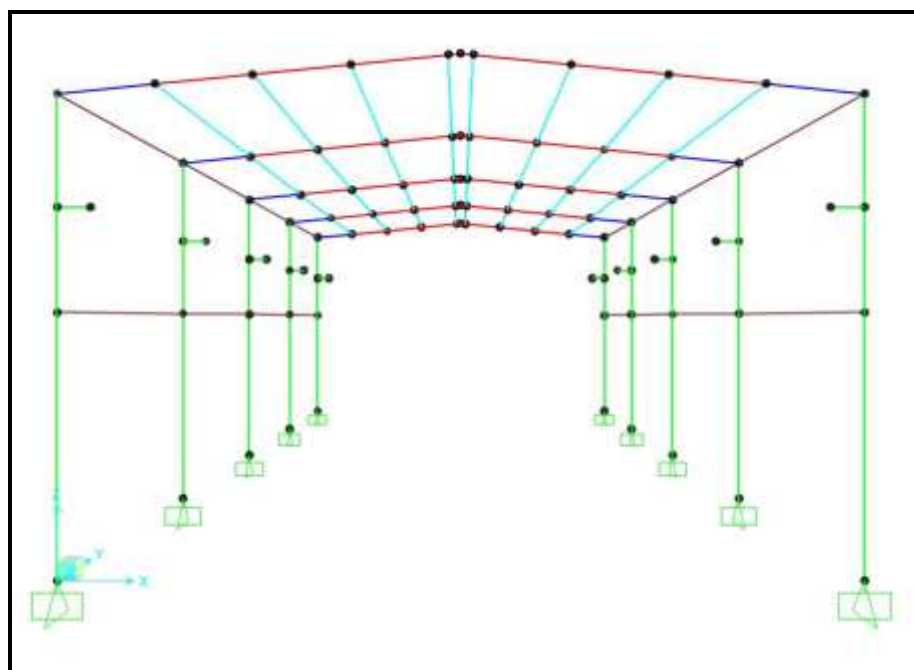


Figura 57 – Modelagem 3D do pavilhão – Terças e vigas de travamento inseridas

	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo		PROJETO FINAL DE CURSO	
			Rev.: 00	Data: 26/01/17
	Página 56 of 74			

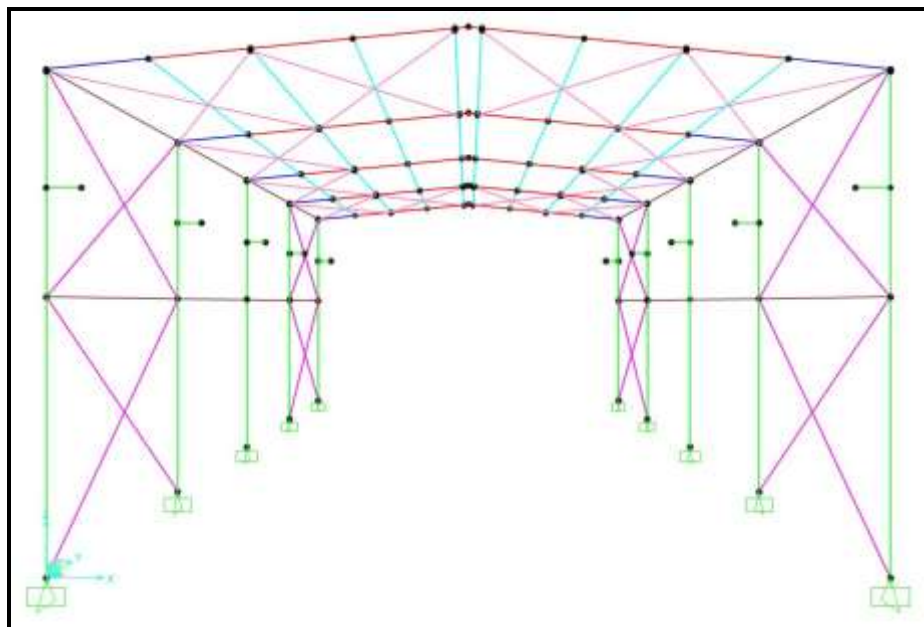


Figura 58 - Modelagem 3D do pavilhão – Contraventamento inserido

Para o correto comportamento dos elementos, alimentamos o modelo com as informações de restrição de momento, limitação de tensão, comprimento destravado e coeficiente de flambagem (valor de “K”) de cada barra.

Rotulamos os dois eixos locais (liberando momento em M22 e M33) das terças, vigas de travamento e tirantes. Para os tirantes zeramos o limite de compressão das barras e o peso específico do material ASTM A36. Fazendo com que, respectivamente, esses elementos trabalhem somente à tração e não se deformem excessivamente com o peso próprio, considerando que estejam pré-tensionados.

As bases dos pilares continuam engastadas no sentido de maior inércia do perfil, conforme especificado no modelo plano. Porém, no sentido de menor inércia não restringimos o momento, fazendo com que o contraventamento seja responsável pelo travamento da estrutura no sentido longitudinal.

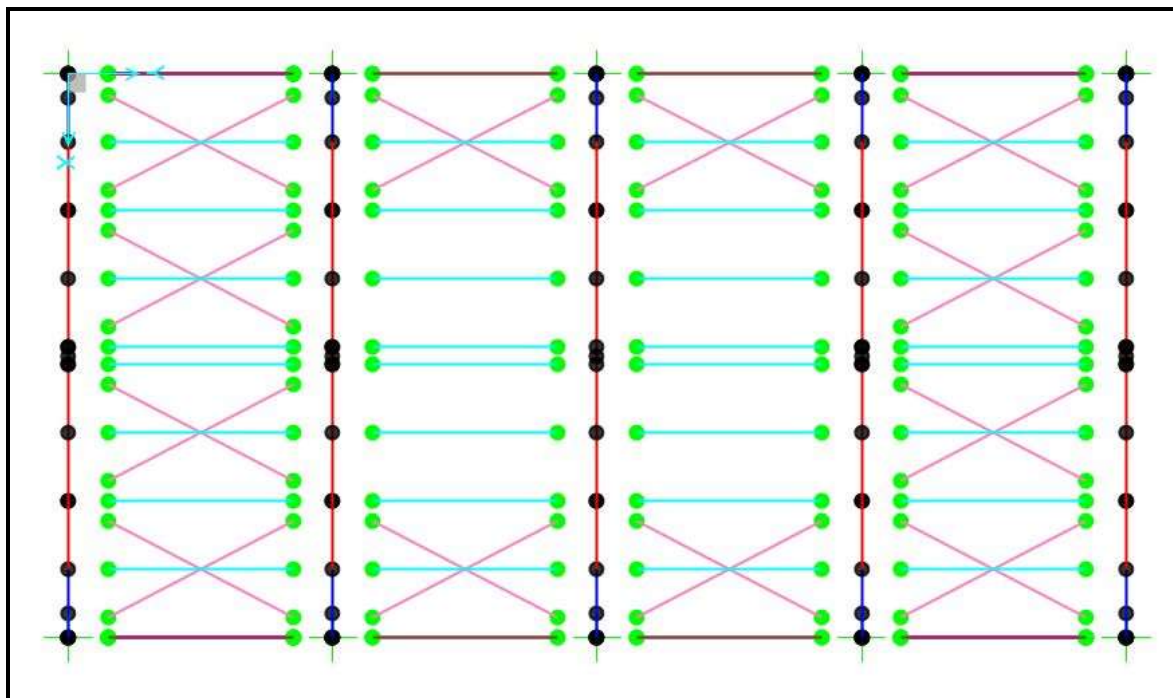


Figura 59 – Elementos da cobertura rotulados nos dois eixos

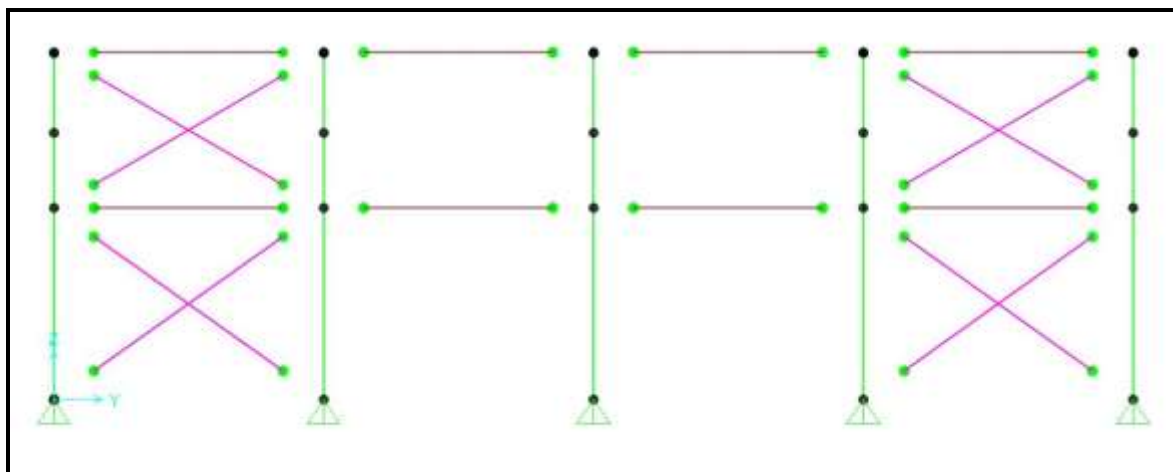


Figura 60 – Elementos laterais rotulados nos dois eixos

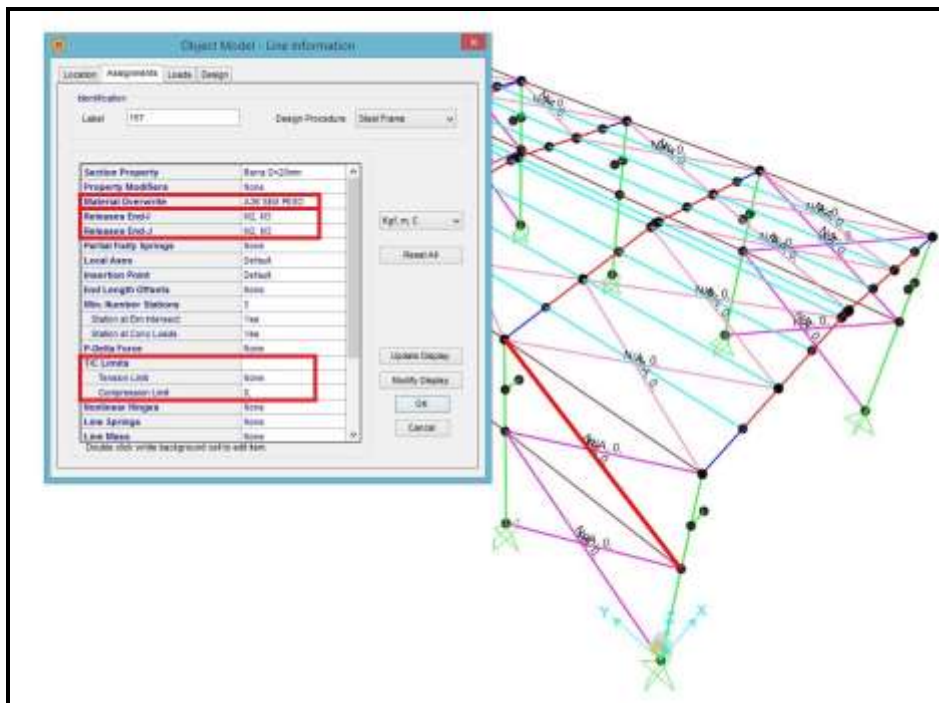


Figura 61 – Tirantes com limite de compressão e peso próprio zerados

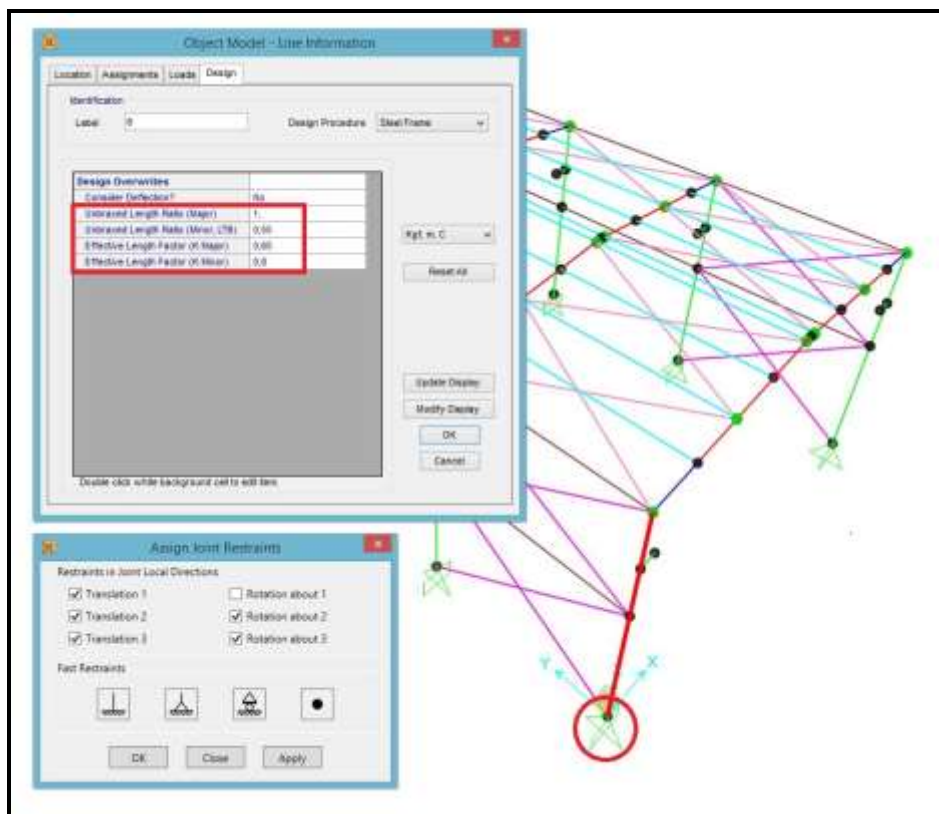


Figura 62 – Vinculo externo, comprimentos destravados e valores de “K” dos pilares

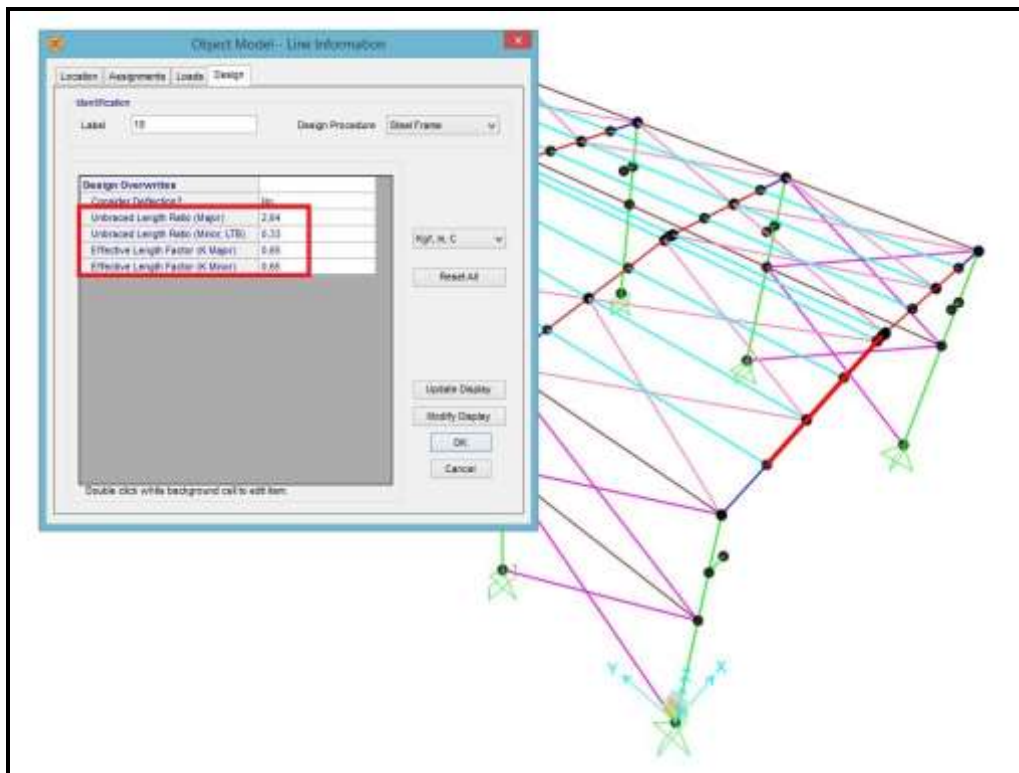


Figura 63 – Comprimentos destravados e valores de “K” das vigas de cobertura

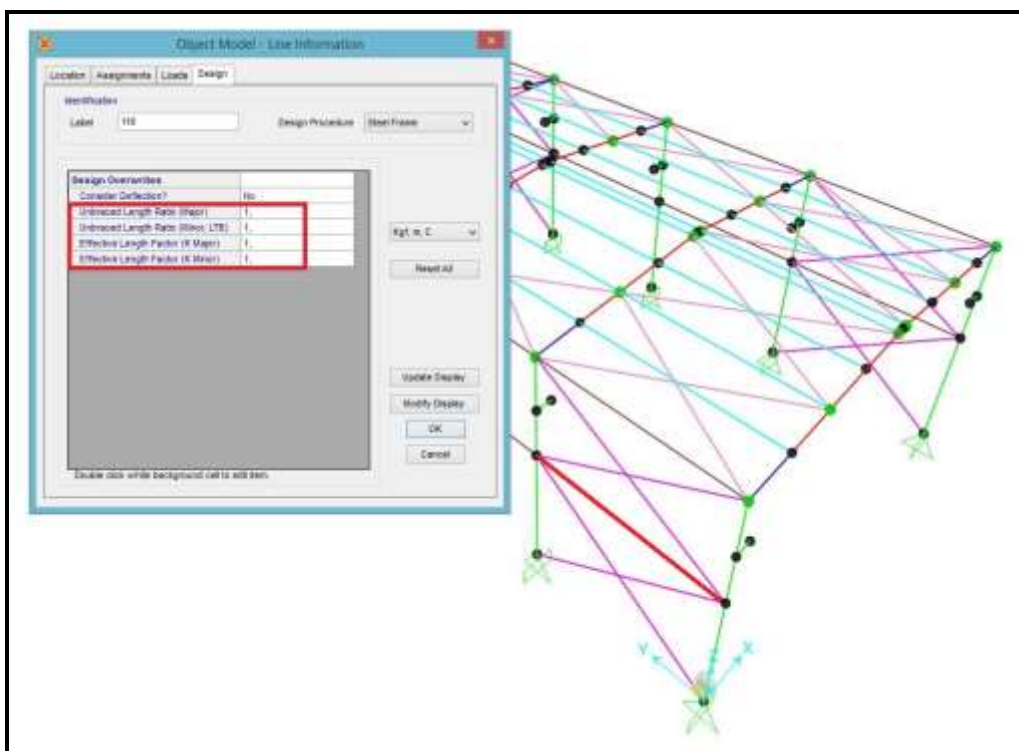


Figura 64 – Comprimentos destravados e valores de “K” das viga de travamento

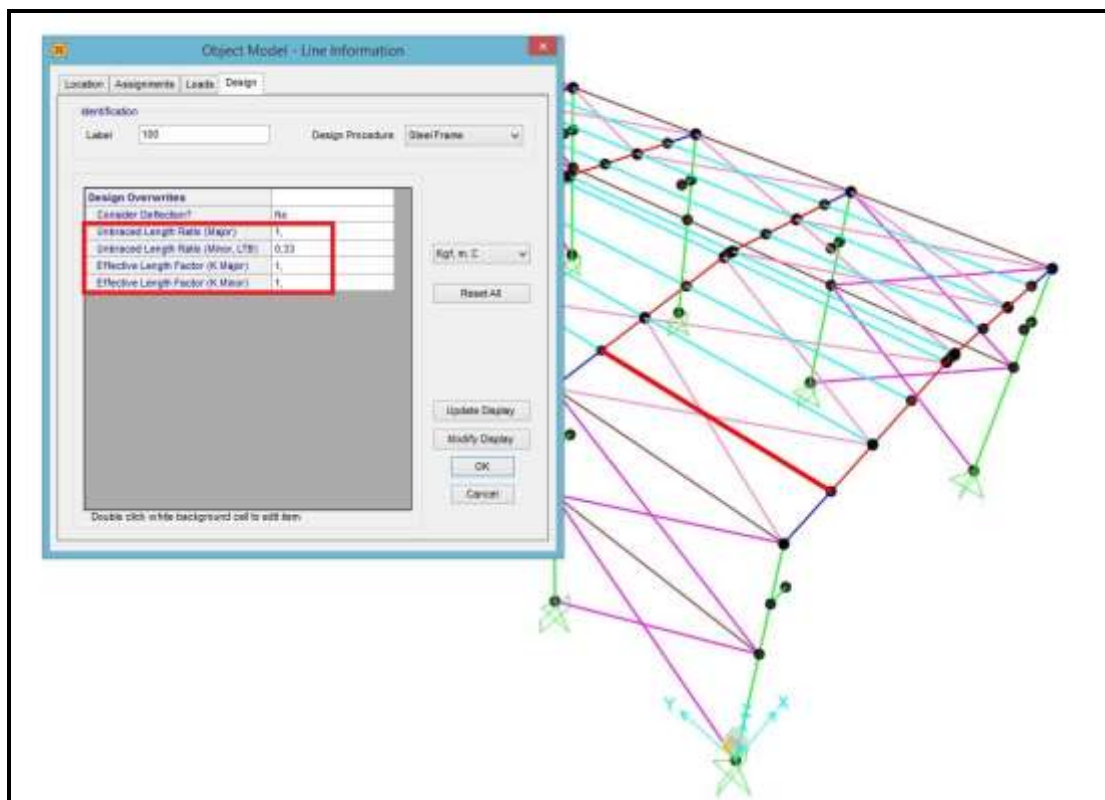


Figura 65 – Comprimentos destravados e valores de “K” das terças

Após adicionarmos ao modelo as cargas de vento nos oitões e redistribuir as cargas da ponte rolante nas duas posições já citadas rodamos o cálculo para um novo dimensionamento. Porém notamos que os tirantes estavam transmitindo grandes esforços de compressão, fazendo com que o programa acusasse a elevada esbelteza dos elementos ($\lambda > 200$).

Sendo assim alteramos o tipo de análise do programa, convertendo as combinações de análise linear para análise não-linear. Corrigindo o funcionamento dos tirantes, fazendo os mesmos funcionarem apenas à tração.

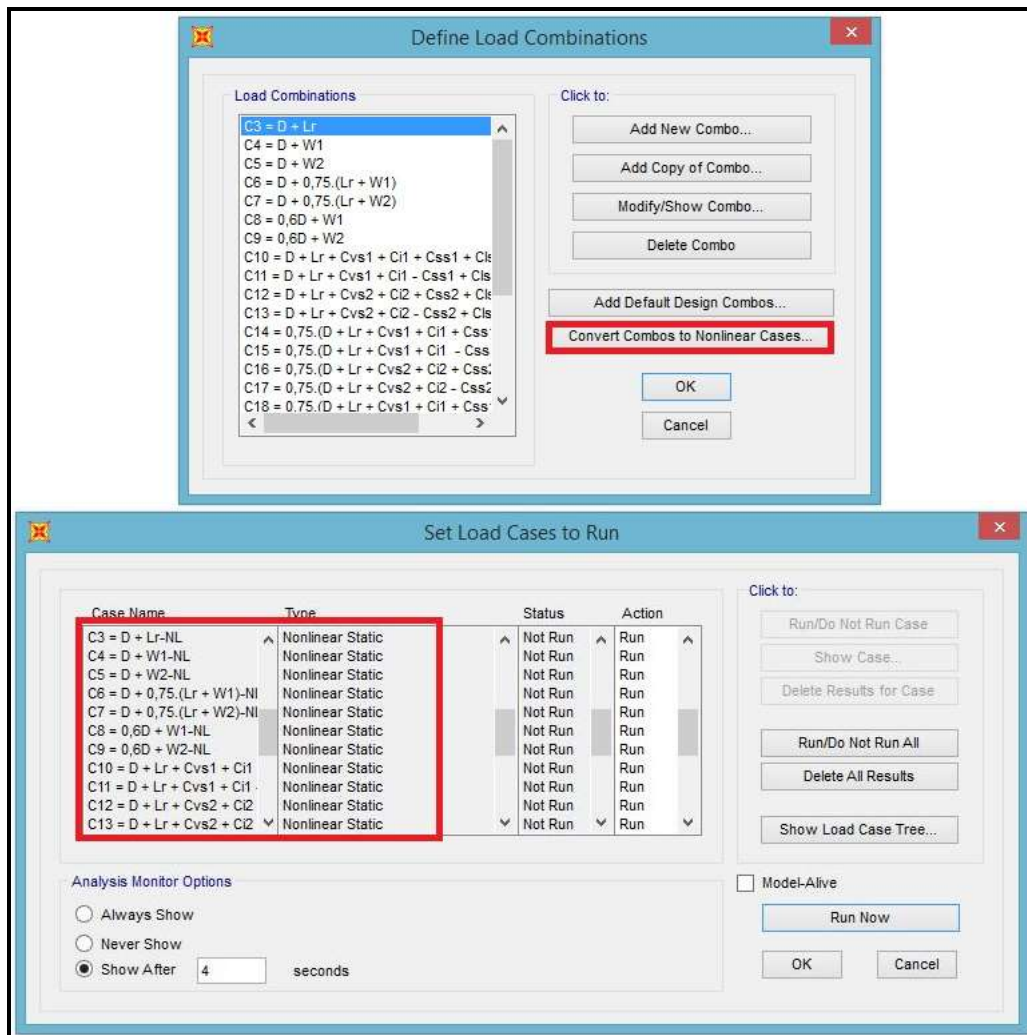


Figura 66 – Alteração das combinações para análise não linear

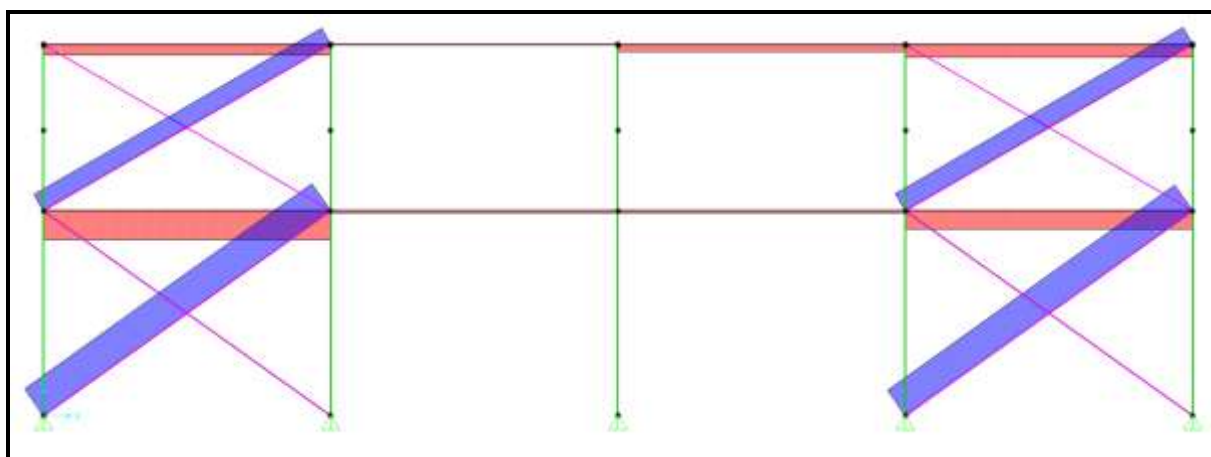


Figura 67 – Tirantes do contraventamento recebendo apenas tração na Combinação 4

	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo		PROJETO FINAL DE CURSO
			Rev.: 00 Data: 26/01/17
	Página 62 of 74		

Finalizando o modelo tridimensional verificamos as novas deformações da estrutura. Observamos que elas são inferiores aos deslocamentos da estrutura do modelo plano, conforme mostrado nas Figuras 68 a 70.

Obs.: o primeiro valor mostrado abaixo referem-se à deformação máxima admissível. O segundo, à deformação encontrada anteriormente para o pórtico plano. E o terceiro, à deformação máxima da estrutura do pavilhão como um todo.

- Vigas de cobertura: **77mm > 64mm > 58mm**;
- Topo à base do pilar: **39mm > 25mm > 23mm**;
- Nível da viga de rolamento à base do pilar: **23mm > 8mm > 5mm**.

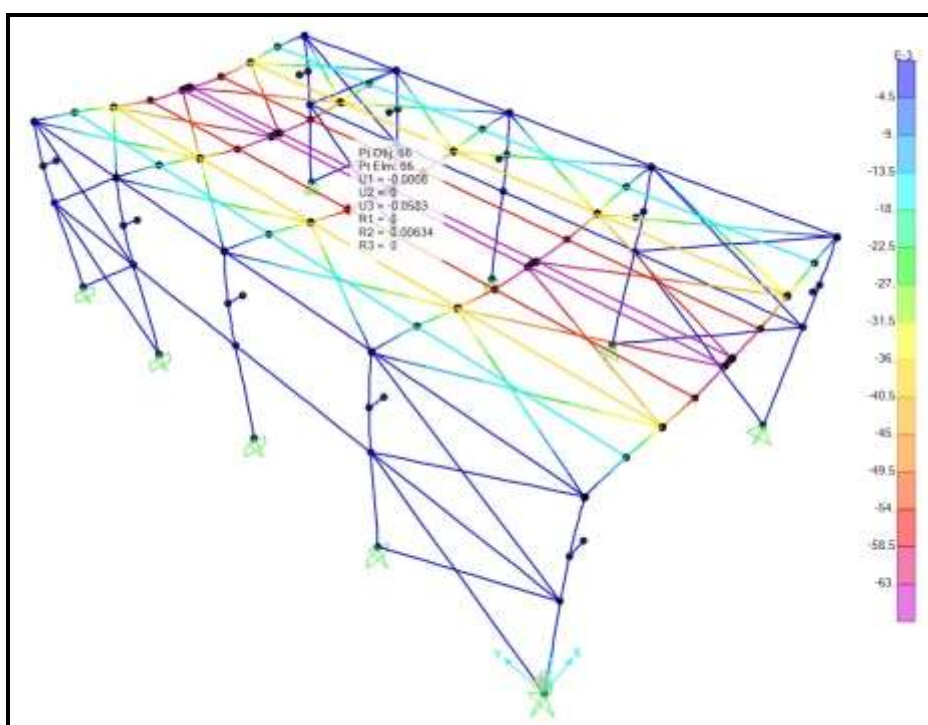


Figura 68 – Deslocamento da cobertura devido ao peso próprio e sobrecarga (C3)

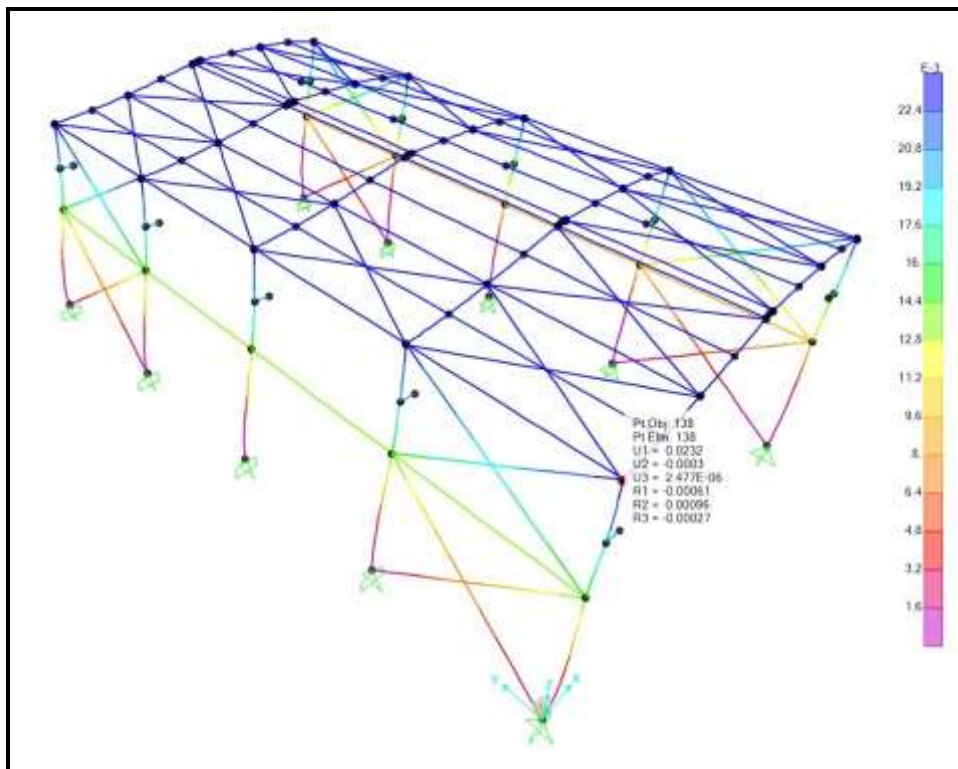


Figura 69 – Deslocamento do topo dos pilares devido ao vento transversal (V2)

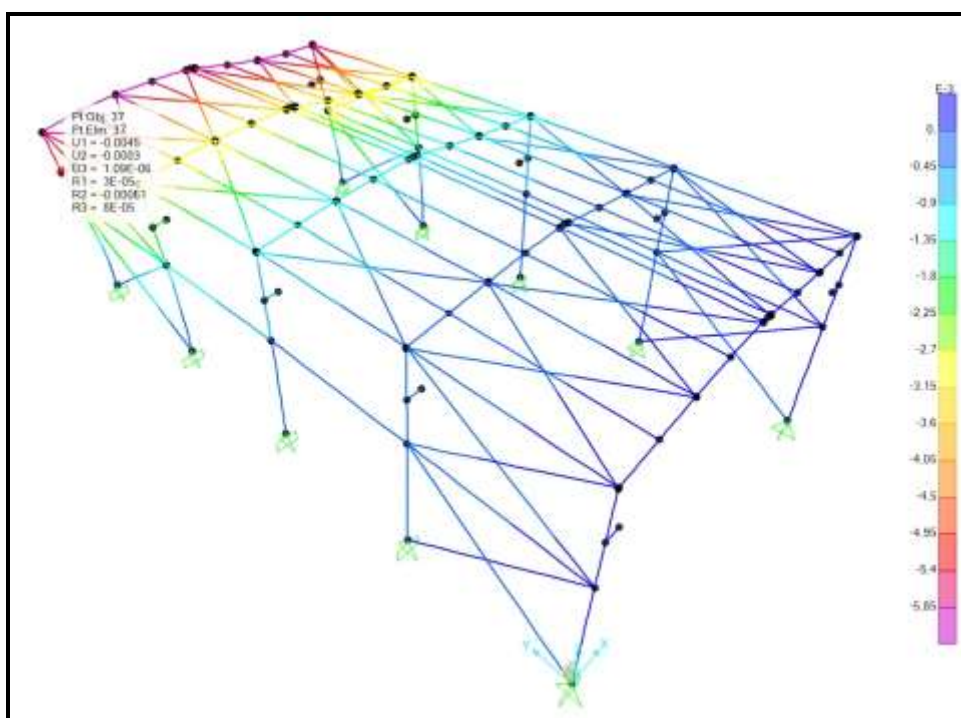


Figura 70 – Deslocamento do pilar no nível da viga de rolamento devido ao impacto transversal (C55)

	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo		PROJETO FINAL DE CURSO	
			Rev.: 00	Data: 26/01/17
	Página 64 of 74			

Por fim, verificamos a resistência dos perfis laminados adotados anteriormente, “W” 610 x 125 para os pilares e “W” 460 x 74 para as vigas. Por ser um modelo mais complexo, os perfis dos pilares precisaram ser alterados para perfis “W” 610 x 155, devido ao aumento das solicitações.

Analisando agora a taxa de utilização dos novos perfis notou-se que a maioria deles estão dimensionados com folga. Como se tratam de perfis catalogados não há grande flexibilidade para alteração das seções.

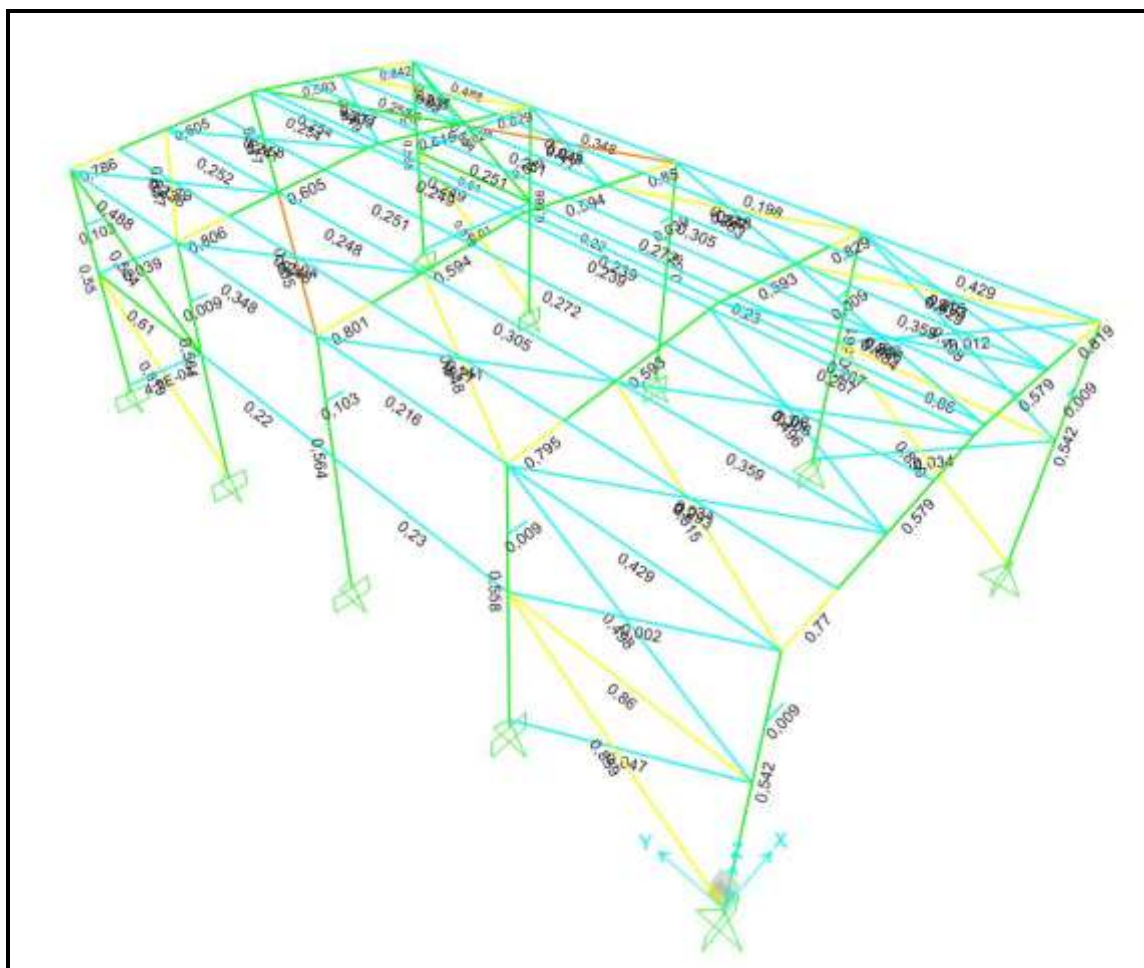
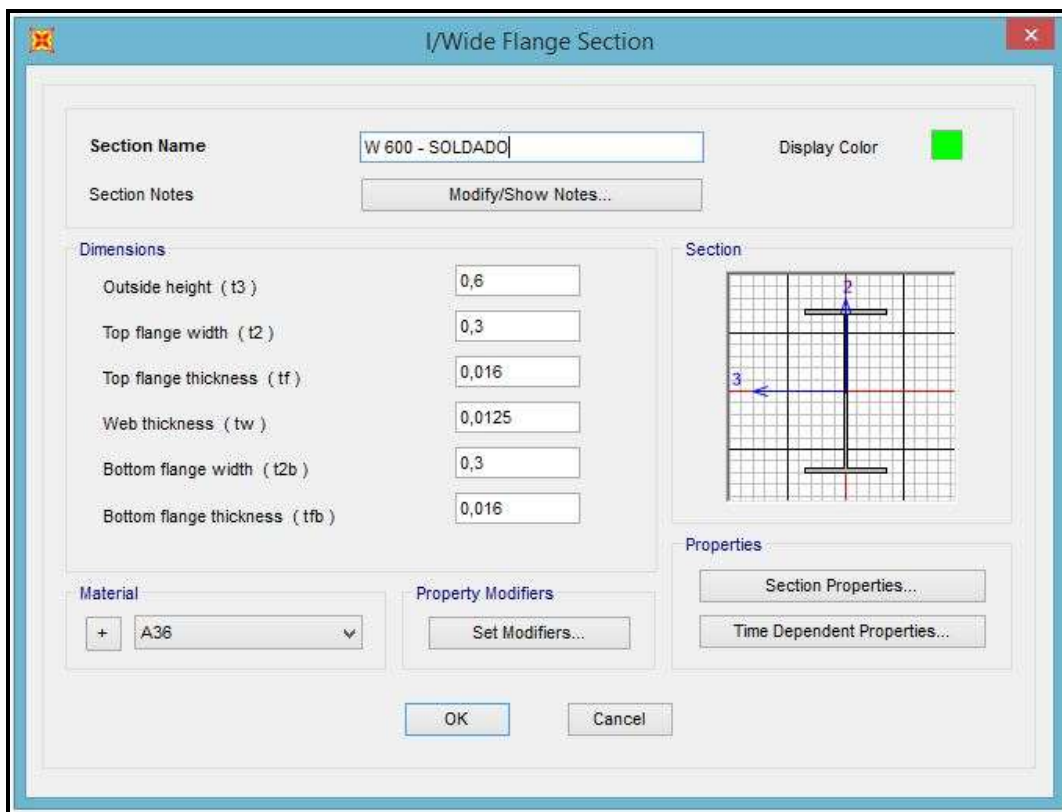


Figura 71 – Taxa de utilização dos perfis laminados

Na tentativa de aumentar o aproveitamento dos elementos (taxa de utilização) e reduzir o peso de aço da estrutura alteramos os elementos para perfis soldados de aço ASTM A36. Chegando aos seguintes perfis ótimos:

	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo		PROJETO FINAL DE CURSO
			Rev.: 00 Data: 26/01/17
	Página 65 of 74		

- Pilares e consoles: “W” 600 x 131 kg (soldado);
- Vigas de cobertura: “W” 450 x 71 kg (soldado);
- Vigas de travamento: “W” 150 x 29 kg (soldado);
- Terças: “C” 200 x 90 x 4,75 mm (perfil dobrado);
- Contraventamento cobertura: ϕ 3/8” mm (barra redonda);
- Contraventamento pilares: ϕ 7/8” (barra redonda).



The screenshot shows a software window titled "I/Wide Flange Section" with a red close button in the top right corner. The window contains several input fields and buttons for defining a wide flange section.

Section Name: W 600 - SOLDADO

Section Notes: Modify/Show Notes...

Display Color: A green color swatch is shown next to the label.

Dimensions:

- Outside height (t3) : 0,6
- Top flange width (t2) : 0,3
- Top flange thickness (tf) : 0,016
- Web thickness (tw) : 0,0125
- Bottom flange width (t2b) : 0,3
- Bottom flange thickness (tfb) : 0,016

Material: A36 (selected from a dropdown menu)

Property Modifiers: Set Modifiers...

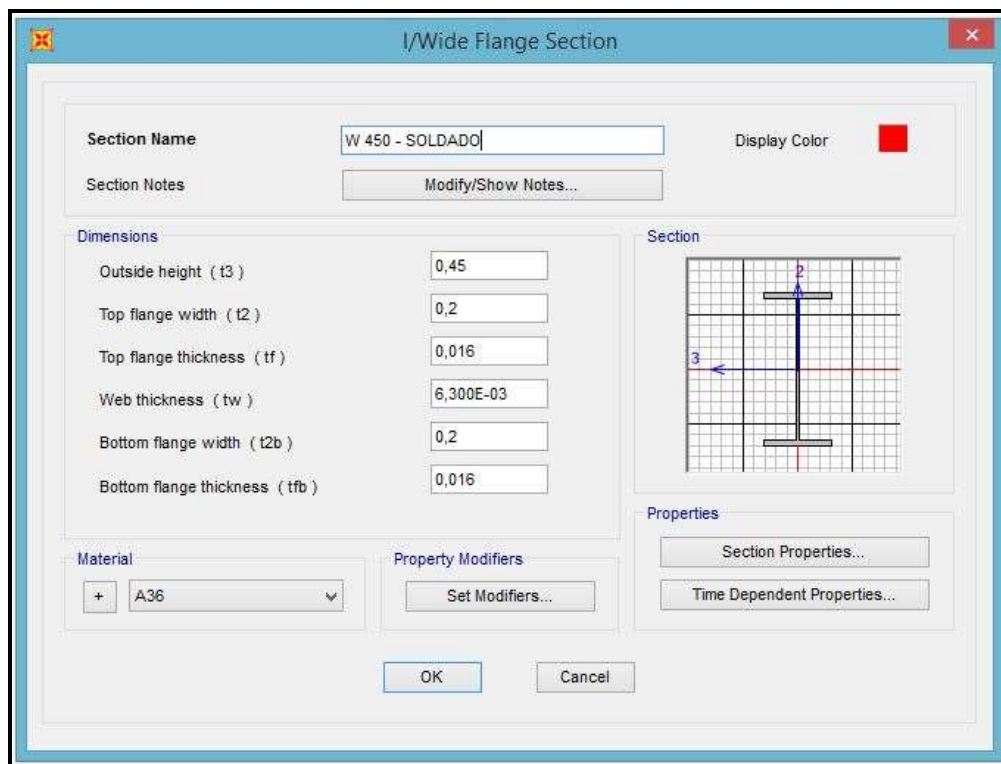
Section: A diagram of a wide flange section is shown on a grid. The diagram is labeled with '2' for the top flange width and '3' for the outside height.

Properties:

- Section Properties...
- Time Dependent Properties...

At the bottom of the window are buttons for OK and Cancel.

Figura 72 – Dimensões do perfil soldado “W” 600 x 131 kg



I/Wide Flange Section

Section Name: W 450 - SOLDADO

Section Notes: Modify/Show Notes...

Display Color: ■

Dimensions

Outside height (t3) : 0,45

Top flange width (t2) : 0,2

Top flange thickness (tf) : 0,016

Web thickness (tw) : 6,300E-03

Bottom flange width (t2b) : 0,2

Bottom flange thickness (tfb) : 0,016

Material

+ A36

Property Modifiers

Set Modifiers...

Section

Properties

Section Properties...

Time Dependent Properties...

OK Cancel

Figura 73 – Dimensões do perfil soldado “W” 450 x 71 kg

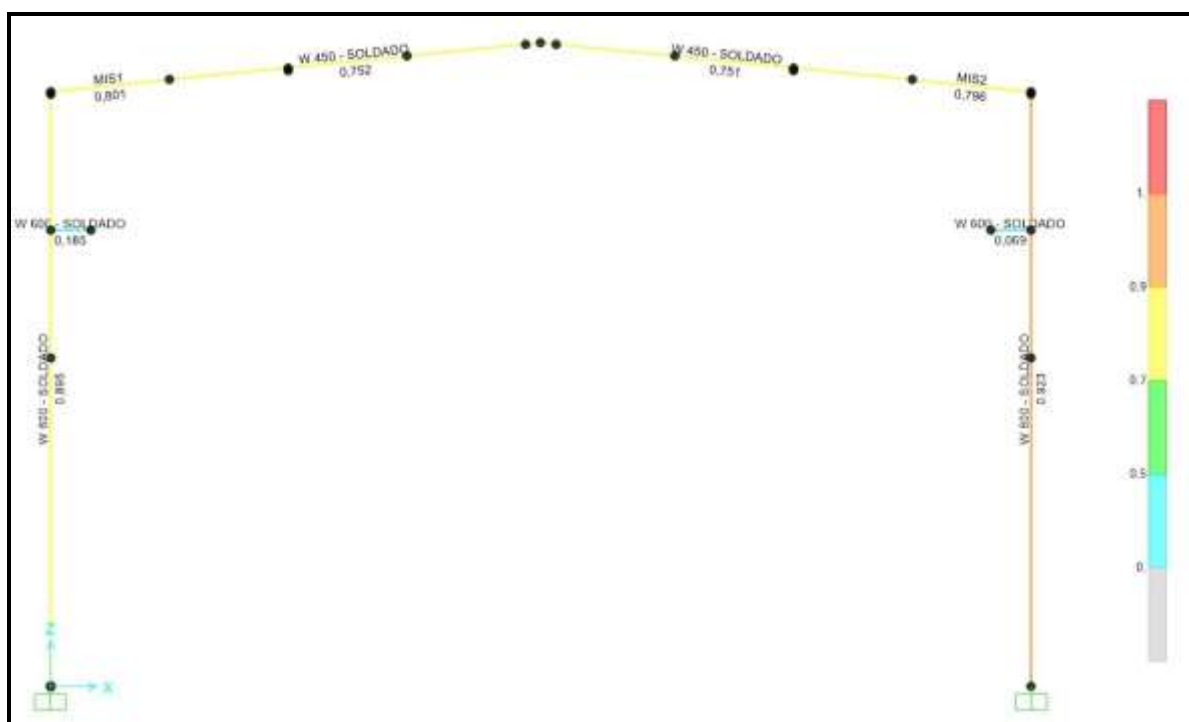


Figura 74 – Taxa de utilização dos perfis soldados do pórtico mais carregado – Pórtico nº 4

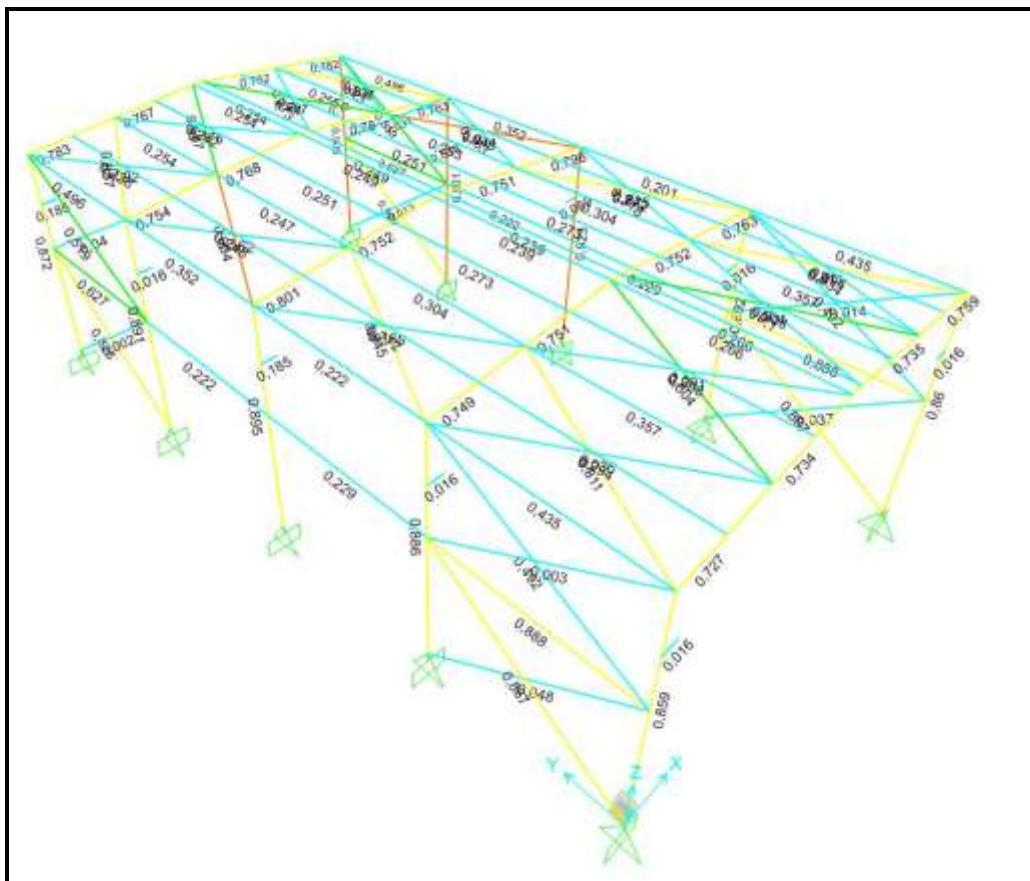


Figura 75 – Taxa de utilização dos perfis soldados de todo o barracão

	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo		PROJETO FINAL DE CURSO
			Rev.: 00 Data: 26/01/17
			Página 68 of 74

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O dimensionamento de uma estrutura requer amplo conhecimento de diversos fatores, tais como características do solo, do relevo, do clima e dos materiais utilizados.

Reunidos os dados acima, faz-se necessário o pleno conhecimento de normas locais e estrangeiras aplicáveis à função da estrutura. No presente caso, vimos o quanto fatores como vento e cargas móveis impactam no dimensionamento.

O uso de ferramentas atuais, como softwares que utilizam o método dos elementos finitos, constituem-se como elementos auxiliares para agilizar o trabalho de análise de esforços e combinações, comportamento de elementos estruturais, simulações de vinculação, além de ajudar na visualização de soluções como mísulas para redução dos esforços nos pilares e vigas

Todavia, percebemos que para o correto processo de dimensionamento são essenciais os conhecimentos básicos apresentados anteriormente, além de uma análise prévia dos resultados encontrados. O software, por si só, não considera os esforços atuantes, por isso é necessário estar atento às unidades e à coerência das informações adicionadas à estrutura.

Percebeu-se ao longo do trabalho, que o comportamento do modelo tridimensional, o qual com adequadas informações de restrição de momento, limitação de tensão, comprimento destravado e coeficiente de flambagem, apresenta menores deformações comparado com um modelo plano. Este fenômeno deve-se ao intertravamento entre pórticos associado ao contraventamento. Assim, cada elemento contribui para a redução da deformabilidade da estrutura.

Concluiu-se ainda a vantagem da utilização de perfis soldados em relação aos laminados, devido à maior flexibilidade para compor diferentes seções. Com o maior aproveitamento da resistência dos perfis soldados, reduzimos o peso próprio da estrutura dos pórticos em 13,14%, de 27.400kg (perfis laminados) para 23.800kg (perfis soldados). Logo, a taxa de aço por metro quadrado de edificação reduziu de

	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo		PROJETO FINAL DE CURSO	
			Rev.: 00	Data: 26/01/17
			Página 69 of 74	

39,64 kg/m² para 34,43 kg/m², considerando a área do pavilhão igual a 621,20m² (19,20 x 36,0m).

Assim, encerramos nosso trabalho, considerando atendido o objetivo do dimensionamento do pórtico para a estrutura dada. E agradecemos ao IDD, à Coordenadora do Curso, Prof.^a Mara Detsch, ao Professor Orientador, Msc. Martinho Giacomitti Júnior e à toda equipe de professores pelos ensinamentos transmitidos.

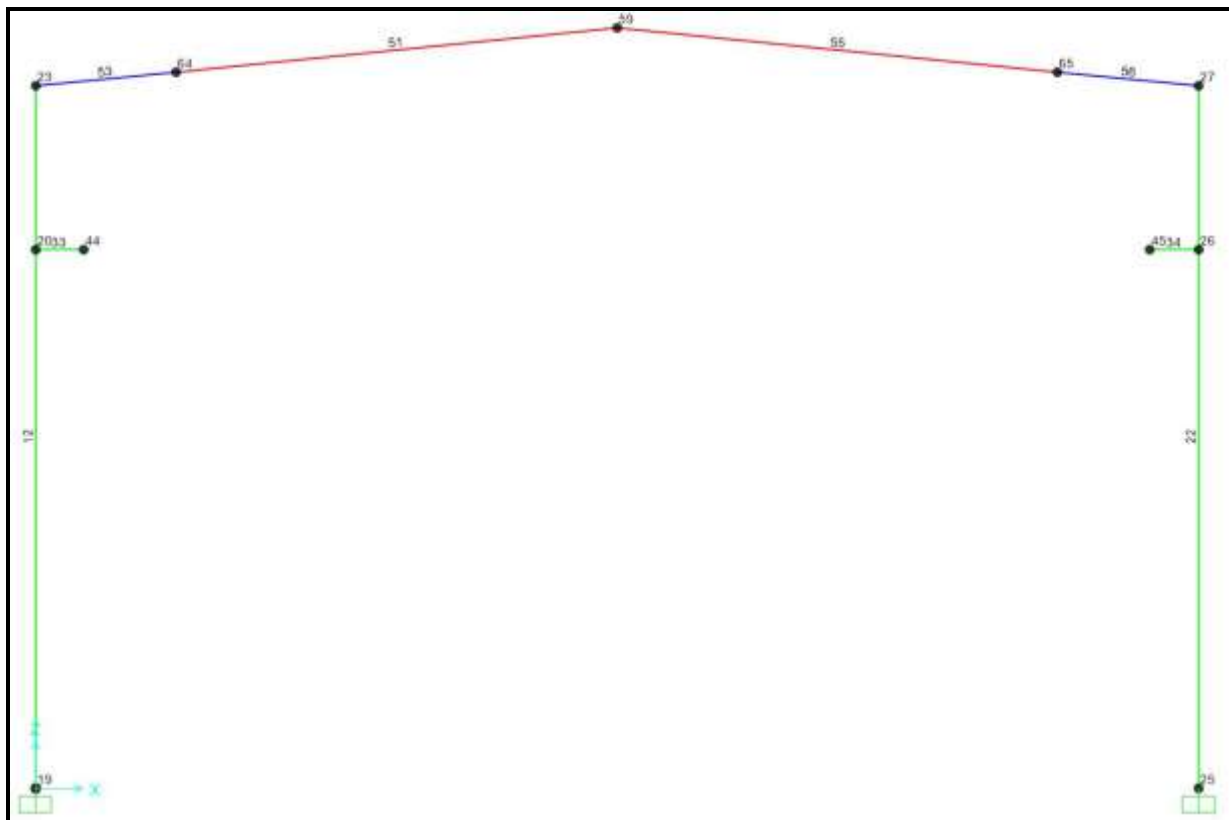
 GRUPO LDD CONSTRUINDO CONHECIMENTO	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo	PROJETO FINAL DE CURSO		
		Rev.: 00	Data: 26/01/17	
		Página 70 of 74		

8 ANEXOS

Lista de material - Perfis soldados			
Seções	Qtde Elem.	Comp. Total	Peso Total
		m	Kgf
MIS1	5	11,68	1179,88
MIS2	5	11,68	1179,88
C 200x90x4,75	32	288,00	3978,24
Barra D = 3/8"	24	243,38	136,29
Barra D = 7/8"	16	171,50	523,08
W 150 - SOLDADO	16	144,00	4154,06
W 450 - SOLDADO	10	73,11	5183,96
W 600 - SOLDADO	20	124,00	16253,81
Peso Total			32589,21
Peso dos Pórticos			23797,53

Lista de material - Perfis laminados			
Seções	Qtde Elem.	Comp. Total	Peso Total
		m	Kgf
MIS1	5	11,68	1342,49
MIS2	5	11,68	1342,49
C 200x90x4,75	32	288,00	3978,24
Barra D = 3/8"	24	243,38	136,29
Barra D = 7/8"	16	171,50	523,08
W 150x29,8	16	144,00	4283,70
W 460x74,0	10	73,11	5440,25
W 610x155,0	20	124,00	19270,98
Peso Total			36317,53
Peso dos Pórticos			27396,21

Número dos elementos do Pórtico nº 4



Taxa de utilização dos perfis do pórtico central			
Barras	Seções	Taxa Util.	Combinações
33	W 600 - SOLDADO	0,185	C12 = D + Lr + Cvs2 + Ci2 + Css2 + Cls2
34	W 600 - SOLDADO	0,069	C12 = D + Lr + Cvs2 + Ci2 + Css2 + Cls2
51	W 450 - SOLDADO	0,752	C13 = D + Lr + Cvs2 + Ci2 - Css2 + Cls2
53	MIS1	0,801	C12 = D + Lr + Cvs2 + Ci2 + Css2 + Cls2
55	W 450 - SOLDADO	0,751	C12 = D + Lr + Cvs2 + Ci2 + Css2 + Cls2
56	MIS2	0,796	C13 = D + Lr + Cvs2 + Ci2 - Css2 + Cls2
6	W 600 - SOLDADO	0,859	C12 = D + Lr + Cvs2 + Ci2 + Css2 + Cls2
12	W 600 - SOLDADO	0,895	C12 = D + Lr + Cvs2 + Ci2 + Css2 + Cls2
22	W 600 - SOLDADO	0,923	C13 = D + Lr + Cvs2 + Ci2 - Css2 + Cls2

	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo		PROJETO FINAL DE CURSO	
			Rev.: 00	Data: 26/01/17
	Página 72 of 74			

Reações de Apoio do Pórtico nº 4							
Nós	Combinações	F1	F2	F3	M1	M2	M3
		Kgf	Kgf	Kgf	Kgf.m	Kgf.m	Kgf.m
19	C3 = D + Lr	4905	0	17291	0	20661	0
19	C4 = D + W1	3581	-25	-37	0	5094	-2
19	C5 = D + W2	-6496	0	8492	0	-21956	0
19	C6 = D + 0,75.(Lr + W1)	5645	-10	8637	0	16280	-1
19	C7 = D + 0,75.(Lr + W2)	-1885	0	15030	0	-3938	0
19	C8 = 0,6D + W1	3030	-29	-3480	0	2809	-2
19	C9 = 0,6D + W2	-7053	0	5051	0	-24228	0
19	C10 = D + Lr + Cvs1 + Ci1 + Css1 + Cls1	4928	-2	17300	0	20853	0
19	C11 = D + Lr + Cvs1 + Ci1 - Css1 + Cls1	4857	-1	17268	0	20271	0
19	C12 = D + Lr + Cvs2 + Ci2 + Css2 + Cls2	6060	48	24873	0	26173	-129
19	C13 = D + Lr + Cvs2 + Ci2 - Css2 + Cls2	4803	48	24645	0	17378	-129
19	C14 = 0,75.(D + Lr + Cvs1 + Ci1 + Css1 + 0,5W1)	4508	-4	9738	0	15327	-1
19	C15 = 0,75.(D + Lr + Cvs1 + Ci1 - Css1 + 0,5W1)	4438	-3	9705	0	14763	-1
19	C16 = 0,75.(D + Lr + Cvs2 + Ci2 + Css2 + 0,5W1)	5349	0	15410	0	19219	-1
19	C17 = 0,75.(D + Lr + Cvs2 + Ci2 - Css2 + 0,5W1)	4404	-2	15242	0	12662	-1
19	C18 = 0,75.(D + Lr + Cvs1 + Ci1 + Css1 + 0,5W2)	739	0	12932	0	5189	0
19	C19 = 0,75.(D + Lr + Cvs1 + Ci1 - Css1 + 0,5W2)	682	0	12905	0	4735	0
19	C20 = 0,75.(D + Lr + Cvs2 + Ci2 + Css2 + 0,5W2)	1587	0	18607	0	9121	0
19	C21 = 0,75.(D + Lr + Cvs2 + Ci2 - Css2 + 0,5W2)	650	0	18442	0	2605	0
19	C22 = 0,75.(D + Lr + Cvs1 + Ci1 + Css1 + 0,5W3)	3959	0	13740	0	19950	0
19	C23 = 0,75.(D + Lr + Cvs1 + Ci1 - Css1 + 0,5W3)	3902	1	13714	0	19489	0
19	C24 = 0,75.(D + Lr + Cvs2 + Ci2 + Css2 + 0,5W3)	4803	0	19417	0	23897	0
19	C25 = 0,75.(D + Lr + Cvs2 + Ci2 - Css2 + 0,5W3)	3865	0	19250	0	17376	0
19	C26 = 0,75.(D + Lr + Cvs1 + Ci1 + 0,67Cbs)	3664	-3	12963	0	15373	0
25	C3 = D + Lr	-4905	0	17291	0	-20661	0
25	C4 = D + W1	-3581	-25	-37	0	-5094	2
25	C5 = D + W2	-2090	0	10642	0	-17255	0
25	C6 = D + 0,75.(Lr + W1)	-5645	-10	8637	0	-16280	1
25	C7 = D + 0,75.(Lr + W2)	-4556	0	16649	0	-25631	0
25	C8 = 0,6D + W1	-3030	-29	-3480	0	-2809	2
25	C9 = 0,6D + W2	-1533	0	7197	0	-14891	0
25	C10 = D + Lr + Cvs1 + Ci1 + Css1 + Cls1	-4880	0	17278	0	-20460	0
25	C11 = D + Lr + Cvs1 + Ci1 - Css1 + Cls1	-4952	-1	17312	0	-21045	0
25	C12 = D + Lr + Cvs2 + Ci2 + Css2 + Cls2	-4626	15	19620	0	-18130	41
25	C13 = D + Lr + Cvs2 + Ci2 - Css2 + Cls2	-5889	15	19849	0	-26926	41
25	C14 = 0,75.(D + Lr + Cvs1 + Ci1 + Css1 + 0,5W1)	-4460	-4	9715	0	-14937	1
25	C15 = 0,75.(D + Lr + Cvs1 + Ci1 - Css1 + 0,5W1)	-4530	-5	9748	0	-15503	1

	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo	PROJETO FINAL DE CURSO		
		Rev.: 00	Data: 26/01/17	
		Página 73 of 74		

25	$C16 = 0,75.(D + Lr + Cvs2 + Ci2 + Css2 + 0,5W1)$	-4277	-4	11475	0	-13263	1
25	$C17 = 0,75.(D + Lr + Cvs2 + Ci2 - Css2 + 0,5W1)$	-5225	-2	11643	0	-19820	1
25	$C18 = 0,75.(D + Lr + Cvs1 + Ci1 + Css1 + 0,5W2)$	-3923	0	13724	0	-19655	0
25	$C19 = 0,75.(D + Lr + Cvs1 + Ci1 - Css1 + 0,5W2)$	-3977	0	13749	0	-20102	0
25	$C20 = 0,75.(D + Lr + Cvs2 + Ci2 + Css2 + 0,5W2)$	-3735	0	15481	0	-17942	0
25	$C21 = 0,75.(D + Lr + Cvs2 + Ci2 - Css2 + 0,5W2)$	-4675	0	15649	0	-24464	0
25	$C22 = 0,75.(D + Lr + Cvs1 + Ci1 + Css1 + 0,5W3)$	-702	0	12914	0	-4891	0
25	$C23 = 0,75.(D + Lr + Cvs1 + Ci1 - Css1 + 0,5W3)$	-759	0	12941	0	-5353	0
25	$C24 = 0,75.(D + Lr + Cvs2 + Ci2 + Css2 + 0,5W3)$	-516	0	14673	0	-3172	0
25	$C25 = 0,75.(D + Lr + Cvs2 + Ci2 - Css2 + 0,5W3)$	-1456	0	14840	0	-9691	0
25	$C26 = 0,75.(D + Lr + Cvs1 + Ci1 + 0,67Cbs)$	-3685	-4	12973	0	-15548	0

	ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS TURMA 2015-2017 Memorial de Cálculo	PROJETO FINAL DE CURSO	
		Rev.: 00	Data: 26/01/17
		Página 74 of 74	

Esforços nas barras do Pórtico nº 4																
Bar- ras	Seções	Comb.	P	M Major	M Minor	V Major	V Minor	T	Taxa util.	P Ratio	MMaj Ratio	MMin Ratio	Cm Major	XK Major	XL Major	Cb
			Kgf	Kgf.m	Kgf.m	Kgf	Kgf	Kgf.m								
33	W 600 - SOLDADO	C12	0	-6934	-560	-8725	-700	0	0,185	0,000	0,123	0,061	1	2,1	1	1,75
34	W 600 - SOLDADO	C12	0	-2814	-176	3575	220	0	0,069	0,000	0,050	0,019	1	2,1	1	1,75
51	W 450 - SOLDADO	C13	-5346	17722	0	102	-2	0	0,752	0,050	0,702	0,000	1	0,65	2,64	1,39
53	MIS1	C12	-6487	-35813	433	-11242	187	0	0,801	0,030	0,723	0,047	1	0,65	8,2	1,00
55	W 450 - SOLDADO	C12	-5367	17675	-5	38	0	0	0,751	0,050	0,700	0,001	1	0,65	2,64	1,42
56	MIS2	C13	-6495	-37175	136	11384	-60	0	0,796	0,030	0,751	0,015	1	0,65	8,2	1,00
6	W 600 - SOLDADO	C12	-11666	34391	0	-4812	-7	0	0,859	0,064	0,795	0,000	0,85	0,65	1	1,00
12	W 600 - SOLDADO	C12	-12117	35546	-58	-5160	-277	-431	0,895	0,066	0,822	0,006	0,85	0,65	1	1,00
22	W 600 - SOLDADO	C13	-12244	-36909	-20	4989	-87	135	0,923	0,067	0,854	0,002	0,85	0,65	1	1,00