



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS
UNIDADE ACADÊMICA DE ENGENHARIA AGRÍCOLA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA AGRÍCOLA**



HYGOR CÉSAR SOARES RODRIGUES

**ANÁLISE ESTRUTURAL EM COBERTURA CÔNICA DE SILO
CILÍNDRICO METÁLICO PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS**

CAMPINA GRANDE - PB

2022

HYGOR CÉSAR SOARES RODRIGUES

**ANÁLISE ESTRUTURAL EM COBERTURA CÔNICA DE SILO
CILÍNDRICO METÁLICO PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS**

Dissertação de Mestrado apresentado ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Agrícola da UFCG, na Área de Concentração em Construções Rurais e Ambiente como pré-requisito para o Título de Mestre em Engenharia Agrícola.

ORIENTADOR: Prof. Dr. José Wallace Barbosa do Nascimento

CAMPINA GRANDE - PB

2022

R696a Rodrigues, Hygor César Soares.
Análise estrutural em cobertura cônica de silo cilíndrico metálico pelo método dos elementos finitos / Hygor César Soares Rodrigues. – Campina Grande, 2024.
112 f. : il. color.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, 2022.
"Orientação: Prof. Dr. José Wallace Barbosa do Nascimento".
Referências.

1. Construções Rurais e Ambiência. 2. Cobertura de Silos. 3. Ação do Vento. 4. Cabos de Termometria. 5. Análise de Elementos Finitos. 6. Análise de Estabilidade Linear. 7. Software SCIA Engineer. I. Nascimento, José Wallace Barbosa do. II. Título.

CDU 631.2(043)



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
POS-GRADUACAO EM ENGENHARIA AGRICOLA
Rua Aprígio Veloso, 882, - Bairro Universitario, Campina Grande/PB, CEP 58429-900

FOLHA DE ASSINATURA PARA TESES E DISSERTAÇÕES

HYGOR CÉSAR SOARES RODRIGUES

**ANÁLISE ESTRUTURAL EM COBERTURAS
CÔNICAS DE SILOS METÁLICOS PELO
MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Agrícola como pré-requisito para obtenção do título de Mestre em Engenharia Agrícola.

Aprovada em: 18/02/2022

José Wallace Barbosa do Nascimento - Orientador(a) - PPGEA/CTRN/UFCG

José Pinheiro Lopes Neto - Examinador(a) Interno(a) - PPGEA/CTRN/UFCG

Carlito Calil Júnior - Examinador(a) Externo(a) - EESC/USP

Andrés Batista Cheung - Examinador(a) Externo(a) - FAENG/UFMG



Documento assinado eletronicamente por **JOSE PINHEIRO LOPES NETO, COORDENADOR(A) ADMINISTRATIVO(A)**, em 24/02/2022, às 15:54, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



Documento assinado eletronicamente por **Andrés Batista Cheung, Usuário Externo**, em 24/03/2022, às 09:36, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



Documento assinado eletronicamente por **JOSE WALLACE BARBOSA DO NASCIMENTO, PROFESSOR 3 GRAU**, em 04/04/2022, às 09:40, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site <https://sei.ufcg.edu.br/autenticidade>, informando o código verificador **2139476** e o código CRC **9AB6EA20**.

Referência: Processo nº 23096.002576/2022-17

SEI nº 2139476



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
POS-GRADUACAO EM ENGENHARIA AGRICOLA
Rua Aprígio Veloso, 882, - Bairro Universitario, Campina Grande/PB, CEP 58429-900

REGISTRO DE PRESENÇA E ASSINATURAS

ATA DE DEFESA DE DISSERTAÇÃO PARA CONCESSÃO DO GRAU DE MESTRE EM ENGENHARIA AGRÍCOLA, REALIZADA EM 18 DE FEVEREIRO DE 2022.

CANDIDATO(A): **HYGOR CÉSAR SOARES RODRIGUES**

COMISSÃO EXAMINADORA: José Wallace Barbosa do Nascimento - Orientador(a) - PPGEA/CTRN/UFCG; José Pinheiro Lopes Neto - Examinador(a) Interno(a) - PPGEA/CTRN/UFCG; Carlito Calil Júnior - Examinador(a) Externo(a) - EESC/USP; e Andrés Batista Cheung - Examinador(a) Externo(a) - FAENG/UFMG (PORTARIA PPGEA - MS 08/2021)

TÍTULO: ANÁLISE ESTRUTURAL EM COBERTURAS CÔNICAS DE SILOS METÁLICOS PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: Construções Rurais e Ambiência

LOCAL: Por Videoconferência (plataforma Google Meet) em virtude da suspensão de atividades na UFCG decorrente do corona vírus (COVID-19)

HORÁRIO: 8h30

Em sessão pública, após exposição de cerca de 50 minutos, o(a) candidato(a) foi arguido(a) oralmente pelos membros da Comissão Examinadora, tendo demonstrado suficiência de conhecimento e capacidade de sistematização no tema de sua Dissertação, sendo **APROVADO(A)**, com modificações no texto, de acordo com as exigências da Comissão Examinadora, que deverão ser cumpridas no prazo máximo de 30 (trinta) dias. Na forma regulamentar, foi lavrada a presente ata, que é assinada por ROBERTO ROMAN DOS SANTOS (secretário do PPGEA) e demais membros da Comissão Examinadora presentes. Campina Grande/PB, 18 de fevereiro de 2022.

Roberto Roman dos Santos - Secretário do PPGEA/UFCG

José Wallace Barbosa do Nascimento - Orientador(a) - PPGEA/CTRN/UFCG

José Pinheiro Lopes Neto - Examinador(a) Interno(a) - PPGEA/CTRN/UFCG

Carlito Calil Júnior - Examinador(a) Externo(a) - EESC/USP

Andrés Batista Cheung - Examinador(a) Externo(a) - FAENG/UFMG

Hygor César Soares Rodrigues - Discente

1. Segue a presente Ata de Defesa de Dissertação do(a) candidato(a) **HYGOR CÉSAR SOARES RODRIGUES**, assinada eletronicamente pela Comissão Examinadora acima identificada.
2. No caso de examinadores externos que não possuam credenciamento de usuário externo ativo no SEI, para igual assinatura eletrônica, os examinadores internos signatários certificam que os examinadores externos acima identificados participaram da defesa da dissertação e tomaram conhecimento do teor deste documento.

FEVEREIRO DE 2022



Documento assinado eletronicamente por **JOSE PINHEIRO LOPES NETO, COORDENADOR(A) ADMINISTRATIVO(A)**, em 24/02/2022, às 15:31, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



Documento assinado eletronicamente por **Hygor César Soares Rodrigues, Usuário Externo**, em 24/02/2022, às 16:34, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



Documento assinado eletronicamente por **Andrés Batista Cheung, Usuário Externo**, em 24/03/2022, às 09:34, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



Documento assinado eletronicamente por **JOSE WALLACE BARBOSA DO NASCIMENTO, PROFESSOR 3 GRAU**, em 04/04/2022, às 09:40, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



Documento assinado eletronicamente por **ROBERTO ROMAN DOS SANTOS, SECRETÁRIO (A)**, em 04/04/2022, às 10:18, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



Documento assinado eletronicamente por **CARLITO CALIL JUNIOR, Usuário Externo**, em 09/11/2023, às 06:41, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site <https://sei.ufcg.edu.br/autenticidade>, informando o código verificador **2140216** e o código CRC **A7642B3D**.

AGRADECIMENTOS

A Deus, a quem me deu a graça da vida, sabedoria e o sustento da minha alma.

Aos meus pais, João Rodrigues e Eliane Soares, em quem me fortaleço para poder continuar seguindo minha missão em Cristo Jesus. Obrigado por não terem perdido a confiança em mim quando, há 11 anos, parti desacreditado para concluir o ensino médio distante de casa.

Aos meus irmãos, Harlan e Yharla, obrigado por formarem comigo uma irmandade inabalável. Com vocês, compartilho sentimentos de união e cumplicidade. Sei que são verdadeiros escudeiros e fiéis amigos com quem posso contar sempre.

A minha namorada, Erika Thais, por ter sido tão amável e paciente comigo. Obrigado por sempre estar ao meu lado, apoiando-me e dando força nos momentos de tribulação.

A meu orientador, prof. Dr. José Wallace Barbosa do Nascimento, por não ter medido esforços para me ajudar nos momentos difíceis.

A Coordenação de Pós-Graduação em Engenharia Agrícola.

Ao apoio do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – CNPq pela bolsa concedida e a CAPES.C, pelo apoio constante e pelos recursos que possibilitaram a realização deste estudo

Aos colegas do Laboratório de Construções Rurais e Ambiente (LaCra) que desde o início estiveram presentes em minha caminhada.

À BIM WORKS, por todo o suporte no manuseio do software SCIA Engineer, em especial a Rodrigo. Agradeço pela dedicação e profissionalismo, contribuindo significativamente para o sucesso na utilização do SCIA Engineer.

ANÁLISE ESTRUTURAL DA COBERTURA CÔNICA DE SILO CILÍNDRICO METÁLICO PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

RESUMO

No Brasil, as falhas estruturais de silos cilíndricos metálicos têm acontecido com uma frequência maior do que as falhas nas demais estruturas. Esses colapsos podem ter como causa a ausência de recomendações normatizadas, tanto para o cálculo das ações quanto para o cálculo da resistência dos elementos estruturais dos silos. Diante desse contexto, neste trabalho objetivou-se estabelecer modelos para estimar as ações em coberturas cônicas de silos metálicos para empregá-las em análises de estabilidade linear, dos esforços internos, e dimensionamento. Dessa forma, no cálculo da ação vento, os modelos para estimar os coeficientes de pressão externa da cobertura foram determinados com a série de Fourier a partir dos dados experimentais produzidos por Kabeli (2002). Para o cálculo das ações dos cabos de termometria foi estabelecido o modelo de Schwab et al. (1991). Com o software SCIA Engineer, o qual emprega o método dos elementos finitos, foram realizadas as análises de estabilidade linear para três estruturas. A primeira não possuía sistema de contraventamento, enquanto as demais foram avaliadas com tal sistema. O resultado dessas análises tornou evidente que os sistemas de contraventamento conferiram maior estabilidade as estruturas de coberturas cônicas. Na análise de estabilidade, foi notado que os menores valores dos fatores de carga foram calculados para a combinação das ações na qual a ação dos cabos de termometria atuou como ação variável principal. Os esforços internos foram determinados conforme preconiza a NBR 8800 (ABNT, 2008), a partir de análises de primeira e de segunda ordem. O dimensionamento das vigas radiais (longarinas) e das vigas poligonais (travessas), foram realizadas de acordo com as recomendações da norma NBR 14762 (ABNT, 2010). Nessas análises, respectivamente, o fator de verificação desses elementos foi igual a 0,94 (94%) e 0,52 (52%).

PALAVRAS-CHAVE: cobertura de silos, ação do vento, cabos de termometria, análise de elementos finitos, análise de estabilidade linear; SCIA Engineer

STRUCTURAL ANALYSIS OF THE CONICAL ROOF OF CYLINDRICAL METALLIC SILO BY THE FINITE ELEMENT METHOD

ABSTRACT

In Brazil, structural failures of cylindrical steel silos have occurred more frequently than failures in other structures. These collapses may be caused by the absence of standardized recommendations, both for calculating the actions and for calculating the resistance of the structural elements of the silos. In this context, the objective of this work was to establish models to estimate the actions in conical roof of steel silos to use them in linear stability analyses, internal forces, and dimensioning. Thus, in the wind action calculation, the models to estimate the external pressure coefficients of the roof were determined with the Fourier series from the experimental data produced by Kabeli (2002). To calculate the actions of the thermometry cables, the model of Schwab et al. (1991) was established. With the SCIA Engineer software, which uses the finite element method, linear stability analyses were performed for three structures, the first without a bracing system, and the others with. The result of these analyses made it evident that the bracing systems provided greater stability to the conical roof structures. In the stability analysis, it was observed that the lowest values of the load factors were calculated for the combination of actions in which the action of the thermometry cables acted as the main variable action. The internal efforts were determined as recommended by NBR 8800 (ABNT, 2008) based on first and second order analyses. The design of the radial beams (stringers) and the polygonal beams (crossbeams) were carried out according to the recommendations of the NBR 14.762 (ABNT, 2010) standard. In these analyses, respectively, the verification factor of these elements was equal to 0.94 (94%) and 0.52 (52%).

KEY WORDS: roof of silos, wind action, thermometry cables, finite element analysis, linear buckling analysis, SCIA Engineer

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Valores recomendados de coeficientes de pressão externa C_{pe} , 10 para cúpulas com base circular.....	22
Figura 2. Coeficientes de pressão externa (C_{pe}) para telhados de silos circulares e tanques.	23
Figura 3. Modelo geométrico e posição das tomadas de pressão	25
Figura 4. Geometria das tomadas de pressão na cobertura cônica.	26
Figura 5. Configuração das tomadas de pressão da cobertura cônica e da parede cilíndrica .	28
Figura 6. Modelos com tomadas de pressão e elementos externos.....	31
Figura 7. Pontos de aplicação de carga	38
Figura 8. Dimensões dos elementos da cobertura	44
Figura 9. Elemento de viga	45
Figura 10. Tensões resultantes na parede de silos.....	46
Figura 11. Perfil da ondulação e parâmetros geométricos	47
Figura 12. Painel de carga	49
Figura 13. Nível de aplicação das cargas	49
Figura 14. Cargas do cabo de termometria localizado ao centro	50
Figura 15. Cargas dos cabos de termometria localizados a 7247 mm do centro	50
Figura 16. Carregamento uniformemente distribuído nos painéis de cargas	51
Figura 17. Cargas pontuais referentes ao peso próprio da passarela.....	51
Figura 18. Sistema de contraventamento da estrutura 02	54
Figura 19. Sistema de contraventamento da estrutura 03	54
Figura 20. Forças nocionais aplicadas nas vigas radiais	56
Figura 21. Ilustração dos tipos de elementos componentes dos perfis formados a frio.....	63
Figura 22. Elementos uniformemente comprimidos com enrijecedores de borda simples.....	66
Figura 23. Coeficientes de pressão externa preditos e experimentais nos níveis de A a H ...	70
Figura 24. Distribuição das pressões na cobertura cônica com inclinação igual a 30°	72
Figura 25. Deformada da estrutura 01 para a perda de estabilidade referente a $\alpha_{cr}=2,72$	75
Figura 26. Vista superior da deformada da estrutura 01 para a perda de estabilidade referente a $\alpha_{cr} = 2,72$	75
Figura 27. Deformada da estrutura 02 para a perda de estabilidade referente a $\alpha_{cr} = 5,79$	77
Figura 28. Vista superior da deformada da estrutura 02 para a perda de estabilidade referente a $\alpha_{crb}= 5,79$	77
Figura 29. Deformada da estrutura 03 para a perda de estabilidade referente a $\alpha_c = 13,03$	78

Figura 30. Deformada da estrutura 03 para a perda de estabilidade referente a $\alpha_c = 13,61$	78
Figura 31. Esforços axial de compressão N atuante no colar central.....	82
Figura 32. Força cortante V_z atuante no colar central	82
Figura 33. Momento fletor M_y atuante no colar central.....	82
Figura 34. Esforço axial de compressão N atuante na viga radial	83
Figura 35. Momento fletor M_y atuante na viga radial	84
Figura 36. Força cortante V_z atuante na viga radial	84
Figura 37. Esforço axial de tração N atuante nas vigas poligonais (travessa)	85
Figura 38. Esforço axial de compressão N atuante nas vigas poligonais (travessa)	86
Figura 39. Força cortante V_z atuante nas vigas poligonais (travessa)	86
Figura 40. Momento fletor M_y atuantes nas vigas poligonais (travessas).....	86
Figura 41. Esforços axiais de tração N atuantes na barra de tração	87
Figura 42. Esforços axiais de tração N atuantes no sistema de contraventamento	88
Figura 43. Fator de verificação do colar central	90
Figura 44. Fator de verificação das vigas radiais	91
Figura 45. Fator de verificação das vigas poligonais	92
Figura 46. Fator de verificação das barras de tração.....	92
Figura 47. Fator de verificação do sistema de contraventamento	93
Figura 48. Diagrama dos deslocamentos das vigas radiais	95
Figura 49. Deslocamentos 3D da estrutura para a combinação ELS4	95
Figura 50. Deslocamentos u_y das vigas poligonais na direção do plano	96
Figura 51. Deslocamentos u_z das vigas poligonais na direção perpendicular ao plano de fechamento	97
Figura 52. Deslocamentos 3D da estrutura para a combinação ELS6	97

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	16
1.1	Justificativa.....	17
2	OBJETIVOS.....	19
2.1	Objetivo geral.....	19
2.2	Objetivos específicos.....	19
3	REVISÃO DE LITERATURA.....	20
3.1	Normas estrangeiras.....	20
3.1.1	Eurocode.....	20
3.1.2	Australiana.....	22
3.2	Ação do vento.....	24
3.3	Ação dos cabos de termometria.....	32
3.4	Análise estrutural.....	36
4	MATERIAL E MÉTODOS.....	41
4.1	Ações atuantes em coberturas cônicas de silos.....	41
4.1.1	Ação do vento.....	41
4.1.2	Cargas nos cabos de termometria.....	42
4.1.3	Peso próprio e sobrecarga.....	43
4.2	Modelagem estrutural.....	43
4.2.1	Descrição da estrutura.....	44
4.2.2	Elementos 1D e 2D.....	45
4.2.3	Condição de contorno dos elementos.....	48
4.2.4	Aplicação das ações no modelo estrutural.....	48
4.3	Combinações últimas normais.....	52
4.4	Análise de estabilidade linear.....	52
4.4.1	Sistema de contraventamento.....	53
4.5	Análise estrutural.....	54

4.5.1	Classificação quanto à sensibilidade aos deslocamentos laterais	55
4.5.2	Imperfeições iniciais geométricas e de materiais	55
4.6	Dimensionamento.....	56
4.6.1	Condição de verificação.....	56
4.6.2	Métodos de dimensionamento dos perfis.....	56
4.6.3	Barras submetidas à tração	57
4.6.4	Barras submetidas à compressão	57
4.6.5	Barras submetidas a momento fletor	59
4.6.6	Método das larguras efetivas-MLE.....	62
4.6.7	Largura efetiva de elementos uniformemente comprimidos com enrijecedor de borda simples.....	64
4.6.8	Força cortante	66
4.6.9	Deslocamentos máximos	67
5	RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	68
5.1	Ação do vento	68
5.1.1	Coeficiente de pressão externa	68
5.1.2	Ação do vento	71
5.2	Cargas nos cabos de termometria	72
5.3	Valores de rigidez do elemento de casca ortotrópica.....	73
5.4	Análise de estabilidade	74
5.5	Análise estrutural.....	79
5.5.1	Sensibilidade a deslocamentos laterais	79
5.5.2	Esforços internos.....	81
5.6	Dimensionamento.....	88
5.6.1	Verificações dos estados limites últimos	89
5.6.2	Verificações dos estados limites de serviços	93
6	CONCLUSÕES.....	98

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	99
ANEXO A.....	103
ANEXO B.....	110
ANEXO C.....	114
ANEXO D.....	116

1 INTRODUÇÃO

O Brasil tem ocupado, no cenário do agronegócio mundial deste ano de 2021, os postos de quarto maior produtor de grãos do mundo, segundo maior exportador de soja e segundo maior exportador de milho do mundo, conforme informações noticiadas pela Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (Embrapa). Diante desse contexto, percebe-se o destaque em torno da produção de grãos que tem batido recordes nos últimos anos.

A última safra, referente ao período de 2019/2020, segundo dados da companhia nacional de abastecimento (CONAB, 2020), foi estimada em 257,8 milhões de toneladas de grãos. Todavia, a capacidade estática de armazenamento atual de 172,2 milhões de toneladas do país não tem comportado essa produção na mesma proporção ao qual aumenta a produção, gerando um déficit em armazenagem de 85,6 milhões de toneladas.

O investimento em armazenagem, principalmente diante desse déficit na capacidade estática de armazenamento do Brasil, pode atenuar alguns problemas de ordem financeira que atingem os produtores. Dentre esses desafios, destacam-se a quase obrigatoriedade em comercializar os grãos em períodos de preços baixos; as perdas de qualidade dos grãos por não estarem estocados em locais apropriados e a necessidade de transportar o produto durante períodos de preços altos no frete.

Logo, essa situação em que o Brasil tem enfrentado, diante de uma demanda cada vez mais crescente por segurança alimentar, alinhada aos ganhos que a armazenagem pode trazer, fará com que cada vez mais seja cobrado do Brasil investimentos em estruturas para o armazenamento da produção de grãos.

As estruturas agrícolas utilizadas no armazenamento de grãos, seja qual for a variedade, são normalmente denominadas de silos. Esses podem ser construídos com diversos materiais, sendo o aço um dos mais utilizados. Com relação à forma geométrica, os silos podem ser cilíndricos, prismáticos e trapezoidais, sendo os cilíndricos os mais empregados. Além disso, podem ser classificados quanto à relação altura/lado. Independentemente das características anteriormente citadas, essas estruturas têm a finalidade primordial de garantir a qualidade do produto armazenado por períodos de tempos determinados para, em seguida, serem comercializados ou processados em momentos oportunos.

Os silos cilíndricos metálicos desempenham um papel muito importante para o armazenamento de grãos a nível fazenda, pelo fato dessas estruturas serem modulares, facilitando a montagem em locais com pouca infraestrutura e disponibilidade de mão de obra qualificada.

1.1 Justificativa

As coberturas cônicas para silos desempenham uma importante finalidade de proteger o produto das intempéries da natureza, dando sustentação aos cabos de termometria, suspiros, dispositivos de carregamento e comportando o volume do produto em repouso (sem contenção lateral) acima da borda do corpo cilíndrico.

Normalmente, prevalecem dois tipos de inclinação de coberturas construídas pelas fabricantes de silos, as de 30 e 45 °. As coberturas com inclinação igual 30° são frequentemente empregadas em silos para armazenar grãos de soja e milho. Isso se deve ao fato de que o ângulo de repouso desses produtos geralmente não ultrapassa os 30°. Vale ressaltar que a soja e o milho, representam a maior parte da produção de grão no Brasil, somando 88% da safra 19/20, segundo o 12° levantamento realizado pela CONAB realizado em setembro de 2020 (CONAB, 2020). Com relação as coberturas com inclinação a 45° são pouco empregadas, pois os produtos que demandam esse tipo de inclinação, como o trigo e o arroz, representam apenas uma pequena fração da produção de grãos no Brasil.

No projeto estrutural das coberturas cônicas de silos, é necessário que se conheça todas as ações atuantes, bem como os modelos matemáticos para estimá-las, a fim de desenvolver o projeto estrutural com segurança e economia. Infelizmente, até o momento, ainda é escasso informações normatizadas para estimar a ação do vento e as ações devido aos cabos de termometria. Apesar dessa escassez de informações normativas relacionadas às ações já mencionadas, foram produzidos alguns trabalhos científicos que podem ser usados para suprir a demanda de informações confiáveis acerca das ações, tanto dos cabos de termometria quanto da ação do vento.

Com relação à ação do vento em coberturas cônicas de silos, para determiná-la é necessário conhecer os coeficientes de pressão externa. As normas australianas e europeias recomendam o uso de métodos simplificados. Quanto à determinação das ações devido aos cabos de termometria, não são encontradas abordagens em normas vigentes até o momento. Embora a norma argentina IRAM 8015 (1977) tenha fornecido recomendações acerca do tema,

atualmente não está mais em vigor, sendo necessário recorrer a informações disponíveis na literatura pertinente.

Diante do que foi exposto, justifica-se o desenvolvimento deste trabalho, o qual tem como motivação propor modelos para determinar os coeficientes de pressão e especificar métodos para o cálculo das cargas nos cabos de termometria. Assim, tal proposta embasaria a finalidade de empregar tais modelos e métodos em análises estruturais com o método dos elementos finitos para explorar as respostas da estrutura sobre a combinação dessas ações. Contribuindo para o processo de dimensionamento da mesma.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo geral

Estabelecer modelos para determinar as ações atuantes em coberturas cônicas de silos metálicos, a fim de empregá-los nas análises de estabilidade e dos esforços internos com o software de elementos finitos SCIA Engineer para, assim, contribuir com informações acerca do dimensionamento dessas estruturas no Brasil.

2.2 Objetivos específicos

- Determinar as ações atuantes na cobertura cônica de silo cilíndrico metálico para um silo com relação altura/diâmetro igual 1 e inclinação de 30;
- Determinar, a partir dos dados experimentais obtidos por Kebeli (2002), as equações dos coeficientes de pressões externas para uma cobertura cônica com nervuras radiais;
- Construir um modelo para análise estrutural da cobertura cônica de silo cilíndrico metálico no software SCIA Engineer para análise;
- Realizar análises de estabilidade linear da cobertura cônica de silo cilíndrico metálico com o software SCIA Engineer para avaliar a influência do sistema de contraventamento no aumento da estabilidade;
- Classificar a estrutura quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais por meio dos critérios das normas NBR 8800 (ABNT, 2008) e EN 1993-1-1:2005;
- Calcular os esforços solicitantes na estrutura da cobertura cônica de silo cilíndrico metálico, a partir das recomendações da NBR 8800 (ABNT, 2008);
- Dimensionar os elementos estruturais segundo as recomendações das normas NBR 14.762 (ABNT, 2010);

3 REVISÃO DE LITERATURA

3.1 Normas estrangeiras

Dentre as normas vigentes que versam sobre métodos para a elaboração de projetos de silos cilíndricos metálicos, apenas a norma europeia EN 1993-1-4:2007 “*Eurocode 3: Design of Steel Structures – Part 4-1: Silos*” e Australiana AS 3774 (1996) “*Loads on bulk solids containers*”, dispõem de métodos para estimar os coeficientes de pressão em coberturas cônicas de silos.

3.1.1 Eurocode

A norma europeia, EN 1993-1-4:2007 no item 7, inicia a abordagem sobre o projeto estrutural de coberturas cônicas no subitem 7.2.1, evidenciando as diferenças terminológicas entre dois tipos de sistemas estruturais de coberturas cônicas. São eles: aquelas formadas por placas ou telhas autoportante, ou seja, que se sustentam por si só, dispensando uma subestrutura de apoio, são chamadas de coberturas autoportantes. Já, quando existe uma subestrutura de sustentação, como no caso em que as placas/telhas estão apoiadas sobre vigas radiais (longarinas), vigas poligonais (travessas) e anéis de compressão, estas são chamadas de coberturas suportadas.

No item 7.3 e seus subitens subsequentes, é descrito um método para determinar a resistência de cálculo de coberturas autoportantes. Essas devem ser projetadas de acordo com os requisitos estabelecidos na EN 1993-1-6. No entanto, as seguintes recomendações dessa norma aplicam-se apenas a coberturas cônicas com um diâmetro inferior a 5 m e uma inclinação θ da cobertura com a horizontal inferior a 40°. Vale ressaltar, que tais recomendações não são validas para coberturas autoportantes ortotrópicas, ou seja, aquelas compostas por placas/telhas enrijecidas.

As tensões equivalentes de Von Mises na superfície das placas devem ser calculadas levando em conta a combinação dos esforços de membrana e flexão, limitando-se ao valor da seguinte Equação 1.

$$f_{e,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (1)$$

$$P_{n,Rcr} = 2,65E \left(\frac{t \cos(\varnothing)}{r} \right)^{2,43} \cdot (\tan(\varnothing))^{1,6} \quad (2)$$

$$P_{n,Rd} = \frac{\alpha_p P_{n,Rcr}}{\gamma_{M1}} \quad (3)$$

$$P_{n,Ed} \leq P_{n,Rd} \quad (4)$$

O valor de γ_{M0} , γ_{M1} é obtido no item 2.9.2. A carga crítica de flambagem $P_{n,Rcr}$ para um telhado cônico isotrópico deve ser calculada pela Equação 2, onde r é o raio externo da cobertura, t é a menor espessura da placa da cobertura cônica, e \varnothing é a inclinação da cobertura com a horizontal.

A carga crítica de flambagem de projeto, $P_{n,Rd}$, deve ser determinada pela Equação 3, fazendo o uso do coeficiente.

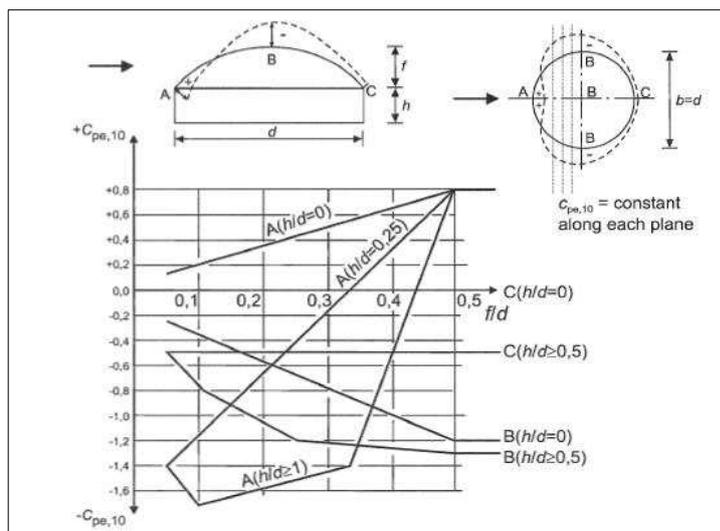
O pico de pressão externa de projeto na cobertura decorrente das ações definidas em 7.1, deve satisfazer a condição da Equação 4.

Com relação a coberturas suportadas, a EN 1993-1-4 recomenda o uso da norma EN 1993-4-2, a qual se refere ao projeto de tanques para o armazenamento de líquidos. As coberturas desse tipo de estrutura são projetadas para serem hermeticamente fechadas e, conseqüentemente, evitar qualquer entrada de líquidos ou impurezas. Essa condição implica em estruturas compostas por placas soldadas aos elementos de sustentação, como vigas radiais e poligonais.

Com relação à determinação da ação do vento em coberturas cônicas de silos, a norma europeia EN 1993-4-1:2007 recomenda o uso da norma EN 1991-1-4:2005 para obtenção dos coeficientes de pressão externas de coberturas cônicas de silos, tanto para a forma autoportante quanto suportada. No Anexo A, o método indicado foi formulado para coberturas esféricas, como mostra a Figura 1.

As coberturas suportadas são compostas por vigas radiais inclinadas, distribuídas diametralmente opostas entre si, vigas poligonais e anéis de compressão no topo do cone, e de tração, as margens da borda superior do costado. Este arranjo de elementos estruturais dão sustentação às placas/telhas, cabos termométricos, escadas de acesso, guarda-peito e suspiros.

Figura 1. Valores recomendados de coeficientes de pressão externa $C_{pe,10}$ para cúpulas com base circular



Fonte : Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions -Wind actions

$C_{pe,10}$ é constante ao longo dos arcos das coberturas esféricas que são formados no sentido perpendicular à direção do vento. No sentido paralelo ao vento, pode-se interpolar linearmente os valores entre os pontos A, B e C. Desta mesma forma, os valores dos $C_{pe,10}$ em A se $0 < h/d < 1$ e em B ou C se $0 < h/d < 0,5$ podem ser obtidos por interpolação linear através dos dados que constam na figura 1.

3.1.2 Australiana

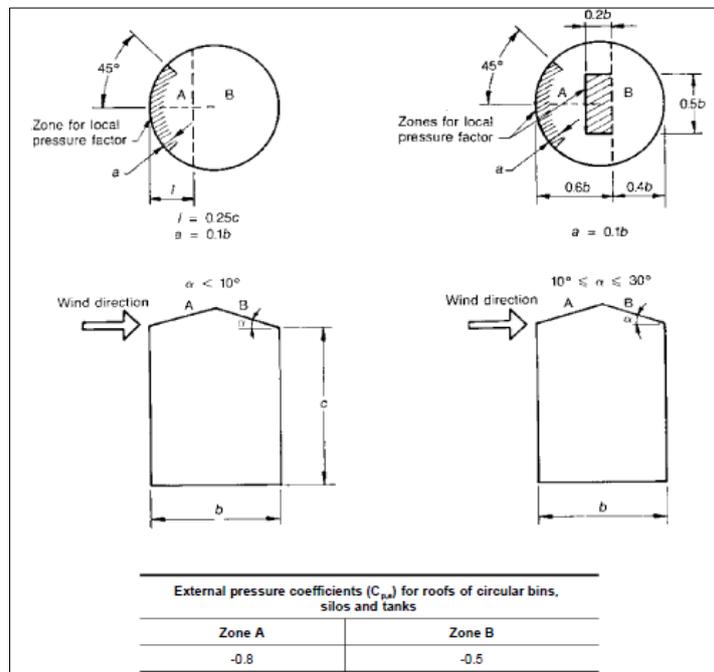
A norma australiana AS 3774 (1996) aborda o cálculo das ações de sólidos armazenados em silos na seção 7, especificamente no subitem 7.1, é tratado sobre o carregamento do vento. No subsequente, subitem 7.1.1, é sugerido que as estruturas de silos expostas à ação do vento devem ser projetadas para suportar os carregamentos previstos na norma AS 1170-2:1989 “*Minimum design loads on structures – Part 2: Wind loads*”.

Diferentemente da norma europeia, que para o cálculo dos C_{pe} 's sugere o emprego do método formulado para coberturas esféricas, a norma australiana AS 1170-2:1989, no Anexo A, propõe um método desenvolvido a partir de modelos de silos com coberturas cônicas, tornando-o mais próximo da realidade.

Nesse Anexo, é disponibilizado no item A4 a Figura A 4.2 a qual é usada para ilustrar em quais regiões e áreas que podem ser aplicado os coeficientes de pressão e os fatores de pressão local

na cobertura. Além disso, é sugerido as dimensões para cada área e limitação das regiões, como é mostrado na Figura 2.

Figura 2. Coeficientes de pressão externa (C_{pe}) para telhados de silos circulares e tanques.



Fonte: AS 1170—1983, Minimum design loads on structures, Part 2—Wind forces

As regiões A e B se situam no sentido a barlavento e soltavento, respectivamente. Os coeficientes de pressão para essas regiões estão disponíveis na tabela da Figura A 4.2 da norma. Para simular os efeitos mais críticos da ação do vento em cobertura cônicas, são determinadas áreas para serem aplicadas pressões locais, onde estas estão localizadas próximo da borda, caso a inclinação seja menor que 10° , ou na borda e no topo da cobertura, para intervalos entre 15° e 30° . Para o cálculo da pressão externa nas estruturas, a norma disponibiliza no item 3.4.2 a Equação 6. Esta, está em função da pressão dinâmica do vento q_z , do fator de pressão local K_1 e do fator de redução de área K_a . Os dois últimos fatores são obtidos, respectivamente, nos itens 3.4.4 e 3.4.5. Quanto aos fatores, cabe ressaltar que K_a é determinado em função da área de influência dos elementos de suporte, bem como é aplicado para suprir a falta de correlação espacial entre as distribuições de pressão no cálculo das cargas sobre os (recortar e colar a fonte para abaixo da figura) elementos da estrutura. Já K_1 , seus valores são encontrados na Tabela 3.4.5 da norma. Com relação à aplicação do fator já citado, para inclinações menores que 10° , seu valor não deve ser superior a 1 e, para as demais situações, a magnitude desta expressão K_1/C_{pe} deve limitar-se no máximo a -2.

$$P_e = C_{pe} K_a K_l q_z \quad (5)$$

No NOTE 1, é informado que, os dados dos coeficientes de pressão externa foram obtidos de experimentos em túnel de vento realizados por Sabransky (1984) e de Macdonald, Kwok e Holmes (1988).

3.2 Ação do vento

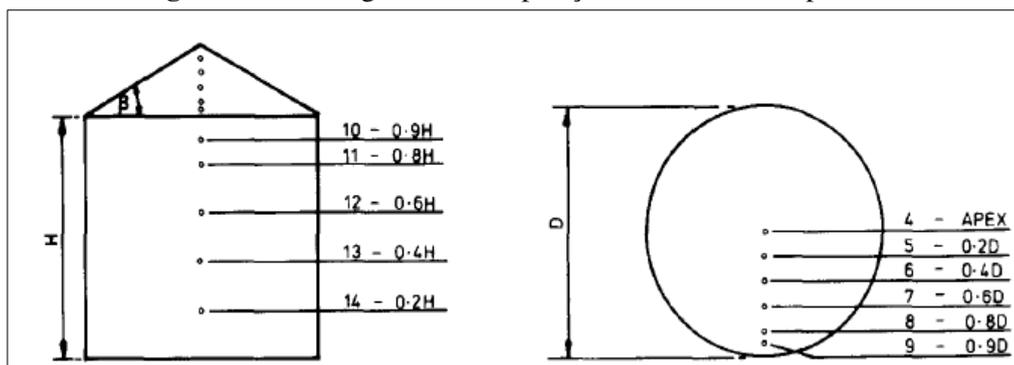
Para determinação das pressões do vento em torno das coberturas cônicas, é imprescindível que o projetista conheça os valores dos coeficientes de pressões externas- C_{pe} . Esses coeficientes são adimensionais e variam em função das características geométricas da estrutura, como por exemplo, a inclinação do telhado, esbeltez do silo e rugosidade da superfície.

$$C_{pe} = \frac{\bar{p} - p_0}{\frac{1}{2} \rho V_h^2} \quad (6)$$

Existem poucos trabalhos científicos com ensaios aerodinâmicos de estruturas de silos ou tanques com o objetivo de avaliar em túneis de vento os coeficientes de pressão externa, tanto no corpo cilíndrico quanto na cobertura cônica. No entanto, nos trabalhos realizados por Sabransky e Melbourne (1987), Macdonald, Kwok e Holmes (1988), Kebeli (2002) e Andrade Júnior e Calil Júnior (2007) encontram-se dados de ensaios experimentais de modelos em escalas reduzidas de silos com cobertura cônicas, nos quais foram determinadas as distribuições de pressão externa e as relações de similaridade mais importante para esse tipo de experimento.

No estudo realizado por Sabransky e Melbourne (1987), realizou-se um experimento em túnel de vento para determinação dos coeficientes de pressão em modelos de silos com coberturas cônicas. Esses resultados foram comparados com os obtidos por Cook e Redfearn (1980) em ensaios com modelos de silos em escala real. Os ensaios experimentais foram realizados em túnel de vento com dimensões da seção transversal de 2 x 2 m e comprimento de 15 m. Foram ensaiados 5 modelos em escalas reduzidas, sendo os 3 primeiros, com inclinações da cobertura de 15, 27 e 45°, respectivamente, e relações altura/diâmetro iguais 1,16. Os dois últimos, o 4 e 5, com relação altura/diâmetro 0,78 e 0,66 com inclinação igual a 27°. Para realizar a leitura de pressão em cada modelo de silo ensaiado, foram instaladas 14 tomadas de pressão distribuídas em um único sentido do silo, o meridional, como mostra a Figura 3.

Figura 3. Modelo geométrico e posição das tomadas de pressão



Fonte: Sabransky e Melbourne (1987)

Para que as condições do ensaio atingissem fluxos supercríticos, essenciais para garantir valores de pressão do vento úteis para desenvolvimento de projetos com escalas reais, foi estabelecido um número de Reynolds crítico entre $1,0 \times 10^5$ e $3,0 \times 10^5$. As velocidades atingidas no túnel de vento, à altura da borda dos modelos, foram em torno de 10 m s^{-1} .

Na análise do modelo de silo com esbeltez de 0,66 e inclinação da cobertura de 27° , observou-se que os coeficientes de pressão externa do corpo cilíndrico com o aumento do número de Reynolds não sofreram dependência. No entanto, para a cobertura, os valores dos coeficientes de pressão externa mostraram maior dependência. O aumento na inclinação da cobertura nos modelos 1, 2 e 3, proporcionou alterações nos valores dos coeficientes de pressão externas na borda a barlavento de -1,73 a +0,35, enquanto na borda com sentido perpendicular ao vento, os valores dos coeficientes de pressão diminuíram de -0,9 a -1,19. Com relação à distribuição das pressões, os dados dos gráficos mostraram que, apesar dos maiores picos de pressões negativas ocorrerem em coberturas com inclinação de 27° , foram nas coberturas de menor inclinação que as altas pressões negativas atuaram em maiores áreas.

No artigo de Macdonald, Kwok e Holmes (1988), as análises foram motivadas pela ausência de informações precisas para o projeto de silos cilíndricos com coberturas cônicas destinados ao armazenamento de grãos com relação altura/diâmetro baixa. A fundamentação foi feita para alertar sobre a importância da similaridade entre os modelos ensaiados em escala reduzida com os modelos a serem projetados em escala real. Para isso, foram propostos procedimentos experimentais para realização de ensaios em túneis de vento a fim de analisar as distribuições das cargas do vento em estruturas cilíndricas de baixa esbeltez.

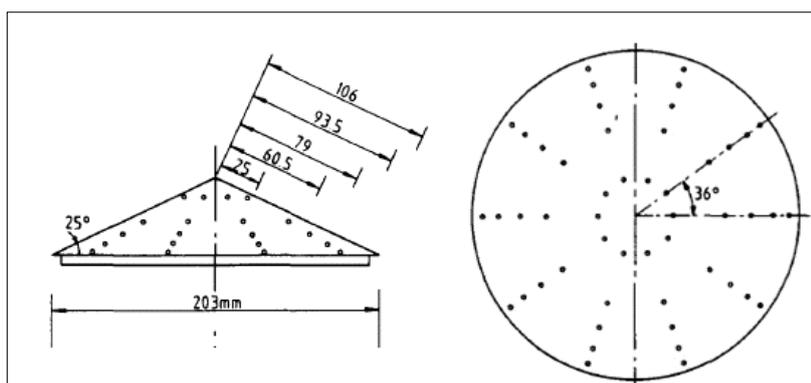
Os testes experimentais foram realizados no Departamento de Engenharia Aeronáutica da Universidade de Sydney, em um túnel de vento construído em concreto com as dimensões da seção transversal de $2,13 \times 1,52 \text{ m}$. Para o referido modelo, é possível atingir ventos com

velocidades de até 35 ms^{-1} ao longo do túnel. A simulação da condição da camada limite atmosférica foi realizada em túnel de vento, mantendo-se a similaridade entre o modelo e as condições em escala real dos silos para as seguintes propriedades de fluxo: perfil de velocidade média do vento, perfil da intensidade de turbulência, perfil de tensão de Reynolds, escalas de comprimento de turbulência e espectro. Devido ao comprimento curto do túnel, foram estabelecidas condições para desenvolver o número de Reynolds adequado. O fluxo da camada limite foi alcançado pelo emprego do método de crescimento aumentado, com uma combinação de espirais triangulares e elementos de rugosidade.

Os modelos de silos foram construídos com tubos de acrílico, apresentando diâmetro de 200 mm e espessura de 5 mm, sem acabamento para simular rugosidade artificial. Suas partes foram usinadas para evitar vazamento de ar que viesse a comprometer a aquisição dos dados de forma confiável. Foram ensaiadas nove configurações diferentes de modelos de silos em escala reduzidos de 1/100. Dentre essas, foram desenvolvidos modelos com esbeltez de 0,5: 1, 1: 1 e 2: 1 e, para cada modelo, foram testadas as seguintes configurações: topo aberto, cobertura plana, e cobertura com inclinação de 25° . As tomadas de pressões no corpo cilíndrico têm espaçamento no sentido circunferencial de $7,2^\circ$, enquanto na cobertura, no mesmo sentido, é de 36° . Uma das coberturas cônicas foi equipada com 50 sensores, com a maior densidade dessas dispostas próximo ao centroide de área iguais, conforme mostrado na Figura 4.

Com o objetivo de analisar o silo com relação altura/lado igual a 1:1 e cobertura plana

Figura 4. Geometria das tomadas de pressão na cobertura cônica.



Fonte: Macdonald, Kwok, e Holmes (1988).

para avaliar a dependência da distribuição média das pressões no modelo, foram testados números de Reynolds no intervalo de $5,6 \times 10^4$ a $2,9 \times 10^5$. Nesse intervalo, os resultados de distribuição de pressões para o número de Reynolds de $1,08 \times 10^5$ foram bastante semelhantes; no entanto, na região a 90° , onde normalmente há os picos de pressão negativa, para valores do número de Reynolds inferiores a $6,59 \times 10^4$, é notada uma sensível diminuição. Foram

estimados os efeitos das alturas das tomadas de pressões em oito posições diferentes para o modelo relatado anteriormente. Foi identificado que da metade para a região inferior do silo, os valores médios dos coeficientes externa, a 90° , tiveram uma redução constante devido à diminuição da velocidade do ar na camada limite atmosférica. Contudo, acima da metade do modelo, a 130° , onde há a separação do fluxo do ar, os coeficientes de pressão externos tendem a valores constantes.

No modelo de silo com relação H/D igual 1, foram feitas as medições dos coeficientes pressões de uma cobertura cônica com inclinação de 25° , sem acabamento superficial. Com relação ao formato da cobertura, para os ensaios realizados, notou-se que pouco efeito nos coeficientes de pressão no corpo cilíndrico do modelo. No eixo com sentido à barlavento, a distribuição dos coeficientes de pressão é praticamente simétrica na cobertura com inclinação de 25° . Em relação à cobertura analisada, os valores dos coeficientes de pressão externa foram negativos, indicando que a cobertura está sobre pressão de sucção. Na cobertura cônica analisada, os gráficos de contorno demonstram que existem duas zonas com sobrepressão local: a primeira localiza-se na borda frontal da cobertura, e a segunda, no ápice. Respectivamente, os valores dos C_{pe} são -1,2 e -1,6. Na região da borda frontal, o aumento da pressão negativa é causado por uma "bolha" de separação e pela forte formação de vórtice local nesta região.

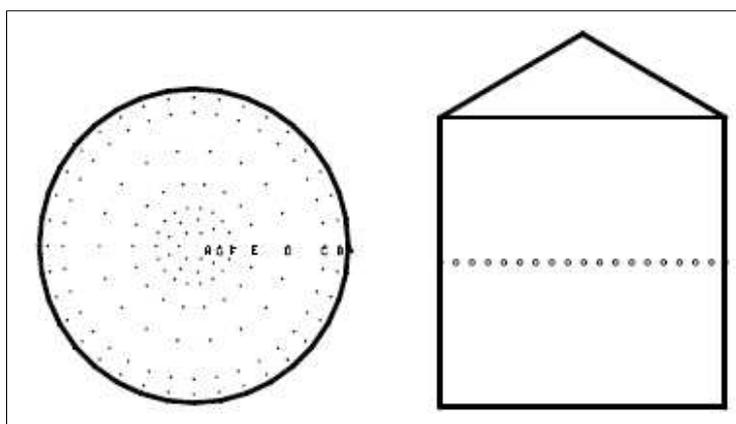
A tese de doutorado de Kebeli (2002), foi analisado o efeito das distribuições das pressões do vento no corpo cilíndrico e na cobertura cônica de modelos de silos, tanto em escala reduzida quanto em escala real para, posteriormente, obter-se os coeficientes de pressão. Essas informações são escassas em várias normas, principalmente na norma americana. Por isso, o autor teve como objetivo desenvolver informações por meio de análises experimentais, em que é avaliada a influência das características geométricas dos modelos de silos ensaiados, como a inclinação das coberturas e a relação altura/diâmetro na distribuição dos coeficientes de pressão para preencher essa lacuna.

Os experimentos com os modelos em escalas reduzidas foram realizados no túnel de vento localizado no Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Clemson, nos Estados Unidos. O túnel de vento de camada limite se divide em quatro partes: ventiladores, câmara de assentamento, seção de contração e seção de teste. A alimentação do túnel de vento foi fornecida por um par de ventiladores com diâmetros de 1,8 m, capazes de produzir velocidades entre 4 a 18 m s^{-1} . A seção transversal do túnel de vento tem 3 m de largura, 2 m de altura e comprimento de 30m, sendo a altura ajustável para mudar os gradientes de pressão.

Os ensaios no túnel de vento foram realizados com os números de Reynolds próximo a $8,0 \times 10^5$ e velocidades de 8 m s^{-1} . Para simular os elementos de rugosidade de um terreno plano, foram colocados elementos de rugosidade de vários tamanhos e densidades de espaçamento para criar camadas limite turbulentas apropriadas no local. Os modelos dos silos utilizados no experimento possuem escala de 1:60 e são compostos de duas partes. A primeira é o corpo cilíndrico, fabricado com diâmetro de 15,24 cm e relação h/d de 1, 1,5 e 2,5. A segunda parte é a cobertura cônica, ao qual têm inclinações de 25, 30, 35 e 40°. Para analisar a influência da inclinação da cobertura nos coeficientes de pressão, foram ensaiados 8 modelos, todos com relação h/d=1 e inclinação variando de 25 a 40°. Para cada inclinação, foram avaliadas as superfícies lisas e rugosas. Já para analisar a interferência da relação h/d, foi estabelecida uma superfície rugosa com inclinação da cobertura de 25°, e as relações h/d variaram de 1 a 2,5. Um total de 177 tomadas de pressão foi instalado em cada telhado cônico em 8 níveis diferentes (de A a H) ao longo da altura do telhado, e 36 tomadas de pressão na metade do corpo cilíndrico, distribuídas a cada 10°. Ambas as configurações são ilustradas a Figura 5.

Para avaliar as alterações nos coeficientes de pressão causados pelo agrupamento dos

Figura 5. Configuração das tomadas de pressão da cobertura cônica e da parede cilíndrica



Fonte: Kebeli (2002)

silos, foram testadas 3 configurações, nas quais os espaçamentos entre as unidades dos modelos eram diferentes entre si. As dimensões dos modelos que compõem a configuração foram todos padronizadas, com relação altura/diâmetro igual a 1 e inclinação da cobertura de 30°. Nestes ensaios, os ângulos de incidência das rajadas do vento foram de 0, 45 e 90°.

Os experimentos realizados proporcionaram resultados que permitem analisar a influência da inclinação da cobertura e da relação altura/diâmetro na distribuição dos coeficientes de pressão – C_p . Em relação à inclinação de 25°, os valores médios dos C_p para a superfície áspera variaram de -0,05 a -0,32, enquanto para a superfície lisa foi de -0,1 a -0,7. O

mesmo comportamento foi observado entre os dois tipos de superfície, lisa e áspera, para as demais inclinações de 30, 35 e 40°. Em todos os modelos ensaiados, foi observado que os valores máximos foram identificados a 90 e 270°. A partir da inclinação de 30°, surgiram valores positivos dos C_p próximos da borda da cobertura na região a barlavento, indicando pressões positivas nessa região. As quatro inclinações ensaiadas produziram valores desses coeficientes com diferenças significativas. Para as demais inclinações, os valores dos coeficientes já referidos para superfícies ásperas ficaram na faixa de +0,03 a -0,33 para o teto de 30°, +0,08 a -0,34 para o teto de 35°, e +0,12 a -0,41 para o teto de 40°, enquanto para os telhados de superfície lisa foram de 0,00 a -0,50 para o teto de 30°, +0,04 a -0,45 para o teto de 35°, e +0,15 a -0,65 para o teto 40°.

Com relação aos ensaios realizados para avaliar a relação altura/diâmetro, a mudança na proporção h/d de 1, para 1,5 e 2,5 resultou em alterações significativas dos C_p da cobertura, sendo estes de -0,07 a -0,48 para a relação de 1,5, e -0,11 e -0,71 para razão de 2,5. A alteração nos coeficientes mencionados eram de se esperar devido às velocidades do vento serem maiores e o fluxo ser menos turbulento a alturas maiores do silo.

Ainda em Kebeli (2002), uma análise comparativa dos seus resultados obtidos foi realizada em relação a outros artigos acerca do mesmo tema estudado, a fim de evidenciar as razões pelas quais os dados apresentados eram inferiores aos valores encontrados na literatura acerca do tema. Um dos trabalhos utilizados como referência foi produzido por Macdonald, Kwok e Holmes (1988). A escolha desse assunto se deu pelas semelhanças nos ensaios realizados em túnel e nas características geométricas do modelo de silo que eram idênticas, incluindo a relação $h/d = 1$ e uma inclinação da cobertura de 25°. As justificativas apresentadas pelo autor para essa escolha são as seguintes: o número de tomada de pressão na cobertura do modelo ensaio eram de 177, a parede usada era áspera, o túnel de vento possui dimensões maiores, enquanto no modelo do autor comparado, havia 50 tomadas de pressão na cobertura, a parede era lisa, e as dimensões do túnel de vento eram do tipo aeronáutico, sendo substancialmente menores.

Andrade Júnior e Calil Júnior (2007), ao discorrerem sobre aerodinâmica dos silos cilíndricos metálicos com coberturas cônicas, relataram a dificuldade de se encontrar soluções analiticamente que descrevam a interação da estrutura com o vento e, devido a isso, os autores ressaltaram a importância da realização de ensaios experimentais em túneis de vento. Esse estudo teve como objetivo a determinação da distribuição de pressão do vento, os coeficientes

de pressão e os coeficientes de arrasto no costado, bem como os coeficientes de arrasto e de sustentação na cobertura. Os ensaios foram realizados em um túnel de vento para dois modelos de silos, com relação $h/d = 1$ e $h/d = 0,5$, ambos com inclinação da cobertura de 27° . Cada modelo foi testado com montantes interno e externo, e os resultados obtidos foram comparados entre si.

Os ensaios experimentais da aerodinâmico do silo foram realizados no túnel de vento de camada limite da Universidade de Cranfield, na Inglaterra. O túnel de vento empregado nesse estudo tinha dimensões da seção de 1220×2440 mm, e o comprimento do campo com os elementos de rugosidade de 78505 mm. Para desenvolver as condições ideais para os ensaios no túnel de vento, foi aplicado o método de análise dimensional e a teoria de semelhança física dos modelos. Dentro do túnel, o escoamento da CLA foi modelado com base nas recomendações da norma ASCE-7 (1997). Nesse contexto, a turbulência foi gerada por meio de uma superfície rugosa e gradiente de pressão nulo.

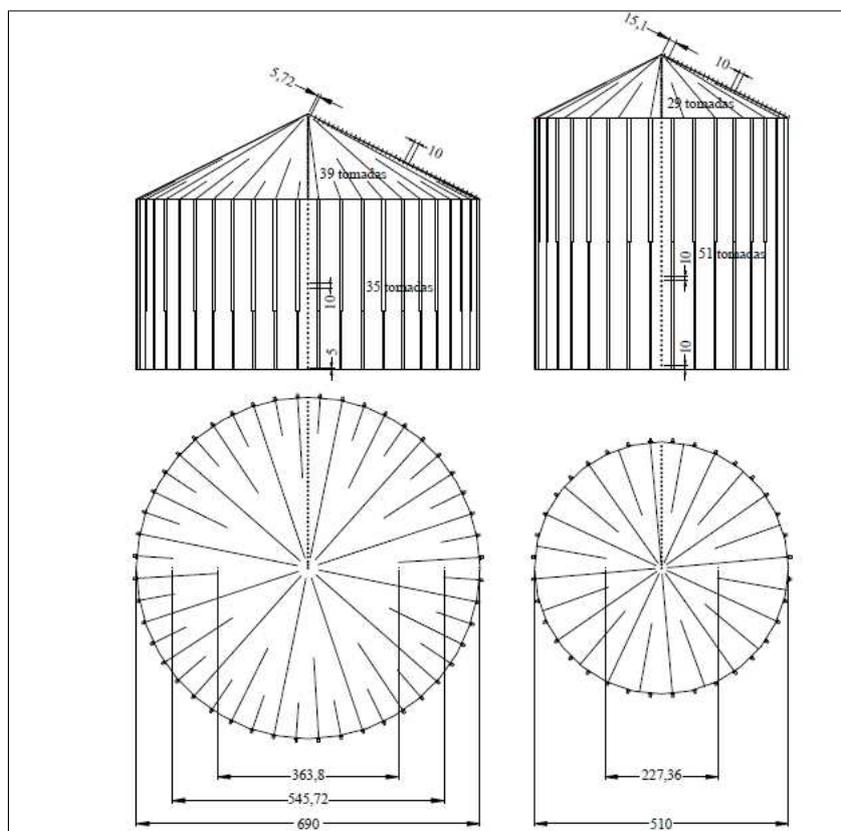
Dos modelos de silos usados para este estudo em túnel de vento, um deles foi construído com materiais indeformados, chamados de indeformáveis, enquanto o outro foi fabricado com materiais que proporcionavam maior flexibilidade, sendo por isso chamado de modelo flexível. A contextualização das análises feitas para o modelo flexível não será mencionada nesse contexto, pois não estão relacionadas à engenharia de vento.

No que se refere à relação altura/diâmetro, o modelo rígido foi construído em duas esbeltezes, uma com $0,5$ e a outra com $1,0$. Ele foi fabricado em lâminas de madeira compensada, com microtubos (1 mm de diâmetro interno) de cobre embutidos nas paredes, usados para tomadas externas de pressão. A rugosidade externa foi desenvolvida inserindo ao modelo elementos em madeira e plástico polietileno tereftalato (PET), para representar as colunas no corpo cilíndrico, e fios de cobre para simular as dobras radiais das telhas na cobertura cônica. As dimensões dos modelos acima referidos são os seguintes: o primeiro tinha 690 de diâmetro e 345 mm de altura, e o segundo apresentavam dimensões iguais, com 510 mm tanto para diâmetro quanto para altura.

As tomadas de pressão, para os dois modelos de esbeltez foram distribuídas na superfície do modelo. Essa distribuição é demonstrada na Figura 6. No corpo cilíndrico, foram alinhadas no sentido vertical, e na cobertura, ao longo da geratriz do cone, tanto no costado quanto na cobertura, os espaçamentos das tomadas eram de 10 mm. Sendo assim, totaliza-se os seguintes números de tomadas de pressão: no modelo com $h/d = 0,5$ tanto no corpo cilíndrico

quanto na cobertura, respectivamente, foram de 35 e 39; já para o modelo com relação $h/d=1$, seguindo a mesma sequência do anterior, foram de 51 e 39.

Figura 6. Modelos com tomadas de pressão e elementos externos



Fonte: Andrade Júnior e Calil Júnior (2007)

Quanto aos resultados no túnel de vento, as velocidades atingiram valores de 14,43 m/s a uma altura de 238 mm da superfície. De forma comparativa, em um modelo com escala real, esses valores são representados pela velocidade de 104 km/h a uma altura de 10 m. Comparando as velocidades medidas no túnel de vento com as velocidades obtidas pela norma NBR 6123 (ABNT, 2013), calculadas utilizando um fator de escala estabelecido no trabalho, verificou-se diferenças de cerca de 4% superiores em relação à norma. Em ambos os modelos rígidos analisados, os valores dos números de Reynolds foram superiores a 1×10^5 , o que significa que a similaridade aerodinâmica entre o modelo e os silos em escala real foram garantidas. Nas distribuições dos coeficientes de pressão externa, ao comparar os modelos com montantes e fios na cobertura com o outro modelo sem elementos (superfície lisa), verificou-se, através do exposto no mencionado artigo, que em ambos os modelos de esbeltezes houve reduções para os cilíndricos entre 30 e 40%, enquanto na cobertura permaneceu uma variação constante de 25%. Os coeficientes de pressão externa da cobertura apresentaram valores em torno de -0,25 a -2,85 para superfície lisa e -0,1 a -2,3 para superfície com saliência do modelo com $h/d=0,5$.

Em seguida, os coeficientes foram de -0,1 a -4,1 para cobertura de superfície lisa e de -0,2 a -2,1 para coberturas com saliências para o modelo de relação $h/d = 1$.

3.3 Ação dos cabos de termometria

Em Schwab et al. (1991) é demonstrado um estudo sobre carregamento vertical de atrito atuantes em cabos de termometria durante o carregamento, consolidação e descarregamento. Haja visto a necessidade de se conhecer esses carregamentos, para serem empregados por projetistas de cobertura de silos, o estudo foi realizado com o objetivo de determinar a influência do posicionamento radial, da taxa de descarga, da relação h/d inicial e do tempo de consolidação. O trabalho foi realizado em duas fases: uma parte em laboratório, visando determinar os coeficientes de atrito com a superfície; e a outra em um silo de escala real. Nestas duas fases, o produto ensaiado foi o trigo a 11,9% de umidade (base úmida) com densidade de $772,6 \text{ kg/m}^3$.

Para os experimentos em laboratório, na determinação dos coeficientes de atrito, foi considerado um número de 3 repetições, onde os cabos eram tracionados a uma velocidade de $0,05 \text{ mm/min}$ considerando as cargas atuantes sobre a superfície do cabo, que foram de 3,5, 10,3 e 18,6 kPa. Para determinar as cargas de atrito vertical nos cabos, foi empregado um silo de fundo plano com diâmetro de 4,1 m e descarga concêntrica. Ao avaliar a influência do posicionamento dos cabos nas cargas verticais, estes foram posicionados a uma distância com relação ao centro do silo de 7, 50 e 85% do raio. Para cada posição, foram instalados cabos idênticos, ou seja, com o mesmo comprimento, material superficial e diâmetros. Além disso, para essas análises, foram feitas 3 repetições com a vazão de descarga igual a $84,3 \text{ m}^3/\text{h}$ com uma relação h/d de 3,5. Nessa avaliação foram testados 5 tipos de cabos diferentes. Testes adicionais foram feitos com o cabo 3, sendo um para avaliar as vazões de 36,3 e 173,6 a uma relação h/d de 3,5, e o outro para verificar as relações h/d de 1 e 3,5 com vazão de $84,3 \text{ m}^3/\text{h}$.

Nos resultados do referido artigo, foi notado que as cargas de atrito verticais nos cabos, nas três posições radiais, foram diferentes. Durante o carregamento, essa influência foi considerada significativa a nível de 1,0% de significância. A variação das cargas estáticas para as dinâmicas chegou a variar de 10 a 100%. O tempo de consolidação, dado entre fim do carregamento e o início do descarregamento, que no total foi de 3h, demonstrou influência significativa no carregamento vertical dos cabos de temperatura no nível de 1,0% para todos os cabos, exceto para o cabo 1. As diferentes vazões ensaiadas para o cabo 3 não comprovou efeito significativo no carregamento vertical no nível de 5,0%.

Para determinar a magnitude das cargas de atrito vertical nos cabos de termometria, foi feita a integração do produto da pressão lateral resultante do contato com os grãos, da área superficial do cabo e do coeficiente de atrito entre o grão e o cabo, sobre o comprimento do cabo submerso abaixo da superfície dos grãos. A pressão lateral foi calculada a partir da equação de Janssen (1864) conforme descrito a seguir, com os coeficientes μ e K tendo sido obtidos pela norma ASAE EP 433 (1989).

A equação para o cálculo das cargas foi comparada com os valores observados do carregamento de atrito vertical nos cinco cabos nos silos em escala real. A comparação entre as cargas previstas foi realizada e, concluiu-se que a equação de previsão com um F_{tc} igual a 1,40, fornece uma estimativa adequada das cargas quando a razão H/D do grão é inferior a 1,5. Esse fator de multiplicação não deve ser interpretado como um fator de sobrepressão, conforme definido em práticas de engenharia. Os valores F_{tc} , determinados pela técnica de regressão não linear para cada cabo, estão representados na Tabela 1. Os valores médios de F_{tc} , valores para a parede e as posições combinadas de centro e metade do raio, foram utilizados para prever as cargas para as relações H/D superiores a 1,5.

Tabela 1. Fator de multiplicação usado nos cálculos de carga de atrito vertical

Número do cabo	Fator de multiplicação (F_{tc})	
	Posição do cabo	Posição central e intermediária
1	1,008	0,643
2	0,979	0,484
3	0,770	0,330
4	0,911	0,429
5	0,663	0,283
Média \pm SDev.‡	0,886 \pm 0,146	0,434 \pm 0,141

* Esses valores não são considerados para avaliação de projeto.

† Nos cinco cabos de temperatura estimados para o trigo por uma regressão não linear dos resultados em escala real.

‡ Média dos cabos para uma relação $H/D > 1,5$.

Fonte: Schwab et al. (1991)

Schwab et al. (1992) estudaram as cargas de atrito nos cabos de termometria durante a descarga de produtos armazenados, tanto para um silo com escala real quanto em um modelo de escala reduzida, a fim de comparar qualitativa e quantitativamente os resultados do carregamento vertical nos cabos de cada modelo usando análises de similaridade. Nesse estudo, foram observados os efeitos da vazão durante a descarga, as características das superfícies dos cabos e o posicionamento radial. Para verificar a relação de similaridade, os modelos de escala construídos tinham diâmetros de 0,9 e 4,1 m. Os 5 cabos de termometria utilizados no

experimento diferiram em matérias e formas. As medições das cargas foram realizadas em 3 posições ao longo do raio dos silos, com as distâncias distribuídas no sentido do raio a 7, 50 e 80% de distância do centro. Quanto aos resultados experimentais, a disposição dos cabos ao longo do raio influenciou significativamente nos valores das cargas para ambos os modelos. Para o cabo próximo a parede, no modelo em escala reduzida, em comparação com o cabo localizado no centro, foi verificado valores de 1,7 vezes maiores. Já para o modelo em escala real, essa razão atingiu 2,1 vezes. Ao analisar, estatisticamente, a influência das duas vazões de descargas, no ensaio com o cabo 3, os valores das cargas não tiveram diferenças significativas. Os tipos de superfícies dos cabos induziram diferenças significativas, sendo estas, 1,8 vezes maiores quando comparados com o menor valor encontrado no experimento.

Martins e Calil Júnior (2011) analisaram as cargas atuantes em cabos de termometria a partir de análises teóricas e experimentais, a fim de validar um modelo matemático que melhor descrevesse o comportamento das cargas nos cabos durante o experimento, ao longo da altura do silo. No desenvolvimento da análise teórica, foi abordado a teoria Reimbert e Reimbert (1976), o método proposto por Atkinson et al. (1983), o método proposto pela norma argentina IRAM 8015 (1977), que não se encontra mais em vigor, e os modelos matemáticos propostos por Schwab et al. (1991). Na fase experimental do trabalho, foi utilizado um protótipo de silo semelhante ao modelo de Pieper e Schütz (1980). No seu interior foi instalado um cabo de termometria conectado a uma célula de carga fixada no topo do silo. Foram analisadas ainda 3 alturas do produto armazenado, correspondentes a 3, 6 e 10 anéis do silo para, visando observar a influência da esbeltez nas cargas. Nas etapas de carregamento e descarregamento, foram empregados dois produtos: a soja e o milho, ambos são produtos que fazem parte dos grãos mais produzidos no Brasil. As propriedades de fluxo desses produtos foram determinadas em ensaios na máquina de cisalhamento direto, também conhecida como “*Jenike Shear Cell*”. Os dados produzidos por esses ensaios foram utilizados como parâmetros de entrada para os modelos teóricos a serem avaliados.

Nesse contexto, os resultados obtidos no artigo supracitado durante o carregamento tiveram valores máximos de tração no cabo de termometria de 0,084 e 0,088 kN para a soja e milho, respectivamente. Após um período de consolidação para estabilizar as tensões no produto armazenado, foi realizada a descarga. A partir desse período, as cargas máximas registradas para as alturas dos anéis de 3, 6 e 10 foram de 0,123; 0,193 e 0,333 kN, respectivamente, para o silo descarregado com soja. Com a mesma sequência de altura já relatada, sucede-se os valores de 0,123; 0,217 e 0,343 kN para o silo descarregado com milho.

Após a análise experimental já relatado, foi realizado a análise teórica. Nessa etapa, foram calculadas as cargas pelos modelos matemáticos já citados no referido trabalho para ambos os produtos e para as três alturas estudadas. Para validar os modelos, foi feito um estudo comparativo entre os valores teóricos e experimentais das forças nos cabos de termometria. Diante disso, observou-se que, ao comparar os resultados experimentais com os teóricos, o modelo de Atkinson et al. (1983) forneceu resultados mais adequados até o terceiro anel. No entanto, do terceiro anel em diante, o modelo proposto pela norma IRAM 8015 (1977) demonstrou maior precisão. Com isso, os autores concluíram que o modelo que melhor se ajustou a todos os casos estudados foi o da norma argentina.

Em Martins (2012) ao realizar ensaios para determinar as cargas atuantes em cabos de termometria e, por meio desses, validar os modelos matemáticos, constatou-se que para o modelo de silo esbelto, o método que melhor descreveu esse carregamento foi o da norma IRAM 8015 (1977). Entretanto, para o modelo de silo em escala real, frente aos modelos de Reimbert e Reimbert (1976), de Atkinson et al. (1983) e o método proposto pela norma argentina IRAM 8015 (1977), o modelo que obteve os melhores ajustes foi o proposto por Schwab et al. (1991).

Thompson et al. (2019) analisaram as forças nos cabos de termometria utilizados no monitoramento de temperatura e umidade em massas de grãos armazenados. Cabos compostos com ambos os sensores foram empregados nesse tipo de operação a fim de melhorar a qualidade do produto armazenado. Devido à ausência de informações acerca desses tipos de cabos ensaiados em silo com escala real, estes autores analisaram e compararam os esforços nos cabos de monitoramento durante o carregamento e descarregamento em dois silos de concreto com 4,6 m de diâmetros e 25 m de altura. Os cabos foram posicionados no centro do orifício de descarga e próximo à parede. Nesse ensaio foram empregados 5 cabos, dentre esses, estavam os modelos A, B e C que constava apenas por sensores de temperatura. Já para os demais, como o cabo M, este era composto de sensores de temperatura e umidade. Por último, o modelo S, apesar de ser semelhante ao cabo M, tinha superfície diferente, pois seus sensores de umidade foram retirados para tornar a superfície mais reta. Os ensaios foram realizados com milho, a 15,1% wb, e com trigo a 11,9% de wb.

Os resultados das cargas nos cabos foram analisados estatisticamente com a análise de variância ANOVA para comparar os resultados em cada condição ensaiada. Dessa forma, foi constatado que não houve diferenças significativas entre os dados de carga nos dois silos

ensaiados, tanto para os posicionamentos ao centro quanto próximo da parede, e nem entre os dados de trigo versus milho. Os maiores valores de força foram durante o descarregamento, sendo esses o dobro dos valores das forças durante o carregamento. Os valores médios das forças durante o descarregamento sempre diferenciaram estatisticamente das cargas no carregamento ($p < 0,01\%$). Para o cabo com maior área superficial, o cabo C, durante o descarregamento, foram registrados valores médios de 4,21 kN. Foi registrado e, para o referido cabo, um valor máximo individual 4,73 kN. O efeito significativo dos sensores de umidade sobre as forças nos cabos é demonstrado pela análise de variância a $p < 0,05\%$, sendo que os valores das forças no cabo M foram significativamente maiores do que no cabo S.

3.4 Análise estrutural

No artigo de Briassoulis e Pecknold (1988, é abordado sobre o comportamento dos sistemas estruturais das coberturas cônicas de silos empregando o método dos elementos finitos, visando simular o comportamento elástico linear dos elementos e calcular os esforços internos dos modelos sob o carregamento do vento.

Para realizar o estudo mencionado anteriormente, as estruturas de cobertura foram modeladas para silos cilíndricos com relação altura/diâmetro de 72/30, 66/72, e 51/105. Essas relações equivalem, respectivamente, aos silos alto, intermediário e baixo. Os silos altos, sendo esses de menor diâmetros, possuem coberturas constituídas de placas com nervuras radiais e anel de compressão, conhecido também como colar central. Já os de diâmetros maiores possuem coberturas cônicas com estrutura compostas por vigas, terças e anéis de tração e compressão. O carregamento do vento atuante nas coberturas foi determinado a partir de simplificações, devido à escassez de informações acerca dos coeficientes de pressão para coberturas cônicas, sendo, por esse motivo, necessário empregar os coeficientes de cobertura esféricas, assumindo uma variação linear ao longo da altura e uma variação constante das pressões no sentido circunferencial.

Os resultados do artigo supracitado envolveram a análise dos esforços axiais e de flexão nos sentidos meridionais e circunferências das coberturas. Nas coberturas dos silos altos, as tensões axiais resultantes nas placas ao longo do sentido circunferencial foram estudadas para três alturas diferentes. Na altura próximo da borda, os esforços foram de tração com comportamento semelhante ao carregamento do vento no corpo cilíndrico. Na última elevação, o anel central dessa mesma estrutura apresentou tensões axiais positivas maiores devido à ação ascendente de sucção do vento. Ainda sobre a mesma cobertura, no sentido meridional, os esforços axiais

resultantes foram praticamente constantes ao longo da altura. No entanto, próximo do topo, observou-se um pico de tensão devido ao aumento dos enrijecedores radiais nessa região.

Nas coberturas de silos intermediários e baixos, para elevações próximas à parede, a tração axial no sentido circunferencial tende a seguir o mesmo comportamento do carregamento do vento na parede; no entanto, com efeito menos pronunciado. A justificativa dada pelo autor é que, devido às vigas radiais estarem conectadas apenas com um montante, diferentemente das coberturas de silos altos, onde as placas das coberturas estão conectadas diretamente na borda do corpo cilíndrico.

No que diz respeito à distribuição dos momentos fletores no sentido meridional na cobertura do silo alto, verificou-se que esses esforços apresentaram maior intensidade próximo ao anel central, e na ligação com o corpo cilíndrico do silo, os momentos foram menores. Esse comportamento é explicado pelo argumento de que a rigidez próxima ao anel central provoca maior restrições, enquanto próximo à parede cilíndrica, as restrições eram menores. Já para as coberturas dos silos intermediários e baixos, o comportamento dos momentos fletores é diferente, pois próximo à ligação com o corpo cilíndrico, os momentos fletores foram maiores.

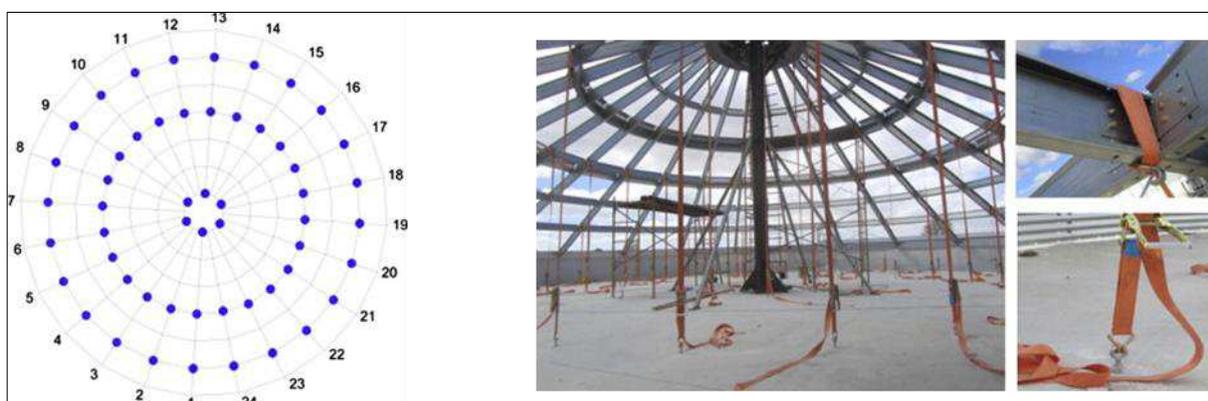
Nas coberturas dos silos intermediários e rasos, as terças estão sobre esforços de tensão, acompanhando basicamente a distribuição da carga do vento na cobertura. Esses esforços de tração são devido à baixa resistência a flexão desses elementos que, praticamente, resistem às forças ascendentes do vento praticamente como suportes elásticos perpendiculares ao plano do telhado.

Gomez et al. (2014), para testar a validade dos modelos de cálculos usados no dimensionamento de coberturas cônicas de silos, nos quais se pressupõem comportamentos que não são verificados experimentalmente, construiu uma estrutura de cobertura cônica em escala real, com 18,34 m de diâmetro para analisar os resultados das tensões, deformações e deslocamentos. Essa estrutura foi composta de 24 vigas radiais, cujas extremidades foram conectadas ao anel de topo e aos montantes, por vigas circulares que foram distribuídas entre as vigas radiais, com suas ligações tendo sido feitas por intermédio de placas conectada na alma de ambos os perfis, e por barras de tração empregadas antes da ligação da viga radial com o montante. A forma na qual os elementos dessas estruturas estavam conectados entre si foi usada como premissa para determinar o tipo de articulação que seria empregada no modelo numérico. Nesse modelo, as ligações entre vigas radiais e circulares foram consideradas como rotuladas, já as ligações das vigas radiais com o colar central e a parede do silo foram consideradas rígidas.

Para modelar a cobertura estudada em 3D, foi utilizado o software Power Frame. Os elementos de vigas usados na análise numérica foram lançados com as propriedades geométricas e das matérias iguais aos dos perfis usados no modelo em escala real. Portanto, os elementos referidos tinham seções de perfil sigma com 250 mm de altura da alma e com 3 mm de espessura. O colar central, por sua vez, era do perfil UPN-300, padrão europeu, e as placas de conexão tinham 18 cm de altura com 3 mm de espessura.

Para realizar a aplicação do carregamento na cobertura em escala real, foram instaladas cintas de amarração com catraca em 54 pontos da estrutura, onde uma das suas extremidades foi ligada na cobertura e a outra em pontos de ancoragem na base de concreto, como mostra a Figura 7.

Figura 7. Pontos de aplicação de carga



Fonte: Gomez et al. (2014)

Essas cargas foram aplicadas e monitoradas a partir de 8 dinamômetros. O carregamento foi aplicado a passos de cargas de 1 kN até chegar em 7,2 kN, valor este que equivale a 80% da capacidade resistente da cobertura. Esse procedimento foi repetido por 7 vezes. Após a aplicação das cargas, as variáveis monitoradas foram as deformações e os deslocamentos horizontais e verticais. Para medir essas variáveis, foram instalados strain gauge de 350 ohms na mesa superior e inferior dos perfis em vários pontos das vigas, flexímetros em três pontos das coberturas e medidores de deslocamento na extremidade da viga radial. Esses sensores estavam conectados a dois datalogger: o ESAM Traveler 1 de 24 canais realizava a leitura das deformações, enquanto o DATA-TAKER DT50, ficava responsável pelos deslocamentos.

No estudo acima citado, ao analisarem os resultados, os autores constataram divergências significativas entre os resultados dos ensaios experimentais e a simulação numérica. Essa diferença é evidenciada nos resultados de tensão, que foram de 76 N/mm² no modelo experimental e de 36 N/mm² no modelo numérico, além dos deslocamentos radiais e verticais, que foram de 11,57 e 21 mm, respectivamente, para o modelo experimental, e de 3 e

8 mm para os preditos pelo modelo 3D. Os autores relataram que essa incompatibilidade entre os resultados ocorreu devido à perda de rigidez da barra de tração durante a execução do experimento. Em consequência dessa perda de rigidez, aconteceu o deslocamento radial da extremidade inferior das vigas radiais, levando-as a suportarem esforços maiores do que os previstos no modelo numérico. Visando validar o modelo numérico mencionado, haja visto que, inicialmente, o modelo 3D não apresentou comportamento semelhante ao experimental, foram feitos ajustes na rigidez das barras de tração até que os deslocamentos radiais do modelo numérico coincidissem com os valores medidos experimentalmente. Essas análises foram refeitas a partir do modelo 1, doravante chamado pelos autores de modelo 2.

No modelo 2, já com os ajustes necessários, foram analisadas as tensões nos perfis das vigas radiais e os deslocamentos verticais nos pontos estudados da estrutura. Com relação às tensões, os autores notaram que em todas as vigas radiais, as mesas superiores estavam sobre compressão, e perceberam ainda que os valores das tensões de compressão sempre eram maiores do que os de tração. Na mesa superior de todas as vigas radiais, a diferença média entre os valores de tensão experimental e numérico foram inferiores a 10%. Quanto aos deslocamentos verticais, ocorreram algumas diferenças entre os resultados, mas que foram justificados como sendo consequência das posições em que os flexímetros se localizavam ao longo da viga e pela não uniformidade na aplicação do carregamento. Além disso, os valores medidos experimentalmente foram ligeiramente maiores que os preditos pelo modelo numérico, com essa diferença chegando a 13%.

Gallego et al. (2018) realizaram análises experimentais e numéricas das tensões normais e dos deslocamentos em cobertura cônica de silos metálicos, empregando cargas de neve distribuídas de duas formas: simétricas e assimétricas. Devido à ausência de modelos para estimar essas cargas em códigos normativos, os autores buscaram validar um modelo numérico tridimensional desenvolvido por Gomez et al. (2014) que descrevesse os efeitos das cargas de neve nas coberturas cônicas.

No estudo mencionado, a estrutura da cobertura cônica analisada tinha 18,34 m de diâmetro e 24 vigas radiais. Nessa estrutura, os perfis das vigas circulares e das radiais eram formados por perfil sigma e foram conectados a uma certa distância entre as suas extremidades a fim de evitar a perda de estabilidade lateral da viga radial. Os elementos de ligação entre ambas as vigas citadas foram feitos de chapa dobrada com formato em L para posteriormente serem aparafusados à alma de ambos os perfis de forma a deixar a mesa das vigas circulares

livre para rotação. Por isso, no modelo numérico essa ligação foi considerada rotulada. Para proporcionar maior rigidez ao topo da cobertura e, conseqüentemente, diminuir os deslocamentos, foi instalado um anel de topo construído com perfil UPN-300. A esse perfil, as vigas radiais foram ligadas por placas, tanto na alma quanto na mesa. Portanto, essa união no modelo numérico foi considerada rígida. As barras de tração foram conectadas à alma das vigas radiais na extremidade inferior para evitar os deslocamentos radiais.

O modelo numérico desenvolvido para descrever o comportamento estrutural da cobertura acima descrita, bem como as condições de contorno e a instrumentação empregadas nas medições experimentais, foi desenvolvido e amplamente discutido por Gomez et al. (2014). Portanto, neste parágrafo serão relatados apenas as informações que não se encontra em Gomez et al. (2014), como, a aplicação das cargas assimétricas. Para a análise do carregamento assimétrico, foram instaladas 8 fitas com catracas, sendo que uma das suas extremidades foi apoiada no piso de concreto e a outra na cobertura. Essas cargas foram monitoradas com o auxílio de 8 dinamômetros.

Nos resultados, ao comparar os valores das tensões normais medidas experimentalmente nos perfis, tanto para o carregamento simétrico quanto para assimétrico, os autores constaram que, em ambos os casos, o modelo numérico descreveu com precisão o comportamento estrutural da cobertura. Com relação ao carregamento simétrico, em todos os instantes de aplicação do carregamento, as tensões na mesa superior sempre foram de compressão, e na mesa inferior, de tração. Ainda sobre esse carregamento, a magnitude máxima das tensões de compressão encontradas experimentalmente foi de 90 MPa, para a mesa superior e de 55 MPa para a mesa inferior. Isso mostra que as vigas radiais estavam submetidas a momentos fletores positivos e a uma força normal de compressão. Já para o carregamento assimétrico, as tensões de compressão e de tração foram muito semelhantes em ambas as mesas dos perfis das vigas radiais (ponto G1). O valor máximo medido para esse carregamento foi de 70 MPa.

Com relação aos deslocamentos verticais, ao comparar os resultados do carregamento simétrico e assimétrico, os autores constataram que os deslocamentos medidos experimentalmente sempre foram maiores que os preditos pelo modelo numérico. Para o carregamento simétrico, o deslocamento medido experimentalmente foi de 23 mm, já no modelo numérico, foi de 20 mm.

4 MATERIAL E MÉTODOS

4.1 Ações atuantes em coberturas cônicas de silos

4.1.1 Ação do vento

O cálculo da ação do vento atuante na cobertura cônica foi inicialmente, realizado conforme as recomendações da NBR 6123(1988) “*Forças devidas ao vento em edificações*”. Nesse contexto, foram determinados os fatores S_1 , S_2 e S_3 , assim como a velocidade básica do vento V_0 e, por meio da Equação 9, obteve-se a velocidade característica V_k . Na determinação desses parâmetros, considerou-se um modelo de silo com diâmetro de 21,83 m, altura 22,3 m, e inclinação da cobertura igual a 30° . Em seguida, com o emprego da Equação 8, foi calculada a pressão dinâmica do vento q . Por fim, de posse da pressão dinâmica e os coeficientes de pressão externas- C_{pe} , empregou-se a Equação 7 para determinar as pressões no entorno da cobertura. VOCÊ FALOU DAS EQUAÇÕES DE FORMA ERRADA (DE TRÁS PRA FRENTE)

$$\Delta p = (C_{pe} - C_{pi})q \quad (7)$$

$$q = 0,613V_k^2 \quad (8)$$

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (9)$$

Onde:

Δp - diferença de pressão efetiva nas faces opostas;

C_{pe} - coeficiente de pressão externa;

C_{pi} - coeficiente de pressão interna;

q - pressão dinâmica, em N/m^2 ;

V_k - velocidade característica do vento, em m/s;

V_0 - velocidade básica do vento, em m/s;

S_1 - fator que considera a topografia;

S_2 - fator que considera a rugosidade do terreno e a altura; e

S_3 - fator estatístico que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.

4.1.1.1 Determinação dos coeficientes de pressão externa

Para calcular as pressões do vento atuantes na cobertura, é necessário conhecer os coeficientes de pressão externa - C_{pe} . No caso de coberturas cônicas de silos, esses coeficientes, não estão especificados na norma brasileira para o cálculo da ação do vento. Dado essa ausência de informação acerca desses coeficientes, neste trabalho, os modelos matemáticos foram ajustados a partir de series de Fourier. O ajuste desses modelos foi desenvolvido com base em dados de coeficientes de pressão determinados experimentalmente por Kebeli (2002) para um silo com relação altura/diâmetro = 1 e inclinação da cobertura de 30°.

$$C_{pe}(\theta) = a_0 + \sum_{n=1}^n (a_n \cos(n\theta) + b_n \sin(n\theta)) \quad (10)$$

$$a_0 = \frac{1}{T} \int_0^T f(\theta) d\theta \quad (11)$$

$$a_n = \frac{2}{T} \int_0^T f(\theta) \cos(n\theta) d\theta \quad (12)$$

$$b_n = \frac{2}{T} \int_0^T f(\theta) \sin(n\theta) d\theta \quad (13)$$

Onde:

a_0, a_n e b_n - coeficientes da série de Fourier;

θ - ângulo circunferencial da cobertura cônica (rad.);

T - período da função; e

n - número de harmônicos.

4.1.2 Cargas nos cabos de termometria

Para determinar as cargas atuantes nos cabos de termometria, foi empregado o modelo desenvolvido por Schwab et al. (1991). A Equação 14 é resultado da integração da equação de Janssen (1985) para as cargas de atrito nos cabos ao longo da profundidade.

$$T(kN) = F_{tc} \frac{\pi \mu_{tc} D_{tc} R_h \gamma}{\mu} \left\{ y + \frac{R_h}{\mu k} \left[\text{EXP} \left(-\frac{k \mu y}{R_h} \right) - 1 \right] \right\} \quad (14)$$

Onde:

a - área do cabo;

A - comprimento característico;

d - diâmetro do cabo de termometria;

D - diâmetro do silo;

D_{tc} - diâmetro equivalente do cabo de termometria;

F_{tc} - fator de multiplicação;

H - altura do corpo do silo;

R_h - raio hidráulico;

T - esforço de tração;

z - comprimento submerso do cabo em grãos; e

γ - peso específico.

4.1.3 Peso próprio e sobrecarga

Além dos carregamentos mencionados anteriormente, foi aplicado à cobertura um sobrecarga com valor de $0,25 \text{ kN/m}^2$, conforme as recomendações da norma NBR 6120 (ABNT, 2019). Para representar o carregamento do peso próprio da telha sobre a estrutura da cobertura, caracterizado como carregamento gravitacional, foi aplicada uma carga de $0,059 \text{ kN/m}^2$, distribuída uniformemente sobre a estrutura. Já para representar o peso próprio da passarela apoiada em quatro pontos sobre o colar central, foi empregado uma carga $11,25 \text{ kN}$.

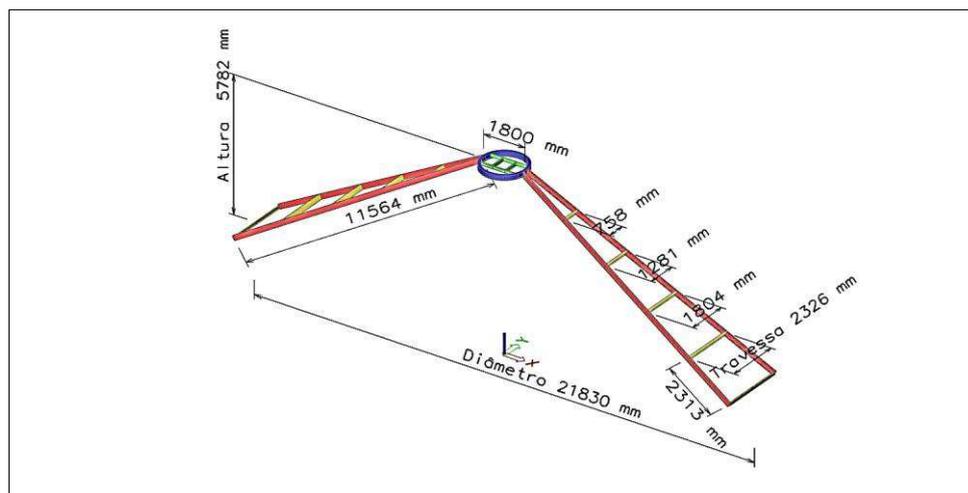
4.2 Modelagem estrutural

A estrutura foi modelada com o software SCIA Engineer V20, em sua versão estudantil, o qual emprega o método dos elementos finitos. Nesse software, é possível realizar análise estrutural utilizando elementos vigas 1D, bem como de elementos de placa e cascas 2D. Além disso, possui módulos destinados ao dimensionamento, tanto de perfis laminados e soldados quanto de perfis conformados a frio, respectivamente, pelos códigos normativos nacionais de estruturas de aço, NBR 8800 (ABNT, 2008) e a NBR 14.762 (ABNT, 2010).

4.2.1 Descrição da estrutura

A estrutura modelada neste trabalho possui as seguintes dimensões: 21830 mm de diâmetro; 2000 mm de altura equivalente aos dois últimos anéis; 5782 mm de altura da cobertura; 1800 mm diâmetro do colar central; e 30° de inclinação. Essas dimensões citadas acima estão ilustradas na Figura 8.

Figura 8. Dimensões dos elementos da cobertura



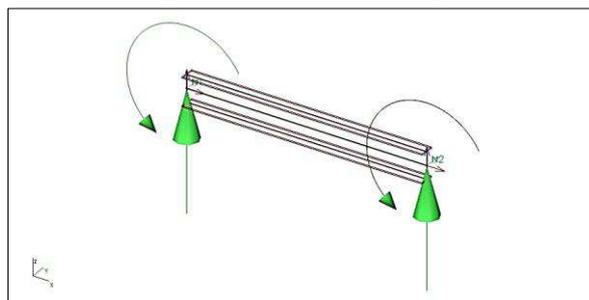
Fonte: Autor

O costado (chapas e montantes) foi modelado com elementos de casca, com 48 elementos de vigas distribuídos no sentido circunferencial a um incremento de 1,42 m. A estrutura da cobertura foi modelada com 24 vigas radiais (longarinas) medindo 11654 mm de comprimento e distribuídas de forma a estarem diametralmente opostas e espaçadas entre si com um incremento de 15° no sentido circunferencial. Entre as vigas radiais foram distribuídas 4 vigas poligonais com espaçamentos entre elas de 2313 mm. Na parte superior da cobertura, foi posicionado o colar central, e no interior desse elemento consta os elementos de vigas para servir de apoio para o cabo de termometria localizado ao centro da cobertura. Na extremidade inferior das vigas radiais, antes da ligação entre a viga radial e o topo dos montantes, foram lançadas as barras de tração.

4.2.2 Elementos 1D e 2D

A estrutura reticulada da cobertura foi modelada com elementos 1D da biblioteca do SCIA Engineer. Esses elementos permitem as análises dos esforços axiais, de flexão, e de torção. Ele possui dois nós e seis graus de liberdade em cada nó, entre esses os deslocamentos de translação e rotação em x, y, e z (Figura 9).

Figura 9. Elemento de viga



Fonte: Autor

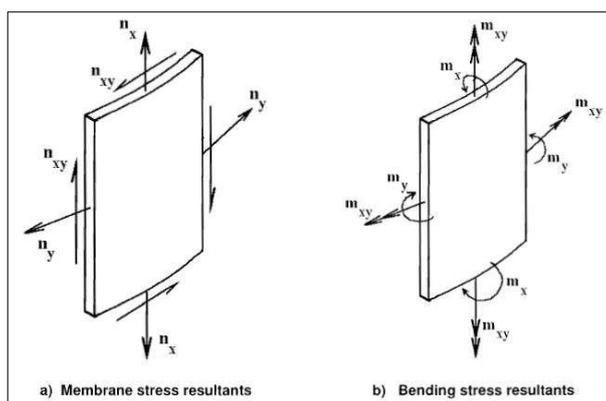
Na formulação que descreve o comportamento desse elemento finito e, conseqüentemente, a sua matriz de rigidez, considera-se um elemento de viga em equilíbrio submetido apenas a forças cortantes e momentos fletores, assim como é mostrada na Figura 9. Esse equilíbrio é dado pela Equação matricial 15.

$$\begin{Bmatrix} F_1 \\ M_1 \\ F_2 \\ M_2 \end{Bmatrix} = \frac{EI}{L^2} \begin{bmatrix} \frac{12}{L} & 6 & -\frac{12}{L} & 6 \\ 6 & 4L & -6 & 2L \\ -\frac{12}{L} & -6 & \frac{12}{L} & -6 \\ 6 & 2L & -6 & 4L \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} w_1 \\ \theta_1 \\ w_2 \\ \theta_2 \end{Bmatrix} \quad (15)$$

No modelo de análise, para contabilizar a interação das vigas radiais da cobertura com os elementos do costado do silo, foram simulados os elementos das chapas corrugadas e dos montantes que compõem os 2 primeiros anéis. Com as chapas corrugadas tendo sido modeladas por elementos de cascas ortotrópicas e os montantes por elementos de viga.

O elemento de casca utilizado possui 4 nós e, quando utilizado em um ambiente 3D, fisicamente, possui 6 graus de liberdade em cada nó. Esse total de graus de liberdade representa os deslocamentos e as rotações nos eixos x, y e z. O comportamento de flexão desse elemento no SCIA Engineer pode ser analisado tanto pela teoria de Mindlin, a qual considera as deformações por cisalhamento, quanto pela teoria Kirchhoff que não leva em consideração as deformações por cisalhamento.

Figura 10. Tensões resultantes na parede de silos



Fonte: EN 1993-4-1:2007

Para as análises de primeira ordem, no software SCIA Engineer, os esforços de membranas e de flexão dos elementos cascas, mostrados na Figura 10, são representados separadamente pelas Equações matriciais 15 e 16, respectivamente. Já para interação dos elementos 1D de viga e 2D de cascas, também em análises de primeira ordem, considera-se a sobreposição da rigidez desses elementos, conforme representado pelas Equações matricial 17.

$$\begin{bmatrix} N_X \\ N_Y \\ N_{XY} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} d_{11} & d_{12} & 0 \\ d_{12} & d_{22} & 0 \\ 0 & 0 & d_{33} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_{xy} \end{bmatrix} \quad (16)$$

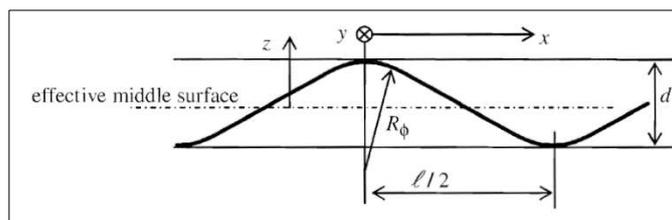
$$\begin{bmatrix} M_X \\ M_Y \\ M_{XY} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & 0 \\ D_{12} & D_{22} & 0 \\ 0 & 0 & D_{33} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} k_x \\ k_y \\ k_{xy} \end{bmatrix} \quad (17)$$

$$D_{smearred} = D_{shell} + D_{stiffners} =$$

$$\begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & 0 \\ D_{12} & D_{22} & 0 \\ 0 & 0 & D_{33} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{E}{d_s} (I_s^2 + e_s^2 A_s) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{4} \frac{GJ_s}{d_s} \end{bmatrix} \quad (18)$$

Os valores de rigidez de membrana e de flexão da chapa corrugada, implementados no modelo dos elementos de cascas ortotrópica, foram determinados de acordo com as equações sugeridas pela norma europeia, a EN 1993-4-1:2007: “Eurocode 3: Design of steel structures - Part 4-1: Silos” para chapas onduladas de silos. Essas equações estão em função do módulo de elasticidade do material E , da espessura da chapa t , do comprimento de onda l , e da altura da onda. Essas dimensões são ilustradas na Figura 11.

Figura 11. Perfil da ondulação e parâmetros geométricos



Fonte: EN 1993-4-1:2007

Rigidez de membrana:

$$d_x = Et_x = E \frac{2t^3}{3d^2} \quad (19)$$

$$d_y = Et_x = Et \left(1 + \frac{\pi^2 d^2}{4l^2} \right) \quad (20)$$

$$d_{xy} = Gt_{xy} = \frac{Gt}{\left(1 + \frac{\pi^2 d^2}{4l^2} \right)} \quad (21)$$

Rigidez a flexão:

$$D_x = Et_x \text{ por unidade de comprimento} = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)} \cdot \frac{1}{\left(1 + \frac{\pi^2 d^2}{4l^2} \right)} \quad (22)$$

$$D_y = Et_y \text{ por unidade de comprimento} = 0,13Etd^2 \quad (23)$$

$$D_{xy} = Gt_{xy} \text{ por unidade de comprimento} = \frac{Gt^3}{12} \cdot \left(1 + \frac{\pi^2 d^2}{4l^2} \right) \quad (24)$$

A análise estrutural da cobertura cônica foi realizada empregando o método dos elementos finitos. Nessas análises, a condição de equilíbrio da estrutura foi determinada considerando um material elástico linear com comportamento descrito pela lei de Hooke, conforme demonstrado na Equação 25, onde $[K]$ é a matriz de rigidez da estrutura, $[u]$ é matriz dos deslocamentos, e $[F]$ a matriz das forças nodais.

$$[K] \cdot [u] = [F] \quad (25)$$

Para resolver a equação matricial acima e calcular os deslocamentos nodais da estrutura, determina-se se a matriz de rigidez da estrutura possui $\det[k] \neq 0$. Se sim, logo é possível determinar a inversa da matriz $[k]^{-1}$. Em seguida, multiplicando ambos os lados da Equação 15 pela matriz inversa, é possível isolar a matriz $[u]$ e resolvê-la através da multiplicação de matrizes.

$$[u] = [k]^{-1}[F] \quad (26)$$

4.2.3 Condição de contorno dos elementos

Para a ligação entre as vigas poligonais e as vigas radiais, estas foram consideradas com rotação livre em torno do eixo local z da viga poligonal. Isso se justifica quando ambos os elementos estão ligados por meio de placas dobradas com formato em L, ligadas à alma dos perfis, pois, nesse sentido, a rigidez à rotação é pequena. Já para a viga radial, em ambas as extremidades desse elemento, foram consideradas ligações rígidas, com uma delas ligada ao montante e a outra ao colar central. Na parte inferior dos últimos dois anéis modelados, tanto nas extremidades dos montantes quanto nas bordas dos elementos de casca, os deslocamentos e as rotações em x, y e z foram restringidos.

4.2.4 Aplicação das ações no modelo estrutural

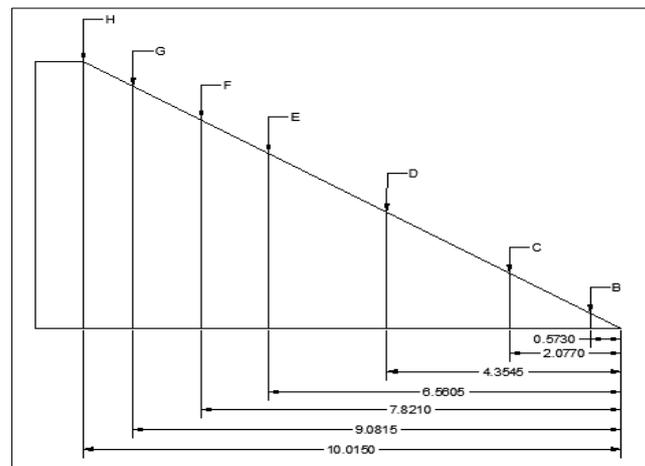
4.2.4.1 Ação do vento

Para aplicar as pressões do vento anteriormente determinadas, foram delimitados os níveis de A a H na cobertura, com suas respectivas distâncias ilustradas na Tabela 2 e na Figura 12. Dentro dessas regiões, o carregamento foi aplicado sobre os painéis de cargas a partir da função carga de superfície livre. Esses painéis foram distribuídos em torno da cobertura a cada 15° , conforme representado na Figura 13. No software SCIA Engineer, os painéis de cargas tem a função de receber o carregamento aplicado sobre eles e, por meio das áreas de influência, redistribuir os carregamentos para os elementos.

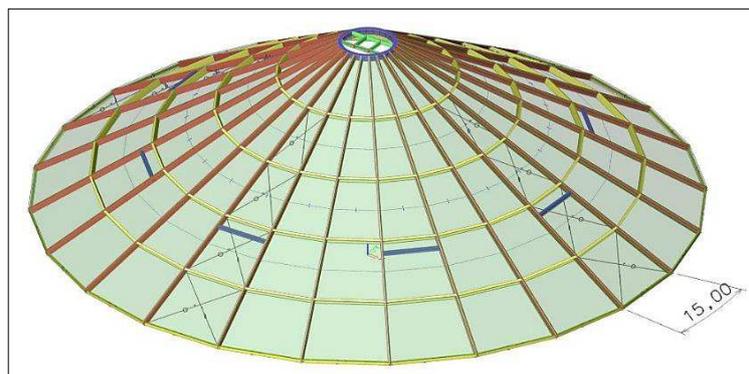
Tabela 2. Referência dos níveis

Nível	Modelo Kebeli (2002)		Silo estudado	
	d (cm)	h (cm)	D (m)	H (m)
A	0,04	15,27	0,06	0,03
B	0,4	15,47	0,57	0,33
C	1,45	16,08	2,08	1,20
D	3,04	16,99	4,35	2,51
E	4,58	17,88	6,56	3,78
F	5,46	18,39	7,82	4,51
G	6,34	18,9	9,08	5,24
H	7	19,28	10,02	5,78

Fonte: Autor

Figura 13. Nível de aplicação das cargas

Fonte: Autor

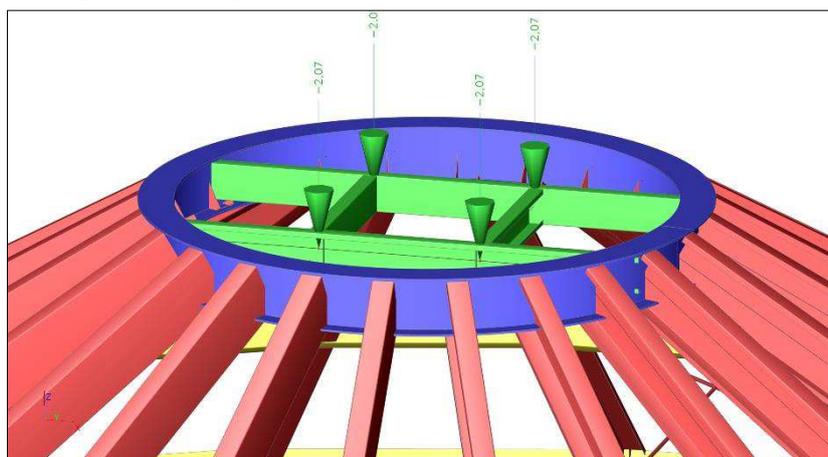
Figura 12. Painel de carga

Fonte: Autor

4.2.4.2 Ação dos cabos de termometria

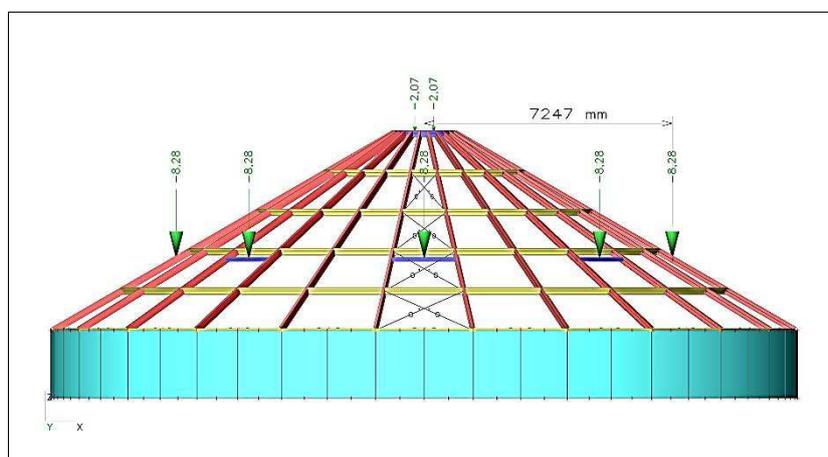
As forças transmitidas pelos cabos de termometria aos elementos da cobertura foram aplicadas como força pontual em 9 posições. Dentre essas, uma estava posicionada ao centro do silo, com a força desse cabo distribuída em 4 apoios, e as demais foram aplicadas em vigas de suporte distribuídas no sentido circunferencial a cada 45°, a uma distância do centro de 7247mm. As Figuras 14 e 15 ilustram, respectivamente, ambas as posições citadas.

Figura 14. Cargas do cabo de termometria localizado ao centro



Fonte: Autor

Figura 15. Cargas dos cabos de termometria localizados a 7247 mm do centro

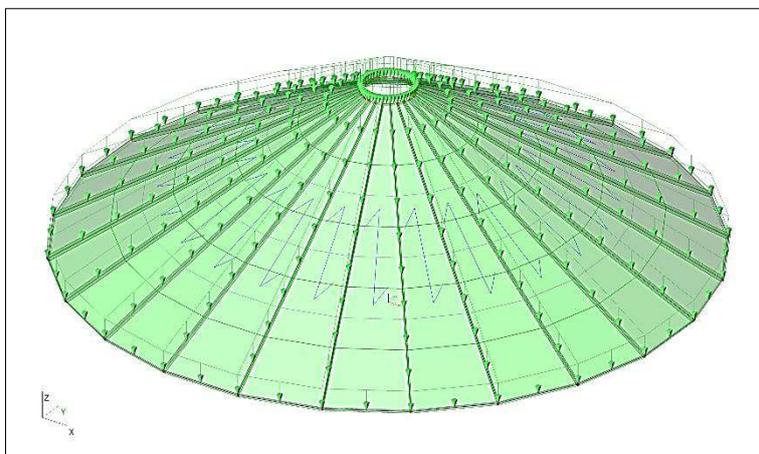


Fonte: Autor

4.2.4.3 Ação devido ao peso próprio e sobrecarga

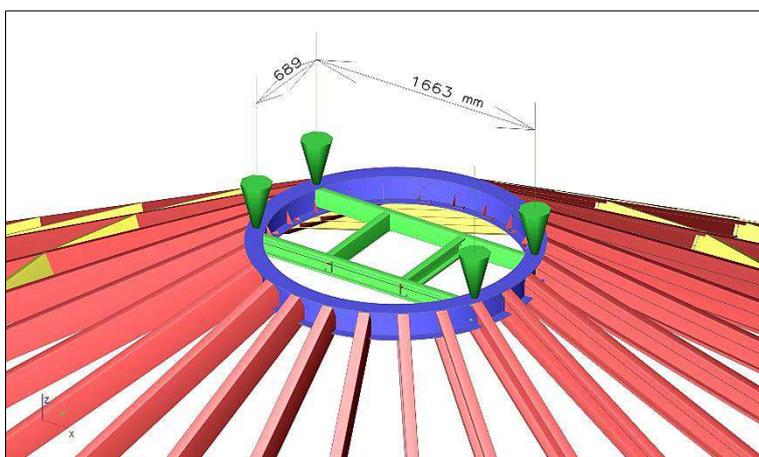
O peso próprio referente às telhas da cobertura foi aplicado como carga uniformemente distribuída sobre os painéis de cargas. Dessa mesma forma foi aplicado a sobrecarga. A forma como esses carregamentos foram aplicados é ilustrada na Figura 16. Já para representar a atuação do peso próprio da passarela, foram aplicadas quatro cargas pontuais no colar central, da forma ilustrada pela Figura 17.

Figura 16. Carregamento uniformemente distribuído nos painéis de cargas



Fonte: Autor

Figura 17. Cargas pontuais referentes ao peso próprio da passarela



Fonte: Autor

4.3 Combinações últimas normais

Para determinar a situação mais desfavorável para a estrutura, foram geradas as combinações últimas normais e de serviço das ações a partir das Equações 27 e 29, conforme preconizado pela norma NBR 14.762 (ABNT, 2010). Essas combinações foram desenvolvidas levando-se em consideração a atuação das ações permanentes, variáveis principais, e secundárias (estas com menor probabilidade de ocorrerem em simultâneo). Foram consideradas como ações permanentes o peso próprio da estrutura, das telhas e da passarela, enquanto para as ações variáveis considerou-se a ação do vento, dos cabos de termometria e a sobrecarga.

- Combinações últimas normais:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,K} + \gamma_{q1} F_{Qj,K} + \sum_{j=2}^n \gamma_{qj} \psi_{0j} F_{Qj,k} \quad (27)$$

- Combinação frequentes de serviço:

$$F_d = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (28)$$

- Combinação raras de serviço:

$$F_d = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{1j} F_{Qj,k} \quad (29)$$

Onde $F_{Gi,K}$ são os valores característicos das ações permanentes; $F_{Qj,K}$ representa o característico da ação variável considerada principal para a combinação; $F_{Qj,k}$ são os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal; os valores dos coeficientes de ponderação das ações permanentes e variáveis, γ_g e γ_q , respectivamente, encontra-se a seguir.

4.4 Análise de estabilidade linear

As formulações a seguir para a análise de estabilidade linear constam no manual de treinamento “*advanced professional training - non linear and stability*” do software SCIA Engineer.

O problema de estabilidade linear das estruturas, inicialmente, consiste em determinar os pontos de bifurcação do equilíbrio, ou seja, nos quais a proporcionalidade entre as cargas e deslocamentos deixam de existir. Esse comportamento de proporcionalidade ocorre devido às

leis que regem o comportamento dos materiais. Para materiais com comportamento elástico linear, o equilíbrio da estrutura é definido pela lei de Hooke, a qual relaciona linearmente as forças e deslocamentos da estrutura, conforme demonstrado na Equação 30.

$$[K] \cdot [u] = [F] \quad (30)$$

Nas análises de estabilidade das estruturas pelo método dos elementos finitos, a condição de equilíbrio da estrutura é dada pela Equação 31, na qual consta o fator de carga lambda λ , a matriz dos deslocamentos $[u]$ e a matriz de rigidez $[K]$. Esta, analisada pela ótica da teoria de segunda ordem de Timoshenko, é separada em duas matrizes, a $[K_e]$, na qual consta os coeficientes de rigidez a flexão; e a matriz geométrica $[K_g]$, em que consta as cargas críticas de flambagem da estrutura.

$$[K_e - \lambda K_g][u] = [F] \quad (31)$$

O problema de estabilidade linear da estrutura é resolvido com o objetivo de determinar os valores dos fatores de cargas para os quais a estrutura perde estabilidade. Portanto, a Equação 32 é solucionada, impondo-se que o determinante da matriz de rigidez da estrutura, dada pela soma das matrizes $[K_e]$ e $[K_g]$, seja igual a zero, conforme a seguir.

$$\det[K_e - \lambda K_g] = 0 \quad (32)$$

Nas análises de estabilidade linear da estrutura no SCIA Engineer, para se determinar as cargas críticas de flambagem (segundo a Equação 32), pode-se considerar a relação linear dessas cargas com os esforços axiais solicitantes por meio do fator de proporcionalidade lambda λ , também chamado alfa crítico - α_{cr} pelo manual do software.

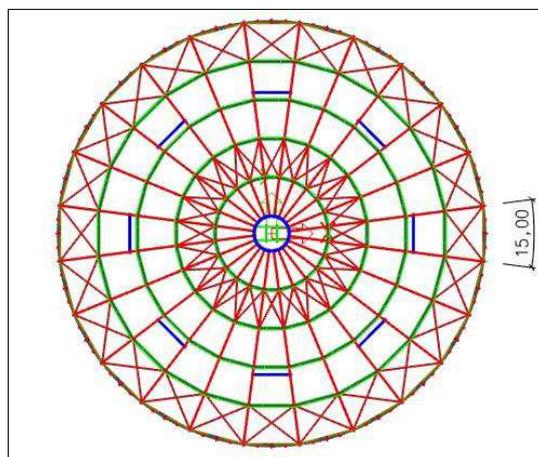
$$F_{cr} = \lambda F_{Ext} \quad (33)$$

4.4.1 Sistema de contraventamento

A análise de estabilidade linear da cobertura cônica foi realizada para três estruturas, com o objetivo de verificar a influência do sistema de contraventamento no ganho de estabilidade. Para isso, as estruturas da cobertura foram modeladas com e sem sistemas de contraventamento em X entre as vigas radiais e poligonais. A configuração da estrutura sem o sistema foi chamada de estrutura 01, já as estruturas modeladas com contraventamento em X foram nomeadas de 02 e 03. Na estrutura 02, o contraventamento em X foi distribuído em duas posições no sentido meridional e, no sentido circunferencial, a cada 15°. Na estrutura 03, esse

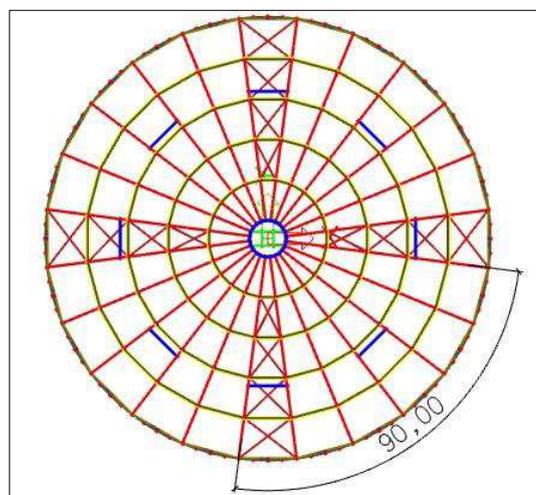
o sistema foi posicionado ao longo do sentido meridional da cobertura e espaçados a cada 90° no entorno da cobertura. Ambas as estruturas com são ilustradas nas Figuras 18 e 19.

Figura 18. Sistema de contraventamento da estrutura 02



Fonte: Autor

Figura 19. Sistema de contraventamento da estrutura 03



Fonte: Autor

4.5 Análise estrutural

As análises dos esforços foram realizadas a partir das recomendações da norma brasileira de estruturas de aço, a NBR 8800 (ABNT, 2008). Inicialmente, utilizando a Equação 27, as combinações últimas foram desenvolvidas considerando as ações: permanentes, variáveis principais e secundárias.

4.5.1 Classificação quanto à sensibilidade aos deslocamentos laterais

A seleção da estrutura para realizar a classificação da sensibilidade aos deslocamentos foi realizada a partir das três estruturas estudadas na análise de estabilidade linear. Essa escolha se deu em função da estrutura que obteve o maior valor do critério crítico.

Quanto ao critério da norma europeia EN-1993-1-1:2005, em uma análise de estabilidade linear, as estruturas com valores de alfa crítico maiores ou iguais a 10 podem ter seus esforços determinados pelas análises de primeira ordem, haja vista que esses tipos de estruturas são menos susceptíveis a grandes deslocamentos laterais e, conseqüentemente, aos efeitos de segunda ordem. Essas estruturas podem ser chamadas de indeslocáveis (non-sway). Para estruturas com valores de alfa crítico inferiores a 10, os esforços devem ser determinados por uma análise de segunda ordem, com essas sendo chamadas de deslocáveis (sway).

A norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008) estabelece como critérios valores de referência do coeficiente B_2 para classificar a deslocabilidade das estruturas. Esse coeficiente representa a relação entre os deslocamentos resultantes das análises de primeira e de segunda ordem. Por esse motivo, ambas as análises foram realizadas neste trabalho a fim de determinar os deslocamentos em cada nó com contenção lateral. Na estrutura em estudo, esses nós estão localizados na intersecção das vigas poligonais (travessas) com as radiais (longarinas). Os valores de referência de B_2 encontram-se a seguir:

$B_2 \leq 1,1$ Pequena deslocabilidade

$1,1 < B_2 \leq 1,4$ Média deslocabilidade

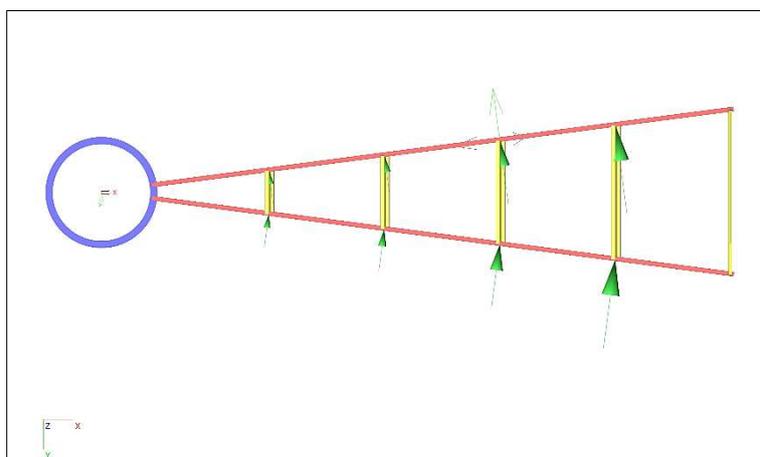
$B_2 > 1,4$ Grande deslocabilidade

4.5.2 Imperfeições iniciais geométricas e de materiais

Após a classificação, são realizadas considerações das imperfeições iniciais geométricas e dos materiais nas combinações últimas que serão empregadas na verificação dos estados limites últimos da estrutura. As imperfeições iniciais geométricas, utilizadas para prever possíveis desaprumos da estrutura ou o emprego de elementos no qual não são perfeitamente retilíneos, foram determinadas seguindo a metodologia disponível da NBR 8800 (ABNT, 2008). Nesta norma, dispõem-se de duas formas para considerar essas imperfeições. A primeira consiste na aplicação de deslocamento horizontal relativo de $h/333$, com h sendo referente à distância entre as vigas responsáveis por transmitir os deslocamentos laterais e o nível zero. Já

a segunda possibilita a adoção de forças equivalentes a esses deslocamentos, também chamadas de forças nocionais, com magnitude igual a 0,3% do valor das cargas gravitacionais aplicado em todos as vigas radiais (longarinas). Por questões práticas, foi utilizado o segundo método, com as forças sendo aplicadas assim como mostra a Figura 20. Quanto as imperfeições iniciais de materiais, a norma recomenda que a rigidez à flexão e a rigidez axial das barras sejam reduzidas em 80% dos valores originais de rigidez para evitar a plastificação parcial, amplificadas pelas tensões residuais.

Figura 20. Forças nocionais aplicadas nas vigas radiais



Fonte: Autor

4.6 Dimensionamento

4.6.1 Condição de verificação

Segundo o item 4.6.2.2 da norma NBR 8800 (ABNT, 2008), o método dos estados limites utilizados para o dimensionamento de uma estrutura exige que nenhum estado limite aplicável seja excedido quando a estrutura for submetida a todas as combinações apropriadas de ações. Para essa verificação, faz-se o uso da Equação 34.

$$\frac{S_d}{R_d} \leq 1,0 \quad (34)$$

4.6.2 Métodos de dimensionamento dos perfis

Para os elementos empregados para modelar a estrutura da cobertura, foram utilizados perfis formados a frio. Por esse motivo, foi empregada a norma NBR 14.762 (ABNT, 2010)

“dimensionamento de estruturas de aço constituídas de perfis formados a frio”. A seguir, serão apresentados os métodos de dimensionamento para verificar a capacidade resistente dos elementos aos esforços de tração, compressão, flexão, e combinação dos esforços.

4.6.3 Barras submetidas à tração

Para as verificações da capacidade resistente da seção aos esforços de tração, foram empregadas as Equações 35 a 37.

$$N_{t,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma} \quad \gamma = 1,1 \quad (35)$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A_{n0}f_u}{\gamma} \quad \gamma = 1,35 \quad (36)$$

$$N_{t,Rd} = \frac{C_t A_n f_u}{\gamma} \quad \gamma = 1,65 \quad (37)$$

Onde A é a área bruta da seção transversal; A_{n0} é a área líquida da seção transversal da barra fora da região de ligação; A_n é a área líquida da seção transversal da barra na região de ligação; e C_t é o coeficiente de redução da área líquida.

4.6.4 Barras submetidas à compressão

4.6.4.1 Instabilidade local

Para estimar a capacidade resistente a instabilidade local das seções, foram determinadas as larguras efetivas da seção totalmente ou parcialmente comprimida dos perfis conformados a frio, empregando o método das larguras efetivas-MLE, o qual é recomendado pela NBR 14.762 (ABNT, 2010). As equações do MLE encontram-se no item 4.6.6 deste trabalho.

4.6.4.2 Instabilidade por flexão

Para as barras dos perfis conformados a frio, a força axial de compressão resistente de cálculo é dado pela Equação 38.

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi A_{ef} f_y}{\gamma} \quad \gamma = 1,20 \quad (38)$$

χ é o fator de redução da força axial de compressão resistente, o qual está associado à flambagem global. Este é calculado a seguir pelas Equações 39 e 40 considerando os limites estabelecidos.

$$p/ \quad \lambda_0 \leq 1,5: \quad \chi = 0,658\lambda_0^2 \quad (39)$$

$$p/ \quad \lambda_0 \geq 1,5: \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad (40)$$

$$\lambda_0 = \left(\frac{Af_y}{N_e} \right)^{0,5} \quad (41)$$

Onde:

N_e - força axial de flambagem global elástica;

A - área bruta da seção transversal da barra; e

A_{ef} - área efetiva da seção transversal da barra, a qual foi calculada com o empregado o método das larguras efetivas-MLE do item 4.6.6.

A força axial de flambagem N_e de perfis com dupla simetria ou simétrico em relação a um ponto, é dada pelo menor valor encontrado a partir das Equações 42, 43 e 44.

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (42)$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad (43)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \quad (44)$$

Onde E é o modulo de elasticidade; K é o coeficiente de flambagem; L o comprimento destravado; I o momento de inercia; G modulo de elasticidade transversal; J constante de torção da seção; e C_w constante de empenamento da seção.

Força axial de flambagem global elástica N_e de um perfil com seção monossimétrica, cujo eixo x é o eixo de simetria, é dada pelo menor valor determinado pelas Equações 45 e 46.

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad (45)$$

$$N_{exz} = \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2[1 - (x_0/r_0)^2]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ex}N_{ez}[1 - (x_0/r_0)^2]}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right] \quad (46)$$

4.6.4.3 Instabilidade distorcional

Para as barras com seção transversal aberta sujeitas à flambagem distorcional, a força axial de compressão resistente de cálculo $N_{c,Rd}$ foi calculada pela Equação 47.

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi_{dist} A f_y}{\gamma} \quad \gamma = 1,20 \quad (47)$$

Onde χ_{dist} é o fator de redução da força axial de compressão resistente, associado à flambagem distorcional calculado.

$$\chi_{dist} = 1 \quad \text{para } \lambda_{dist} \leq 0,561 \quad (48)$$

$$\chi_{dist} = \left(1 - \frac{0,25}{\lambda_{dist}^{1,2}} \right) \frac{1}{\lambda_{dist}^{1,2}} \quad \text{para } \lambda_{dist} > 0,561 \quad (49)$$

$$\lambda_{dist} = \left(\frac{A f_y}{N_{dist}} \right)^{0,5} \quad (50)$$

A é área bruta da seção transversal da barra.

Para o cálculo da força axial de flambagem distorcional elástica N_{dist} , o software SCIA, na sua rotina de verificação, emprega a Equação 51, a qual, é recomendada pela norma americana AISI (2016).

$$N_{dist} = \frac{K_{\phi fe} + K_{\phi we} + K_{\phi}}{\tilde{K}_{\phi fg} + \tilde{K}_{\phi wg}} \quad (51)$$

Onde $K_{\phi fe}$ é a rigidez rotacional elástica fornecida pela mesa para a junção mesa/alma; $K_{\phi we}$ é a rigidez rotacional elástica fornecida pela alma para a junção mesa/alma; K_{ϕ} é a rigidez rotacional fornecida por elementos de restrição (travamento, painel, revestimento) à junção da mesa/alma do membro (zero se a mesa não estiver restrita); $\tilde{K}_{\phi fg}$ é a rigidez rotacional geométrica exigida pela mesa na junção mesa/alma; e $\tilde{K}_{\phi wg}$ é a rigidez rotacional geométrica exigida pela alma da união mesa/alma.

As equações para determinar os valores de rigidez rotacional constam no item 2.3.1.3 Distortional Buckling da norma americana AISI (2016).

4.6.5 Barras submetidas a momento fletor

Para as barras submetidas à flexão, os momentos fletores de cálculo devem ser determinados para o escoamento da fibra mais solicitada, instabilidade lateral com torção, e instabilidade distorcional.

4.6.5.1 Início de escoamento da seção efetiva

$$M_{Rd} = \frac{W_{ef} f_y}{\gamma} \quad \gamma = 1,10 \quad (52)$$

W_{ef} é o módulo de resistência elástica da seção efetiva em relação à fibra extrema que atinge o escoamento, calculado com base no método das larguras efetivas-MLE.

4.6.5.2 Instabilidade lateral com torção

Por meio da Equação 53, o momento fletor resistente de cálculo foi calculado para um trecho compreendido entre as seções contidas lateralmente.

$$M_{Rd} = \frac{\chi_{FLT} W_{c,ef} f_y}{\gamma} \quad \gamma = 1,10 \quad (53)$$

Onde $W_{c,ef}$ é o módulo de resistência elástica da seção efetiva em relação à fibra extrema comprimida, calculado por meio do método das larguras efetivas-MLE.

χ_{FLT} é o fator de redução do momento fletor resistente, associado à flambagem lateral com torção, calculado a partir das equações a seguir:

$$\chi_{FLT} = 1 \quad \text{para } \lambda_0 \leq 0,6 \quad (54)$$

$$\chi_{FLT} = 1,11(1 - 0,278\lambda_0^2) \quad \text{para } 0,6 < \lambda_0 < 1,336 \quad (55)$$

$$\chi_{FLT} = \frac{1}{\lambda_0^2} \quad \text{para } \lambda_0 \geq 1,336 \quad (56)$$

$$\lambda_0 = \left(\frac{W_c f_y}{M_e} \right)^{0,5} \quad (57)$$

Onde W_c é o módulo de resistência elástica da seção bruta em relação à fibra extrema comprimida.

M_e é o momento fletor de flambagem lateral com torção, em regime elástico, que pode ser calculado pelas expressões seguintes, deduzidas para carregamento aplicado na posição do centro de torção. A favor da segurança, também podem ser empregadas nos casos de carregamento aplicado em posição estabilizante, isto é, que tende a restaurar a posição original da barra (por exemplo, carregamento gravitacional aplicado na parte inferior da barra). Em

casos de carregamento aplicado em posição desestabilizante, consultar bibliografia especializada.

Para barras com seção duplamente simétrica ou monossimétrica, sujeitas à flexão em torno do eixo de simetria (eixo x) M_e , foi determinado pela equação a seguir:

$$M_e = C_b r_0 (N_{ey} N_{ez})^{0,5} \quad (58)$$

Com relação a barras com seção monossimétrica, sujeitas à flexão em torno do eixo perpendicular ao eixo de simetria, a norma NBR 14.762 (ABNT, 2010) sugere o método que consta no Anexo E desta norma.

Em barras com seção Z ponto-simétrica, com carregamento no plano da alma, empregou-se a Equação 59

$$M_e = 0,5 C_b r_0 (N_{ey} N_{ez})^{0,5} \quad (59)$$

Em barras com seção fechada (caixão), sujeitas à flexão em torno do eixo x, foi empregado a Equação 60

$$M_e = C_b (N_{ey} GJ)^{0,5} \quad (60)$$

N_{ey} e N_{ez} são dados pelas Equações 43 e 44, considerando-se $K_y L_y = L_y$ e $K_z L_z = L_z$. Valores inferiores a L_y e L_z , respectivamente, podem ser considerados desde que sejam justificados com base em literaturas especializadas.

Onde r_0 é o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de torção, e pode ser dado por: $r_0 = [r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2]^{0,5}$, em que r_x e r_y são os raios de giração da seção bruta em relação aos eixos principais de inércia x e y, e x_0 e y_0 são as distâncias do centro de torção ao centroide, na direção dos eixos principais x e y, respectivamente.

C_b o fator de modificação para momento fletor não uniforme, que a favor da segurança pode ser tomado igual a 1,0 ou calculado pela expressão a seguir:

$$C_b = \frac{12,5 M_{máx}}{2,5 M_{máx} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad (61)$$

4.6.5.3 Instabilidade por distorção da seção transversal

Para determinar o momento resistente de cálculo para seções abertas sujeitas a instabilidade por distorção, a estimativa do momento foi obtida pela Equação 62.

$$M_{Rd} = \frac{\chi_{dist} W f_y}{\gamma} \quad \gamma = 1,10 \quad (62)$$

Onde W é o módulo resistente elástico da seção bruta em relação à fibra extrema que atinge o escoamento.

a) χ_{dist} é o fator de redução associado à instabilidade distorcional, sendo estabelecido pelas seguintes condições:

$$\chi_{dist} = 1 \quad \text{para } \lambda_{dist} \leq 0,673 \quad (63)$$

$$\chi_{dist} = \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_{dist}}\right) \frac{1}{\lambda_{dist}} \quad \text{para } \lambda_{dist} > 0,673 \quad (64)$$

Em que λ_{dist} é o índice de esbeltez distorcional reduzido dado pela Equação 65

$$\lambda_{dist} = \left(\frac{W f_y}{M_{dist}}\right)^{0,5} \quad (65)$$

Onde M_{dist} é o momento fletor crítico de flambagem distorcional elástico. O software SCIA, em sua rotina de verificação, utiliza a Equação 66, recomendada pela norma americana AISI (2016) no item 2.3.3.3 do Apêndice 2.

$$M_{dist} = \beta \frac{K_{\phi fe} + K_{\phi we} + K_{\phi}}{\tilde{K}_{\phi fg} + \tilde{K}_{\phi wg}} \quad (66)$$

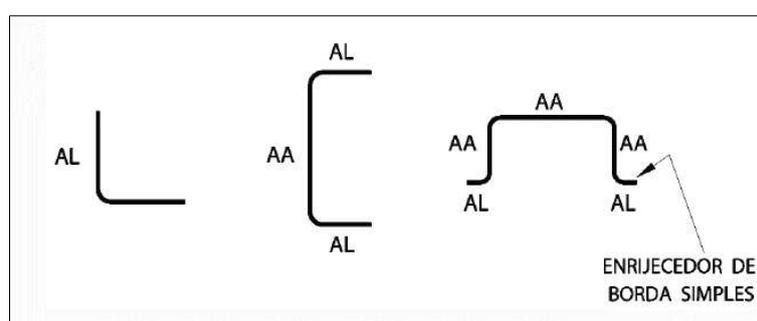
Em que: β contabiliza o gradiente de momento, em que pode ser considerado conservadoramente como 1,0, e que pode ser determinado pela Equação 2.3.3.3-3 do Apêndice 2 da AISI (2016).

4.6.6 Método das larguras efetivas-MLE

4.6.6.1 Largura efetiva de elementos AA e AL

As larguras efetivas dos elementos planos da seção, parcialmente ou totalmente comprimidos, foram determinadas considerando a vinculação desses elementos a qual estavam submetidos. Quando ambas as extremidades estavam apoiadas ao longo do sentido longitudinal do perfil a outros elementos, essa condição foi denominada de AA. Já para os elementos com uma das extremidades apoiadas e outra livre, essa condição foi designada de AL. A vinculação desses elementos é ilustrada na Figura 21.

Figura 21. Ilustração dos tipos de elementos componentes dos perfis formados a frio



Fonte: NBR 14.762 (ABNT, 2010)

4.6.6.2 Cálculo do esforço resistente

A largura efetiva b_{ef} deve ser calculada conforme descrito a seguir:

- a) para todos os elementos AA indicados na Tabela (5) e os elementos AL indicados na Tabela (6) da NBR 14.762 (ABNT 2010) sem inversão de sinal da tensão ($\psi \geq 0$):

$$b_{ef} = b \quad \text{para } \lambda_p \leq 0,673 \quad (67)$$

$$b_{ef} = b(1 - 0,22/\lambda_p) / \lambda_p \quad \text{para } \lambda_p > 0,673 \quad (68)$$

- b) para elementos AL indicados na tabela xx com inversão de sinal da tensão ($\psi < 0$):

$$b_{ef} = b_c \quad \text{para } \lambda_p \leq 0,673 \quad (69)$$

$$b_{ef} = b_c(1 - 0,22/\lambda_p)/\lambda_p \quad \text{para } \lambda_p > 0,673 \quad (70)$$

$$\lambda_p = \left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right)^{0,5} = \frac{b/t}{0,95(kE/\sigma)^{0,5}} \quad (71)$$

Onde b é a largura do elemento; b_c é a largura da região comprimida do elemento, calculada com base na largura efetiva; e λ_p é o índice de esbeltez reduzido do elemento.

σ_{cr} é tensão convencional de flambagem elástica do elemento, dada por:

$$\sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)(b/t)^2} \quad (72)$$

Onde t é a espessura do elemento, k é o coeficiente de flambagem local do elemento, calculado de acordo com a Tabela C1 para elementos AA ou de acordo com a Tabela C2 para elementos AL, ambas constam no Anexo C. ν é o coeficiente de Poisson, adotado igual a 0,3, e σ é a tensão normal de compressão definida conforme descrito a seguir:

Para o estado limite último de escoamento da seção:

Para cada elemento totalmente ou parcialmente comprimido, σ é a máxima tensão de compressão calculada para a seção efetiva, que ocorre quando a seção atinge o início do escoamento. Se a máxima tensão for de tração, σ pode ser calculada admitindo-se distribuição linear de tensões. A seção efetiva, neste caso, deve ser determinada por aproximações sucessivas.

Para o estado limite último de instabilidade da barra:

Se a barra for submetida à compressão, $\sigma = \chi f_y$, sendo χ o fator de redução da força axial de compressão resistente, associado à flambagem global, conforme as Equações 39 e 40. Se a barra for submetida à flexão, $\sigma = \chi_{FLT} f_y$, sendo, χ_{FLT} o fator de redução do momento fletor resistente, associado à flambagem lateral com torção, conforme as Equações 54 e 56.

4.6.7 Largura efetiva de elementos uniformemente comprimidos com enrijecedor de borda simples

A largura efetiva de elementos uniformemente comprimidos com enrijecedor de borda simples deve ser calculada conforme 9.2.3.1 e 9.2.3.2, para os casos de cálculo do esforço resistente e de deslocamentos, respectivamente.

4.6.7.1 Cálculo do esforço resistente

$$\text{para } \lambda_{p0} \leq 0,673 \quad (73)$$

NOTA: enrijecedores de borda não são necessários.

$$b_{ef} = b; \quad d_s = d_{ef} \quad (74)$$

$$\text{para } \lambda_{p0} > 0,673 \quad (75)$$

$$b_{ef,1} = (I_s/I_a)(b_{ef}/2) \leq (b_{ef}/2) \quad (76)$$

$$b_{ef,2} = b_{ef} - b_{ef,1} \quad (77)$$

$$d_s = (I_s/I_a)d_{ef} \leq d_{ef} \quad (78)$$

Onde:

$$\lambda_{p0} = \frac{b/t}{0,623(E/\sigma)^{0,5}} \quad (79)$$

I_s é o momento de inércia da seção bruta do enrijecedor em relação ao eixo que passa pelo seu centroide e é paralelo ao elemento a ser enrijecido. A região da dobra entre o enrijecedor e o elemento a ser enrijecido não deve ser considerada parte integrante do enrijecedor. Portanto, para o enrijecedor representado na Figura 22.

$$I_s = (td^3 \text{sen}^2\theta)/12 \quad (80)$$

I_a é o momento de inércia de referência do enrijecedor de borda, dado por:

$$I_a = 399t^4[0,487\lambda_{p0} - 0,328]^3 \leq t^4[56\lambda_{p0} + 5] \quad (81)$$

Em que σ é a tensão normal definida em 4.6.6.2, b é a largura do elemento (Figura 22), e b_{ef} é a largura efetiva do elemento, calculada conforme 4.6.6.2 com o seguinte valor de k :

$$\text{para } D/b \leq 0,25 \quad (82)$$

$$k = 3,57(I_s/I_a)^n + 0,43 \leq 4 \quad (\text{considerar } I_s/I_a \leq 1) \quad (83)$$

$$\text{para } 0,25 < D/b \leq 0,8 \quad (84)$$

$$k = (4,82 - 5D/b)(I_s/I_a)^n + 0,43 \leq 4 \quad (\text{considerar } I_s/I_a \leq 1) \quad (85)$$

$$n = (0,582 - 0,122\lambda_{p0}) \geq 1/3 \quad (86)$$

$b_{ef,1}$ e $b_{ef,2}$ são as parcelas da largura efetiva do elemento (Figura 22);

D é a dimensão nominal do enrijecedor de borda (Figura 22);

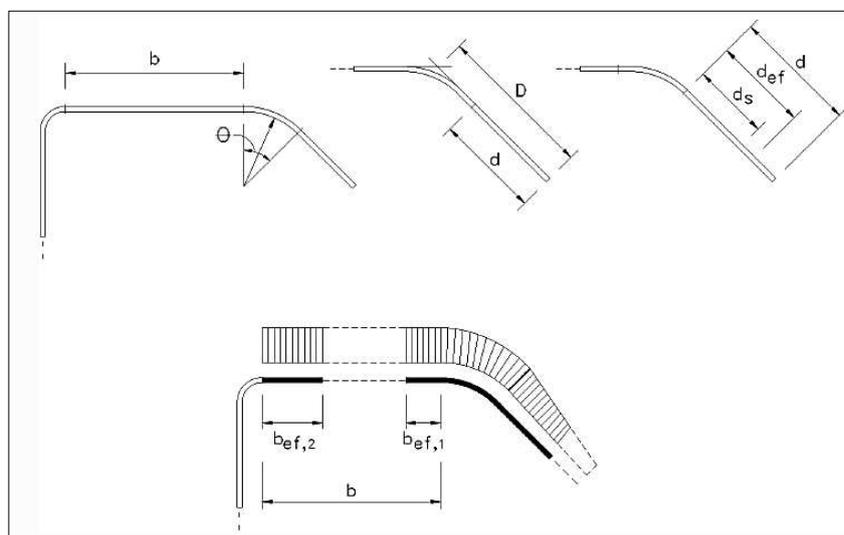
d é a largura do enrijecedor de borda (Figura 22);

d_{ef} é a largura efetiva do enrijecedor calculada conforme 9.2.2.1 (Figura 22);

d_s é a largura efetiva reduzida do enrijecedor e adotada no cálculo das propriedades da seção efetiva do perfil; e

θ é o ângulo formado pelo elemento e o enrijecedor de borda, sendo $40^\circ \leq \theta \leq 140^\circ$

Figura 22. Elementos uniformemente comprimidos com enrijecedores de borda simples



Fonte: NBR 14.762:2010

4.6.8 Força cortante

A força cortante resistente de cálculo foi determinada por meio das condições a seguir:

$$V_{Rd} = \frac{0,6f_y h t}{\gamma} \quad \gamma = 1,10 \quad \text{para } h/t \leq 1,08(EK_v f_y)^{0,5} \quad (87)$$

$$V_{Rd} = \frac{0,65t^2(K_v f_y E)^{0,5}}{\gamma} \quad \gamma = 1,10 \quad \text{para } 1,08(EK_v f_y)^{0,5} < h/t \leq 1,4(EK_v f_y)^{0,5} \quad (88)$$

$$V_{Rd} = \frac{[0,905EK_v t^3/h]}{\gamma} \quad \gamma = 1,10 \quad \text{para } h/t > 1,4(EK_v f_y)^{0,5} \quad (89)$$

Onde t é a espessura da alma, h é a largura da alma (altura da parte plana da alma), K_v é o coeficiente de flambagem local por cisalhamento, dado por:

Para alma sem enrijecedores transversais, ou para $a/h > 3$:

$$K_v = 5,0$$

Para alma com enrijecedores transversais satisfazendo as exigências do item 9.5 da 14.762 (ABNT, 2010):

$$K_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$$

Em que a é a distância entre os enrijecedores transversais de alma.

4.6.8.1 Momento fletor e força cortante combinados

Para barras sem enrijecedores transversais de alma, o momento fletor solicitante de cálculo e a força cortante solicitante de cálculo na mesma seção devem satisfazer à seguinte expressão de interação:

$$\left(\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}}\right)^2 \leq 1 \quad (90)$$

4.6.9 Deslocamentos máximos

Os deslocamentos máximos da estrutura foram verificados de acordo com a norma de dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio, a NBR 14.762 (ABNT, 2010), a qual determina tais valores para os elementos de vigas que compõem estruturas de fechamento, galpões e coberturas. Para o modelo de análise deste trabalho, os deslocamentos máximos das terças (vigas poligonais) foram dados pelas relações $L/180$ e $L/120$, referentes, respectivamente, para os deslocamentos perpendicular e no mesmo sentido do plano da cobertura. Já para as vigas de cobertura (vigas radiais), a relação empregada foi $L/250$.

Apesar das coberturas de silos serem compostas por alguns dos elementos citados anteriormente, os deslocamentos máximos permitidos para outros pontos da cobertura não são conhecidos, a exemplo dos deslocamentos radiais/horizontais na região da ligação dos montantes com as vigas radiais (longarinas) e os deslocamentos verticais do colar central.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1 Ação do vento

5.1.1 Coeficiente de pressão externa

Os coeficientes de pressão externa para coberturas cônicas de silos cilíndricos têm como característica principal a sua variabilidade, tanto no sentido meridional quanto no sentido circunferencial. No sentido circunferencial, como ilustrado na Figura 18, a distribuição desses coeficientes no entorno da cobertura possui comportamento periódico. Por essa razão, para ajustar os modelos matemáticos, foi aplicada a série de Fourier. Os coeficientes a_0 e a_n da série foram calculados para um período de 2π e um número de harmônicos igual a 8. Os valores desses coeficientes constam nas Tabelas 2 e 3.

Tabela 3. Coeficientes da série de Fourier em cada nível

Níveis								
Harmônicos	A		B		C		D	
n	a_0	a_n	a_0	a_n	a_0	a_n	a_0	a_n
0		-0,4963		-0,4398		-0,4305		-0,3900
1		-0,0048		-0,0080		0,0708		0,0778
2		0,0435		0,0401		0,1104		0,0851
3		0,0281		0,0186		0,0546		0,0293
4	0,248	-0,0173	0,22	-0,0166	0,215	-0,0046	0,195	-0,0085
5		-0,0010		-0,0049		-0,0084		0,0011
6		0,0030		0,0018		0,0032		0,0057
7		0,0009		0,0008		0,0047		-0,0004

Fonte: Autor

Tabela 4.Continuidade da tabela 2

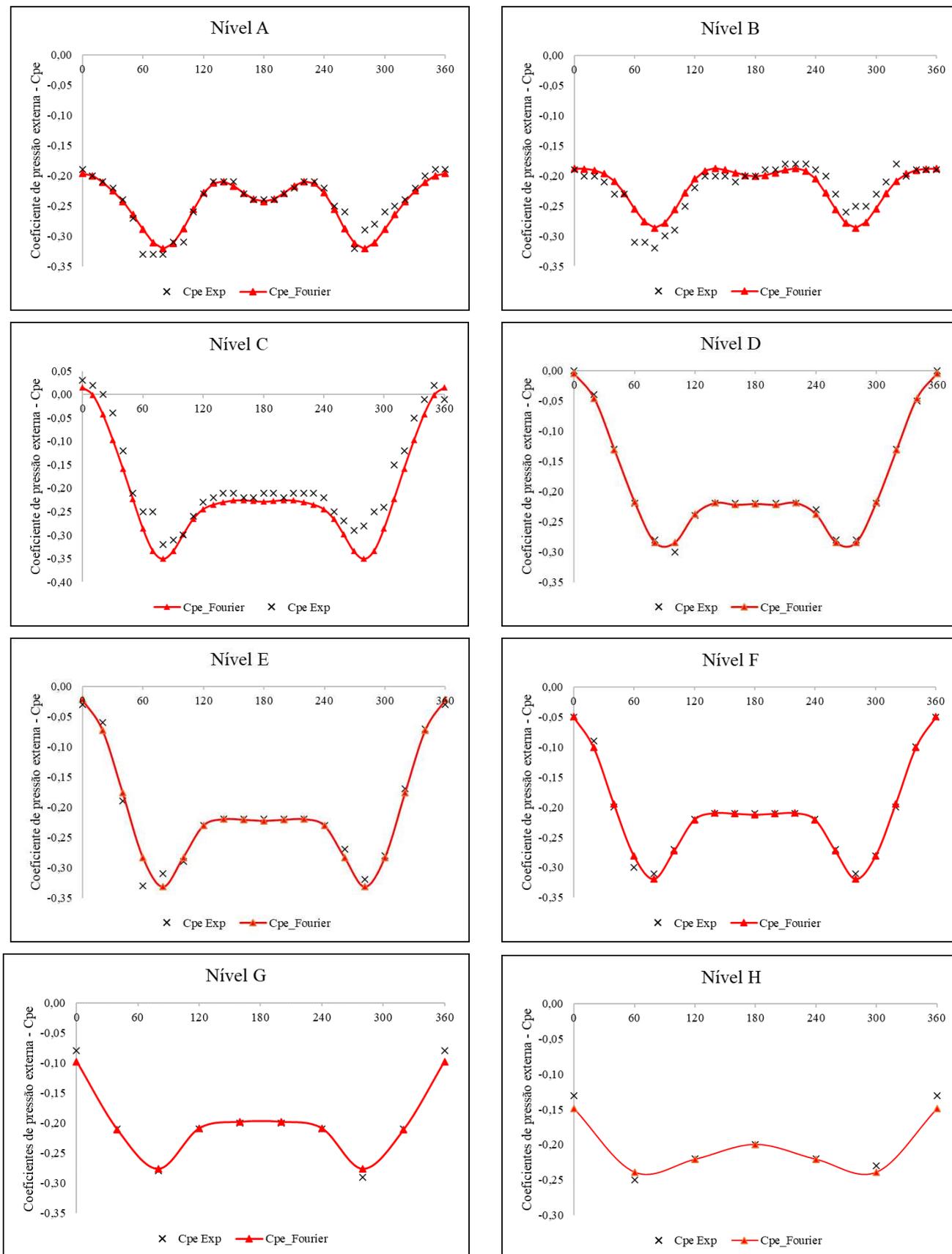
Níveis								
Harmônicos	E		F		G		H	
n	a_0	a_n	a_0	a_n	a_0	a_n	a_0	a_n
0		-0,4306		-0,4313		-0,4198		-0,429
1		0,0530		0,0351		0,0141		0,0023
2		0,0932		0,0814		0,0503		0,0296
3		0,0510		0,0470		0,0327		0,0145
4	0,215	-0,0034	0,22	-0,0017	0,21	0,0038	0,214	0,0074
5		-0,0067		-0,0040		-0,0002		0,0056
6		0,0036		0,0046		0,0053		0,0033
7		0,0030		0,0030		0,0062		0,0029

Fonte: Autor

A fim de validar os modelos matemáticos desenvolvidos neste trabalho, foram comparados graficamente os valores de Cpe's preditos pela Equação 10 e os valores experimentais obtidos em Kebeli (2002), conforme ilustrado na Figura 23. Foram calculados os valores dos desvios padrão e dos coeficientes de variação. Esse último, que indica homogeneidade dos dados, em 87,5% (7/8) dos níveis analisados teve valor de 11,67%, enquanto apenas no nível C o cv foi de 30,69% (1/8). Os valores desses coeficientes constam na Tabela A1 a A8 no Anexo A.

Os Cpe's calculados neste trabalho para a cobertura com nervuras, caracterizada como superfície rugosa, estão em concordância com os desenvolvidos por Kebeli (2002), portanto os Cpe's de superfície rugosa são inferiores aos Cpe's da cobertura com superfície lisa. Andrade Júnior e Calil Júnior (2004), em estudo do comportamento aerodinâmica de silos cilíndrico com cobertura cônica, constataram uma redução de 25% nos valores dos Cpe's ao comparar os das coberturas com superfície lisa com os de superfície nervurada. Os valores de Cpe apresentados nessa dissertação são inferiores aos citados por Sabransky e Melbourne (1987), Macdonald, Kwok, e Holmes (1988), e Andrade Júnior e Calil Júnior (2007). Kebeli (2002) argumentou que um dos motivos dessa diferença entre os resultados se deve em função do tipo de túnel de vento empregado nesses estudos, em que esses autores empregaram túnel de vento aeronáutico, ou seja, com dimensões inferiores às dimensões mínimas preconizadas por normas tidas como referência, a exemplo da ASCE-7. Outro ponto também argumentado é referente à quantidade de tomadas de pressão empregadas nesses experimentos.

Figura 23. Coeficientes de pressão externa preditos e experimentais nos níveis de A a H



Fonte: Autor

5.1.2 Ação do vento

A determinação das pressões atuantes na cobertura, a quais estão em função da pressão dinâmica do vento e dos coeficientes de pressão externa da estrutura analisada, foi realizada a partir das recomendações da norma brasileira NBR 6123(1988) “*Forças devidas ao vento em edificações*”.

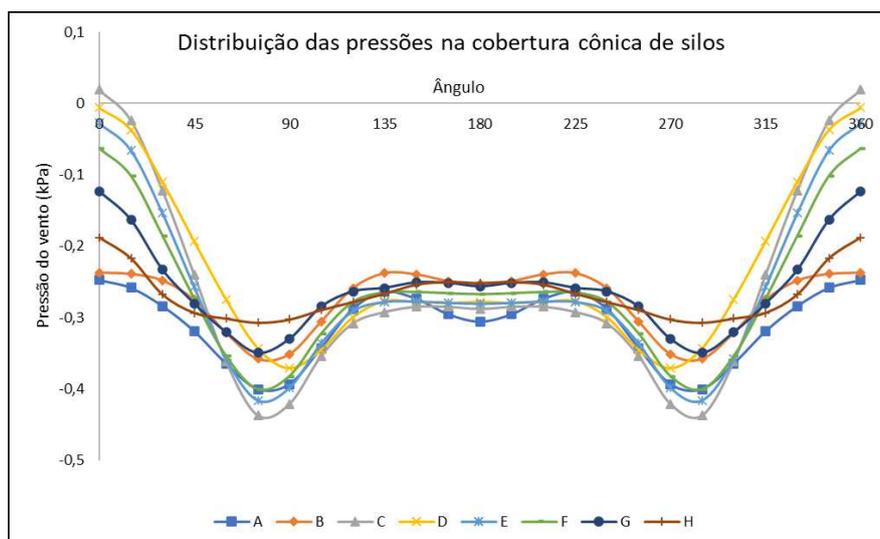
A pressão dinâmica do vento foi estimada por meio das Equações 7 e 8. Os parâmetros dessas equações, apresentados na Tabela 5, foram mensurados levando em consideração um silo localizado em uma região com velocidade básica do vento de $V_0 = 45\text{m/s}$, terreno plano ou fracamente acidentado, por isso o fator topográfico S_1 foi igual a 1. Para determinação do fator S_2 , considerando as dimensões do silo anteriormente citado, a categoria estabelecida foi a 2, e a classe foi a B. Para construções rurais e silos, o fator estatístico S_3 foi adotado igual a 0,95. Haja visto a escassez de informações dos C_{pe} 's para coberturas cônicas de silos com inclinação de 30° na NBR, foram adotados os valores determinados nesses trabalhos. Por meio desses valores, foram calculadas as pressões do vento atuantes no entorno da cobertura, tanto sentido meridional, localizados nos níveis de A a H, quanto no sentido circunferencial, variando a cada 15° , assim como é mostrando na Figura 24.

Tabela 5. Parâmetros para o cálculo das ações vento

b	F_r	p	H (m)	h_t (m)	z (m)
1	0,98	0,09	22,3	5,78	24,23
S₁	S₂	S₃	V₀ (m/s)	V_k	q (kPa)
1	1,06	0,95	45	45,37	1,26

Fonte: Autor

A distribuição das pressões no entorno da cobertura é ilustrada no gráfico da Figura 24. Nota-se que, em cada nível, a distribuição de pressão no sentido circunferencial entre os ângulos de 0° a 75° aumentaram; entre 75° e 120° houve diminuição; e de 120° até 180° permaneceu constante. Como o comportamento é periódico, ele se repete entre 180° e 360° .

Figura 24. Distribuição das pressões na cobertura cônica com inclinação igual a 30°

Fonte: Autor

5.2 Cargas nos cabos de termometria

As forças transmitidas para os cabos de termometria foram determinadas a partir do modelo proposto Schwab (1991). Nesse modelo é levado em consideração a geometria do silo, as propriedades de fluxo do produto a ser armazenado, as dimensões do cabo, assim como o ângulo de atrito do grão com a parede do cabo. Na determinação dessas cargas, foram utilizadas as propriedades de fluxo do milho obtidas em Martins (2012), com essas disponíveis na Tabela 6. O modelo matemático foi multiplicado pelo fator $F_{tc} = 1,4$, assim como é especificado em Schwab (1991) para silos com relação altura/diâmetro $< 1,5$. Ressalta-se que esse fator é empregado para prever a influência da relação altura/diâmetro na variação das cargas para os cabos dispostos no sentido radial dos silos. Portanto, não se pode considerá-lo como um fator de sobrecarga das ações dinâmicas que surgem durante a descargas dos grãos. Para essas ações, tem-se como referência os estudos realizados por Thompson (1987) e Thompson et al. (2019), nos quais foi observado a influência da relação H/D , do tipo de fluxo e da posição dos cabos na relação entre as ações estáticas e dinâmicas.

Tabela 6. Propriedades do produto e características geométricas do silo

Características do silo					
H (m)	D (m)	H/D	R _h	F _{tc} parede	y (m)
24,27	21,83	1,11	5,46	1,40	24,27
Produto (milho)					
y (kN/m ³)	Φ ^o _e	Φ ^o _i	Φ ^o _w	K	μ
7,15	32,35	31,55	10,05	0,46	0,18

Fonte: Autor

Tabela 7. Propriedades dos cabos de termometria

Cabo de termometria			
$\phi_{w,c}$	μ_{tc}	A (m ²)	D _{tc} (m)
8,14	0,14303	0,00018	0,01514

Fonte: Autor

A carga atuante nos cabos de termometria, a qual foi calculada por meio da Equação 14, foi igual a 8,28 kN. No cálculo desta, foi considerado que o cabo estava submerso a uma profundidade de 24,27 m e posicionado a 5,7 m de distância do centro do silo. Ao todo, nesse modelo de silo estudado, foram utilizados 9 cabos, com um posicionado ao centro, e os demais espaçados no sentido circunferencial a cada 45°.

5.3 Valores de rigidez do elemento de casca ortotrópica

A chapa ondulada foi discretizada com elementos de casca ortotrópica disponíveis na biblioteca do SCIA Engineer. Este modelo é formulado para a ortotropia de forma, ou seja, a rigidez em cada eixo do elemento é dada em função da forma geometria. Os valores da rigidez de membrana e de flexão do elemento foram calculados a partir das Equações 18 a 23, as quais são recomendadas pela norma EN-1993-4.1. A chapa modelada tinha as seguintes características: espessura de 0,95 mm, altura de crista de 11,2 mm, e comprimento de onda de 101,6 mm. Propriedades mecânicas do aço adotado, o ZAR 345 Mpa, possui módulo de elasticidade igual a 2×10^5 MPa e coeficiente de Poisson de 0,3. Os valores calculados pelas Equações 18 a 23 estão apresentadas no Tabela 8.

Tabela 8. Rigidez de membrana e de flexão

Rigidez de membrana						
Esp. [mm]	t_x mm	t_y mm	t_{xy} mm	C_x kN/mm	C_y kN/mm	C_{xy} kN/mm
0,950	0,005	0,978	0,923	0,928	195,596	70,986
Rigidez a flexão						
Esp. [mm]	I_x mm³	I_y mm³	I_{xy} mm³	D_x kN.mm	D_y kN.mm	D_{xy} kN.mm
0,950	0,076	15,216	0,074	15,254	3043,287	5,658

Fonte: Autor

5.4 Análise de estabilidade

A análise de estabilidade linear da estrutura foi realizada para cada uma das 8 combinações dos estados limites últimos. Entretanto, como o fenômeno da perda de estabilidade está relacionada com as cargas axiais de compressão, foram consideradas, para fins de análises neste trabalho, as sete primeiras combinações as quais estão ilustradas na Tabela 9. Nessas combinações, as cargas gravitacionais do peso próprio, cabos de termometria e sobrecarga foram majoradas pelos coeficientes de ponderação γ_g . Em cada uma dessas combinações foram calculados 4 fatores de cargas.

Essas análises foram realizadas para três estruturas da cobertura. A estrutura 01 não possui sistema de contraventamento. Por outro lado, a estrutura 02 possui um sistema de contraventamento ao longo do sentido meridional, distribuídos a cada 90° no sentido circunferencial. Por sua vez, a estrutura 03 tem o sistema de contraventamento distribuído no sentido circunferencial em duas posições ao longo do sentido meridional. Para avaliar a influência dos sistemas de contraventamento, em todos os modelos analisados, as propriedades dos materiais, das seções dos perfis das vigas radiais, poligonais, anel central, das barras de tração, bem como o tipo das condições de contorno, permaneceram inalterados.

Tabela 9. Combinação das ações empregadas na análise de estabilidade

Combinação	Ações permanentes			Ações variáveis		
	PP1	PP2	PP3	CT	SC	AV
S1	1,25	1,50	1,25			
S2	1,25	1,50	1,25	1,50		
S3	1,25	1,50	1,25		1,50	
S4	1,25	1,50	1,25			1,40
S5	1,25	1,50	1,25	0,7*1,5	0,8*1,5	1,40
S6	1,25	1,50	1,25	1,50	0,8*1,5	0,6*1,4
S7	1,25	1,50	1,25	0,7*1,5	1,50	0,6*1,4

Fonte: Autor

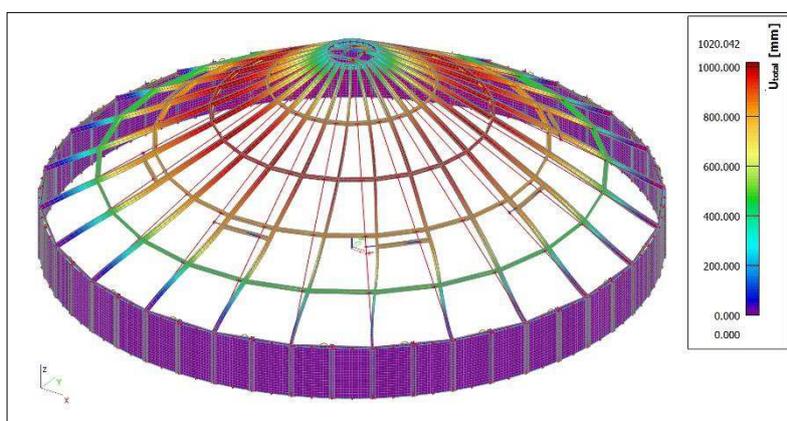
Estrutura 01:

Na análise de estabilidade da estrutura 01, foram determinados os quatro valores do fator de carga alfa crítico para cada uma das setes combinações analisadas. Na Tabela 10, o menor valor encontrado de alfa crítico foi igual a 2,72. Observa-se que o valor de α_{cr} foi calculado na combinação S6, na qual estão incluídas as ações permanentes, as cargas nos cabos de termometria como a ação variável principal, e as demais atuando como ações variáveis secundárias.

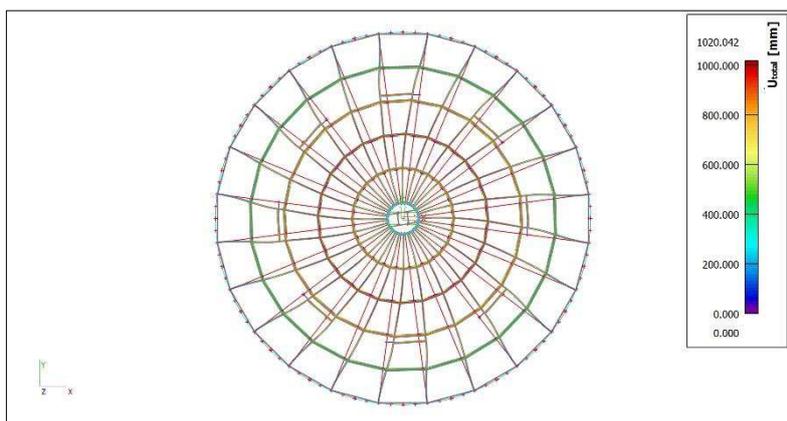
Tabela 10. Valor de alfa crítico- α_{cr} da estrutura 01

α_{cr}	Combinações de estabilidade						
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7
1	4,27	3,02	2,73	6,84	3,69	2,72	2,77
2	6,53	4,32	3,79	19,33	4,86	3,94	3,91
3	14,07	10,04	9,4	27,8	11,35	8,89	9,07
4	15,38	10,72	9,89	32,59	11,91	9,69	9,81

Fonte: Autor

Figura 25. Deformada da estrutura 01 para a perda de estabilidade referente a $\alpha_{cr}=2,72$ 

Fonte: Autor

Figura 26. Vista superior da deformada da estrutura 01 para a perda de estabilidade referente a $\alpha_{cr} = 2,72$ 

Fonte: Autor

Para $\alpha_{cr} = 2,72$, a perda de estabilidade global se caracterizou pela torção em torno do eixo vertical estrutura 01, assim como representado nas Figura 25 e 26. Em Zdravkov (2014), ao realizar análises de estabilidade linear da cobertura cônica de tanques, foi encontrado comportamento semelhante da perda de estabilidade, com o alfa crítico dessa instabilidade

sendo igual a 3,0434. Vale ressaltar que o comprimento de flambagem da viga radial flambada torno do eixo z da seção do perfil foi igual ao seu comprimento destravado.

Para esse tipo de perda de estabilidade, com $\alpha_{cr} < 10$, as estruturas são muito susceptíveis aos grandes deslocamentos laterais e, conseqüentemente, aos efeitos globais e locais de segunda ordem. Por esse motivo, quando alfa crítico for menor que 10, a norma europeia EN 1993-1-1:2005 sugere que para determinar os esforços atuantes nessas estruturas, seja empregar as análises de segunda ordem considerando as imperfeições iniciais geométricas e dos materiais.

Estrutura 02:

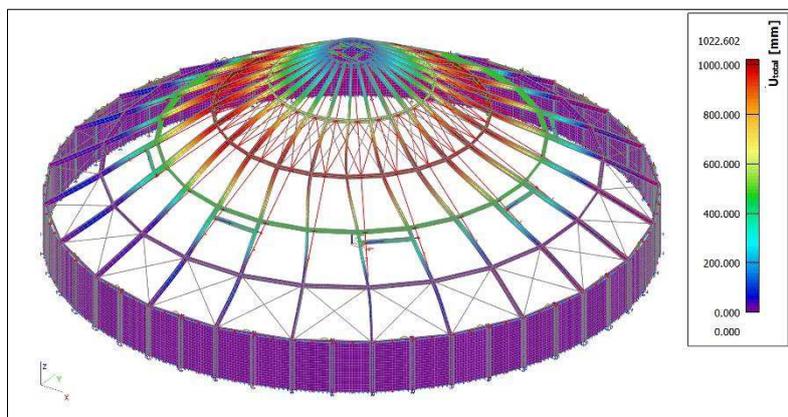
A análise de estabilidade da estrutura 02 foi realizada para cada uma das sete combinações, onde foram calculados quatro fatores de carga. Na Tabela 11, dentre todas as combinações analisadas, nota-se que o menor valor do fator de carga foi calculado na combinação S3, sendo igual 5,79. Para a combinação S6, na qual a ação do vento atuou como ação variável secundária, o segundo menor valor de alfa crítico foi maior em 1,89% em relação ao calculado na combinação S3, demonstrando que a ação do vento nessa combinação não foi suficiente para aumentar os valores dos fatores de carga. Enquanto na combinação S4, onde a ação do vento atuou de forma isolada, obteve-se os maiores valores dos fatores de carga, o que significa que a resultante dessa combinação atua em favor da estabilidade. Quanto ao módulo de instabilidade, dado pelo menor valor do fator de carga, neste foi observado a perda de estabilidade global, conforme ilustrado nas Figuras 27 e 28, caracterizando-se pela torção da estrutura em torno do eixo vertical, conforme na estrutura 01. Todavia, o comprimento de flambagem da viga radial foi menor.

Tabela 11. Valores de alfa crítico- α_{cr} da estrutura 02

α_{cr}	Combinação de estabilidade						
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7
1	9,17	6,51	5,79	17,72	7,67	5,9	5,95
2	17,12	10,98	10	30,85	12,51	9,79	9,87
3	25,42	14,58	15,65	32,9	12,83	13,52	13,18
4	27,33	14,58	16,32	39,01	14,34	13,56	14,09

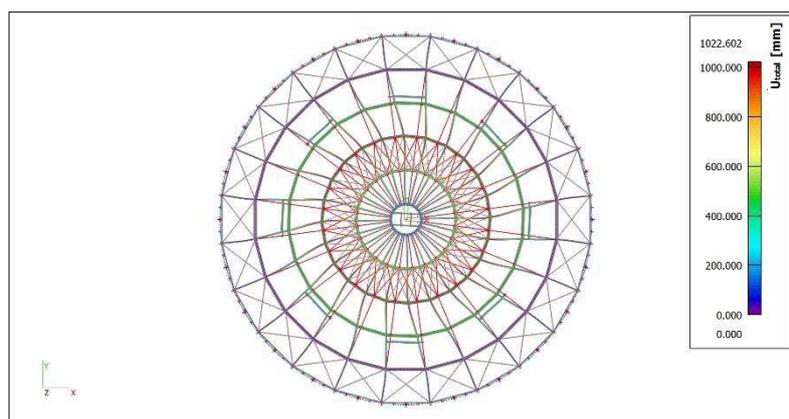
Fonte: Autor

Figura 27. Deformada da estrutura 02 para a perda de estabilidade referente a $\alpha_{cr} = 5,79$



Fonte: Autor

Figura 28. Vista superior da deformada da estrutura 02 para a perda de estabilidade referente a $\alpha_{crb} = 5,79$



Fonte: Autor

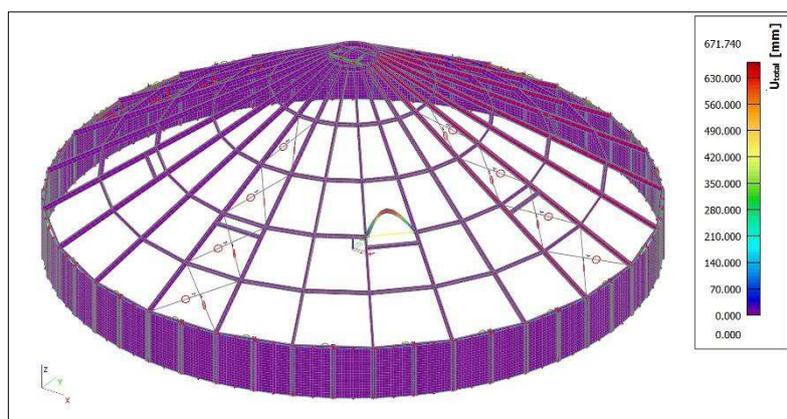
Estrutura 03:

A análise de estabilidade da estrutura 03, seguiu o mesmo procedimento das análises anteriormente realizadas. Para cada combinação, foram determinados 4 fatores de cargas. Esses fatores determinados em cada combinação, encontram-se na Tabela 12, na qual é observado que na combinação S6 foi calculado o menor valor do alfa crítico, sendo igual a 13,04. Ao contrário da instabilidade global que se desenvolve nas estruturas 01 e 02, na deformada da estrutura 03, referente ao menor valor de alfa crítico, foi observada a perda de estabilidade local, a qual é ilustrada na Figura 29. Essa instabilidade também foi encontrada para os demais valores de alfa crítico da combinação S6. Dentre os fatores de cargas listados na Tabela 5, $\alpha_{cr} = 13,61$ da combinação S3 é o 5º menor e se diferencia entre os demais por representar a perda de estabilidade global, conforme demonstrado na Figura 30.

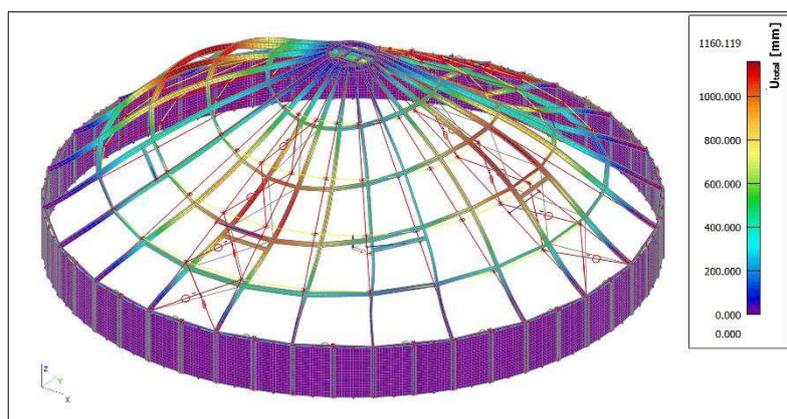
Tabela 12. Valores de alfa crítico- α_{cr} da estrutura 03

α_{cr}	Combinação de estabilidade						
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7
1	26,88	14,45	13,61	27,32	18,76	13,04	13,68
2	28,48	14,45	17,24	34,9	18,83	13,04	14,71
3	28,49	14,45	17,27	35,16	19,67	13,15	14,71
4	28,51	14,45	17,32	36,11	20,5	13,15	14,74

Fonte: Autor

Figura 29. Deformada da estrutura 03 para a perda de estabilidade referente a $\alpha_c = 13,03$ 

Fonte: Autor

Figura 30. Deformada da estrutura 03 para a perda de estabilidade referente a $\alpha_c = 13,61$ 

Fonte: Autor

Os menores valores dos fatores de carga calculados na análise de estabilidade linear para as estruturas 01, 02 e 03 constam na Tabela 13. Ao analisar as informações dessa tabela, nota-se que os maiores valores de alfa crítico foram calculados nas análises das estruturas 02 e 03. Ao comparar essas estruturas em relação à estrutura 01, em média, os valores de alfa crítico

foram de 2 a 5 vezes maiores. Em Zdravkov (2016), ao realizar análises de estabilidade para determinar a capacidade resistente dos elementos que constitui as coberturas esféricas, observa-se que nas estruturas com sistemas de contraventamento em X, os valores dos fatores de cargas foram maiores do que as estruturas sem contraventamento.

Tabela 13. Menores valores de alfa crítico- α_{cr} das estruturas 01, 02 e 03

Estrutura	Combinação de estabilidade						
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7
1	4,27	3,02	2,73	6,84	3,69	2,72	2,77
2	9,17	6,51	5,79	17,72	7,67	5,9	5,95
3	26,88	14,45	13,61	27,32	18,76	13,04	13,68

Fonte: Autor

5.5 Análise estrutural

5.5.1 Sensibilidade a deslocamentos laterais

Inicialmente, com o objetivo de escolher a estrutura que fosse menos susceptível aos deslocamentos laterais, optou-se pela estrutura 03, a qual nas análises de estabilidade linear obteve os maiores valores dos fatores de carga entre as estruturas analisadas. Em todas as combinações de estabilidade analisadas, o menor valor desse fator foi superior a 10. Por meio do critério do item 5.2.1 da norma EN 1993-1-1:2005, essa estrutura pode ser classificada como indeslocável.

Em seguida, para verificar a deslocabilidade segundo a norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008), o coeficiente B_2 foi determinado para a combinação C6. A escolha dessa combinação se deu com base na recomendação do item 4.9.4.6 da norma citada, a qual versa que a classificação dos deslocamentos laterais pode ser realizada de uma única vez para a combinação que forneça a maior resultante de cargas gravitacionais.

Na Tabela 14, encontram-se os valores de B_2 calculados nas posições dx, onde as vigas radiais e as poligonais da cobertura se intersectam. Nesses cálculos, a estrutura da cobertura foi considerada como espacial, portanto, os coeficientes foram determinados em todas as 24 vigas radiais. Ao analisar essa tabela, constata-se que em 30% das vigas radiais, o maior valor de B_2 foi igual ou inferior a 1,4, sendo classificadas como estruturas de média deslocabilidade. Todavia, em 70% dos elementos os valores de B_2 foram superiores a 1,4, sendo classificadas como estruturas de grande deslocabilidade. Nota-se ainda que alguns valores de B_2 tiveram valores negativos, isso aconteceu nas vigas radiais onde houve mudança de sentido dos deslocamentos nas análises de segunda ordem.

Na estrutura 3, apesar da maioria dos elementos analisados ter sido classificada como estrutura de grande deslocabilidade pelo critério da NBR 8800 (ABNT, 2008), a análise de estabilidade linear dessa estrutura demonstra que os menores valor de alfa crítico não proporcionaram perda de estabilidade global que justificasse tal classificação. A partir do critério da EN 1993-1-1:2005 anteriormente citado, estruturas com valores de alfa crítico maiores que 10 podem ser analisadas com análise linear, isso se justifica pelo fato que essas estruturas são menos susceptíveis a grandes deslocamentos laterais devido aos efeitos de segunda ordem. Portanto, na determinação dos esforços, foram empregados os critérios referentes a estruturas de média deslocabilidade.

Tabela 14. Coeficientes B_2 da estrutura da cobertura cônica

Nome	θ	B_2				Máx. valor de B_2
		$dx = 2,313$ m	$dx = 4,626$ m	$dx = 6,939$ m	$dx = 9,251$ m	
Long. 0	0,00	1,60	1,68	1,77	1,86	1,86
Long. 1	15,00	0,31	0,42	0,30	-0,18	0,42
Long. 2	30,00	0,94	0,99	0,99	0,95	0,99
Long. 3	45,00	1,06	1,11	1,12	1,11	1,12
Long. 4	60,00	1,13	1,18	1,20	1,19	1,20
Long. 5	75,00	1,21	1,28	1,29	1,28	1,29
Long. 6	90,00	1,38	1,47	1,44	1,38	1,47
Long. 7	105,00	1,64	1,93	1,80	1,57	1,93
Long. 8	120,00	0,28	-1,11	8,06	2,15	8,06
Long. 9	135,00	0,90	0,67	0,27	-3,83	0,90
Long. 10	150,00	1,14	1,00	0,89	0,76	1,14
Long. 11	165,00	1,43	1,35	1,31	1,40	1,43
Long. 12	180,00	1,91	2,04	2,19	2,29	2,29
Long. 13	195,00	27,30	-29,28	13,00	4,95	27,30
Long. 14	210,00	-5,02	-2,32	-4,10	12,59	12,59
Long. 15	225,00	-3,49	-1,93	-3,65	8,83	8,83
Long. 16	240,00	-2,99	-2,71	-41,26	4,06	4,06
Long. 17	255,00	7,64	8,20	3,91	2,56	8,20
Long. 18	270,00	2,18	2,35	2,19	1,97	2,35
Long. 19	285,00	1,77	1,79	1,74	1,70	1,79
Long. 20	300,00	1,50	1,52	1,54	1,57	1,57
Long. 21	315,00	1,39	1,42	1,45	1,50	1,50
Long. 22	330,00	1,37	1,40	1,43	1,49	1,49
Long. 23	345,00	1,40	1,43	1,47	1,54	1,54

Fonte: Autor

5.5.2 Esforços internos

Os esforços solicitantes para verificar os estados limites últimos foram determinados levando-se em consideração os critérios de estrutura de média deslocabilidade. No item 4.9.7.1 da NBR 8800 (ABNT, 2008), para esse tipo de estrutura, é recomendado que seja inserido nas combinações últimas as imperfeições iniciais geométricas e de materiais. Nesse sentido, por questões práticas, essas imperfeições foram consideradas nas combinações como forças nocionais com magnitude equivalente a 0,3% dos esforços axiais de compressão. Já para as imperfeições de materiais, o valor do módulo de elasticidade foi reduzido em 80% dos valores originais. Optou-se por aplicar as imperfeições iniciais geométricas nas combinações C3 e C6, pelo fato que nessas foram verificados os maiores valores de cargas gravitacionais.

A seguir, por meio de imagens e tabelas, serão apresentados os valores máximos de forças axiais, forças cortantes, e momentos fletores para os elementos que compõem a estrutura da cobertura cônica de silos. Na Tabela 15 constam as combinações últimas e seus coeficientes e fatores, previamente empregados para determinar os referidos esforços internos.

Tabela 15. Combinações últimas normais

Combinação	Ações permanentes			Ações variáveis			Imp. I. G
	PP1	PP2	PP3	CT	SC	AV	
C1	1,25	1,50	1,25				
C2	1,25	1,50	1,25	1,5			
C3	1,25	1,50	1,25		1,5		1,00
C4	1,25	1,50	1,25			1,4	
C5	1,25	1,50	1,25	0,7*1,5	0,8*1,5	1,4	
C6	1,25	1,50	1,25	1,5	0,8*1,5	0,6*1,4	1,00
C7	1,25	1,50	1,25	0,7*1,5	1,5	0,6*1,4	
C8	1,00	1,00	1,00			1,40	

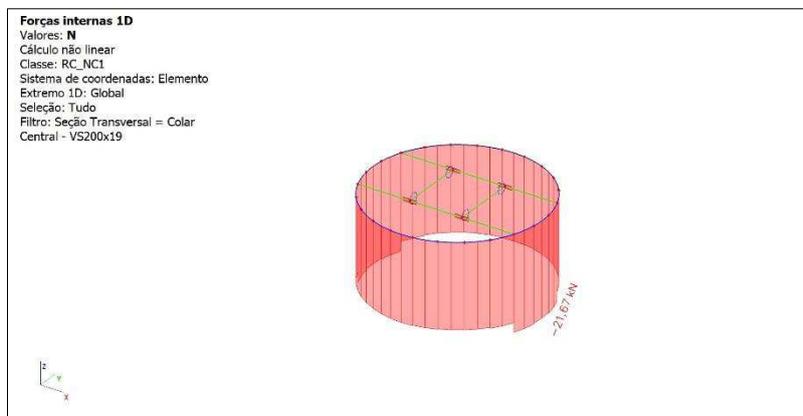
Fonte: Autor

Colar central:

Na Tabela 16 é apresentado os valores esforços axiais, força cortante e momento fletor atuantes do perfil VS200x19. Os diagramas dos referidos esforços são ilustrados nas Figuras 31 a 33. Para esse elemento, o esforço axial predominante em todas as posições foi o de compressão, com esse tendo valor máximo igual -21,67 kN. O maior valor de força cortante foi observado na direção do eixo z do elemento com magnitude igual a 11,51 kN. Por fim, observa-se que o maior valor de momento fletor aconteceu em torno do eixo y e com valor igual a 3,94

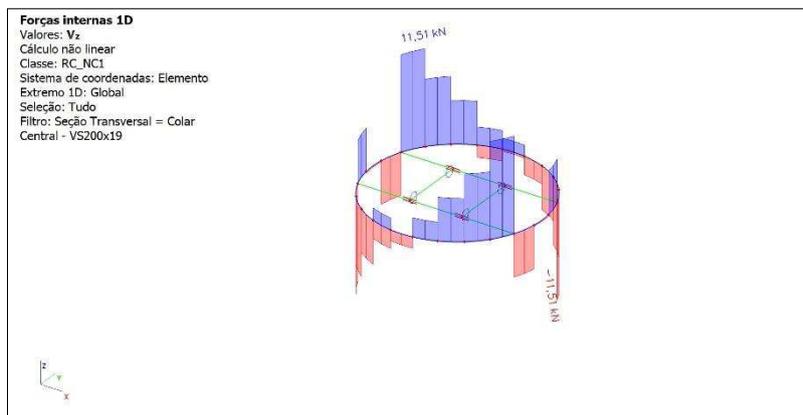
kNm. Ressalta-se que o valor dos esforços máximos atuantes no colar central foi calculado para a combinação C2.

Figura 31. Esforços axial de compressão N atuante no colar central



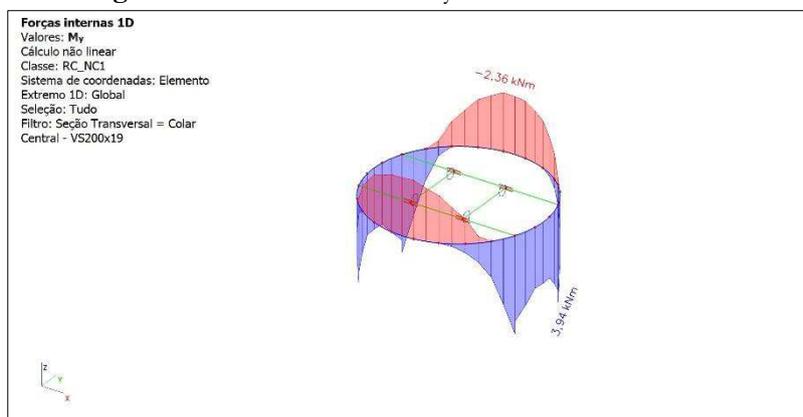
Fonte: Autor

Figura 32. Força cortante Vz atuante no colar central



Fonte: Autor

Figura 33. Momento fletor My atuante no colar central



Fonte: Autor

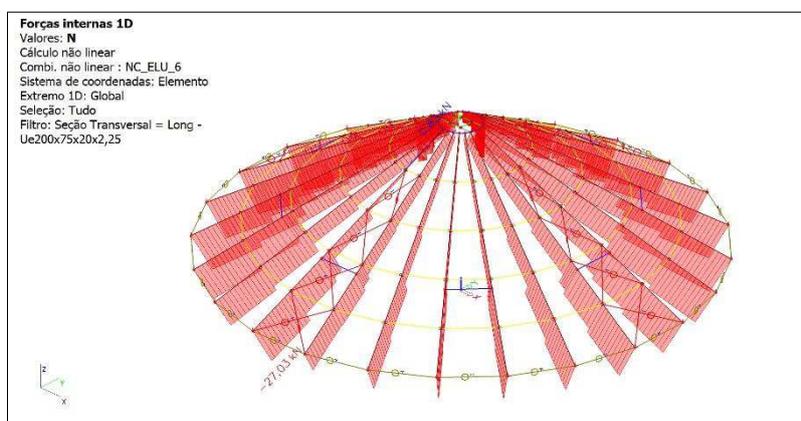
Tabela 16. Esforços máximos atuantes no colar central

Nome	dx [m]	Caso	Seção Transversal	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Colar Central	0,471-	NC_ELU_2	VS200x19	-21,67	1,32	4,16	0,01	3,45	0,17
Colar Central	2,121+	NC_ELU_8	VS200x19	-5,71	-0,33	1,95	-0,01	-0,36	-0,22
Colar Central	5,655	NC_ELU_4	VS200x19	-15,97	-4,03	-4,75	-0,01	1,64	-0,42
Colar Central	0,236+	NC_ELU_4	VS200x19	-15,97	4,03	4,75	0,01	1,64	-0,42
Colar Central	0,707-	NC_ELU_2	VS200x19	-19,53	-1,17	-11,51	0	1,24	-0,08
Colar Central	2,356+	NC_ELU_2	VS200x19	-19,53	1,17	11,51	0	1,24	-0,08
Colar Central	4,948+	NC_ELU_5	VS200x19	-13,3	0,12	5,65	-0,01	0,11	-0,21
Colar Central	0,942-	NC_ELU_5	VS200x19	-13,3	-0,12	-5,65	0,01	0,11	-0,21
Colar Central	1,649+	NC_ELU_3	VS200x19	-16,08	-0,26	1,93	0	-2,36	0,07
Colar Central	0,471+	NC_ELU_2	VS200x19	-19,54	-1,17	-11,46	0	3,94	0,19
Colar Central	2,827-	NC_ELU_4	VS200x19	-15,75	-3,83	-4,68	-0,01	0,83	-0,46
Colar Central	1,649+	NC_ELU_5	VS200x19	-14,11	-3,13	-0,7	-0,01	-0,96	0,86

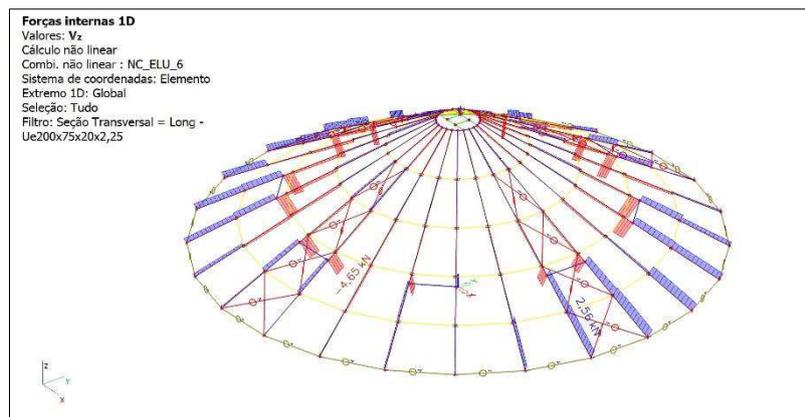
Fonte: Autor

Vigas radiais (logarinas)

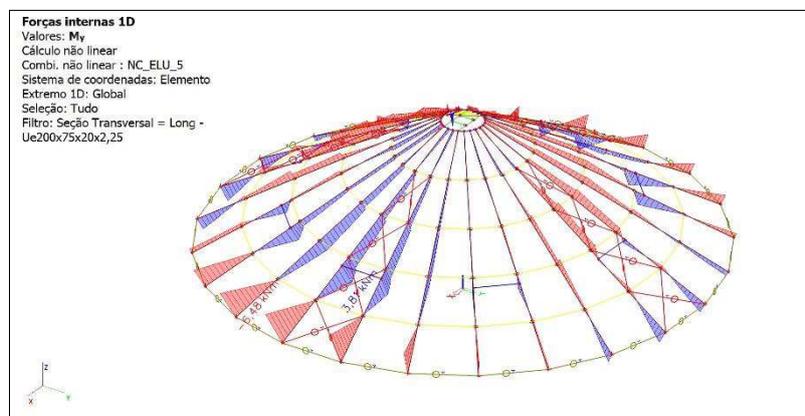
Ao analisar a Tabela 17, na qual consta os valores dos esforços internos do perfil Ue200x75x20x2,25 da viga radial, observa-se que o esforço axial predominante foi o de compressão, com valor máximo igual a -27,03 kN para a combinação C6, como ilustra a Figura 34, na posição dx = 0. Em Gomez et al. (2014), ao analisar os esforços atuantes nas vigas radiais de cobertura cônica de silos, foi observado que as tensões nas seções dessas vigas aumentam quanto mais próximo da borda silo. Para a força cortante, na combinação C6, o valor máximo desse esforço foi igual a -4,38 kN na posição dx = 4,626 m próxima da interseção da viga de suporte dos cabos de termometria. Por último, na combinação C5, em torno do eixo y do elemento, a magnitude máxima do momento fletor foi igual a -6,42 kNm, sendo esse observado próximo da considera rígida entre a viga radial e o montante.

Figura 34. Esforço axial de compressão N atuante na viga radial

Fonte: Autor

Figura 36. Força cortante V_z atuante na viga radial

Fonte: Autor

Figura 35. Momento fletor M_y atuante na viga radial

Fonte: Autor

Tabela 17. Esforços máximos atuantes nas vigas radiais (Longarina)

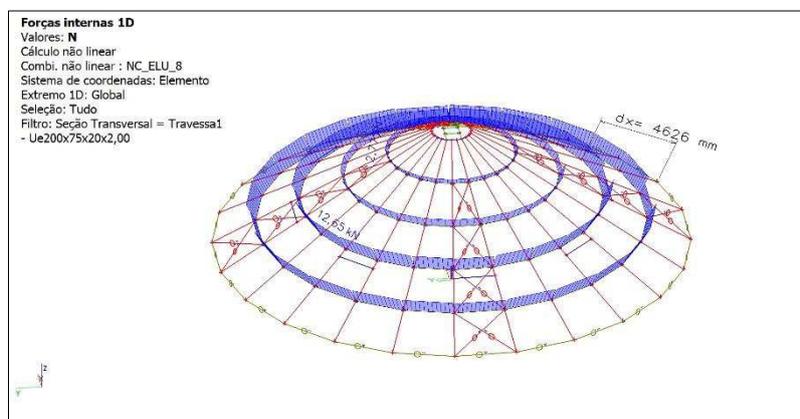
Nome	dx [m]	Caso	Seção Transversal	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Longarina18	0	NC_ELU_6	Ue200x75x20x2,25	-27,03	0,05	0,32	0	-0,58	0,01
Longarina6	2,313-	NC_ELU_8	Ue200x75x20x2,25	12,09	0,01	-2,44	0	-1,22	-0,03
Longarina21	4,163+	NC_ELU_6	Ue200x75x20x2,25	-15,86	-0,59	-4,35	0	2,17	0,33
Longarina4	4,163+	NC_ELU_5	Ue200x75x20x2,25	-11,49	0,57	-2,99	0	1,27	-0,3
Longarina19	4,626-	NC_ELU_6	Ue200x75x20x2,25	-13,06	0,28	-4,65	0	-0,6	-0,04
Longarina	1,349	NC_ELU_5	Ue200x75x20x2,25	-20,8	0	2,85	0	-2,66	0,03
Longarina	4,163-	NC_ELU_6	Ue200x75x20x2,25	-23,16	-0,11	1,87	0	3,76	-0,19
Longarina1	4,163-	NC_ELU_6	Ue200x75x20x2,25	-23,16	0,08	1,89	0	3,78	0,13
Longarina	0	NC_ELU_5	Ue200x75x20x2,25	-20,88	0,01	2,79	0	-6,48	0,03
Longarina6	0	NC_ELU_8	Ue200x75x20x2,25	12,01	0,03	-2,36	0	4,29	-0,07
Longarina21	4,163-	NC_ELU_5	Ue200x75x20x2,25	-14,11	-0,23	0,88	0	1,23	-0,4
Longarina4	4,163-	NC_ELU_5	Ue200x75x20x2,25	-14,11	0,23	0,88	0	1,23	0,4

Fonte: Autor

Vigas poligonais (travessa)

A partir da Tabela 18, que representa os valores dos esforços internos das vigas poligonais, observa-se que, para a combinação C6, foi calculado o valor máximo dos esforços axiais de compressão, sendo este igual a -26,47 kN. Já para a combinação C8, na qual as cargas permanentes agiram a favor da segurança ($\gamma_g = 1$) e a ação variável do vento atuando de forma isolada, foi calculado o máximo esforço axial de tração com magnitude igual a 12,68 kN. Nota-se ainda que, em ambas as situações, conforme ilustrado nas Figuras 37 e 38, os valores máximos desses esforços estavam atuando nos elementos localizados na posição $dx = 4,626$ m da viga radial, em que tais elementos foram ligados.

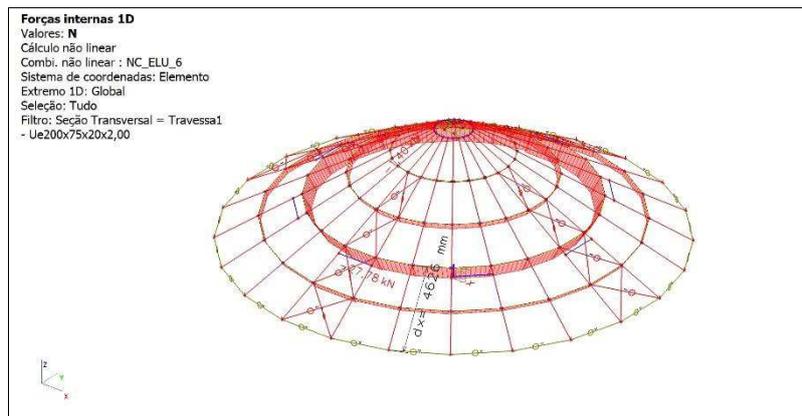
Figura 37. Esforço axial de tração N atuante nas vigas poligonais (travessa)



Fonte: Autor

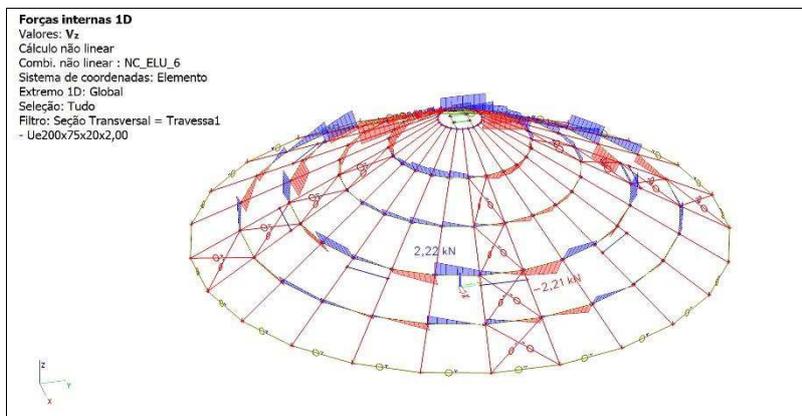
Ainda sobre os esforços internos da Tabela 18, constata-se que o maior valor de força cortante atuante nas vigas poligonais, ligadas na posição $dx = 4,626$ m da viga radial, foi calculado para a combinação C6, sendo este igual a 2,22 kN, como ilustrado na Figura 39. Quanto ao momento fletor, cujo digrama está ilustrado na Figura 40, o maior valor foi calculado para combinação C6, sendo este igual a -2,37 kNm, na posição $dx = 4,626$ m da viga radial.

Figura 38. Esforço axial de compressão N atuante nas vigas poligonais (travessa)



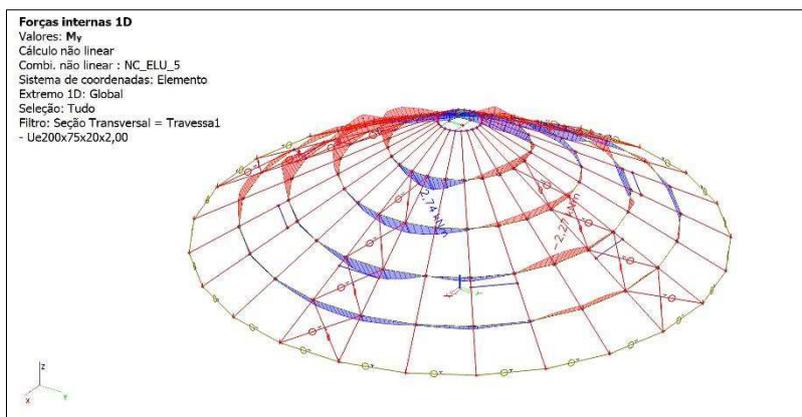
Fonte: Autor

Figura 39. Força cortante V_z atuante nas vigas poligonais (travessa)



Fonte: Autor

Figura 40. Momento fletor M_y atuantes nas vigas poligonais (travessas)



Fonte: Autor

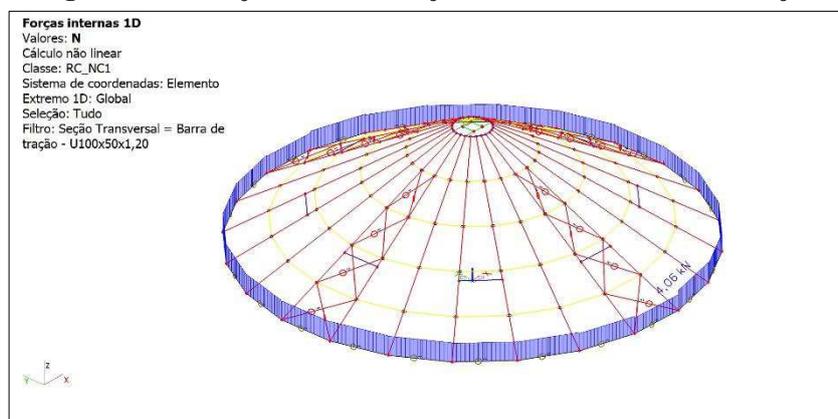
Tabela 18. Esforços máximos atuantes nas vigas poligonais (travessas)

Nome	dx [m]	Caso	Seção transversal	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Travessa92	0,902-	NC_ELU_6	Ue200x75x20x2,00	-27,78	0	-0,21	0	0,08	0,21
Travessa42	1,804	NC_ELU_8	Ue200x75x20x2,00	12,65	-0,09	0,92	0	0,39	0
Travessa91	2,326	NC_ELU_7	Ue200x75x20x2,00	-9,03	-1,04	-0,41	0	-0,15	0
Travessa31	0	NC_ELU_7	Ue200x75x20x2,00	-9,03	1,04	0,41	0	-0,15	0
Travessa7	1,804	NC_ELU_6	Ue200x75x20x2,00	-25,44	-0,45	-2,21	0	-1,13	0
Travessa117	0	NC_ELU_6	Ue200x75x20x2,00	-25,53	0,45	2,22	0	-1,15	0
Travessa22	1,804	NC_ELU_5	Ue200x75x20x2,00	-14,69	-0,45	-1,05	-0,01	-2,27	0
Travessa102	0	NC_ELU_6	Ue200x75x20x2,00	-25,56	0,46	1,69	0,01	-2,51	0
Travessa3	0,379-	NC_ELU_5	Ue200x75x20x2,00	0,14	0	0	0	2,74	0,06
Travessa6	0	NC_ELU_5	Ue200x75x20x2,00	0,55	0,84	-0,03	0	1,12	-0,01
Travessa31	1,163-	NC_ELU_3	Ue200x75x20x2,00	-11,13	0	-0,01	0	0,44	0,59

Fonte: Autor

Barra de tração

Na Tabela 19 consta apenas o valor máximo do esforço axial de tração atuante nos elementos das barras de tração. Isto ocorre porque, no modelo de análise, esses elementos foram configurados para contabilizar apenas o referido esforço axial, com o maior valor deste sendo igual a +4,06 kN, conforme calculado na combinação C6. O gráfico correspondente a esses esforços conforme ilustrado na Figura 41.

Figura 41. Esforços axiais de tração N atuantes na barra de tração

Fonte: Autor

Tabela 19. Esforço máximo atuante na barra de tração

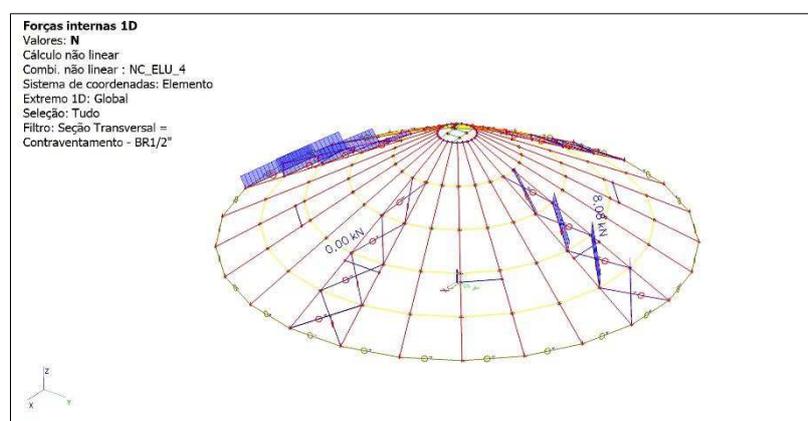
Nome	dx [m]	Caso	Seção transversal	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Barra de tração19	0	NC_ELU_6	U100x50x1,20	4,06	0	0	0	0	0

Fonte: Autor

Contraventamento

Os esforços atuantes nos sistemas de contraventamento foram calculados para atender à recomendação do item 4.9.3.2 da NBR 8800 (ABNT, 2008), onde é sugerido que esses elementos devem possuir resistência e rigidez mínimas que lhes são conferidos no item 4.11. Todavia, essas exigências foram substituídas por análises de segunda ordem, que levaram em consideração as imperfeições iniciais geometrias, na forma de forças nocionais, e de materiais. Na Tabela 20, encontra-se o valor máximo desses esforços, o qual atingiu +8,08 kN para a combinação C4. Esses esforços são ilustrados na Figura 42.

Figura 42. Esforços axiais de tração N atuantes no sistema de contraventamento



Fonte: Autor

Tabela 20. Esforço máximo atuante no sistema de contraventamento

Nome	dx [m]	Caso	Seção Transversal	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Contrav. 10	3,09	NC_ELU_4	BR1/2"	8,08	0	0	0	0	0

Fonte: Autor

5.6 Dimensionamento

O dimensionamento dos elementos da cobertura cônica em estudo foi conduzido seguindo as recomendações da NBR 8800 (ABNT, 2008) e da NBR 14.762 (ABNT, 2010). A primeira foi empregada para verificar os estados limites últimos do perfil que compõem o colar central, enquanto a segunda foi utilizada para verificar os perfis conformados a frio dos elementos das vigas radiais, poligonais, barra de tração e de suporte dos cabos de termometria. Nessas análises foi verificada apenas a capacidade resistente dos perfis para suportarem os

esforços atuantes. Por essa razão, neste trabalho, não foi realizado o dimensionamento das ligações.

5.6.1 Verificações dos estados limites últimos

Nas verificações dos elementos da cobertura, foram considerando os esforços determinados para a estrutura 03. Nestas verificações, em que foi necessário determinar a esbeltez e o índice de esbeltez reduzida dos perfis, adotou-se a recomendação do item 4.9.6.2 da NBR 8800 (ABNT, 2008), em que sugere o uso do comprimento efetivo L_e igual ao comprimento destravado L , ou seja, $K=1$.

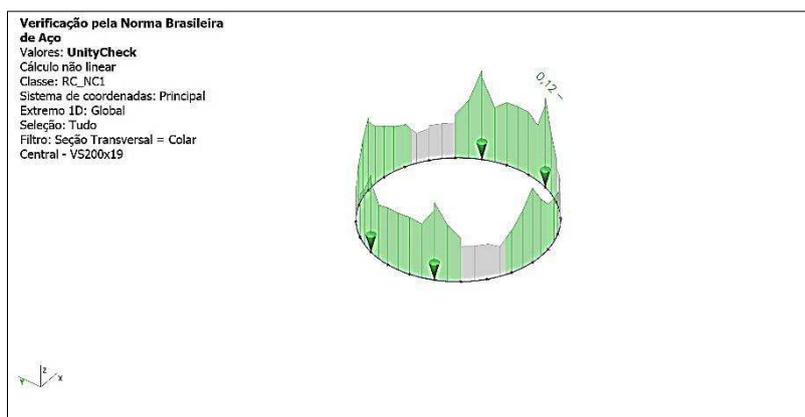
Colar central (VS200x19):

As verificações dos elementos do colar central foram efetuadas para avaliar a força normal, força cortante, momentos fletores e esforços combinados. Na Tabela 21, o valor máximo encontrado para o fator de verificação foi igual a 0,125. Este resultado foi obtido para a verificação do estado limite último de esforços combinados. Conforme ilustrado na Figura 43, os maiores valores de verificação foram encontrados nos pontos de apoio da passarela sobre a cobertura.

Tabela 21. Fatores de verificação do colar central

Resumo dos resultados		
Tipo de verificação	Sd/Rd	Status
Força Normal	0,0375	OK
Momento X-X	0,0733	OK
Momento Y-Y	0,0326	OK
Cisalhamento X-X	0,0611	OK
Cisalhamento Y-Y	0,0102	OK
Torção	0	OK
Esforços Combinados	0,125	OK

Fonte: Autor

Figura 43. Fator de verificação do colar central

Fonte: Autor

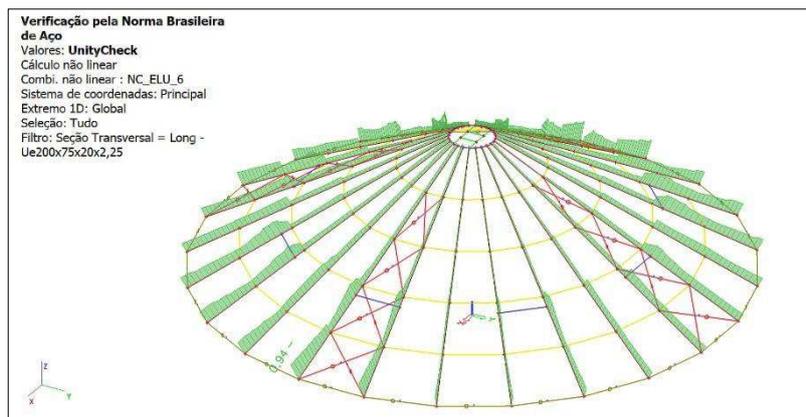
Vigas radiais (Ue200x75x20x2,25):

Na Tabela 22, são apresentados os fatores de verificação dos estados limites últimos de tração, compressão, flexão e combinação de esforços nas vigas radiais. Observa-se que o valor máximo entre esses fatores foi de 0,93 para a combinação dos esforços de compressão e flexão nos eixos X e Y. Devido à escassez de referências bibliográficas relacionadas ao dimensionamento de coberturas cônicas de silos, não foi possível comparar esses resultados com outros trabalhos. As pesquisas encontradas se limitaram à análise dos esforços decorrentes do carregamento do vento e de neve. Destacam-se, nesse contexto, os trabalhos de Briassoulis e Pecknold (1988, Gomez et al. (2014), e Gallego et al. (2018).

Tabela 22. Fator de verificação da viga radial

Resumo dos resultados		
Tipo de verificação	Sd/Rd	Status
Tração	0	OK
Compressão	0,47	OK
Momento X-X	0,46	OK
Momento Y-Y	0	OK
Cisalhamento X	0	OK
Cisalhamento Y	0,09	OK
Mx + Vy	0,47	OK
My + Vx	0	OK
T + Mx + My	0,46	OK
N + Mx + My	0,94	OK

Fonte: Autor

Figura 44. Fator de verificação das vigas radiais

Fonte: Autor

Vigas poligonais (Ue200x75x20x2,00):

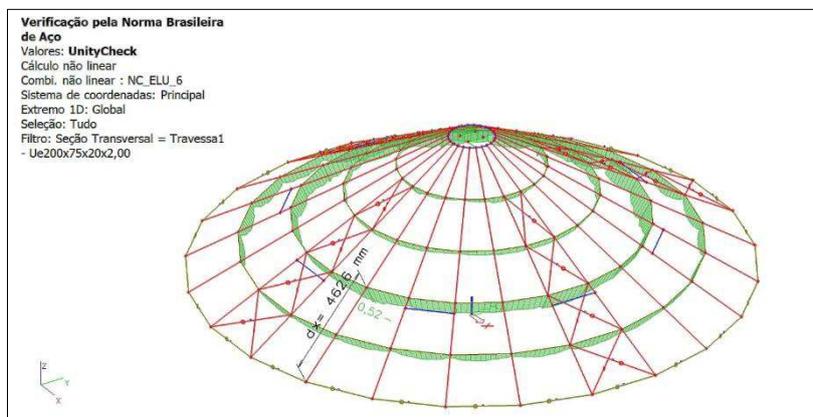
As vigas poligonais foram submetidas à verificação para os estados limites últimos considerando a utilização dos esforços de tração, compressão, momento, e atuação simultânea desses. Na Tabela 23, observa-se que o maior valor do fator Sd/Rd foi igual a 0,52. Este valor foi determinado para a verificação da atuação simultâneos dos esforços de compressão e momentos em X e Y.

Tabela 23. Fator de verificação das vigas poligonais

Resumo dos Resultados		
Tipo de verificação	Sd/Rd	Status
Tração	0	OK
Compressão	0,28	OK
Momento X-X	0,24	OK
Momento Y-Y	0	OK
Cisalhamento X	0,01	OK
Cisalhamento Y	0,03	OK
Mx + Vy	0,25	OK
My + Vx	0,01	OK
T + Mx + My	0,24	OK
N + Mx + My	0,52	OK

Fonte: Autor

Figura 45. Fator de verificação das vigas poligonais

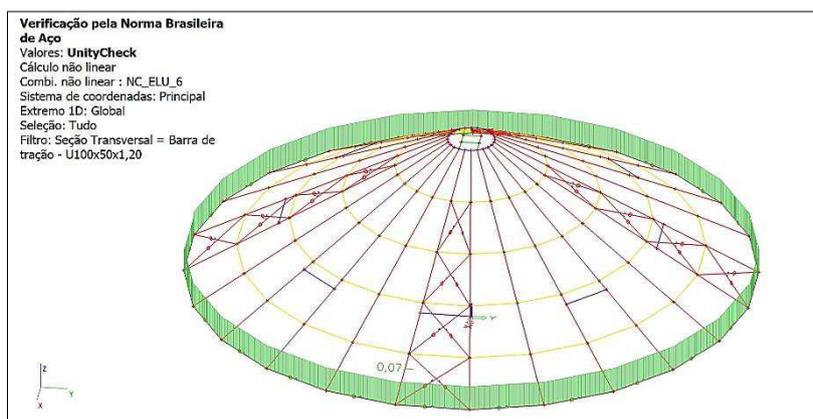


Fonte: Autor

Barras de tração (U100x50x1,20):

Os elementos das barras de tração nas análises dos esforços foram configurados para transmitir apenas esforços axiais de tração. Portanto, com exceção da resistência de calculado a tração, a qual teve o fator de verificação igual a 0,07, as demais resistências de cálculo para os demais esforços não foram verificadas. Os gráficos desse fator são ilustrados na Figura 46.

Figura 46. Fator de verificação das barras de tração

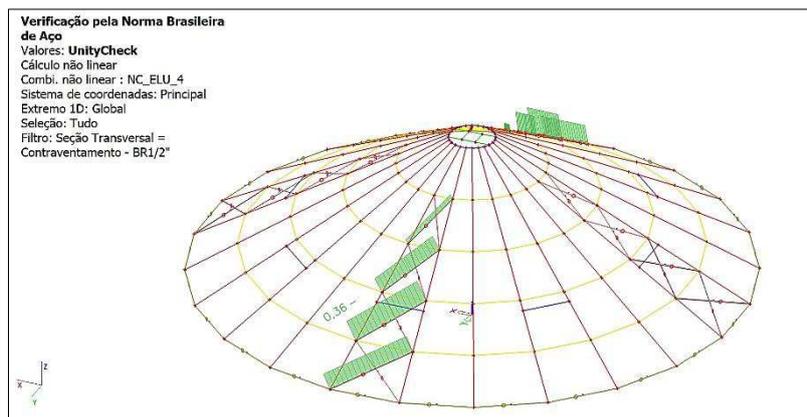


Fonte: Autor

Contraventamento:

Nas análises dos esforços, os elementos dos sistemas de contraventamento foram configurados da mesma forma que os elementos das barras de tração. Por esse motivo, foi verificada apenas a resistência de cálculo à tração. O valor do fator de verificação para esses elementos foi igual a 0,36, com o gráfico correspondente a essa verificação ilustrada na Figura 47.

Figura 47. Fator de verificação do sistema de contraventamento



Fonte: Autor

5.6.2 Verificações dos estados limites de serviços

Para a determinação dos deslocamentos máximos das vigas radiais, classificadas como vigas de cobertura conforme a descrição da Tabela A.1 NBR 14.762 (ABNT, 2010), foram empregadas as combinações frequentes de serviços, ilustradas na Tabela 24. Dentre essas combinações, nas ELS1 e ELS2, foi considerado a atuação das ações variáveis com o mesmo sentido das permanentes. Já na ELS3, atua apenas a ação variável com seu valor frequente. Por fim, na combinação ELS4, a ação do vento foi considerada como ação principal, enquanto as demais foram tomadas como ações secundárias.

Já para verificar as vigas poligonais, classificadas como terça de cobertura, tomando como referência a norma supracitada, os deslocamentos das vigas poligonais foram determinados para combinações ELS5, ELS6 e ELS7 da Tabela 24. Nas duas primeiras, as ações variáveis foram consideradas com o mesmo sentido das permanentes, sendo que a ação principal atuou com seu valor característico, enquanto as secundárias com seus valores frequentes. Por fim, na ELS7, atuou apenas a ação do vento, utilizando seu valor característico.

Tabela 24. Combinações de serviço empregadas na verificação das longarinas

Combinações frequentes de serviço						
Combinação	Ações permanentes			Ações variáveis		
	PP1	PP2	PP3	CT	SC	AV
ELS1	1,00	1,00	1,00	0,6	0,6	
ELS2	1,00	1,00	1,00	0,4	0,6	
ELS3	1,00	1,00	1,00			0,3
ELS4	1,00	1,00	1,00	0,4	0,6	0,3
Combinações raras de serviço						
Combinação	Ações permanentes			Ações variáveis		
	PP1	PP2	PP3	CT	SC	AV
ELS5	1,00	1,00	1,00	1	0,7	
ELS6	1,00	1,00	1,00	0,4	1	
ELS7	1,00	1,00	1,00			1

Fonte: Autor

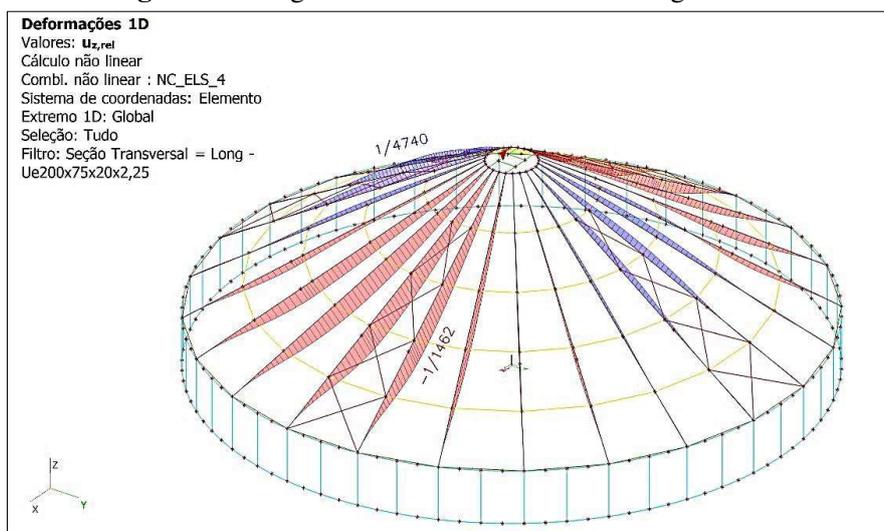
Na Tabela 25, consta-se os valores dos deslocamentos das vigas radiais. Por meio dela, verifica-se que o valor máximo de deslocamento identificado foi igual -7,9 mm para a combinação ELS4. Esse valor foi calculado para a posição $dx = 5,011$ mm da viga radial chamada long1, a qual fica localizada na região a barlavento da cobertura. Ressalta-se ainda que esse deslocamento é inferior ao limite estabelecido pela norma de 46,26 mm. As Figuras 48 e 49, são ilustrados, respectivamente, o diagrama dos deslocamentos e a representação da estrutura deformada em 3D.

Tabela 25. Deslocamentos máximos das vigas radiais

Nome	dx [m]	Caso	Seção Transversal	uz [mm]	uz,rel [1/xx]	L/250 mm
Long4	3,700-	NC_ELS_4	Ue200x75x20x2,25	-1,955	-1/5915	46,26
Long21	3,700-	NC_ELS_4	Ue200x75x20x2,25	-1,955	-1/5915	46,26
Long1	5,011	NC_ELS_4	Ue200x75x20x2,25	-7,907	-1/1462	46,26
Long6	5,975	NC_ELS_3	Ue200x75x20x2,25	3,105	1/3725	46,26

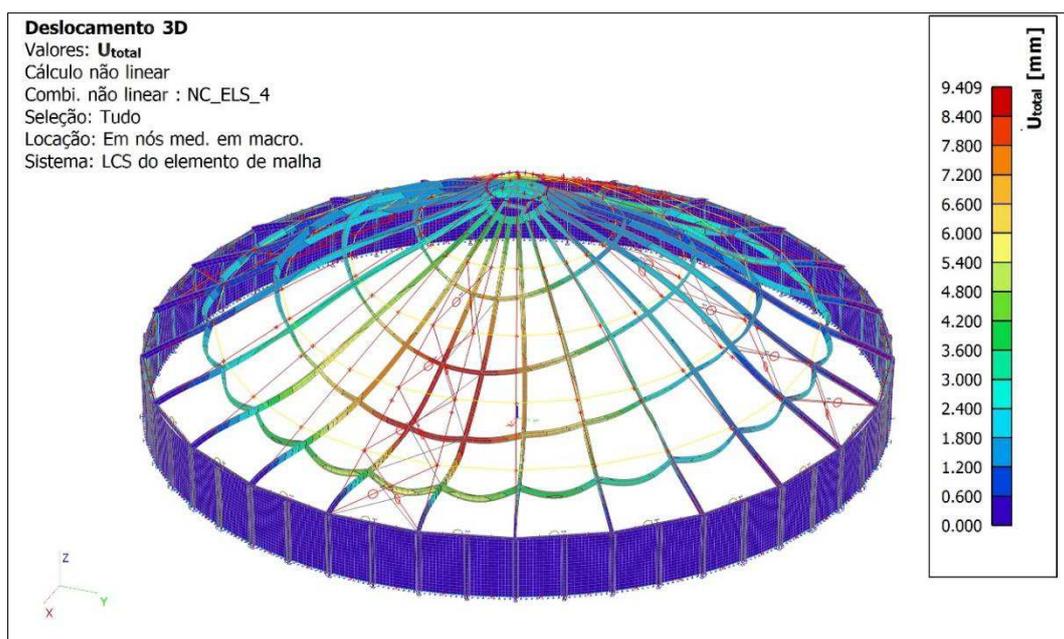
Fonte: Autor

Figura 48. Diagrama dos deslocamentos das vigas radiais



Fonte: Autor

Figura 49. Deslocamentos 3D da estrutura para a combinação ELS4



Fonte: Autor

Na Tabela 26, são apresentados os deslocamentos das vigas poligonais calculados, tanto no sentido do plano quanto perpendicular ao plano de fechamento. No primeiro caso, foi utilizado como referência o eixo local y do elemento, enquanto no segundo, o eixo local z. Na referida tabela, nota-se que no sentido do eixo y, o maior valor de deslocamento foi igual a -2,246 mm, para a combinação ELS6. Esse deslocamento foi calculado para a viga poligonal 26, a qual encontra-se posicionada em $dx = 2,313m$ da viga radial.

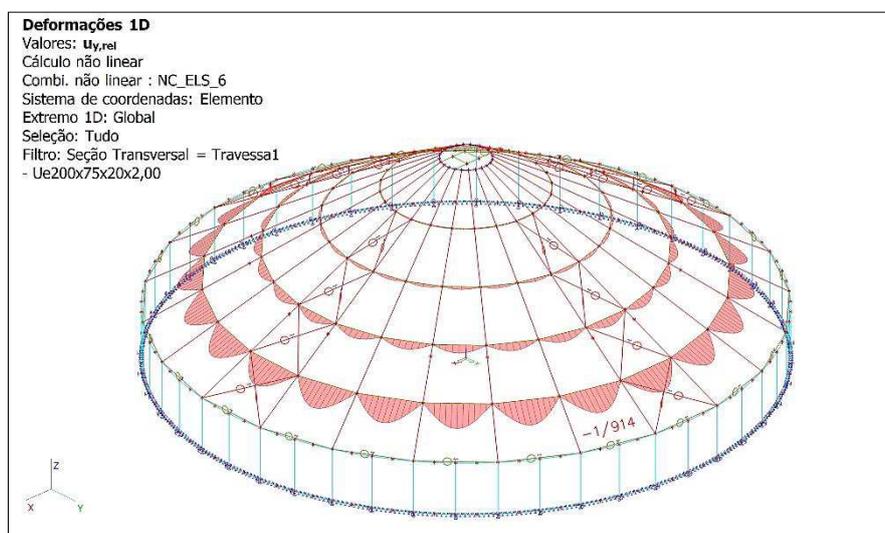
Para esse elemento, o deslocamento máximo calculado é inferior ao valor limite de $(2326/180) = 12,92 \text{ mm}$, estabelecido pela norma. Já no sentido do eixo local z, observa-se na Tabela 26, que o valor máximo de deslocamento foi igual a $-0,646 \text{ mm}$, calculado para combinação ELS7, na qual a ação do vento atua de forma isolada com seus valores característicos. O valor de deslocamento limite estabelecido pela norma para esse elemento é igual a $(2326/120) = 19,38 \text{ mm}$. Nas Figuras 50 e 51 são apresentados os gráficos dos deslocamentos nos sentidos citados, enquanto na Figura 52 ilustra a deformada da estrutura em 3D.

Tabela 26. Deslocamentos máximos calculados para as vigas poligonais

Nome	dx [m]	Caso	Seção transversal	uy [mm]	uy,rel [1/xx]	uz [mm]	uz,rel [1/xx]
Travessa26	1,163-	NC_ELS_6	Ue200x75x20x2,00	-2,546	-1/914	-0,17	-1/10000
Travessa109	0,758	NC_ELS_7	Ue200x75x20x2,00	0	1/10000	0	1/10000
Travessa26	1,163-	NC_ELS_7	Ue200x75x20x2,00	-0,579	-1/4019	0,578	1/4026
Travessa1	0,902-	NC_ELS_7	Ue200x75x20x2,00	-0,147	-1/10000	-0,646	-1/2792
Travessa97	0,902-	NC_ELS_7	Ue200x75x20x2,00	-0,158	-1/10000	0,504	1/3575

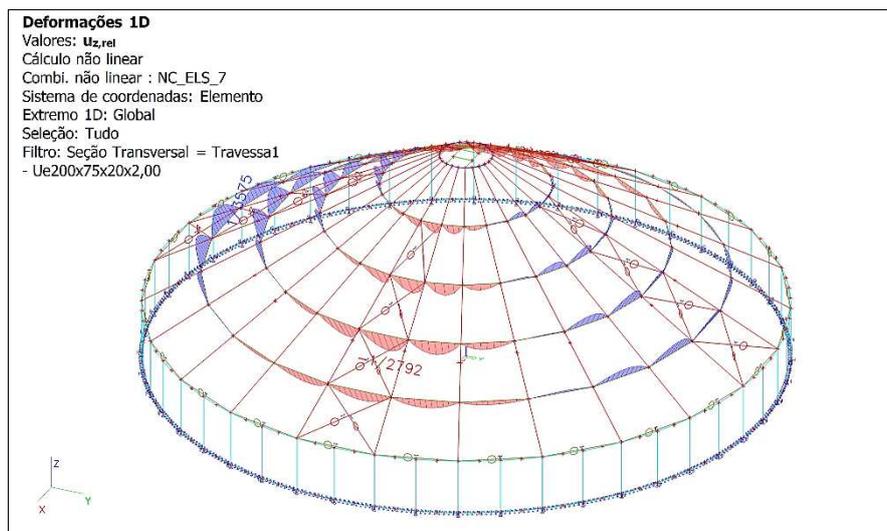
Fonte: Autor

Figura 50. Deslocamentos uy das vigas poligonais na direção do plano



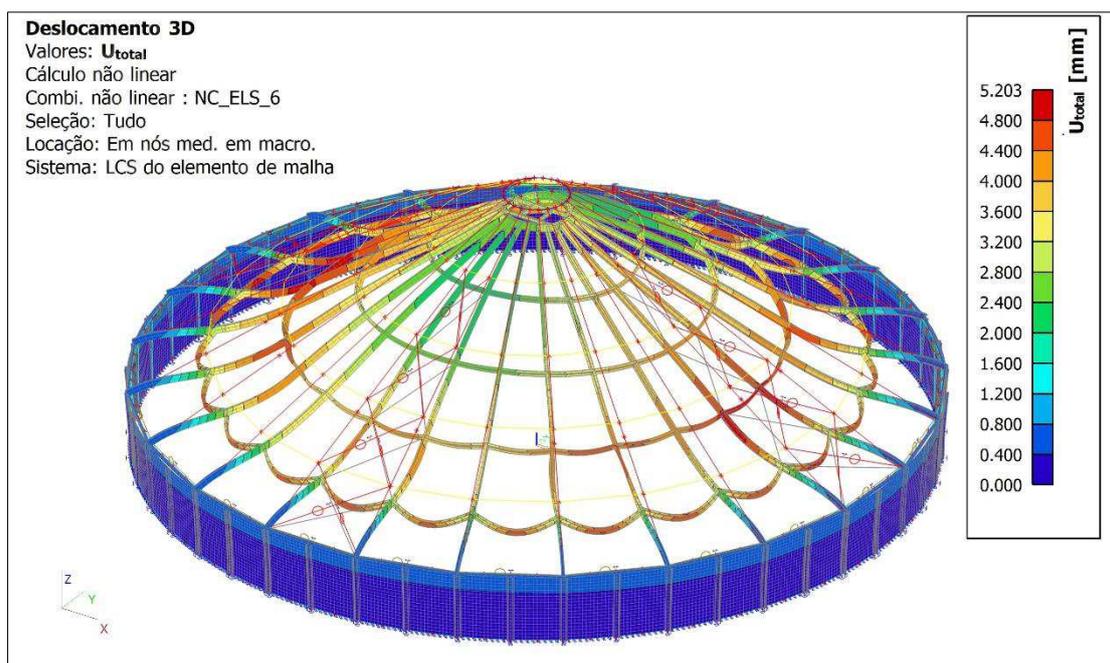
Fonte: Autor

Figura 51. Deslocamentos uz das vigas poligonais na direção perpendicular ao plano de fechamento



Fonte: Autor

Figura 52. Deslocamentos 3D da estrutura para a combinação ELS6



Fonte: Autor

6 CONCLUSÕES

- Os modelos matemáticos ajustados para estimar os coeficientes de pressão externa (C_{pe} 's) da cobertura cônica, com inclinação de 30° e relação $h/d = 1$ do corpo cilíndrico do silo, foram eficazes na representação do comportamento dos dados experimentais.
- Os esforços internos máximos atuantes nos elementos da cobertura foram resultantes das combinações C2, C4, C5, C6, e C8. A combinação C2 provocou maior sollicitação no colar central; C5, C6 e C8 afetaram os elementos das vigas radiais e poligonais; C4 e C6, impactaram respectivamente, nos sistemas de contraventamento e nas barras de tração.
- Dentre as combinações empregadas nas análises de estabilidade linear-LBA, a combinação S6 demonstrou ser a mais desfavorável para a estabilidade das coberturas cônicas. Nessa combinação, considerando a ação dos cabos de termometria como ação variável principal.
- O coeficiente B_2 proposto pela NBR 8800 (ABNT, 2008) para classificar a deslocabilidade da estrutura, quando empregado neste trabalho, demonstrou ser inconclusivo, haja vista que através desse método não foi possível avaliar a compatibilidade dos efeitos de segunda ordem no comportamento global da estrutura. Sendo o método da EN 1993-1-1:2005 o mais prático para concluir se a estrutura é deslocável ou não.
- Na análise de estabilidade da estrutura 01, a qual não possuía sistema de contraventamento, observou-se que o sentido de menor estabilidade da estrutura da cobertura cônica foi o circunferencial, onde, os menores valores de alfa crítico correspondiam a instabilidade global.
- Os sistemas de contraventamento empregados, tanto na estrutura 02 quanto na 03, conferiram maior estabilidade global à cobertura cônica no sentido circunferencial, sendo o sistema da estrutura 03 considerado o mais eficiente.
- No dimensionamento dos elementos cobertura, o maior valor dos fatores de verificação foi encontrado para a combinação dos esforços axiais de compressão e de flexão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6123: 1988 - Forças devido ao vento em edificações**. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio**. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.
- ABNT - 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: ABNT, 2008.
- AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE. **AISI S100-2016**: North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members.
- ANDRADE JÚNIOR, L J.; CALIL JÚNIOR, C. Comportamento aerodinâmico e efeito de enrijecimento externo em silos cilíndricos sob a ação do vento. **Engenharia Agrícola**, v. 24, p. 512-526, 2004.
- AS 1170 - Standard Australian. **Loading Code - Part 2: Wind loads**. Sydney, 1989)
- AS 3774 - Standard Australian. **Loads on bulk solids containers**. Sydney, 1996.
- ATKINSON, T. D.; BUTCHER, J. C.; IZARD, M. J.; NEDDERMAN, R. M.. The forces on obstacles suspended in flowing granular materials. **Chemical Engineering Science**, v. 38, n. 1, p. 91–105, 1983.
- BRIASSOULIS, D.; PECKNOLD, D. A. Behaviour of empty steel grain silos under wind loading: part 2: the stiffened conical roof shell. **Engineering Structures**, v. 10, n. 1, p. 57–64, 1988.
- CEN - European Committee Of Standardization. **EN 1993 -1-1: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings**. Brussels: CEN, 2005a.
- CEN - European Committee Of Standardization. **Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind Actions**. Brussels: CEN, 2005b.
- CEN - European Committee Of Standardization. **EN 1993 - 1 -6: Eurocode 3: Design of steel**

- structures - Part 1 - 6: Strength and stability of shell structures.** Brussels: CEN, 2007a.
- CEN - European Committee Of Standardization. **EN 1993 - 4- 1: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 4-1: Silos.** Brussels: CEN, 2007b.
- CEN - European Committee Of Standardization. **EN 1993 - 4-2: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 4 -2 : Tanks.** Brussels: CEN, 2007c.
- COOK, N. J.; REDEFEARN, D. Full-scale wind pressure measurements on cylindrical silos: a preliminary report. **Building Research Establishment**, 1980.
- CRISTINA, G.; MARTINS, A.; CALIL JUNIOR, C. Ações devidas a cabos de termometria em estruturas de coberturas de silos. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, v. 13, n. 61, p. 19–32, 2011.
- GALLEGO, E. *et al.* Effects of different snow load arrangements on steel silo roof structures. **Advances in Structural Engineering**, v. 21, n. 16, p. 2507–2517, 2018.
- GÓMEZ Á. A.; GALLEGO E.; FUENTES J. M.; GONZÁLEZ-MONTELLANO C.; PORRAS-PRIETO C. J.; AYUGA F. Full-scale tests to measure stresses and vertical displacements in an 18.34m-diameter agricultural steel silo roof. *Computers and Electronics in Agriculture*, v. 106, p. 56-65, 2014 .<https://doi.org/10.1016/j.compag.2014.05.008>.
- IRAM 8015 - Instituto Argentino de Racionalizacion de Materiales. **IRAM 8015: Silos aéreos metálicos para almacenamiento de granos: cilindros y desarmables.** Argentina, 1997.
- KEBELI, H. V. **Determining pressure coefficients due to wind loading on grain bins.** - University of Florida, 2002.
- MARTINS, G. C. A. **Estudo teórico e experimental de esforços devidos a cabos de termometria fixados em estruturas de coberturas de silos cilíndricos para armazenamento de grãos.** 2012. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.
- MARTINS, G. C. A.; CALIL JUNIOR, C. C. Ações devidas a cabos de termometria em estruturas de coberturas de silos. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, v. 13, n. 61, p. 19-32, 2012.
- MACDONALD, P. A.; KWOK, K. C.S.; HOLMES, J. D. Wind loads on circular storage bins, silos and tanks: I. Point pressure measurements on isolated structures. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, v. 31, n. 2–3, p. 165–187, 1988. D

- PIEPER, K.; SCHUTZ, M. **Bericht uber das forschungsvorhaben – Norm-Mess- Silo für Schüttguteigenschaften.** 109 f. 1980. - Technische Universität Braunschweig, 1980.
- RAMÍREZ-GÓMEZ, A.; GALLEGRO, E.; FUENTES, J. M.; GONZÁLES-MONTELLANO, C.; PORRAS-PIETRO, C. J.; AYUGA, F. Full-scale tests to measure stresses and vertical displacements in an 18.34m-diameter agricultural steel silo roof. **Computers and Electronics in Agriculture**, v. 106, p. 56–65, 2014.
- REIMBERT, M.; REIMBERT, A. **Silos: Théorie et pratique.** 5. ed. Paris: 1971.
- SABRANSKY, I. J.; MELBOURNE, W. H. Design pressure distribution on circular silos with conical roofs. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, v. 26, n. 1, p. 65–84, 1987.
- SCHWAB, C. V.; THOMPSON, S. A.; WILLIAMS, I. J. R. Temperature cable load comparison between model and full-scale grain bins. **Transactions of the American Society of Agricultural Engineers**, v. 35, n. 1, p. 297–302, 1992.
- SCHWAB, C. V.; CURTIS, R. A.; THOMPSON, S. A.; ROSS, I. J. Vertical loading of temperature cables. **Transactions of the American Society of Agricultural Engineers**, v. 34, n. 1, p. 269–274, 1991.
- THOMPSON, S. A. Vertical loads on cables in a model grain bin. **Transactions of the American Society of Agricultural Engineers**, v. 30, n. 2, p. 485–491, 1987.
- THOMPSON, S. A.; ARMSTRONG, P. R.; McNEILL, S. G.; MAGHIRANG, R. G.; MONTROSS, M. D.; TURNER, A. P.; CASADA, M. E. Forces on monitoring cables during grain bin filling and emptying. **American Society of Agricultural and Biological Engineers** v. 35, n. 1992, p. 409–415, 2019.
- THOMPSON, S. A.; SCHWAB, C. V.; ROSS, I. J. Forces on temperature cables in a model bin under restrained conditions. **Transactions of the American Society of Agricultural Engineers**, v. 34, n. 5, p. 2187–2192, 1991.
- ZDRAVKOV, L. Using of general method of standard EN 1993-1-1 to design of self-supporting cone roofs. In: **4Th International Conference Advanced Construction**, n.2, p.178–182, 2014.

ANEXO A

Nas tabelas a seguir, apresentam-se os valores dos coeficientes de pressão externas experimentais e dos modelos numéricos, juntamente com os desvios padrão, média e coeficiente de variação.

Tabela A 1 - Ajuste do modelo para o nível A

Modelo p/ o nível A					
Rad	Cpe Exp	Cpe_Fourier	Desv. Padrão	Média	CV%
0,000	-0,19	-0,196	0,0030	-0,193	1,53
0,175	-0,2	-0,200	0,0000	-0,200	0,02
0,349	-0,21	-0,210	0,0002	-0,210	0,11
0,524	-0,22	-0,225	0,0025	-0,222	1,12
0,698	-0,24	-0,243	0,0013	-0,241	0,54
0,873	-0,27	-0,264	0,0029	-0,267	1,07
1,047	-0,33	-0,289	0,0205	-0,309	6,63
1,222	-0,33	-0,311	0,0097	-0,320	3,02
1,396	-0,33	-0,320	0,0048	-0,325	1,47
1,571	-0,31	-0,312	0,0011	-0,311	0,34
1,745	-0,31	-0,287	0,0113	-0,299	3,78
1,920	-0,26	-0,256	0,0022	-0,258	0,86
2,094	-0,23	-0,228	0,0011	-0,229	0,47
2,269	-0,21	-0,212	0,0010	-0,211	0,45
2,443	-0,21	-0,209	0,0003	-0,210	0,15
2,618	-0,21	-0,217	0,0034	-0,213	1,60
2,793	-0,23	-0,229	0,0007	-0,229	0,33
2,967	-0,24	-0,238	0,0008	-0,239	0,32
3,142	-0,24	-0,242	0,0012	-0,241	0,48
3,316	-0,24	-0,238	0,0008	-0,239	0,32
3,491	-0,23	-0,229	0,0007	-0,229	0,33
3,665	-0,22	-0,217	0,0016	-0,218	0,73
3,840	-0,21	-0,209	0,0003	-0,210	0,15
4,014	-0,21	-0,212	0,0010	-0,211	0,45
4,189	-0,22	-0,228	0,0039	-0,224	1,75
4,363	-0,25	-0,256	0,0028	-0,253	1,10
4,538	-0,26	-0,287	0,0137	-0,274	5,01
4,712	-0,32	-0,312	0,0040	-0,316	1,25
4,887	-0,29	-0,320	0,0152	-0,305	4,98
5,061	-0,28	-0,311	0,0153	-0,295	5,19
5,236	-0,26	-0,289	0,0145	-0,274	5,27
5,411	-0,25	-0,264	0,0071	-0,257	2,78
5,585	-0,24	-0,243	0,0013	-0,241	0,54
5,760	-0,22	-0,225	0,0025	-0,222	1,12
5,934	-0,2	-0,210	0,0052	-0,205	2,55
6,109	-0,19	-0,200	0,0050	-0,195	2,54

6,283	-0,190	-0,196	0,0030	-0,193	1,53
-------	--------	--------	--------	--------	------

Fonte: Autor

Tabela A 2 - Ajuste do modelo para o nível B

Modelo p/ o nível B					
Rad	Cpe Exp	Cpe Fourier	Desv. Padrão	Média	CV %
0,000	-0,19	-0,188	0,0010	-0,189	0,53
0,175	-0,20	-0,189	0,0057	-0,194	2,94
0,349	-0,20	-0,191	0,0046	-0,195	2,34
0,524	-0,21	-0,197	0,0067	-0,203	3,29
0,698	-0,23	-0,209	0,0106	-0,219	4,83
0,873	-0,23	-0,229	0,0005	-0,230	0,21
1,047	-0,31	-0,254	0,0278	-0,282	9,85
1,222	-0,31	-0,277	0,0167	-0,293	5,68
1,396	-0,32	-0,286	0,0169	-0,303	5,56
1,571	-0,30	-0,278	0,0109	-0,289	3,75
1,745	-0,29	-0,256	0,0170	-0,273	6,25
1,920	-0,25	-0,228	0,0108	-0,239	4,53
2,094	-0,22	-0,205	0,0074	-0,213	3,51
2,269	-0,20	-0,191	0,0043	-0,196	2,18
2,443	-0,20	-0,187	0,0063	-0,194	3,24
2,618	-0,20	-0,190	0,0051	-0,195	2,60
2,793	-0,21	-0,195	0,0076	-0,202	3,73
2,967	-0,20	-0,199	0,0004	-0,200	0,18
3,142	-0,20	-0,201	0,0005	-0,201	0,25
3,316	-0,19	-0,199	0,0046	-0,195	2,39
3,491	-0,19	-0,195	0,0024	-0,192	1,27
3,665	-0,18	-0,190	0,0049	-0,185	2,67
3,840	-0,18	-0,187	0,0037	-0,184	2,03
4,014	-0,18	-0,191	0,0057	-0,186	3,09
4,189	-0,19	-0,205	0,0075	-0,198	3,82
4,363	-0,20	-0,228	0,0142	-0,214	6,61
4,538	-0,23	-0,256	0,0130	-0,243	5,33
4,712	-0,26	-0,278	0,0092	-0,269	3,40
4,887	-0,25	-0,286	0,0181	-0,268	6,77
5,061	-0,25	-0,277	0,0133	-0,263	5,07
5,236	-0,23	-0,254	0,0122	-0,242	5,04
5,411	-0,21	-0,229	0,0095	-0,220	4,34
5,585	-0,18	-0,209	0,0144	-0,194	7,41
5,760	-0,20	-0,197	0,0017	-0,198	0,85
5,934	-0,19	-0,191	0,0004	-0,190	0,22
6,109	-0,19	-0,189	0,0007	-0,189	0,37
6,283	-0,190	-0,188	0,0010	-0,189	0,53

Fonte: Autor

Tabela A 3 - Ajuste do modelo para o nível C

Modelo p/ o nível C					
Rad	Cpe Exp	Cpe_Fourier	Desv. Padrão	Média	CV%
0,000	0,03	0,02	0,0074	0,023	32,74
0,175	0,02	0,00	0,0102	0,010	104,75
0,349	0	-0,04	0,0208	-0,021	100,00
0,524	-0,04	-0,10	0,0283	-0,068	41,47
0,698	-0,12	-0,16	0,0190	-0,139	13,66
0,873	-0,21	-0,22	0,0065	-0,217	3,01
1,047	-0,25	-0,29	0,0181	-0,268	6,76
1,222	-0,25	-0,33	0,0418	-0,292	14,33
1,396	-0,32	-0,35	0,0151	-0,335	4,51
1,571	-0,31	-0,33	0,0119	-0,322	3,68
1,745	-0,3	-0,30	0,0007	-0,299	0,25
1,920	-0,26	-0,26	0,0025	-0,262	0,93
2,094	-0,23	-0,24	0,0071	-0,237	2,98
2,269	-0,22	-0,23	0,0072	-0,227	3,18
2,443	-0,21	-0,23	0,0096	-0,220	4,38
2,618	-0,21	-0,23	0,0079	-0,218	3,61
2,793	-0,22	-0,23	0,0025	-0,223	1,13
2,967	-0,22	-0,23	0,0034	-0,223	1,54
3,142	-0,21	-0,23	0,0091	-0,219	4,15
3,316	-0,21	-0,23	0,0084	-0,218	3,87
3,491	-0,22	-0,23	0,0025	-0,223	1,13
3,665	-0,21	-0,23	0,0079	-0,218	3,61
3,840	-0,21	-0,23	0,0096	-0,220	4,38
4,014	-0,21	-0,23	0,0122	-0,222	5,51
4,189	-0,22	-0,24	0,0121	-0,232	5,20
4,363	-0,25	-0,26	0,0075	-0,257	2,90
4,538	-0,27	-0,30	0,0143	-0,284	5,01
4,712	-0,29	-0,33	0,0219	-0,312	7,01
4,887	-0,28	-0,35	0,0351	-0,315	11,14
5,061	-0,25	-0,33	0,0418	-0,292	14,33
5,236	-0,24	-0,29	0,0231	-0,263	8,79
5,411	-0,15	-0,22	0,0365	-0,187	19,58
5,585	-0,12	-0,16	0,0190	-0,139	13,66
5,760	-0,05	-0,10	0,0233	-0,073	31,82
5,934	-0,01	-0,04	0,0158	-0,026	61,27
6,109	0,02	0,00	0,0102	0,010	104,75
6,283	-0,010	0,02	0,0126	0,003	484,62

Fonte: Autor

Tabela A 4 - Ajuste do modelo para o nível D

Modelo p/ o nível D					
Rad	Cpe Exp	Cpe_Fourier	Desv. Padrão	Média	CV%
0,000	0,000	-0,005	0,0025	-0,002	100,00
0,349	-0,040	-0,046	0,0031	-0,043	7,26
0,698	-0,130	-0,131	0,0006	-0,131	0,47
1,047	-0,220	-0,218	0,0012	-0,219	0,54
1,396	-0,280	-0,284	0,0021	-0,282	0,75
1,745	-0,300	-0,284	0,0078	-0,292	2,67
2,094	-0,240	-0,238	0,0012	-0,239	0,51
2,443	-0,220	-0,219	0,0005	-0,219	0,24
2,793	-0,220	-0,222	0,0010	-0,221	0,45
3,142	-0,220	-0,221	0,0002	-0,220	0,11
3,491	-0,220	-0,222	0,0010	-0,221	0,45
3,840	-0,220	-0,219	0,0005	-0,219	0,24
4,189	-0,230	-0,238	0,0038	-0,234	1,61
4,538	-0,280	-0,284	0,0022	-0,282	0,78
4,887	-0,280	-0,284	0,0021	-0,282	0,75
5,236	-0,220	-0,218	0,0012	-0,219	0,54
5,585	-0,130	-0,131	0,0006	-0,131	0,47
5,934	-0,050	-0,046	0,0019	-0,048	3,88
6,283	0	-0,005	0,0025	-0,002	100,00

Fonte: Autor

Tabela A 5 - Ajuste do modelo para o nível E

Modelo p/ o nível E					
Rad	Cpe Exp	Cpe_Fourier	Desv. Padrão	Média	CV%
0,000	-0,03	-0,022	0,0041	-0,026	15,61
0,349	-0,06	-0,072	0,0062	-0,066	9,38
0,698	-0,19	-0,176	0,0069	-0,183	3,80
1,047	-0,33	-0,283	0,0234	-0,307	7,62
1,396	-0,31	-0,332	0,0109	-0,321	3,40
1,745	-0,29	-0,283	0,0033	-0,287	1,16
2,094	-0,23	-0,231	0,0003	-0,230	0,12
2,443	-0,22	-0,220	0,0000	-0,220	0,01
2,793	-0,22	-0,221	0,0004	-0,220	0,17
3,142	-0,22	-0,223	0,0012	-0,221	0,56
3,491	-0,22	-0,221	0,0004	-0,220	0,17
3,840	-0,22	-0,220	0,0000	-0,220	0,01
4,189	-0,23	-0,231	0,0003	-0,230	0,12
4,538	-0,27	-0,283	0,0067	-0,277	2,41

4,887	-0,32	-0,332	0,0059	-0,326	1,82
5,236	-0,28	-0,283	0,0016	-0,282	0,58
5,585	-0,17	-0,176	0,0031	-0,173	1,76
5,934	-0,07	-0,072	0,0012	-0,071	1,70
6,283	-0,03	-0,022	0,0041	-0,026	15,61

Fonte: Autor

Tabela A 6 - Ajuste do modelo para o nível F

Modelo p/ o nível F					
Rad	Cpe Exp	Cpe_Fourier	Desv. Padrão	Média	CV%
0,000	-0,05	-0,050	0,0000	-0,050	0,10
0,349	-0,09	-0,101	0,0053	-0,095	5,59
0,698	-0,2	-0,194	0,0029	-0,197	1,47
1,047	-0,3	-0,281	0,0098	-0,290	3,36
1,396	-0,31	-0,319	0,0043	-0,314	1,38
1,745	-0,27	-0,272	0,0011	-0,271	0,39
2,094	-0,22	-0,221	0,0003	-0,220	0,14
2,443	-0,21	-0,210	0,0002	-0,210	0,11
2,793	-0,21	-0,210	0,0002	-0,210	0,10
3,142	-0,21	-0,212	0,0011	-0,211	0,50
3,491	-0,21	-0,210	0,0002	-0,210	0,10
3,840	-0,21	-0,210	0,0002	-0,210	0,11
4,189	-0,22	-0,221	0,0003	-0,220	0,14
4,538	-0,27	-0,272	0,0011	-0,271	0,39
4,887	-0,31	-0,319	0,0043	-0,314	1,38
5,236	-0,28	-0,281	0,0002	-0,280	0,09
5,585	-0,2	-0,194	0,0029	-0,197	1,47
5,934	-0,1	-0,101	0,0003	-0,100	0,33
6,283	-0,05	-0,050	0,0000	-0,050	0,10

Fonte: Autor

Tabela A 7 - Ajuste do modelo para o nível G

Modelo p/ o nível G					
Rad	Cpe Exp	Cpe_Fourier	Desv. Padrão	Média	CV%
0,000	-0,08	-0,098	0,0088	-0,089	9,91
0,698	-0,21	-0,212	0,0008	-0,211	0,37
1,396	-0,28	-0,277	0,0017	-0,278	0,60
2,094	-0,21	-0,209	0,0005	-0,209	0,26
2,793	-0,2	-0,198	0,0009	-0,199	0,47
3,491	-0,2	-0,198	0,0009	-0,199	0,47

4,189	-0,21	-0,209	0,0005	-0,209	0,26
4,887	-0,29	-0,277	0,0067	-0,283	2,35
5,585	-0,21	-0,212	0,0008	-0,211	0,37
6,283	-0,08	-0,098	0,0088	-0,089	9,91

Fonte: Autor

Tabela A 8 - Ajuste do modelo para o nível H

Modelo p/ o nível H					
Rad	Cpe Exp	Cpe_Fourier	Desv. Padrão	Média	CV%
0,000	-0,13	-0,149	0,0095	-0,140	6,81
1,047	-0,25	-0,239	0,0056	-0,244	2,27
2,094	-0,22	-0,221	0,0003	-0,220	0,16
3,142	-0,2	-0,200	0,0002	-0,200	0,10
4,189	-0,22	-0,221	0,0003	-0,220	0,16
5,236	-0,23	-0,239	0,0045	-0,234	1,90
6,283	-0,13	-0,149	0,0095	-0,140	6,81

Fonte: Autor

Tabela A 9 - Localização dos níveis estudados

Nível	Modelo Kebeli (2002)		Silo estudado	
	d (cm)	h (cm)	D (m)	H (m)
A	0,04	15,27	0,06	0,03
B	0,4	15,47	0,57	0,33
C	1,45	16,08	2,08	1,20
D	3,04	16,99	4,35	2,51
E	4,58	17,88	6,56	3,78
F	5,46	18,39	7,82	4,51
G	6,34	18,9	9,08	5,24
H	7	19,28	10,02	5,78

Fonte: Autor

A letra d representa a distância da borda ao centro, enquanto o h representa a altura do corpo cilindro, somada à altura em que o nível se encontra na cobertura. Com relação a H do contexto do silo em estudo, esta representa a altura do nível a partir da altura do silo.

Tabela A 10 - Ação do vento atuante na cobertura cônica com inclinação de 30°

Carga do vento na superfície da cobertura Δp (kPa)								
Âng.	A	B	C	D	E	F	G	H
0	-0,24717	-0,2372	0,019178	-0,00618	-0,02763	-0,06296	-0,12314	-0,18799
15	-0,25806	-0,239	-0,02345	-0,03696	-0,06541	-0,10135	-0,16308	-0,21713
30	-0,28385	-0,24809	-0,12198	-0,10993	-0,15367	-0,18558	-0,23321	-0,2677
45	-0,31911	-0,27502	-0,23995	-0,19338	-0,2573	-0,27387	-0,28038	-0,29339
60	-0,36457	-0,32098	-0,36116	-0,27461	-0,35738	-0,35391	-0,32073	-0,30142
75	-0,40068	-0,35776	-0,43699	-0,34329	-0,41602	-0,40066	-0,34964	-0,30733
90	-0,39378	-0,35113	-0,42103	-0,37132	-0,39845	-0,3823	-0,33006	-0,30294
105	-0,34277	-0,30546	-0,35387	-0,34547	-0,33599	-0,32266	-0,2849	-0,28954
120	-0,28748	-0,25878	-0,30805	-0,29972	-0,29089	-0,27833	-0,26357	-0,27846
135	-0,2638	-0,23773	-0,29223	-0,27724	-0,27817	-0,26513	-0,25862	-0,26681
150	-0,27358	-0,23956	-0,28479	-0,27842	-0,27758	-0,26447	-0,25091	-0,25415
165	-0,29526	-0,24896	-0,28489	-0,27985	-0,27926	-0,2662	-0,25161	-0,25037
180	-0,30571	-0,2536	-0,28792	-0,27821	-0,28073	-0,26761	-0,25638	-0,25184
195	-0,29526	-0,24896	-0,28489	-0,27985	-0,27926	-0,2662	-0,25161	-0,25037
210	-0,27358	-0,23956	-0,28479	-0,27842	-0,27758	-0,26447	-0,25091	-0,25415
225	-0,2638	-0,23773	-0,29223	-0,27724	-0,27817	-0,26513	-0,25862	-0,26681
240	-0,28748	-0,25878	-0,30805	-0,29972	-0,29089	-0,27833	-0,26357	-0,27846
255	-0,34277	-0,30546	-0,35387	-0,34547	-0,33599	-0,32266	-0,2849	-0,28954
270	-0,39378	-0,35113	-0,42103	-0,37132	-0,39845	-0,3823	-0,33006	-0,30294
285	-0,40068	-0,35776	-0,43699	-0,34329	-0,41602	-0,40066	-0,34964	-0,30733
300	-0,36457	-0,32098	-0,36116	-0,27461	-0,35738	-0,35391	-0,32073	-0,30142
315	-0,31911	-0,27502	-0,23995	-0,19338	-0,2573	-0,27387	-0,28038	-0,29339
330	-0,28385	-0,24809	-0,12198	-0,10993	-0,15367	-0,18558	-0,23321	-0,2677
345	-0,25806	-0,239	-0,02345	-0,03696	-0,06541	-0,10135	-0,16308	-0,21713
360	-0,24717	-0,2372	0,019178	-0,00618	-0,02763	-0,06296	-0,12314	-0,18799

Fonte: Autor

ANEXO B

Tabela B 1 - Valores dos deslocamentos provenientes das análises de primeira e segunda ordem, e dos coeficientes B₂

Nome	Posição 2,313 m			Posição 4,626 m			Posição 6,939 m			Posição 9,251 m		
	Desc. Uy [mm]		B ₂									
	1 ^a	2 ^a		1 ^a	2 ^a		1 ^a	2 ^a		1 ^a	2 ^a	
Long. 0	0,47	0,75	1,60	0,91	1,52	1,68	0,92	1,62	1,77	0,64	1,19	1,86
Long. 1	-0,27	-0,08	0,31	-0,58	-0,24	0,42	-0,52	-0,16	0,30	-0,26	0,05	-0,18
Long. 2	-0,82	-0,77	0,94	-1,74	-1,72	0,99	-1,77	-1,76	0,99	-1,06	-1,00	0,95
Long. 3	-1,14	-1,21	1,06	-2,44	-2,70	1,11	-2,57	-2,87	1,12	-1,60	-1,77	1,11
Long. 4	-1,23	-1,38	1,13	-2,62	-3,08	1,18	-2,76	-3,31	1,20	-1,81	-2,16	1,19
Long. 5	-0,97	-1,18	1,21	-2,13	-2,72	1,28	-2,39	-3,09	1,29	-1,69	-2,15	1,28
Long. 6	-0,56	-0,77	1,38	-1,30	-1,91	1,47	-1,65	-2,39	1,44	-1,32	-1,82	1,38
Long. 7	-0,21	-0,35	1,64	-0,53	-1,03	1,93	-0,81	-1,46	1,80	-0,82	-1,28	1,57
Long. 8	0,13	0,04	0,28	0,17	-0,19	-1,11	-0,07	-0,57	8,06	-0,32	-0,69	2,15
Long. 9	0,30	0,27	0,90	0,58	0,39	0,67	0,41	0,11	0,27	0,05	-0,18	-3,83
Long. 10	0,29	0,33	1,14	0,61	0,61	1,00	0,60	0,53	0,89	0,26	0,20	0,76
Long. 11	0,25	0,36	1,43	0,53	0,72	1,35	0,55	0,71	1,31	0,31	0,43	1,40
Long. 12	0,19	0,36	1,91	0,34	0,70	2,04	0,34	0,73	2,19	0,24	0,56	2,29
Long. 13	0,01	0,27	27,30	-0,02	0,53	-29,28	0,05	0,68	13,00	0,13	0,63	4,95
Long. 14	-0,05	0,26	-5,02	-0,21	0,48	-2,32	-0,16	0,66	-4,10	0,06	0,73	12,59
Long. 15	-0,08	0,28	-3,49	-0,27	0,53	-1,93	-0,21	0,77	-3,65	0,11	0,93	8,83
Long. 16	-0,10	0,30	-2,99	-0,25	0,67	-2,71	-0,03	1,11	-41,26	0,31	1,26	4,06
Long. 17	0,07	0,50	7,64	0,14	1,17	8,20	0,44	1,72	3,91	0,68	1,73	2,56
Long. 18	0,40	0,87	2,18	0,84	1,97	2,35	1,18	2,57	2,19	1,17	2,30	1,97
Long. 19	0,74	1,32	1,77	1,60	2,87	1,79	2,02	3,51	1,74	1,67	2,85	1,70
Long. 20	1,17	1,75	1,50	2,45	3,73	1,52	2,76	4,27	1,54	2,04	3,21	1,57
Long. 21	1,43	1,99	1,39	2,95	4,18	1,42	3,14	4,57	1,45	2,17	3,27	1,50
Long. 22	1,35	1,85	1,37	2,78	3,88	1,40	2,96	4,22	1,43	1,97	2,93	1,49
Long. 23	1,02	1,43	1,40	2,08	2,97	1,43	2,17	3,19	1,47	1,43	2,21	1,54

Fonte: Autor

Tabela B 2 - Valores das forças nocionais Fn (kN) calculadas nos ELU 3 e 6

Nome	dx [m]	Seção Transversal	ELU3 N [kN]	ELU6 N [kN]	ELU3 Fn(kN)	ELU6 Fn(kN)
Longarina	2,313-	Ue200x75x20x2,25	-22,43	-25,77	-0,06729	-0,07731
Longarina1	2,313-	Ue200x75x20x2,25	-22,43	-25,77	-0,06729	-0,07731
Longarina2	2,313-	Ue200x75x20x2,25	-22,32	-23,33	-0,06696	-0,06999
Longarina3	2,313-	Ue200x75x20x2,25	-21,48	-23,53	-0,06444	-0,07059
Longarina4	2,313-	Ue200x75x20x2,25	-20,56	-22	-0,06168	-0,066
Longarina5	2,313-	Ue200x75x20x2,25	-19,77	-18,57	-0,05931	-0,05571
Longarina6	2,313-	Ue200x75x20x2,25	-19,51	-14,3	-0,05853	-0,0429
Longarina7	2,313-	Ue200x75x20x2,25	-19,51	-25,46	-0,05853	-0,07638
Longarina8	2,313-	Ue200x75x20x2,25	-19,77	-18,28	-0,05931	-0,05484
Longarina9	2,313-	Ue200x75x20x2,25	-20,56	-21,46	-0,06168	-0,06438
Longarina10	2,313-	Ue200x75x20x2,25	-21,48	-22,9	-0,06444	-0,0687
Longarina11	2,313-	Ue200x75x20x2,25	-22,32	-22,27	-0,06696	-0,06681
Longarina12	2,313-	Ue200x75x20x2,25	-22,43	-24,51	-0,06729	-0,07353
Longarina13	2,313-	Ue200x75x20x2,25	-22,43	-24,51	-0,06729	-0,07353
Longarina14	2,313-	Ue200x75x20x2,25	-22,32	-22,27	-0,06696	-0,06681
Longarina15	2,313-	Ue200x75x20x2,25	-21,48	-22,9	-0,06444	-0,0687
Longarina16	2,313-	Ue200x75x20x2,25	-20,56	-21,46	-0,06168	-0,06438
Longarina17	2,313-	Ue200x75x20x2,25	-19,77	-18,28	-0,05931	-0,05484
Longarina18	2,313-	Ue200x75x20x2,25	-19,51	-25,46	-0,05853	-0,07638
Longarina19	2,313-	Ue200x75x20x2,25	-19,51	-14,3	-0,05853	-0,0429
Longarina20	2,313-	Ue200x75x20x2,25	-19,77	-18,57	-0,05931	-0,05571
Longarina21	2,313-	Ue200x75x20x2,25	-20,56	-22	-0,06168	-0,066
Longarina22	2,313-	Ue200x75x20x2,25	-21,48	-23,53	-0,06444	-0,07059
Longarina23	2,313-	Ue200x75x20x2,25	-22,32	-23,33	-0,06696	-0,06999
Longarina	4,626-	Ue200x75x20x2,25	-17,21	-18,52	-0,05163	-0,05556
Longarina1	4,626-	Ue200x75x20x2,25	-17,21	-18,52	-0,05163	-0,05556
Longarina2	4,626-	Ue200x75x20x2,25	-18,05	-20,37	-0,05415	-0,06111
Longarina3	4,626-	Ue200x75x20x2,25	-17,15	-17,69	-0,05145	-0,05307
Longarina4	4,626-	Ue200x75x20x2,25	-16,19	-15,68	-0,04857	-0,04704
Longarina5	4,626-	Ue200x75x20x2,25	-15,49	-15,56	-0,04647	-0,04668
Longarina6	4,626-	Ue200x75x20x2,25	-14,36	-10,64	-0,04308	-0,03192
Longarina7	4,626-	Ue200x75x20x2,25	-14,36	-14,85	-0,04308	-0,04455
Longarina8	4,626-	Ue200x75x20x2,25	-15,49	-15,3	-0,04647	-0,0459
Longarina9	4,626-	Ue200x75x20x2,25	-16,19	-15,36	-0,04857	-0,04608
Longarina10	4,626-	Ue200x75x20x2,25	-17,15	-16,89	-0,05145	-0,05067
Longarina11	4,626-	Ue200x75x20x2,25	-18,05	-19,3	-0,05415	-0,0579
Longarina12	4,626-	Ue200x75x20x2,25	-17,21	-17,33	-0,05163	-0,05199
Longarina13	4,626-	Ue200x75x20x2,25	-17,21	-17,33	-0,05163	-0,05199
Longarina14	4,626-	Ue200x75x20x2,25	-18,05	-19,3	-0,05415	-0,0579

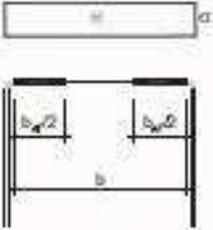
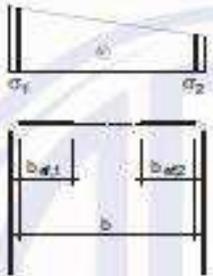
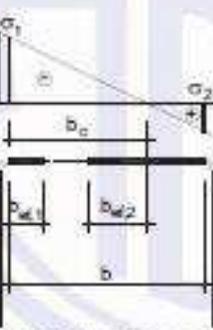
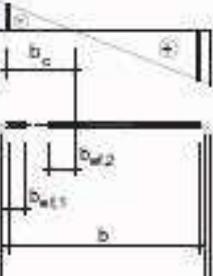
Longarina15	4,626-	Ue200x75x20x2,25	-17,15	-16,89	-0,05145	-0,05067
Longarina16	4,626-	Ue200x75x20x2,25	-16,19	-15,36	-0,04857	-0,04608
Longarina17	4,626-	Ue200x75x20x2,25	-15,49	-15,3	-0,04647	-0,0459
Longarina18	4,626-	Ue200x75x20x2,25	-14,36	-14,85	-0,04308	-0,04455
Longarina19	4,626-	Ue200x75x20x2,25	-14,36	-10,64	-0,04308	-0,03192
Longarina20	4,626-	Ue200x75x20x2,25	-15,49	-15,56	-0,04647	-0,04668
Longarina21	4,626-	Ue200x75x20x2,25	-16,19	-15,68	-0,04857	-0,04704
Longarina22	4,626-	Ue200x75x20x2,25	-17,15	-17,69	-0,05145	-0,05307
Longarina23	4,626-	Ue200x75x20x2,25	-18,05	-20,37	-0,05415	-0,06111
Longarina	6,939-	Ue200x75x20x2,25	-12,15	-12,06	-0,03645	-0,03618
Longarina1	6,939-	Ue200x75x20x2,25	-12,15	-12,06	-0,03645	-0,03618
Longarina2	6,939-	Ue200x75x20x2,25	-12,86	-13,62	-0,03858	-0,04086
Longarina3	6,939-	Ue200x75x20x2,25	-12	-10,94	-0,036	-0,03282
Longarina4	6,939-	Ue200x75x20x2,25	-11,04	-8,95	-0,03312	-0,02685
Longarina5	6,939-	Ue200x75x20x2,25	-10,31	-8,84	-0,03093	-0,02652
Longarina6	6,939-	Ue200x75x20x2,25	-9,36	-8,12	-0,02808	-0,02436
Longarina7	6,939-	Ue200x75x20x2,25	-9,36	-5,26	-0,02808	-0,01578
Longarina8	6,939-	Ue200x75x20x2,25	-10,31	-9,1	-0,03093	-0,0273
Longarina9	6,939-	Ue200x75x20x2,25	-11,04	-9,15	-0,03312	-0,02745
Longarina10	6,939-	Ue200x75x20x2,25	-12	-10,68	-0,036	-0,03204
Longarina11	6,939-	Ue200x75x20x2,25	-12,86	-13,1	-0,03858	-0,0393
Longarina12	6,939-	Ue200x75x20x2,25	-12,15	-11,42	-0,03645	-0,03426
Longarina13	6,939-	Ue200x75x20x2,25	-12,15	-11,42	-0,03645	-0,03426
Longarina14	6,939-	Ue200x75x20x2,25	-12,86	-13,1	-0,03858	-0,0393
Longarina15	6,939-	Ue200x75x20x2,25	-12	-10,68	-0,036	-0,03204
Longarina16	6,939-	Ue200x75x20x2,25	-11,04	-9,15	-0,03312	-0,02745
Longarina17	6,939-	Ue200x75x20x2,25	-10,31	-9,1	-0,03093	-0,0273
Longarina18	6,939-	Ue200x75x20x2,25	-9,36	-5,26	-0,02808	-0,01578
Longarina19	6,939-	Ue200x75x20x2,25	-9,36	-8,12	-0,02808	-0,02436
Longarina20	6,939-	Ue200x75x20x2,25	-10,31	-8,84	-0,03093	-0,02652
Longarina21	6,939-	Ue200x75x20x2,25	-11,04	-8,95	-0,03312	-0,02685
Longarina22	6,939-	Ue200x75x20x2,25	-12	-10,94	-0,036	-0,03282
Longarina23	6,939-	Ue200x75x20x2,25	-12,86	-13,62	-0,03858	-0,04086
Longarina	9,251-	Ue200x75x20x2,25	-8,98	-9,61	-0,02694	-0,02883
Longarina1	9,251-	Ue200x75x20x2,25	-8,98	-9,61	-0,02694	-0,02883
Longarina2	9,251-	Ue200x75x20x2,25	-9,37	-10,69	-0,02811	-0,03207
Longarina3	9,251-	Ue200x75x20x2,25	-8,5	-7,99	-0,0255	-0,02397
Longarina4	9,251-	Ue200x75x20x2,25	-7,53	-6	-0,02259	-0,018
Longarina5	9,251-	Ue200x75x20x2,25	-6,81	-5,88	-0,02043	-0,01764
Longarina6	9,251-	Ue200x75x20x2,25	-6,27	-7,84	-0,01881	-0,02352
Longarina7	9,251-	Ue200x75x20x2,25	-6,27	-1,29	-0,01881	-0,00387
Longarina8	9,251-	Ue200x75x20x2,25	-6,81	-6,71	-0,02043	-0,02013
Longarina9	9,251-	Ue200x75x20x2,25	-7,53	-6,77	-0,02259	-0,02031
Longarina10	9,251-	Ue200x75x20x2,25	-8,5	-8,3	-0,0255	-0,0249
Longarina11	9,251-	Ue200x75x20x2,25	-9,37	-10,72	-0,02811	-0,03216
Longarina12	9,251-	Ue200x75x20x2,25	-8,98	-9,41	-0,02694	-0,02823

Longarina13	9,251-	Ue200x75x20x2,25	-8,98	-9,41	-0,02694	-0,02823
Longarina14	9,251-	Ue200x75x20x2,25	-9,37	-10,72	-0,02811	-0,03216
Longarina15	9,251-	Ue200x75x20x2,25	-8,5	-8,3	-0,0255	-0,0249
Longarina16	9,251-	Ue200x75x20x2,25	-7,53	-6,77	-0,02259	-0,02031
Longarina17	9,251-	Ue200x75x20x2,25	-6,81	-6,71	-0,02043	-0,02013
Longarina18	9,251-	Ue200x75x20x2,25	-6,27	-1,29	-0,01881	-0,00387
Longarina19	9,251-	Ue200x75x20x2,25	-6,27	-7,84	-0,01881	-0,02352
Longarina20	9,251-	Ue200x75x20x2,25	-6,81	-5,88	-0,02043	-0,01764
Longarina21	9,251-	Ue200x75x20x2,25	-7,53	-6	-0,02259	-0,018
Longarina22	9,251-	Ue200x75x20x2,25	-8,5	-7,99	-0,0255	-0,02397
Longarina23	9,251-	Ue200x75x20x2,25	-9,37	-10,69	-0,02811	-0,03207

Fonte: Autor

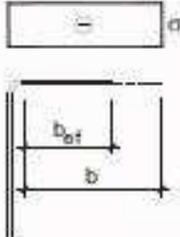
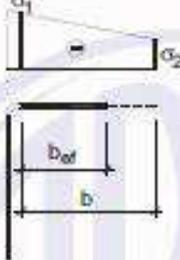
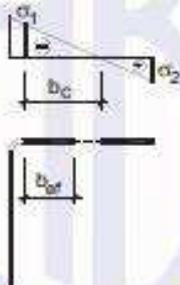
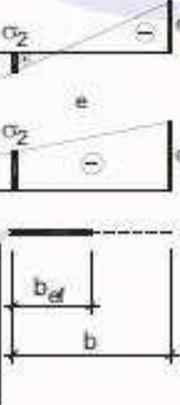
ANEXO C

Tabela C 1 - Largura efetiva e coeficientes de flambagem local para elementos AA

Caso a		$k = 4,0$
Caso b		$0 \leq \psi = \sigma_2 / \sigma_1 < 1,0$ $b_{ef,1} = b_{ef} / (3 - \psi)$ $b_{ef,2} = b_{ef} - b_{ef,1}$ $k = 4 + 2(1 - \psi) + 2(1 - \psi)^3$
Caso c	 <p>A parte tracionada deve ser considerada totalmente efetiva.</p>	$-0,236 < \psi = \sigma_2 / \sigma_1 < 0$ $b_{ef,1} = b_{ef} / (3 - \psi)$ $b_{ef,2} = b_{ef} - b_{ef,1}$ $k = 4 + 2(1 - \psi) + 2(1 - \psi)^3$
Caso d	 <p>A parte tracionada deve ser considerada totalmente efetiva.</p>	$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 \leq -0,236$ $b_{ef,1} = b_{ef} / (3 - \psi)$ $b_{ef,2} = 0,5b_{ef}$ sendo $b_{ef,1} + b_{ef,2} \leq b_c$ $k = 4 + 2(1 - \psi) + 2(1 - \psi)^3$
NOTA: O sinal (-) indica compressão.		

Fonte: NBR 14.762:2010

Tabela C 2 - Largura efetiva e coeficientes de flambagem local para elementos AL

Caso a		$k = 0,43$
Caso b		$0 \leq \psi = \sigma_2 / \sigma_1 < 1,0$ $k = 0,578 / (\psi + 0,34)$
Caso c	 <p data-bbox="459 1288 847 1339">A parte tracionada deve ser considerada totalmente efetiva.</p>	$-1,0 \leq \psi = \sigma_2 / \sigma_1 < 0$ $k = 1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$
Caso d		$-1,0 \leq \psi = \sigma_2 / \sigma_1 \leq 1,0$ $k = 0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$
NOTA: O sinal (-) indica compressão.		

Fonte: NBR 14.762:2010

ANEXO D

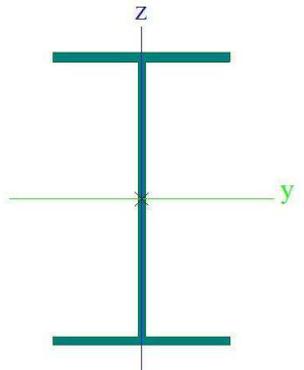
1. Materiais

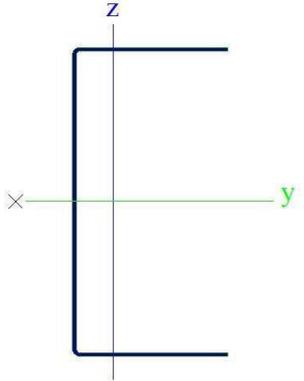
Aço	
A572 grade 50	
Expansão térmica [m/mK]	0,00
Massa unitária [kg/m ³]	7850,0
Módulo E [MPa]	1,6000e+05
Poisson - nu	0,3
Módulo G independente	✓
Módulo G [MPa]	7,6923e+04
Decréscimo Log. (amortecimento não uniforme apenas)	0,15
Cor	■
Dilatação térmica (fogo) [m/mK]	0,00
Calor específico [J/gK]	0,0000e+00
Condutividade térmica [W/mK]	0,0000e+00
Fu [MPa]	448,0
Fy [MPa]	345,0

Explicações dos Símbolos	
Decréscimo Log. (amortecimento não uniforme apenas)	Esta propriedade de amortecimento do material é utilizada apenas no caso do amortecimento não uniforme estar ativo para a análise dinâmica (veja as funcionalidades do projeto). Por favor, observe que o amortecimento não uniforme precisa de uma licença específica, que não é parte do pacote padrão de dinâmica.

2. Seções transversais

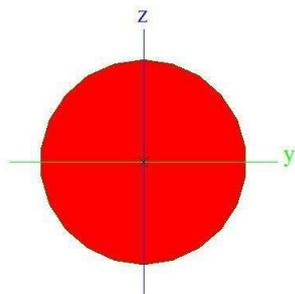
Montante		
Tipo	Cr67x134x30x4,75	
Formcode	115 - Seção Omega formada a frio	
Tipo de formato	Parede fina	
Item material	A572 grade 50	
Fabricação	formado a frio	
Cor	■	
A [cm ²]	14,1000	
A _y [cm ²], A _z [cm ²]	7,0844	6,3107
A _l [m ² /m], A _o [m ² /m]	6,0292e-01	6,0292e-01
C _{x,UCS} [mm], C _{z,UCS} [mm]	92	41
α [deg]	0,00	
I _y [cm ⁴], I _z [cm ⁴]	89,4400	470,9748
i _y [mm], i _z [mm]	25	58
W _{el,y} [cm ³], W _{el,z} [cm ³]	21,7431	51,0542
W _{pl,y} [cm ³], W _{pl,z} [cm ³]	31,3546	74,8158
M _{pl,y,+} [Ncm], M _{pl,y,-} [Ncm]	1,08e+06	1,08e+06
M _{pl,z,+} [Ncm], M _{pl,z,-} [Ncm]	2,58e+06	2,58e+06
d _y [mm], d _z [mm]	0	51
I _r [cm ⁴], I _w [cm ⁶]	1,0048	1613,0072
β _y [mm], β _z [mm]	-183	0
Imagem		
Colar Central		
Tipo	VS200x19	
Formcode	1 - Seção I	
Tipo de formato	Parede fina	
Item material	A572 grade 50	
Fabricação	soldado	
Cor	■	
A [cm ²]	24,0000	
A _y [cm ²], A _z [cm ²]	13,4698	9,3553
A _l [m ² /m], A _o [m ² /m]	8,7050e-01	8,7050e-01
C _{x,UCS} [mm], C _{z,UCS} [mm]	60	100
α [deg]	0,00	
I _y [cm ⁴], I _z [cm ⁴]	1720,0000	181,6074
i _y [mm], i _z [mm]	85	28

$W_{el.y}$ [cm ³], $W_{el.z}$ [cm ³]	167,9252	30,2679
$W_{pl.y}$ [cm ³], $W_{pl.z}$ [cm ³]	188,1407	46,4171
$M_{pl.y,+}$ [Ncm], $M_{pl.y,-}$ [Ncm]	6,49e+06	6,49e+06
$M_{pl.z,+}$ [Ncm], $M_{pl.z,-}$ [Ncm]	1,60e+06	1,50e+06
d_y [mm], d_z [mm]	0	0
I_t [cm ⁴], I_w [cm ⁶]	2,4973	16988,7383
β_y [mm], β_z [mm]	0	0
Imagem		

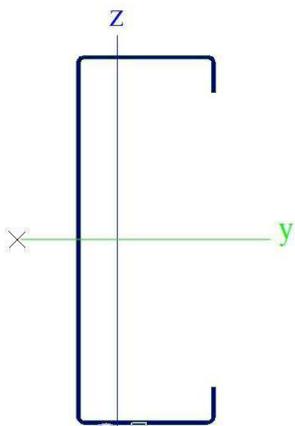
Barra de tração		
Tipo	U100x50x1,20	
Formcode	112 - Perfil tipo C formado a frio	
Tipo de formato	Parede fina	
Item material	A572 grade 42	
Fabricação	formado a frio	
Cor	■	
A [cm ²]	2,3500	
A_y [cm ²], A_z [cm ²]	1,0484	1,1785
A_t [m ² /m], A_D [m ² /m]	3,9450e-01	3,9450e-01
$c_{y,UCS}$ [mm], $c_{z,UCS}$ [mm]	13	50
α [deg]	0,00	
I_y [cm ⁴], I_z [cm ⁴]	38,1900	5,9994
i_y [mm], i_z [mm]	40	16
$W_{el.y}$ [cm ³], $W_{el.z}$ [cm ³]	7,6230	1,6237
$W_{pl.y}$ [cm ³], $W_{pl.z}$ [cm ³]	8,6917	2,9281
$M_{pl.y,+}$ [Ncm], $M_{pl.y,-}$ [Ncm]	2,52e+05	2,52e+05
$M_{pl.z,+}$ [Ncm], $M_{pl.z,-}$ [Ncm]	8,49e+04	8,49e+04
d_y [mm], d_z [mm]	-31	0
I_t [cm ⁴], I_w [cm ⁶]	0,0109	101,2660
β_y [mm], β_z [mm]	0	117
Imagem		

Contraventamento		
Tipo	BR1/2"	
Formcode	11 - Seção circular cheia	
Tipo de formato	Parede espessa	
Item material	A572 grade 50	
Fabricação	laminado	
Cor	■	
A [cm ²]	1,2670	

A _y [cm ²], A _z [cm ²]	1,1401	1,1401
A _L [m ² /m], A _D [m ² /m]	3,9896e-02	3,9896e-02
c _{y,UCS} [mm], c _{z,UCS} [mm]	6	6
α [deg]	0,00	
I _y [cm ⁴], I _z [cm ⁴]	0,1277	0,1277
i _y [mm], i _z [mm]	3	3
W _{el,y} [cm ³], W _{el,z} [cm ³]	0,2011	0,2011
W _{pl,y} [cm ³], W _{pl,z} [cm ³]	0,3414	0,3414
M _{pl,y,+} [Ncm], M _{pl,y,-} [Ncm]	1,18e+04	1,18e+04
M _{pl,z,+} [Ncm], M _{pl,z,-} [Ncm]	1,18e+04	1,18e+04
d _y [mm], d _z [mm]	0	0
I _t [cm ⁴], I _w [cm ⁶]	0,2559	0,0000
β _y [mm], β _z [mm]	0	0



Travessa1		
Tipo	Ue200x75x20x2,00	
Formcode	114 - Perfil C formado a frio	
Tipo de formato	Parede fina	
Item material	A572 grade 50	
Fabricação	formado a frio	
Cor	■	
A [cm ²]	7,5400	
A _y [cm ²], A _z [cm ²]	2,8884	4,1019
A _L [m ² /m], A _D [m ² /m]	7,5765e-01	7,5765e-01
c _{y,UCS} [mm], c _{z,UCS} [mm]	22	100
α [deg]	0,00	
I _y [cm ⁴], I _z [cm ⁴]	467,4200	56,3447
i _y [mm], i _z [mm]	79	27
W _{el,y} [cm ³], W _{el,z} [cm ³]	46,6347	10,6309
W _{pl,y} [cm ³], W _{pl,z} [cm ³]	54,2709	15,8520
M _{pl,y,+} [Ncm], M _{pl,y,-} [Ncm]	1,87e+06	1,87e+06
M _{pl,z,+} [Ncm], M _{pl,z,-} [Ncm]	5,47e+05	5,47e+05
d _y [mm], d _z [mm]	-54	0
I _t [cm ⁴], I _w [cm ⁶]	0,0970	4471,5258
β _y [mm], β _z [mm]	0	216



Long		
Tipo	Ue200x75x20x2,25	
Formcode	114 - Perfil C formado a frio	

Tipo de formato	Parede fina	
Item material	A572 grade 50	
Fabricação	formado a frio	
Cor		
A [cm ²]	8,4400	
A _y [cm ²], A _z [cm ²]	3,2362	4,6038
A _L [m ² /m], A _D [m ² /m]	7,5486e-01	7,5486e-01
c _{y,UCS} [mm], c _{z,UCS} [mm]	22	100
α [deg]	0,00	
I _y [cm ⁴], I _z [cm ⁴]	521,4000	62,4708
i _y [mm], i _z [mm]	79	27
W _{el,y} [cm ³], W _{el,z} [cm ³]	52,0203	11,7834
W _{pl,y} [cm ³], W _{pl,z} [cm ³]	60,6460	17,6425
M _{pl,y,+} [Ncm], M _{pl,y,-} [Ncm]	2,09e+06	2,09e+06
M _{pl,z,+} [Ncm], M _{pl,z,-} [Ncm]	6,09e+05	6,09e+05
d _y [mm], d _z [mm]	-54	0
I _t [cm ⁴], I _w [cm ⁶]	0,1371	4936,0184
β _y [mm], β _z [mm]	0	216
Imagem		

Explicações dos Símbolos	
Formcode	s - Espessura r - Raio interno b - Largura total h - Altura c - Comprimento interno
A	Área
A _y	Área de cisalhamento na direção principal y - Calculado por análise 2D MEF
A _z	Área de cisalhamento na direção principal z - Calculado por análise 2D MEF
A _L	Circunferência por unidade de comprimento
A _D	Superfície de secagem por unidade de comprimento
c _{y,UCS}	Coordenada da centróide na direção Y do sistema de eixos inserido
c _{z,UCS}	Coordenada da centróide na direção Z do sistema de eixos inserido
I _{y,LCS}	Momento de inércia de área do eixo YLCS
I _{z,LCS}	Momento de inércia de área do eixo ZLCS
I _{yz,LCS}	Produto de inércia de área no sistema LCS
α	Ângulo de rotação do sistema de eixos principal
I _y	Momento de inércia de área do eixo y principal
I _z	Momento de inércia de área do eixo z principal
i _y	Raio de giração na eixo y principal

Explicações dos Símbolos	
i _z	Raio de giração na eixo z principal
W _{el,y}	Módulo elástico da seção na eixo principal y
W _{el,z}	Módulo elástico da seção na eixo principal z
W _{pl,y}	Módulo plástico da seção na eixo principal y
W _{pl,z}	Módulo plástico da seção na eixo principal z
M _{pl,y,+}	Momento plástico no eixo principal y para um momento M _y positivo
M _{pl,y,-}	Momento plástico no eixo principal y para um momento M _y negativo
M _{pl,z,+}	Momento plástico no eixo principal z para um momento M _y positivo
M _{pl,z,-}	Momento plástico no eixo principal z para um momento M _y negativo
d _y	Coordenada do centro de cisalhamento na direção principal y medida a partir da centróide - Calculado por análise 2D MEF
d _z	Coordenada do centro de cisalhamento na direção principal z medida a partir da centróide - Calculado por análise 2D MEF
I _t	Constante torcional - Calculado por análise 2D MEF
I _w	Constante de empenamento - Calculado por análise 2D MEF
β _y	Constante mono-simétrica no eixo principal y
β _z	Constante mono-simétrica no eixo principal z

3. Casos de carregamento

Nome	Descrição	Tipo de ação	Grupo de carga	Direção	Duração	Caso de carga mestre
		Esp				
PP1	Peso próprio	Permanente	LG1	-Z		
PP2	Peso Próprio-Passarela	Peso próprio	LG1			
		Padrão				
PP3	Peso Próprio da telha	Permanente	LG1			
		Padrão				
CT	Cabo de Termometria Padrão	Variável	LG2		Curto	Nenhum
		Estática				
AV	Ação do Vento Padrão	Variável	LG2		Curto	Nenhum
		Estática				
SC	Sobrecarga da Cobertura Padrão	Variável	LG2		Curto	Nenhum
		Estática				
IG_ELU3	Imperfeições Iniciais Geometricas	Permanente	LG1			
		Padrão				
IG_ELU6	Imperfeições Iniciais Geometricas	Permanente	LG1			
		Padrão				

4. Combinações

Nome	Descrição	Tipo	Casos de carga	Coef. [-]
ELU_1		Linear - última	PP1 - Peso próprio	1,25
			PP2 - Peso Próprio-Passarela	1,50
			PP3 - Peso Próprio da telha	1,25
ELU_2		Linear - última	PP1 - Peso próprio	1,25
			PP2 - Peso Próprio-Passarela	1,50
			PP3 - Peso Próprio da telha	1,25
			CT - Cabo de Termometria	1,50
ELU_3		Linear - última	PP1 - Peso próprio	1,25
			PP2 - Peso Próprio-Passarela	1,50
			PP3 - Peso Próprio da telha	1,25
			SC - Sobrecarga da Cobertura	1,50
			IG_ELU3 - Imperfeições Iniciais Geometricas	1,00
ELU_4		Linear - última	PP1 - Peso próprio	1,25
			PP2 - Peso Próprio-Passarela	1,50
			PP3 - Peso Próprio da telha	1,25
			AV - Ação do Vento	1,40
ELU_5		Linear - última	PP1 - Peso próprio	1,25
			PP2 - Peso Próprio-Passarela	1,50
			PP3 - Peso Próprio da telha	1,25
			CT - Cabo de Termometria	1,05
			AV - Ação do Vento	1,40
			SC - Sobrecarga da Cobertura	1,20
ELU_6		Linear - última	PP1 - Peso próprio	1,25
			PP2 - Peso Próprio-Passarela	1,50
			PP3 - Peso Próprio da telha	1,25
			CT - Cabo de Termometria	1,50
			AV - Ação do Vento	0,84
			SC - Sobrecarga da Cobertura	1,20
			IG_ELU6 - Imperfeições Iniciais Geometricas	1,00
ELU_7		Linear - última	PP1 - Peso próprio	1,25
			PP2 - Peso Próprio-Passarela	1,50
			PP3 - Peso Próprio da telha	1,25
			CT - Cabo de Termometria	1,05
			AV - Ação do Vento	0,84
			SC - Sobrecarga da Cobertura	1,50
ELU_8		Linear - última	PP1 - Peso próprio	1,00
			PP2 - Peso Próprio-Passarela	1,00
			PP3 - Peso Próprio da telha	1,00
			AV - Ação do Vento	1,40

5. Esbeltez do aço

Cálculo linear

Elemento	Nome ST	Parte	Deslocável y	Ly	ky	ly	Lam y	lyz	I FLT
				[m]	[-]	[m]	[-]	[m]	[m]
			Deslocável z	Lz	kz	lz	Lam z		
				[m]	[-]	[m]	[-]		
Longarina	Long	1	Não	11,564	1,00	11,564	147,13	2,313	2,313
			Não	2,313	1,00	2,313	85,01		
Longarina	Long	2	Não	11,564	1,00	11,564	147,13	2,313	2,313
			Não	2,313	1,00	2,313	85,01		
Longarina	Long	3	Não	11,564	1,00	11,564	147,13	2,313	2,313
			Não	2,313	1,00	2,313	85,01		
Longarina	Long	4	Não	11,564	1,00	11,564	147,13	2,313	2,313
			Não	2,313	1,00	2,313	85,01		
Longarina	Long	5	Não	11,564	1,00	11,564	147,13	2,313	2,313
			Não	2,313	1,00	2,313	85,01		
Longarina	Long	6	Não	11,564	1,00	11,564	147,13	2,313	2,313
			Não	2,313	1,00	2,313	85,01		
Colar Central	Colar Central	1	Sim	0,236	1,82	0,428	5,05	0,236	0,236
			Não	0,236	0,91	0,214	7,79		
Colar Central	Colar Central	2	Sim	0,236	1,86	0,437	5,17	0,236	0,236
			Não	0,236	0,96	0,226	8,23		
Colar Central	Colar Central	3	Sim	0,236	1,69	0,399	4,72	0,236	0,236
			Não	0,236	0,96	0,225	8,19		
Colar Central	Colar Central	4	Sim	0,236	1,78	0,419	4,95	0,236	0,236
			Não	0,236	0,96	0,226	8,23		
Colar Central	Colar Central	5	Sim	0,236	1,85	0,437	5,16	0,236	0,236
			Sim	0,236	4,53	1,067	38,77		
Colar Central	Colar Central	6	Sim	0,236	1,85	0,437	5,16	0,236	0,236
			Não	0,236	0,90	0,212	7,70		
Colar Central	Colar Central	7	Sim	0,236	1,82	0,428	5,06	0,236	0,236
			Não	0,236	0,83	0,196	7,12		
Colar Central	Colar Central	8	Sim	0,236	1,79	0,422	4,99	0,236	0,236
			Não	0,236	0,87	0,206	7,48		
Colar Central	Colar Central	9	Sim	0,236	1,81	0,426	5,03	0,236	0,236
			Não	0,236	0,95	0,224	8,15		
Colar Central	Colar Central	10	Sim	0,236	1,85	0,437	5,16	0,236	0,236
			Não	0,236	0,93	0,220	7,99		
Colar Central	Colar Central	11	Sim	0,236	2,22	0,524	6,18	0,236	0,236
			Não	0,236	0,95	0,224	8,14		
Colar Central	Colar Central	12	Sim	0,236	1,77	0,417	4,93	0,236	0,236
			Não	0,236	0,91	0,215	7,81		
Colar Central	Colar Central	13	Sim	0,236	1,79	0,422	4,99	0,236	0,236
			Não	0,236	0,89	0,211	7,66		
Colar Central	Colar Central	14	Sim	0,236	1,85	0,437	5,16	0,236	0,236
			Não	0,236	0,89	0,210	7,62		
Colar Central	Colar Central	15	Sim	0,236	1,68	0,396	4,67	0,236	0,236
			Não	0,236	0,93	0,220	8,00		
Colar Central	Colar Central	16	Sim	0,236	1,78	0,420	4,96	0,236	0,236
			Não	0,236	0,98	0,231	8,39		
Colar Central	Colar Central	17	Sim	0,236	1,85	0,437	5,16	0,236	0,236
			Não	0,236	0,99	0,233	8,46		
Colar Central	Colar Central	18	Sim	0,236	1,86	0,437	5,16	0,236	0,236
			Não	0,236	0,97	0,229	8,34		
Colar Central	Colar Central	19	Sim	0,236	1,83	0,432	5,10	0,236	0,236
			Não	0,236	0,89	0,210	7,63		
Colar Central	Colar Central	20	Sim	0,236	1,80	0,423	5,00	0,236	0,236
			Não	0,236	0,94	0,221	8,03		
Colar Central	Colar Central	21	Sim	0,236	1,80	0,424	5,01	0,236	0,236
			Não	0,236	0,95	0,224	8,14		
Colar Central	Colar Central	22	Sim	0,236	1,85	0,436	5,15	0,236	0,236
			Não	0,236	0,92	0,216	7,86		
Colar Central	Colar Central	23	Sim	0,236	2,23	0,525	6,20	0,236	0,236
			Sim	0,236	3,39	0,798	29,01		
Colar Central	Colar Central	24	Sim	0,236	1,78	0,419	4,95	0,236	0,236
			Não	0,236	0,92	0,217	7,88		
Travessa	Travessa1	1	Sim	2,326	1,00	2,326	29,55	2,326	2,326
			Não	2,326	1,00	2,326	85,11		

6. Verificação pela Norma Brasileira de Aço

Cálculo não linear

Classe: RC_NC1

Sistema de coordenadas: Principal

Extremo 1D: Global

Seleção: Tudo

Filtro: Seção Transversal = Colar Central - VS200x19

Verificação pela Norma Brasileira de Aço - ABNT - NBR-8800:2008

Dados da barra		
Barra	Posição[m]	Perfil
Colar Central	5	VS(NBR)200x19

Seção:

Seção: VS(NBR)200x19



Dados do aço				
Aço	Fy[kN/cm2]	Fu[kN/cm2]	E[kN/cm2]	G[kN/cm2]
A572 grade 50	30	40	20000	8000

Esforços*					
Nd[kN]	Mdx[kN.cm]	Mdy[kN.cm]	Vdx[kN]	Vdy[kN]	Td[kN.cm]
-20	400	40	2	10	-0.06

*Combinação:

Verificação ao Esforço Normal

Verificação da esbeltez*				
Lbf _x [m]	Lbf _y [m]	λ_x	λ_y	Status
0.4	0.6	5	20	OK

*Item 5.3.4 - Verificação da esbeltez

Definição da carga de flambagem elástica - ANEXO E

Anexo E - Força axial de flambagem elástica

Item E.1.1 - Seções com dupla simetria

Carga de flambagem elástica*				
Nex[kN]	Ney[kN]	Nez[kN]	Neyz[kN]	Ne[kN]
246740	10966	135419	N/A	10966

Flambagem local*				
Mesas		Alma		Classificação
λ_p	λ	λ_p	λ	
13.3	8.33	38.5	37.6	Compacta

Resistência à compressão						
λ_0	χ	α	$A_g[\text{cm}^2]$	$N_{Rd}[\text{kN}]$	S_{cl}/R_d	Status
0.234	0.977	1	20	533	0.0375	OK

Verificação ao Momento Fletor

Verificação ao momento: Maior inércia (X-X)

Mesa superior em compressão

Parâmetros de cálculo					
Lb[m]	Cb	$C_w[\text{cm}^6]$	$I_y[\text{cm}^4]$	$W_x[\text{cm}^3]$	$Z_x[\text{cm}^3]$
0.2	1	20000	200	200	200

Classificação da seção						
Mesa			Alma			Classificação
λ_p	λ_r	λ	λ_p	λ_r	λ	
9.81	23.7	8.33	97.1	147	37.6	Compacta

Resultados						
FLA[kN.cm]	FLM[kN.cm]	FLT[kN.cm]	Mpl [kN.cm]	$M_{Rd}[\text{kN.cm}]$	S_{cl}/R_d	Status
5455	5455	5455	6000	5455	0.073	OK

Verificação ao momento: Menor inércia (Y-Y)

Parâmetros de cálculo					
Lb[m]	Cb	$C_w[\text{cm}^6]$	$I_x[\text{cm}^4]$	$W_y[\text{cm}^3]$	$Z_y[\text{cm}^3]$
N/A	1	N/A	200	30	50

Classificação da seção						
Mesa			Alma			Classificação
λ_p	λ_r	λ	λ_p	λ_r	λ	
9.81	23.7	8.33	0	0	0	Compacta

Resultados						
FLA[kN.cm]	FLM[kN.cm]	FLT[kN.cm]	Mpl [kN.cm]	Status	S_{cl}/R_d	Status
1364	1227	1364	1500	1227	0.033	OK

Verificação do Cortante: Menor inércia (Y-Y)

Versão estudantil

Parâmetros de cálculo		
Lv[m]	a[m]	Kv
0	6000	5

Verificação da esbelteza		
λ_p	λ_r	λ
63.5	79.1	37.6

Resultados			
Vpl[kN]	VRd[kN]	Sd/Rd	Status
180	164	0.0611	OK

Verificação de Cortante: Maior inércia (X-X)

Parâmetros de cálculo		
Lv[m]	a[m]	Kv
0	6000	1.2

Verificação da esbelteza		
λ_p	λ_r	λ
31.1	38.7	8.33

Resultados			
Vpl[kN]	VRd[kN]	Sd/Rd	Status
216	196	0.0102	OK

Esforços combinados - Normal e Momento - seção 5.5.1.2

Caso b)

$$\frac{N_d}{2 \cdot NR_d} + \frac{M_d}{MR_{dx}} + \frac{M_{dy}}{MR_{dy}} = 0.1247$$

RESUMO DAS VERIFICAÇÕES

Resumo dos resultados		
Tipo de verificação	Sd/Rd	Status
Força Normal	0.0375	OK
Momento X-X	0.0733	OK
Momento Y-Y	0.0326	OK
Cisalhamento X-X	0.0611	OK
Cisalhamento Y-Y	0.0102	OK
Torção	0	OK
Esforços combinados	0.125	OK

Fator máximo = 0.125

7. Verificação pela Norma Brasileira de Aço

Cálculo não linear

Classe: RC_NC1

Sistema de coordenadas: Principal

Extremo 1D: Global

Seleção: Tudo

Filtro: Seção Transversal = Long - Ue200x75x20x2,25

Verificação pela Norma Brasileira de Aço - ABNT - NBR-14762:2010

Dados da barra		
Barra	Posição[m]	Perfil
Longarina	0	Ue(NBRf)200x75x20x2,25

Seção:

Seção: Ue(NBRf)200x75x20x2,25



Dados do aço				
Aço	Fy[kN/cm2]	Fu[kN/cm2]	E[kN/cm2]	G[kN/cm2]
A572 grade 50	30	40	20000	8000

Esforços*				
Ná[kN]	Mdx[kN.cm]	Mdy[kN.cm]	Vdx[kN]	Vdy[kN]
-30	-600	2	0.03	2

*Combinação:

Item 9.7 - Resistência à compressão

Item 9.7.4 - Verificação da esbeltez

λ_x	λ_y	Status
126	73	OK

Carga de flambagem elástica

Ne _x	Ne _y	Ne _z	Ne
98.7	296	260	87.4

Item 9.7.2 - Cálculo da esbeltez reduzida

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A_g \cdot f_y}{N_e}} = 1.66$$

Definição do fator de redução à flambagem global χ

$$\chi = \frac{0.877}{\lambda_0^2} = \frac{0.877}{1.66^2} = 0.319$$

Versão estudantil

Cálculo da largura efetiva

$$\sigma = \chi \cdot f_y = 0,319 \cdot 30 = 96 \text{ MPa}$$

Verificação do enrijecedor das mesas - seção 9.2.2 Flambagem Local - tabela 6

caso a - compressão uniforme: $k = 0,43$

Enrijecedores - Seção 9.2.2.1:

Esbeltez reduzida:

$$\lambda_p = \frac{\frac{dsg}{t}}{0,95 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot E}{\sigma}}} = \frac{\frac{0,016}{2 \cdot 10^{-3}}}{0,95 \cdot \sqrt{\frac{0,43 \cdot 200 \cdot 10^9}{96 \cdot 10^6}}} = 0,281$$

$$A_e = A_g = 8 \text{ cm}^2$$

$$def = dsg = 0,016$$

Enrijecedor totalmente efetivo

Verificação da mesa - seção 9.2.2 Flambagem Local - tabela 6

Seção 9.2.3 - Largura efetiva de elementos com bordas enrijecidas

Seção 9.2.2.1:

Esbeltez reduzida:

$$\lambda_{p0} = \frac{\frac{bf}{t}}{0,623 \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma}}} = \frac{\frac{0,062}{2 \cdot 10^{-3}}}{0,623 \cdot \sqrt{\frac{200 \cdot 10^9}{96 \cdot 10^6}}} = 1,09$$

$$i_s = \frac{t \cdot dsg^3}{12} = 683 \cdot 10^{-12}$$

$$I_a = \min \left(399 \cdot t^4 \cdot (0,487 \cdot \lambda_{p0} - 0,328)^3; t^4 \cdot (56 \cdot \lambda_{p0} + 5) \right) = 52,9 \cdot 10^{-12}$$

verificação da redução de borda: Nenhuma redução é necessária

$$A_e = A_g = 8 \text{ cm}^2$$

Versão estudantil

Cálculo do k de acordo como a seção 9.2.3.1

$$n = \max\left(0.582 - 0.122 \cdot \lambda_{p0} \cdot \frac{1}{3}\right) = \max\left(0.582 - 0.122 \cdot 1.09 \cdot \frac{1}{3}\right) = 0.449$$

$$k = \min\left(\left(4.82 - 5 \cdot \frac{D}{bf}\right) \cdot (\text{aux}2^n + 0.43), 4\right) = \min\left(\left(4.82 - 5 \cdot \frac{0.02}{0.062}\right) \cdot (1^{0.449} + 0.43), 4\right) = 4$$

Largura efetiva da mesa - seção 9.2.3.1 e 9.2.2.1

$$\lambda_p = \frac{\frac{bf}{t}}{0.95 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot E}{\sigma}}} = \frac{\frac{0.062}{2 \cdot 10^{-3}}}{0.95 \cdot \sqrt{\frac{4 \cdot 200 \cdot 10^9}{96 \cdot 10^6}}} = 0.357$$

$$b_{ef} = bf = 62 \text{ mm}$$

Mesa totalmente efetiva!

$$A_e = 8 \text{ cm}^2$$

Verificação da alma - seção 9.2.2 Flambagem Local - tabela 5

caso a - compressão uniforme: k = 4

Seção 9.2.2.1:

Esbeltez reduzida:

$$\lambda_p = \frac{\frac{d}{t}}{0.95 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot E}{\sigma}}} = \frac{\frac{0.192}{2 \cdot 10^{-3}}}{0.95 \cdot \sqrt{\frac{4 \cdot 200 \cdot 10^9}{96 \cdot 10^6}}} = 1.11$$

$$b_{ef} = \frac{d \cdot \left(1 - \frac{0.22}{\lambda_p}\right)}{\lambda_p} = \frac{0.192 \cdot \left(1 - \frac{0.22}{1.11}\right)}{1.11} = 139 \text{ mm}$$

Item 9.7.2 - Cálculo da esbeltez reduzida com a área efetiva

$$A_e = 6.94 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A_e \cdot f_y}{N_e}} = 1.54$$

Definição do fator de redução à flambagem global χ

$$\chi = \frac{0.877}{\lambda_0^2} = 0.368$$

Compressão resistente

$$N_{cRd} = \frac{\chi \cdot A_e \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = 63.9 \text{ kN}$$

Resultados de compressão

N_d (kN)	N_{Rd} (kN)	Verificação	Status
30	63.9	0.47	OK

Item 9.7.3 - Flambagem distorcional

1 - Propriedades geométricas da mesa

A_f	J_t	i_{xf}	i_{yf}	i_{xyf}	x_0	y_0	h_x	C_{wf}
1.74	0.0232	0.383	8.67	0.959	2.65	-0.207	4.14	0

2 - Definição dos fatores

k_{ϕ}	$k_{\phi wg}$	$k_{\phi we}$	$k_{\phi fe}$	$k_{\phi fg}$	L_{cr}	L
0	0.0637	1.47	1.91	0.0969	64.3	64.3

3 - Definição da tensão de flambagem distorcional

OBS: Valores de acordo com o AISI-2007 item C4.2 b)

$$F_d = \frac{k_{\phi fe} + k_{\phi we} + k_{\phi}}{k_{\phi fg} + k_{\phi wg}} = 21 \text{ kN/cm}^2$$

4 - Resistência à flambagem distorcional

$$N_{dRd} = \frac{\chi_{dist} \cdot A \cdot f_y}{\gamma} = \frac{0.645 \cdot 8 \cdot 30}{1.2} = 129 \text{ kN}$$

λ_{dist}	χ_{dist}	N_d	N_{cRd}
1.19	0.645	-30	129

Verificação da flexão (X-X)

Item 9.8

Escoamento da seção efetiva

Item 9.8.2.1

1 - Verificação da flambagem local

Item 9.2

1.1 - Verificação dos enrijecedores

Enrijecedor totalmente efetivo!

Parte	σ_1	σ_2	ψ	k	b_{ef}
Enrijecedor	-11.5	-9.6	0.833	0.493	1.2

1.2 - Verificação das mesas

Mesa totalmente efetiva!

Parte	σ_1	σ_2	ψ	k	b_{ef}
Mesa	-12	-12	0	3.85	6.2

Verificação da redução do enrijecedor

Definição da redução do enrijecedor: $ds = 0.238 \text{ cm}$

1.3 - Verificação da alma

Alma totalmente efetiva!

Parte	σ_1	σ_2	ψ	k	b_{ef}
Alma	-11.5	11.5	-1	24	19.2

$$W_{ef} = 47.7 \text{ cm}^3$$

$$MR_{d1} = \frac{W_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = \frac{47.7 \cdot 10^{-6} \cdot 300 \cdot 10^6}{1.1} = 1302 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

2 - Flambagem Lateral com Torção

Item 9.8.2.2

Parâmetros de travamento lateral:

Lb _x	Lb _y	Lb _z	Lb _{Top}	Lb _{Bottom}	Comprimento
1000	200	200	200	200	1000

$$h = 20 \text{ cm}$$

Parâmetros de cálculo:

C _b	M _e	W _c	λ ₀	χ _{FLT}	M _{Rd,FLT}
1.61	4430	50	0.582	1	1302

Resultados da flexão (X-X):

M _{dx}	M _{Rdx}	Verificação	Status
-600	1302	0.461	OK

Item 9.7.3 - Flambagem distorcional

1 - Propriedades geométricas da mesa

A _f	J _f	I _{xf}	I _{yf}	I _{yyf}	x ₀	y ₀	h _x	C _{wf}
1.74	0.0232	0.383	8.67	0.959	2.66	-0.207	-4.14	0

2 - Definição dos fatores

k _φ	ξ _{web}	k _{φwa}	k _{φwe}	k _{φfe}	k _{φfg}	l _{cr}	i	β
0	2	0.0133	2.47	2.74	0.119	58.1	58.1	1.17

3 - Definição da tensão de flambagem distorcional

OBS: Valores de acordo com o AISI-2007 item C3.1.4 b)

$$F_d = \frac{\beta \cdot (k_{\phi fe} + k_{\phi we} + k_{\phi})}{k_{\phi fg} + k_{\phi wg}} = \frac{1.17 \cdot (2.74 + 2.47 + 0)}{0.119 + 0.0133} = 46.3 \text{ kN/cm}^2$$

4 - Resistência à flambagem distorcional

$$M_{dRd} = \frac{\chi_{dist} \cdot W \cdot f_y}{\gamma} = \frac{0.903 \cdot 50 \cdot 30}{1.1} = 1231 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

W _f	M _{dist}	λ _{dist}	χ _{dist}	M _{dRd}
50	2316	0.805	0.903	1231

Verificação da flexão (Y-Y)

Escoamento da seção efetiva

Item 9.8

Item 9.8.2.1

1 - Verificação da flambagem local

Item 9.2

1.1 - Verificação dos enrijecedores

Enrijecedores tracionados - Totalmente efetivo'

1.2 - Verificação das mesas

Mesa totalmente efetiva!

Parte	σ_1	σ_2	Ψ	k	bef
Mesa	-0.0667	0.14	0	3.85	6.2

Verificação da redução do enrijecedor

1.3 - Verificação da alma

Parte	σ_1	σ_2	Ψ	k	bef
Alma	-0.0667	-0.0667	1	4	8.71

$$W_{ef} = 11.4 \text{ cm}^3$$

$$MR_{d1} = \frac{W_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = \frac{11.4 \cdot 30}{1.1} = 311 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

2 - Flambagem Lateral com Torção

Item 9.8.2.2

Parâmetros de travamento lateral:

Lbx	Lby	Lbz	LbTop	LbBottom	Comprimento
1000	200	200	N/A	N/A	1000

Parâmetros de cálculo:

Cb	Me	Wc	λ_0	χ_{FLT}	$M_{Rd,FLT}$
2.4	2794	30	0.568	1	311

Resultados da flexão (Y-Y):

M_{dy}	M_{Rdy}	Verificação	Status
2	311	$6.43 \cdot 10^{-3}$	OK

Item 9.7.3 - Flambagem distorcional

1 - Propriedades geométricas da mesa

A_f	J_f	I_{xf}	I_{yf}	I_{xyf}	x_0	y_0	hx	C_{wf}
1.74	0.0232	0.383	8.67	0.959	2.66	-0.207	-4.14	0

Versão estudantil

2 - Definição dos fatores

k_{ϕ}	ξ_{web}	$k_{\phi wg}$	$k_{\phi we}$	$k_{\phi fe}$	$k_{\phi fg}$	L_{cr}	L	β
0	0	0	2.47	2.74	0.119	58.1	58.1	1.2

3 - Definição da tensão de flambagem distorcional

OBS: Valores de acordo com o AISI-2007 item C3.1.4 b)

$$F_d = \frac{\beta \cdot (k_{\phi fe} + k_{\phi we} + k_{\phi})}{k_{\phi fg} + k_{\phi wg}} = \frac{1.2 \cdot (2.74 + 2.47 + 0)}{0.119 + 0} = 52.6 \text{ kN/cm}^2$$

4 - Resistência à flambagem distorcional

$$M_{dRd} = \frac{\chi_{dist} \cdot W \cdot f_y}{\gamma} = \frac{1 \cdot 12 \cdot 30}{1.1} = 327 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

W_f	M_{dist}	λ_{dist}	χ_{dist}	M_{dRd}
30	1578	0.478	1	327

Verificação do cisalhamento - Eixo Y

Parâmetros para o cisalhamento:

a (mm)	λ	k_v
10000	52.1	5

Resultados para o cisalhamento:

$V_{d,y}$ (kN)	V_{Rdy} (kN)	Verificação	Status
2	34.3	0.06	OK

Verificação do cisalhamento - Eixo X

Parâmetros para o cisalhamento:

a (mm)	λ	k_v
10000	80.6	5

Resultados para o cisalhamento:

$V_{d,x}$ (kN)	V_{Rdx} (kN)	Verificação	Status
0.03	40.6	0	OK

Flexão e cisalhamento combinados (Mx + Vy)

item 9.8.4

$$\sqrt{\left(\frac{Mdx}{Mrdx}\right)^2 + \left(\frac{Vdy}{Vdry}\right)^2} = \sqrt{0.461^2 + 0.0583^2} = 0.46 \text{ OK}$$

Flexão e cisalhamento combinados (My + Vx)

item 9.8.4

$$\sqrt{\left(\frac{Mdy}{Mrdy}\right)^2 + \left(\frac{Vdx}{Vdrx}\right)^2} = \sqrt{6.43 \cdot 10^{-3^2} + 739 \cdot 10^{-6^2}} = 0.01 \text{ OK}$$

Flexão e compressão combinadas

item 9.9

$$\frac{Nsd}{Nrd} + \frac{Mdx}{Mrdx} + \frac{Mdy}{Mrdy} = 0.47 + 0.461 + 6.43 \cdot 10^{-3} = 0.94 \text{ OK}$$

Flexão e tração combinadas

item 9.9

$$\frac{Tsd}{Nrd} + \frac{Mdx}{Mrdx} + \frac{Mdy}{Mrdy} = 0 + 0.461 + 6.43 \cdot 10^{-3} = 0.47 \text{ OK}$$

Resumo de resultados:

Fator de verificação máx.: 0.94

Verificação	Fator de verificação	Status
Tração	0	OK
Compressão	0.47	OK
Flexão X-X	0.46	OK
Flexão Y-Y	0.01	OK
Cisalhamento X	0	OK
Cisalhamento Y	0.06	OK
Mx + Vy	0.46	OK
My + Vx	0.01	OK
T + Mx + My	0.47	OK
N + Mx + My	0.94	OK

*

8. Verificação pela Norma Brasileira de Aço

Cálculo não linear

Classe: RC_NC1

Sistema de coordenadas: Principal

Extremo 1D: Global

Seleção: Tudo

Filtro: Seção Transversal = Travessa1 - Ue200x75x20x2,00

Versão estudantil

Verificação pela Norma Brasileira de Aço - ABNT - NBR-14762:2010

Dados da barra		
Barra	Posição [m]	Perfil
Travessa97	2	Ue(NBRf)200x75x20x2,00

Seção:

Seção: Ue(NBRf)200x75x20x2,00



Dados do aço				
Aço	Fy [kN/cm ²]	Fu [kN/cm ²]	E [kN/cm ²]	G [kN/cm ²]
A572 grade 50	30	40	20000	8000

Esforços*				
Nd [kN]	Mdx [kN.cm]	Mdy [kN.cm]	Vdx [kN]	Vdy [kN]
-30	300	1000·10 ⁻⁶	0.5	1

*Combinação:

Item 9.7 - Resistência à compressão

Item 9.7.4 - Verificação da esbeltez

λ_x	λ_y	Status
25.3	73	OK

Carga de flambagem elástica

Ne _x	Ne _y	Ne _z	Ne
2467	296	210	205

Item 9.7.2 - Cálculo da esbeltez reduzida

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A_g \cdot f_y}{N_e}} = 1.08$$

Definição do fator de redução à flambagem global χ

$$\chi = 0.658^{\lambda_0} = 0.612$$

Versão estudantil

Cálculo da largura efetiva

$$\sigma = \chi \cdot f_y = 0.612 \cdot 30 = 184 \text{ MPa}$$

Verificação do enrijecedor das mesas - seção 9.2.2 Flambagem Local - tabela 6

caso a - compressão uniforme: $k = 0.43$

Enrijecedores - Seção 9.2.2.1:

Esbeltez reduzida:

$$\lambda_p = \frac{\frac{dsg}{t}}{0.95 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot E}{\sigma}}} = \frac{\frac{0.016}{2 \cdot 10^{-3}}}{0.95 \cdot \sqrt{\frac{0.43 \cdot 200 \cdot 10^9}{184 \cdot 10^6}}} = 0.389$$

$$A_e = A_g = 8 \text{ cm}^2$$

$$\text{def} = dsg = 0.016$$

Enrijecedor totalmente efetivo

Verificação da mesa - seção 9.2.2 Flambagem Local - tabela 6

Seção 9.2.3 - Largura efetiva de elementos com bordas enrijecidas

Seção 9.2.2.1:

Esbeltez reduzida:

$$\lambda_{p0} = \frac{\frac{bf}{t}}{0.623 \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma}}} = \frac{\frac{0.062}{2 \cdot 10^{-3}}}{0.623 \cdot \sqrt{\frac{200 \cdot 10^9}{184 \cdot 10^6}}} = 1.51$$

$$i_s = \frac{t \cdot dsg^3}{12} = 683 \cdot 10^{-12}$$

$$I_a = \min \left(399 \cdot t^4 \cdot (0.487 \cdot \lambda_{p0} - 0.328)^3; t^4 \cdot (56 \cdot \lambda_{p0} + 5) \right) = 429 \cdot 10^{-12}$$

verificação da redução de borda: Nenhuma redução é necessária

$$A_e = A_g = 8 \text{ cm}^2$$

Cálculo da largura efetiva

$$\sigma = \chi \cdot f_y = 0.612 \cdot 30 = 184 \text{ MPa}$$

Verificação do enrijecedor das mesas - seção 9.2.2 Flambagem Local - tabela 6

caso a - compressão uniforme: $k = 0.43$

Enrijecedores - Seção 9.2.2.1:

Esbeltez reduzida:

$$\lambda_p = \frac{\frac{dsg}{t}}{0.95 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot E}{\sigma}}} = \frac{\frac{0.016}{2 \cdot 10^{-3}}}{0.95 \cdot \sqrt{\frac{0.43 \cdot 200 \cdot 10^9}{184 \cdot 10^6}}} = 0.389$$

$$A_e = A_g = 8 \text{ cm}^2$$

$$\text{def} = dsg = 0.016$$

Enrijecedor totalmente efetivo

Verificação da mesa - seção 9.2.2 Flambagem Local - tabela 6

Seção 9.2.3 - Largura efetiva de elementos com bordas enrijecidas

Seção 9.2.2.1:

Esbeltez reduzida:

$$\lambda_{p0} = \frac{\frac{bf}{t}}{0.623 \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma}}} = \frac{\frac{0.062}{2 \cdot 10^{-3}}}{0.623 \cdot \sqrt{\frac{200 \cdot 10^9}{184 \cdot 10^6}}} = 1.51$$

$$i_s = \frac{t \cdot dsg^3}{12} = 683 \cdot 10^{-12}$$

$$I_a = \min \left(399 \cdot t^4 \cdot (0.487 \cdot \lambda_{p0} - 0.328)^3; t^4 \cdot (56 \cdot \lambda_{p0} + 5) \right) = 429 \cdot 10^{-12}$$

verificação da redução de borda: Nenhuma redução é necessária

$$A_e = A_g = 8 \text{ cm}^2$$

Versão estudantil

Cálculo do k de acordo como a seção 9.2.3.1

$$n = \max\left(0.582 - 0.122 \cdot \lambda_{p0} \cdot \frac{1}{3}\right) = \max\left(0.582 - 0.122 \cdot 1.51 \cdot \frac{1}{3}\right) = 0.398$$

$$k = \min\left(\left(4.82 - 5 \cdot \frac{D}{bf}\right) \cdot (\text{aux}2^n + 0.43), 4\right) = \min\left(\left(4.82 - 5 \cdot \frac{0.02}{0.062}\right) \cdot (1^{0.398} + 0.43), 4\right) = 4$$

Largura efetiva da mesa - seção 9.2.3.1 e 9.2.2.1

$$\lambda_p = \frac{\frac{bf}{t}}{0.95 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot E}{\sigma}}} = \frac{\frac{0.062}{2 \cdot 10^{-3}}}{0.95 \cdot \sqrt{\frac{4 \cdot 200 \cdot 10^9}{184 \cdot 10^6}}} = 0.495$$

$$b_{ef} = bf = 62 \text{ mm}$$

Mesa totalmente efetiva!

$$A_e = 8 \text{ cm}^2$$

Verificação da alma - seção 9.2.2 Flambagem Local - tabela 5

caso a - compressão uniforme: k = 4

Seção 9.2.2.1:

Esbeltez reduzida:

$$\lambda_p = \frac{\frac{d}{t}}{0.95 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot E}{\sigma}}} = \frac{\frac{0.192}{2 \cdot 10^{-3}}}{0.95 \cdot \sqrt{\frac{4 \cdot 200 \cdot 10^9}{184 \cdot 10^6}}} = 1.53$$

$$b_{ef} = \frac{d \cdot \left(1 - \frac{0.22}{\lambda_p}\right)}{\lambda_p} = \frac{0.192 \cdot \left(1 - \frac{0.22}{1.53}\right)}{1.53} = 107 \text{ mm}$$

Item 9.7.2 - Cálculo da esbeltez reduzida com a área efetiva

$$A_e = 6.31 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A_e \cdot f_y}{N_e}} = 0.961$$

Definição do fator de redução à flambagem global χ

$$\alpha_x = 0.924$$

$$\chi = 0.658^{0.924} = 0.679$$

Compressão resistente

$$N_{cRd} = \frac{\chi \cdot A_e \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = 107 \text{ kN}$$

Resultados de compressão

N_d (kN)	N_{Rd} (kN)	Verificação	Status
30	107	0.28	OK

Item 9.7.3 - Flambagem distorcional

1 - Propriedades geométricas da mesa

A_f	J_f	I_{xf}	I_{yf}	I_{xyf}	x_0	y_0	h_x	C_{wi}
1.74	0.0232	0.383	8.67	0.959	2.65	-0.207	-4.14	0

2 - Definição dos fatores

k_{ϕ}	$k_{\phi wg}$	$k_{\phi we}$	$k_{\phi fe}$	$k_{\phi fg}$	L_{cr}	L
0	0.0637	1.47	1.91	0.0969	64.3	64.3

3 - Definição da tensão de flambagem distorcional

OBS: Valores de acordo com o AISI-2007 item C4.2 b)

$$F_d = \frac{k_{\phi fe} + k_{\phi we} + k_{\phi}}{k_{\phi fg} + k_{\phi wg}} = 21 \text{ kN/cm}^2$$

4 - Resistência à flambagem distorcional

$$N_{dRd} = \frac{\chi_{dist} \cdot A \cdot f_y}{\gamma} = \frac{0.645 \cdot 8 \cdot 30}{1.2} = 129 \text{ kN}$$

λ_{dist}	χ_{dist}	N_d	N_{cRd}
1.19	0.645	-30	129

Verificação da flexão (X-X)

Item 9.8

Escoamento da seção efetiva

Item 9.8.2.1

1 - Verificação da flambagem local

Item 9.2

1.1 - Verificação dos enrijecedores

Enrijecedor totalmente efetivo!

Parte	σ_1	σ_2	ψ	k	b_{ef}
Enrijecedor	-5.76	-4.8	0.833	0.493	1.2

1.2 - Verificação das mesas

Mesa totalmente efetiva!

Parte	σ_1	σ_2	ψ	k	b_{ef}
Mesa	-6	-6	0	3.85	6.2

Verificação da redução do enrijecedor

Definição da redução do enrijecedor: $d_s = 0.238 \text{ cm}$

1.3 - Verificação da alma

Alma totalmente efetiva!

Parte	σ_1	σ_2	ψ	k	b_{ef}
Alma	-5.76	5.76	-1	24	19.2

$$W_{ef} = 47.7 \text{ cm}^3$$

$$MR_{d1} = \frac{W_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = \frac{47.7 \cdot 10^{-6} \cdot 300 \cdot 10^6}{1.1} = 1302 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

2 - Flambagem Lateral com Torção

Item 9.8.2.2

Parâmetros de travamento lateral:

Lb _x	Lb _y	Lb _z	Lb _{Top}	Lb _{Bottom}	Comprimento
200	200	200	200	200	200

$$h = 20 \text{ cm}$$

Parâmetros de cálculo:

C _b	M _e	W _c	λ ₀	χ _{FLT}	M _{Rd,FLT}
1.59	3919	50	0.619	0.992	1292

Resultados da flexão (X-X):

M _{dx}	M _{Rdx}	Verificação	Status
300	1292	0.232	OK

Item 9.7.3 - Flambagem distorcional

1 - Propriedades geométricas da mesa

A _f	J _f	I _{xf}	I _{yf}	I _{yyf}	x ₀	y ₀	h _x	C _{wf}
1.74	0.0232	0.383	8.67	0.959	2.66	-0.207	-4.14	0

2 - Definição dos fatores

k _φ	ξ _{web}	k _{φwa}	k _{φwe}	k _{φfe}	k _{φfg}	l _{cr}	i	β
0	2	0.0133	2.47	2.74	0.119	58.1	58.1	1.17

3 - Definição da tensão de flambagem distorcional

OBS: Valores de acordo com o AISI-2007 item C3.1.4 b)

$$F_d = \frac{\beta \cdot (k_{\phi fe} + k_{\phi we} + k_{\phi})}{k_{\phi fg} + k_{\phi wg}} = \frac{1.17 \cdot (2.74 + 2.47 + 0)}{0.119 + 0.0133} = 46.3 \text{ kN/cm}^2$$

4 - Resistência à flambagem distorcional

$$M_{dRd} = \frac{\chi_{dist} \cdot W \cdot f_y}{\gamma} = \frac{0.903 \cdot 50 \cdot 30}{1.1} = 1231 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

W _f	M _{dist}	λ _{dist}	χ _{dist}	M _{dRd}
50	2316	0.805	0.903	1231

Verificação da flexão (Y-Y)

Item 9.8

Escoamento da seção efetiva

Item 9.8.2.1

1 - Verificação da flambagem local

Item 9.2

1.1 - Verificação dos enrijecedores

Enrijecedores tracionados - Totalmente efetivo'

1.2 - Verificação das mesas

Mesa totalmente efetiva!

Parte	σ_1	σ_2	ψ	k	bef
Mesa	$-33.3 \cdot 10^{-6}$	$70 \cdot 10^{-6}$	0	3.85	6.2

Verificação da redução do enrijecedor

1.3 - Verificação da alma

Parte	σ_1	σ_2	ψ	k	bef
Alma	$-33.3 \cdot 10^{-6}$	$-33.3 \cdot 10^{-6}$	1	4	8.71

$$W_{ef} = 11.4 \text{ cm}^3$$

$$MR_{d1} = \frac{W_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = \frac{11.4 \cdot 30}{1.1} = 311 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

2 - Flambagem Lateral com Torção

Item 9.8.2.2

Parâmetros de travamento lateral:

Lbx	Lby	lbz	LbTop	LbBottom	Comprimento
200	200	200	N/A	N/A	200

Parâmetros de cálculo:

Cb	Me	Wc	λ_0	χ_{FLT}	$M_{Rd,FLT}$
1.07	48388	30	0.136	1	311

Resultados da flexão (Y-Y):

M_{dy}	M_{Rdy}	Verificação	Status
$1000 \cdot 10^{-6}$	311	$3.21 \cdot 10^{-6}$	OK

Item 9.7.3 - Flambagem distorcional

1 - Propriedades geométricas da mesa

A_f	J_f	I_{xf}	I_{yf}	I_{xyf}	x_0	y_0	hx	C_{wf}
1.74	0.0232	0.383	8.67	0.959	2.66	-0.207	-4.14	0

Versão estudantil

2 - Definição dos fatores

k_{ϕ}	ξ_{web}	$k_{\phi wg}$	$k_{\phi we}$	$k_{\phi fe}$	$k_{\phi fg}$	L_{cr}	L	β
0	0	0	2.47	2.74	0.119	58.1	58.1	1.17

3 - Definição da tensão de flambagem distorcional

OBS: Valores de acordo com o AISI-2007 item C3.1.4 b)

$$F_d = \frac{\beta \cdot (k_{\phi fe} + k_{\phi we} + k_{\phi})}{k_{\phi fg} + k_{\phi wg}} = \frac{1.17 \cdot (2.74 + 2.47 + 0)}{0.119 + 0} = 51.6 \text{ kN/cm}^2$$

4 - Resistência à flambagem distorcional

$$M_{dRd} = \frac{\chi_{dist} \cdot W \cdot f_y}{\gamma} = \frac{1 \cdot 12 \cdot 30}{1.1} = 327 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

W_f	M_{dist}	λ_{dist}	χ_{dist}	M_{dRd}
30	1549	0.482	1	327

Verificação do cisalhamento - Eixo Y

Parâmetros para o cisalhamento:

a (mm)	λ	k_v
2000	10.4	5

Resultados para o cisalhamento:

$V_{d,y}$ (kN)	V_{Rdy} (kN)	Verificação	Status
1	34.3	0.03	OK

Verificação do cisalhamento - Eixo X

Parâmetros para o cisalhamento:

a (mm)	λ	k_v
2000	16.1	5

Resultados para o cisalhamento:

$V_{d,x}$ (kN)	V_{Rdx} (kN)	Verificação	Status
0.5	40.6	0.01	OK

Flexão e cisalhamento combinados (Mx + Vy)

item 9.8.4

$$\sqrt{\left(\frac{Mdx}{Mrdx}\right)^2 + \left(\frac{Vdy}{Vdry}\right)^2} = \sqrt{0.244^2 + 0.0292^2} = 0.25 \quad \text{OK}$$

Flexão e cisalhamento combinados (My + Vx)

item 9.8.4

$$\sqrt{\left(\frac{Mdy}{Mrdy}\right)^2 + \left(\frac{Vdx}{Vdrx}\right)^2} = \sqrt{3.21 \cdot 10^{-6} + 0.0123^2} = 0.01 \quad \text{OK}$$

Flexão e compressão combinadas

item 9.9

$$\frac{Nsd}{Nrd} + \frac{Mdx}{Mrdx} + \frac{Mdy}{Mrdy} = 0.28 + 0.244 + 3.21 \cdot 10^{-6} = 0.52 \quad \text{OK}$$

Flexão e tração combinadas

item 9.9

$$\frac{Tsd}{Nrd} + \frac{Mdx}{Mrdx} + \frac{Mdy}{Mrdy} = 0 + 0.244 + 3.21 \cdot 10^{-6} = 0.24 \quad \text{OK}$$

Resumo de resultados:

Fator de verificação máx.: 0.52

Verificação	Fator de verificação	Status
Tração	0	OK
Compressão	0.28	OK
Flexão X-X	0.24	OK
Flexão Y-Y	0	OK
Cisalhamento X	0.01	OK
Cisalhamento Y	0.03	OK
Mx + Vy	0.25	OK
My + Vx	0.01	OK
T + Mx + My	0.24	OK
N + Mx + My	0.52	OK

*

9. Verificação pela Norma Brasileira de Aço

Cálculo não linear

Classe: RC_NC1

Sistema de coordenadas: Principal

Extremo 1D: Global

Seleção: Tudo

Filtro: Seção Transversal = Barra de tração - U100x50x1,20

Versão estudantil

Verificação pela Norma Brasileira de Aço - ABNT - NBR-14762:2010

Dados da barra		
Barra	Posição[m]	Perfil
placa de tração	0	U(NBRf)100x50x1,20

Seção:

Seção: U(NBRf)100x50x1,20



Dados do aço				
Aço	Fy[kN/cm ²]	Fu[kN/cm ²]	E[kN/cm ²]	G[kN/cm ²]
A572 grade 42	30	40	20000	8000

Esforços*				
Nd[kN]	Mdx[kN.cm]	Mdy[kN.cm]	Vdx[kN]	Vdy[kN]
4	0	0	0	0

*Combinação:

Verificação de tração

Limite de esbeltez ($\lambda \leq 300$)

Item 9.6.3

λ_x	λ_y	Status
67,1	173	OK

Resistência à tração

Item 9.6

a) escoamento da seção bruta

$$\gamma = 1.1$$

$$N_{tRdy} = \frac{A_g \cdot f_y}{\gamma} = \frac{2 \cdot 30}{1.1} = 54.5 \text{ kN}$$

b) Ruptura da seção líquida

$$A_n = 2 \text{ cm}^2$$

$$\gamma = 1.35$$

$$A_e = C_t \cdot A_n = 1 \cdot 2 = 2 \text{ cm}^2$$

$$N_{tRdr} = \frac{A_e \cdot f_u}{\gamma} = \frac{2 \cdot 40}{1.35} = 59.3 \text{ kN}$$

$$N_{tRd} = \min(N_{tRdy}; N_{tRdr}) = \min(54.5; 59.3) = 54.5 \text{ kN}$$

Resistência à tração

N _d	N _{tRd}	Verificação	Status
4	54.5	0.0733	OK

Flexão e compressão combinadas

item 9.9

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} + \frac{M_{dx}}{M_{rdx}} + \frac{M_{dy}}{M_{rdy}} = 0 + 0 + 0 = 0 \quad \text{OK}$$

Flexão e tração combinadas

item 9.9

$$\frac{T_{sd}}{N_{rd}} + \frac{M_{dx}}{M_{rdx}} + \frac{M_{dy}}{M_{rdy}} = 0.0733 + 0 + 0 = 0.07 \quad \text{OK}$$

Resumo de resultados:

Fator de verificação máx.: 0.0733

Verificação	Fator de verificação	Status
Tração	0.07	OK
Compressão	0	OK
Flexão X-X	0	OK
Flexão Y-Y	0	OK
Cisalhamento X	0	OK
Cisalhamento Y	0	OK
Mx + Vy	0	OK
My + Vx	0	OK
T + Mx + My	0.07	OK
N + Mx + My	0	OK

* 0

10. Verificação pela Norma Brasileira de Aço

Cálculo não linear

Classe: RC_NC1

Sistema de coordenadas: Principal

Extremo 1D: Global

Seleção: Tudo

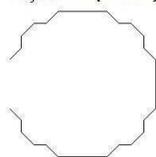
Filtro: Seção Transversal = Contraventamento - BR1/2"

Verificação pela Norma Brasileira de Aço - ABNT - NBR-8800:2008

Dados da barra		
Barra	Posição [m]	Perfil
Contraventamento10	0	BR(GERD)1/2"

Seção:

Seção: BR(GERD)1/2"



Dados do aço				
Aço	Fy [kN/cm ²]	Fu [kN/cm ²]	E [kN/cm ²]	G [kN/cm ²]
A572 grade 50	30	40	20000	8000

Versão estudantil

Esforços*					
Nd[kN]	Mdx[kN.cm]	Mdy[kN.cm]	Vdx[kN]	Vdy[kN]	Td[kN.cm]
8	0	0	0	0	0

*Combinação:

Verificação ao Esforço Normal

Item 6.3.3.1 - Ruptura para barras redondas e parafusos

Verificação para tração						
Escoamento da seção bruta		Ruptura da seção efetiva			Status	
Ag[cm ²]	Nd _{Rd} [kN]	Ct	Ae[cm ²]	Nd _{Rd} [kN]	Sd/Rd	
1	27.3	1	100·10 ⁻⁶	22.2	0.36	

RESUMO DAS VERIFICAÇÕES

Resumo dos resultados		
Tipo de verificação	Sd/Rd	Status
Força Normal	0.36	OK
Momento X-X	0	OK
Momento Y-Y	0	OK
Cisalhamento X-X	0	OK
Cisalhamento Y-Y	0	OK
Torção	0	OK
Esforços combinados	0	OK

Fator máximo = 0.36

Versão estudantil

