



FACULDADE DE TECNOLOGIA E CIÊNCIAS SOCIAIS APLICADAS – FATECS

CURSO: ENGENHARIA CIVIL

JOÃO VÍTOR RAMOS FIDELES

MATRÍCULA: 21259371

Análise de resistência e instabilidade de cúpulas metálicas

Brasília
2017

JOÃO VÍTOR RAMOS FIDELES

Análise de resistência e instabilidade de cúpulas metálicas

Trabalho de Curso (TC) apresentado como um dos requisitos para a conclusão do curso de Engenharia Civil do UniCEUB– Centro Universitário de Brasília

Orientador: Eng. Civil Marco Aurélio Souza Bessa, Msc

Brasília, 2017

Banca Examinadora

Eng. Civil: Marco Aurélio Souza Bessa, Msc
Orientador

Eng. Civil: Jocinez Nogueira Lima, Msc
Examinador Interno

Eng. Civil: Lenildo Santos da Silva, Dsc
Examinador Externo

Eng. Civil: José Humberto Matias de Paula, Msc
Examinador Externo

Só desista quando desistir de pensar em desistir

AGRADECIMENTOS

À minha família, em primeiro lugar, por estar sempre ao meu lado, apoiando-me e dando-me força.

À minha namorada, Juliana Alves, que esteve ao meu lado em toda essa caminhada, apoiando-me com muito amor.

Aos meus amigos de faculdade, por esses cinco anos de muitas conquistas.

Ao meu orientador, Marco Aurélio Souza Bessa, pelos ensinamentos ao longo do trabalho, pelos conselhos e pelas boas conversas.

RESUMO

Estruturas em aço permitem vencer grandes vãos por meio de estruturas mais leves e econômicas. Cúpulas são um exemplo de estruturas que são utilizadas como coberturas que podem ser feitas utilizando o material aço. Este trabalho consiste na comparação de seis modelos de cúpulas metálicas, variando a relação $f/d = 1/5$ até $f/d = 1/10$, para, assim, analisar quais são as forças máximas normais e os momentos fletores máximos encontrados de acordo com o abatimento das cúpulas. Com auxílio da NBR 6123:1988, é possível determinar as linhas isobáricas para cada altura de cúpula estudada e desta forma encontrar as ações do vento em cada modelo. Uma vez determinada a ação do vento, sabendo-se as cargas de peso próprio e sobrecarga decorrente de uso para cada modelo e colocando-se terças devidamente espaçadas, com auxílio dos programas SAP2000 e VisualMetal, é possível determinar os perfis adequados para suportar os esforços solicitantes das estruturas. Com os perfis adequadamente calculados, é verificado o consumo de aço para os elementos específicos, assim como para a cúpula de forma geral. Dessa forma, é estudada a estabilidade das cúpulas para definir se é necessário haver um aumento da seção transversal destes perfis, observando o valor da carga crítica de flambagem de primeira ordem. Verificada a necessidade de aumento dos perfis metálicos, são calculados os novos pesos finais das cúpulas. Ainda neste trabalho, é analisado qual seria o modelo de cúpula mais estável com as combinações de forças que atuam nestas. Os cálculos utilizados neste projeto foram realizados através da análise elástica.

Palavras-chave: Cúpulas; flecha; aço; vento; estabilidade.

ABSTRACT

Steel structures enable us to overcome large gaps using lighter and more economical structures. Domes are an example of structures that are used as roofs that can be made using the steel material. This work consists in the comparison of six models of metallic domes, varying the ratio $f / d = 1/5$ to $f / d = 1/10$, in order to analyze which are the maximum normal forces and the maximum bending moments found with the reduction of the domes' height. With the help of NBR 6123: 1988, it is possible to determine the isobaric lines for each height of dome studied and thus, find the wind actions in each model. Once the wind action has been determined, knowing the loads of weight and overload due to use for each model, placing properly spaced tierces, and with the help of the programs SAP2000 and VisualMetal, it is possible to determine the appropriate profiles to support the efforts for the structures. With the profiles properly calculated, the consumption of steel is checked for the specific elements, as well as for the dome in general. In this way, the stability of the domes is studied to determine if it is necessary to increase the cross section of these profiles, observing the value of the first order buckling critical load. Having verified the need to increase the metallic profiles, the new final weights of the domes are calculated. Also in this work, it is analyzed what would be the most stable dome model with the combinations of forces that act in these. The calculations used in this project were performed through elastic analysis.

Keywords: Domes; Steel; Wind; Stability.

Lista de figuras

Figura 1 - Cúpula.....	3
Figura 2 – Classificação de cúpulas quanto à flecha.....	4
Figura 3 – Cúpulas quanto à forma em planta.....	5
Figura 4 – Cúpulas quanto à forma dos meridianos.....	5
Figura 5 – Cúpula monolítica e cúpula treliçada.....	6
Figura 6 – Cúpula nervurada.....	7
Figura 7 – Cabo biapoiado sob força de tração.....	8
Figura 8 – Cabo biapoiado sob força de compressão.....	8
Figura 9 – Comportamento de barras de cúpulas Schwedler.....	9
Figura 10 – Exemplo de cúpula Schwedler.....	10
Figura 11 – Cúpula com malha em três direções.....	11
Figura 12 – Cúpula de nós rígidos.....	11
Figura 13 – Cúpula lamelar.....	12
Figura 14 – Cúpula geodésica.....	13
Figura 15 – Bola geodésica na Flórida, EUA.....	13
Figura 16 – Estrutura na posição não deformada e deformada.....	14
Figura 17 – Estado de equilíbrio: estável, neutro e instável, respectivamente.....	15
Figura 18 – Tipos de equilíbrio de uma coluna.....	16
Figura 19 – Análise da coluna isolada (Parâmetro α).....	17
Figura 20 – Limite dos deslocamentos.....	18
Figura 21 – Esquematização de cálculo do método P- Δ	19
Figura 22 – Modelos de análises das estruturas.....	20
Figura 23 – Gráfico de perfeitamente e parcialmente elástico.....	21
Figura 24 – Modelo rígido plástico.....	22
Figura 25 – Modelo elastoplástico.....	23

Figura 26 – Escoamento de material metálico.....	24
Figura 27 – Curva carga x deformação linear e não linear elástica.....	25
Figura 28 – Considerações sobre a relação λ_{cr}/λ_c	25
Figura 29 – Fator de carga crítica de flambagem	26
Figura 30 – Teoremas cinemático, estático e unicidade	28
Figura 31 – Fatores de ponderação das ações.....	31
Figura 32 – Fator de combinação e redução das ações.....	32
Figura 33 – Terminologias da ação do vento	32
Figura 34 – Mapa de isopletas para determinar a velocidade básica do vento, V_o	34
Figura 35 – Coeficiente S_1	35
Figura 36 – Quadro de categorias de rugosidade de terreno	36
Figura 37 – Quadro de classes de rugosidade de terreno	37
Figura 38 – Fator S_3	39
Figura 39 – Cúpulas sobre paredes cilíndricas – linhas isobáricas.....	41
Figura 40 – Elementos rotulados e engastados.....	42
Figura 41 – Materiais utilizados na cúpula.....	43
Figura 42 – Esquema da cúpula.....	43
Figura 43 – Vista superior da cúpula.....	45
Figura 44 – Vista da cúpula.....	45
Figura 45 – Determinação do perfil através do programa VisualMetal	47
Figura 46 – Coeficientes externos a barlavento, topo e sotavento	49
Figura 47 – Linhas isobáricas de flecha 5	50
Figura 48 – Gráfico de coeficiente de pressão externa a barlavento	50
Figura 49 – Gráfico do coeficiente de pressão externa no topo	51
Figura 50 – Gráfico do coeficiente de pressão externa a sotavento	52
Figura 51 – Forças normais encontradas nas cintas (tração).....	53

Figura 52 – Momentos em módulo (kgf.m) encontrados nas cintas	54
Figura 53 – Forças normais, em Tf, para as diagonais de primeiro nível (compressão).....	55
Figura 54 – Momentos fletores, em kgf.m, para as diagonais.....	56
Figura 55 – Influência das linhas isobáricas na barra do meio da cúpula	57
Figura 56 – Momentos fletores (kgf.m em módulo) encontrados	57
Figura 57 – Forças normais em Tf para as diagonais em V (compressão).....	58
Figura 58 – Momentos fletores (kgf.m) em módulo para as diagonais em V	59
Figura 59 – Forças normais (Tf) em módulo do anel de primeiro nível	60
Figura 60 – Momentos fletores (kgf.m) em módulo	60
Figura 61 – Forças normais (Tf) das diagonais de segundo nível (compressão)	61
Figura 62 – Momentos fletores (kgf.m) em módulo da segunda diagonal.....	62
Figura 63 – Forças normais (Tf) no anel de segundo nível (compressão)	63
Figura 64 – Momentos fletores (kgf.m) em módulo dos segundos anéis.....	64
Figura 65 – Forças normais em módulo (Tf) da diagonal de terceiro nível (compressão).....	65
Figura 66 – Momentos fletores (kgf.m) em módulo da diagonal de terceiro nível.....	66
Figura 67 – Tabela com peso das cintas em Tf	67
Figura 68 – Gráfico com peso normalizado em porcentagem das cintas	67
Figura 69 – Peso diagonais primeiro nível.....	68
Figura 70 – Peso em porcentagem das diagonais de primeiro nível	69
Figura 71 – Peso diagonais V	70
Figura 72 – Peso em porcentagem das diagonais V	70
Figura 73 – Peso anel primeiro nível.....	71
Figura 74 – Peso em porcentagem do anel de primeiro nível	71
Figura 75 – Peso diagonais segundo nível	72
Figura 76 – Peso em porcentagem das diagonais de segundo nível.....	73
Figura 77 – Peso anel segundo nível e diagonal de terceiro nível.....	74

Figura 78 – Peso em porcentagem para os anéis e diagonais	74
Figura 79 – Peso total das cúpulas.....	75
Figura 80 – Peso em porcentagem das cúpulas metálicas	76
Figura 81 – Deslocamento na cumeeira das cúpulas	77
Figura 82 – Cúpula com segunda treliça entre os anéis	78
Figura 83 – Peso final em Tf das cúpulas.....	79
Figura 84 – Peso por metro quadrado em kgf/m ²	79
Figura 85 – Tabelas de λ_{cr}	80
Figura 86 – Menores valores de λ_{cr} para as cúpulas com perfis de maiores dimensões	82
Figura 87 – Instabilidade do tipo torção nas diagonais de primeiro nível e V	83
Figura 88 – Tabelas de combinações.....	84

Lista de tabelas

Tabela 1 – Parâmetros meteorológicos.....	37
Tabela 2 – Fator S2.....	38
Tabela 3 – Valores limites de Cpe.....	40
Tabela 4 – Distribuição das pressões externas em edificações cilíndricas.....	40
Tabela 5 – Relações d/f e alturas das cúpulas	43

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	1
2 OBJETIVOS	2
2.1 Geral.....	2
2.2 Específicos.....	2
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
3.1 Cúpulas	3
3.1.1 Classificações.....	3
3.1.1.1 Quanto à flecha	4
3.1.1.2 Quanto à forma em planta.....	4
3.1.1.3 Quanto à forma dos meridianos	5
3.1.1.4 Quanto à forma construtiva	5
3.1.2 Cúpulas treliçadas ou metálicas	6
3.1.2.1 Cúpulas nervuradas.....	7
3.1.2.2 Cúpulas Schwedler	9
3.1.2.3 Cúpulas “three-way”	10
3.1.2.4 Cúpulas de nós rígidos	11
3.1.2.5 Cúpulas lamelares	12
3.1.2.6 Cúpulas goedésicas	12
3.2 Estabilidade global.....	14
3.2.1 Estado de equilíbrio estrutural	14
3.2.2 Não linearidade física e geométrica nas análises de segunda ordem	16
3.2.2.1 Parâmetro α.....	17
3.2.2.2 Relação a/H.....	18
3.2.2.3 $P-\Delta$	19
3.2.3 Principais modelos de análises	20

3.2.3.1	Análise Linear.....	21
3.2.3.2	Análise não linear	22
3.2.3.3	Rígido plástico	22
3.2.3.4	Análise elastoplástica.....	22
3.2.3.5	Rótulas plásticas	23
3.2.4	<i>Rankine Merchant</i>	24
3.2.4.1	Fator de carga crítica de flambagem.....	26
3.2.4.2	Fator de carga de colapso.....	27
3.2.4.3	Teorema estático, cinemático e unicidade	28
3.3	Ações em estruturas	29
3.3.1	<i>Ações permanentes</i>	29
3.3.1.1	Ações permanentes diretas	29
3.3.1.2	Ações permanentes indiretas	29
3.3.2	<i>Ações variáveis</i>	29
3.3.3	<i>Ações excepcionais</i>	29
3.3.4	<i>Combinações de ações</i>	30
3.3.4.1	Combinações últimas	30
3.3.4.2	Combinações de serviço	30
3.4	Ação do vento em estruturas	32
3.4.1	<i>Pressão dinâmica</i>	33
3.4.1.1	Velocidade básica do vento (V_0).....	34
3.4.1.2	Fatores S1, S2 e S3	35
3.4.1.3	Coeficientes de pressão interno e externo.....	39
3.5	Vento em cúpulas	39
3.5.1	<i>Cúpulas sobre paredes cilíndricas</i>	41
4	METODOLOGIA	42

4.1 Topologia	42
4.2 Do passo a passo	44
4.3 Dos programas utilizados	48
4.3.1 AutoCAD (versão 2017)	48
4.3.2 Sap2000 (v18)	48
4.3.3 VisualMetal (versão 1.5m)	48
4.3.4 CFS (versão 10.0.4 light mode)	48
5 APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS E DISCUSSÃO	49
5.1 Linhas isobáricas	49
5.1.1 Ventos a barlavento	50
5.1.2 Vento no topo	51
5.1.3 Vento a sotavento	52
5.2 Esforços encontrados nas barras	52
5.2.1 Cinta	52
5.2.2 Diagonal primeiro nível	54
5.2.3 Diagonal V	58
5.2.4 Anel primeiro nível	59
5.2.5 Diagonal segundo nível	61
5.2.6 Anel segundo nível	63
5.2.7 Diagonal terceiro nível	64
5.3 Peso dos elementos das cúpulas	66
5.3.1 Peso cintas	66
5.3.2 Peso das diagonais primeiro nível	67
5.3.3 Análise das diagonais V	69
5.3.4 Peso do anel de primeiro nível	70
5.3.5 Análise das diagonais de segundo nível	72

5.3.6 <i>Peso do anel de segundo nível e diagonal de terceiro nível</i>	73
5.4 Peso total das cúpulas metálicas	75
5.5 Deslocamentos encontrados na cumeeira das cúpulas	76
5.6 Análise quanto à estabilidade das cúpulas	77
5.6.1 <i> Tubos estruturais em aço</i>	83
6 CONCLUSÃO	86
7 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURA	88
8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	89
ANEXO	90

1 INTRODUÇÃO

Estruturas em aço são muito utilizadas quando se deseja vencer grandes vãos de forma mais econômica em comparação com estruturas feitas de outros materiais. A partir do século XVIII, deu-se início à utilização de estruturas metálicas na construção civil, possibilitando que, nos dias de hoje, engenheiros, construtores e arquitetos consigam soluções estruturais inovadoras, eficientes e de alta qualidade. A utilização de estruturas metálicas traz consigo muitas vantagens, entre elas: estrutura mais leve, redução do tempo de construção e liberdade quanto a inovações nas formas arquitetônicas. A estrutura mais leve também proporciona uma redução no custo de fundações, pois sua solicitação é menor.

Uma forma arquitetônica usualmente construída com aço é a cúpula, utilizada, por exemplo, como cobertura de estádios, ginásios ou eventos. De acordo com o Dicionário Aurélio (2017), uma cúpula é uma “parte hemisférica, interna e côncava que cobre um espaço circular ou poligonal.” Este trabalho se propõe a estudar justamente essas estruturas.

Por meio de revisão bibliográfica, serão estudados os tipos de cúpulas metálicas existentes, assim como suas classificações e maneiras construtivas. Além disso, serão abordadas as normas que influenciam sua construção e os tipos de análises referentes às estruturas desse porte. Como estudo, serão modeladas cúpulas similares, porém alterando suas alturas, utilizando software apropriado. Essas cúpulas serão analisadas quanto a sua estabilidade sob a ação do vento. Será possível entender qual formato de cúpula será mais estável e mais econômica, analisando seus perfis, esforços solicitantes e peso próprio.

2 OBJETIVOS

2.1 Geral

Realizar uma análise comparativa entre seis modelos de cúpulas com diferentes alturas para determinar as forças normais e momentos máximos, assim como verificar o consumo de aço.

2.2 Específicos

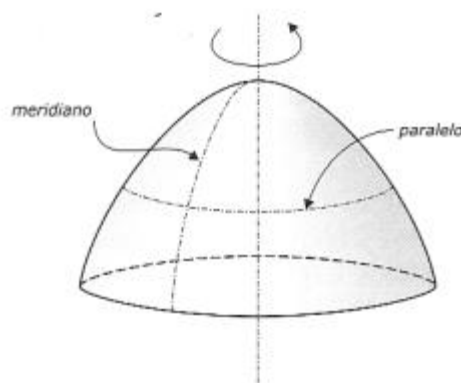
- Aprender a utilizar o software SAP2000 e VisualMetal;
- Modelar seis cúpulas variando a altura entre elas;
- Analisar a estabilidade das cúpulas;
- Determinar o peso final de cada cúpula, assim como o peso parcial dos seus elementos;
- Comparar as forças normais e momentos fletores finais sob a ação do vento;
- Verificar a estabilidade das cúpulas sob a ação do vento.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Cúpulas

Cúpulas são classificadas como estruturas espaciais ou tridimensionais, pois se desenvolvem em um espaço tridimensional por meio de translações e rotações de elementos unidimensionais, frequentemente, em arcos ou formas que se aproximam de um arco, o que as tornam, assim, muito propícias a serem usadas em coberturas. São consideradas como estruturas em casca, sendo casca uma estrutura de superfície delgada, não plana, que recebe cargas distribuídas e reage através de esforços solicitantes, predominantemente, de tração e compressão. Segundo Santos (2005), a casca é chamada de cúpula quando o eixo de rotação é vertical e a curva geratriz intercepta esse eixo durante a rotação. A curva geratriz é chamada de meridiano e o plano que a contém, de plano de meridiano de superfície. Os planos horizontais que cortam a cúpula são chamados de paralelos.

Figura 1 - Cúpula



Fonte: SANTOS (2005)

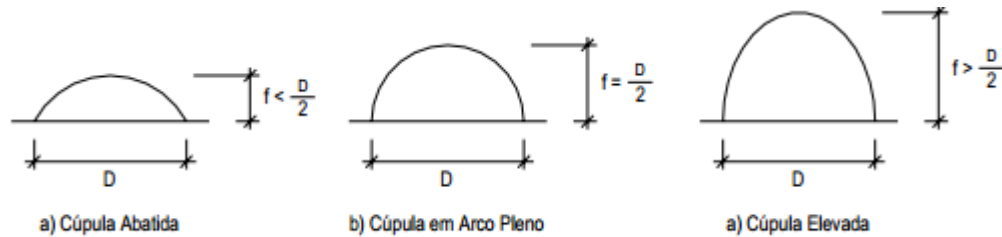
3.1.1 Classificações

As cúpulas possuem vários tipos de classificações, pois uma cúpula específica pode possuir várias características.

3.1.1.1 Quanto à flecha

Quando se classifica cúpulas em relação à flecha, elas podem ser abatidas, em arcos plenos ou elevadas. A classificação é baseada na relação entre a altura que a cúpula possui e o seu diâmetro (SANTOS, 2005). Na figura 2, 'f' é a altura da cúpula.

Figura 2 – Classificação de cúpulas quanto à flecha



Fonte: Santos 2005

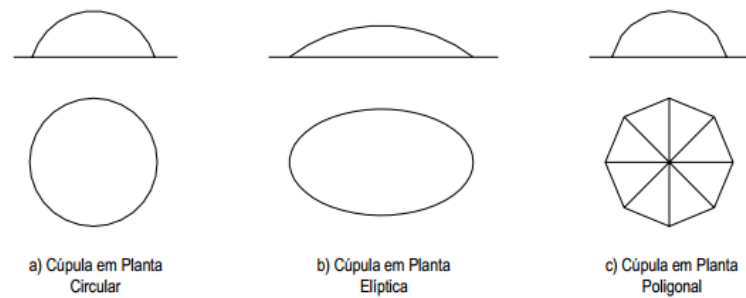
A altura da cúpula influencia no consumo de material e na distribuição de esforços que se terá nesta, sendo que quanto maior a elevação da cúpula, menor serão os esforços internos de tração/compressão e quanto mais abatida for a cúpula, maiores serão estes esforços. Em relação ao consumo de material, quanto mais elevada a cúpula (flecha maior), menos robusta poderão ser as peças que a compõem, porém serão de maior comprimento. Em cúpulas abatidas, por outro lado, mais robustas terá que ser a seção transversal das peças e menor será seu comprimento. Na prática, é usual trabalhar com relações de f/d que variam de 1/10 até 1/5.

3.1.1.2 Quanto à forma em planta

Quanto à classificação em planta, as cúpulas podem ser:

- a) Circular;
- b) Elíptica;
- c) Poligonal.

Figura 3 – Cúpulas quanto à forma em planta



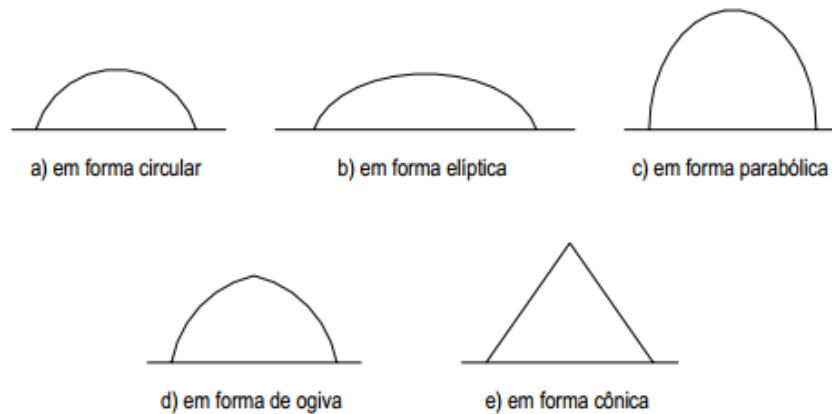
Fonte: Santos 2005

Em cúpulas metálicas, costumam ser bem usuais as plantas poligonais, pois estas cúpulas utilizam frequentemente materiais pré-fabricados para comporem sua estrutura.

3.1.1.3 Quanto à forma dos meridianos

Quanto à forma dos meridianos, as cúpulas podem ser classificadas:

Figura 4 – Cúpulas quanto à forma dos meridianos



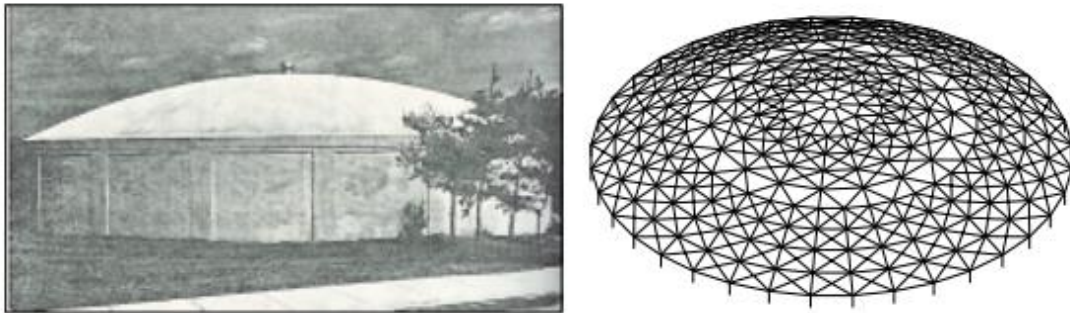
Fonte: Santos 2005

3.1.1.4. Quanto à forma construtiva

Segundo Santos (2005), com relação à maneira construtiva, as cúpulas podem ser monolíticas, se forem empregados materiais como concreto e argamassa, que trabalham como

um só, e reticuladas, quando são empregados elementos estruturais mais discretos, como ocorrem em cúpulas metálicas ou de madeira. É possível construir cúpulas metálicas monolíticas, porém não é muito usual devido à questão econômica e, por esse fato, as cúpulas metálicas normalmente são construídas em sistemas estruturais treliçados, o que facilita vencer maiores vãos.

Figura 5 – Cúpula monolítica e cúpula treliçada



Fonte: Santos 2005

3.1.2. Cúpulas treliçadas ou metálicas

Segundo Santos (2005), uma casca treliçada, ou reticulada, é definida pela resultante da aproximação de uma casca contínua, por meio de uma malha composta por elementos lineares de pequeno comprimento, como mostrada na figura 5. Estruturas desse tipo resistem aos esforços solicitantes de maneira parecida às cascas monolíticas, ou seja, por forças normais e flexão.

Existem várias classificações quanto às cúpulas treliçadas ou reticuladas, sendo estas chamadas de cúpulas metálicas. A classificação se dá pela forma como os elementos lineares são distribuídos ao longo da casca fazendo com que cada cúpula metálica apresente um comportamento diferente quando estas são submetidas aos esforços nelas aplicados.

As cúpulas metálicas podem ser classificadas em:

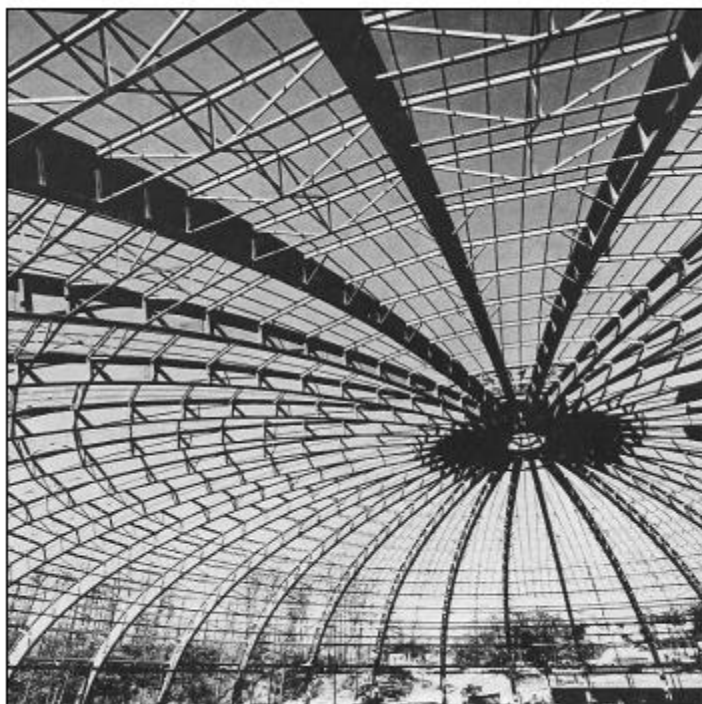
- a) Nervuradas;
- b) Schwedler;
- c) “Three-way”;
- d) Nós rígidos;

- e) Lamelares;
- f) Geodésicas

3.1.2.1 Cúpulas nervuradas

“As cúpulas nervuradas são constituídas por vários elementos radiais de área e inércia bastante elevadas, chamados de nervuras, sobre os quais se apoiam anéis horizontais de área e inércia bastante inferiores que servem de suporte para as placas da cobertura” (SANTOS, 2005). Possuir geometria dos anéis diferentes em relação às nervuras é uma das características que difere as cúpulas nervuradas dos outros sistemas de cúpulas, como por exemplo, a cúpula Schwedler.

Figura 6 – Cúpula nervurada



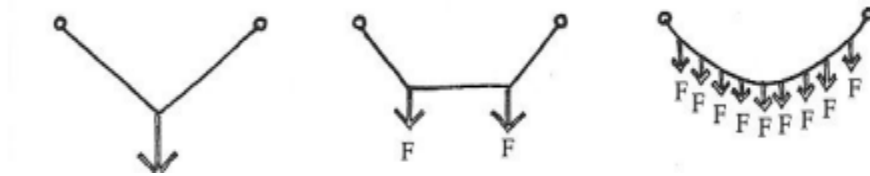
Fonte: Santos 2005

Segundo Santos (2005), esse sistema, o qual ainda é muito usual nos dias de hoje, funciona como se houvesse vários arcos que possuem elevadas resistência, unidos no topo por um ponto ou por um anel central. Devido ao fato de a resistência dos anéis serem inferiores as das nervuras, a estrutura funciona como arcos, trabalhando de forma independente, o que faz com que a estrutura não se comporte como uma casca, ao contrário dos outros sistemas.

Para um melhor entendimento sobre esse sistema, é importante conhecer o conceito de funicular das forças, sendo este definido como a forma da estrutura para a qual, sob a atuação de um determinado carregamento, só atuam forças axiais de tração e compressão (SANTOS, 2005). Em outras palavras, a forma funicular define a geometria da estrutura para qual o diagrama de momento fletor seja nulo.

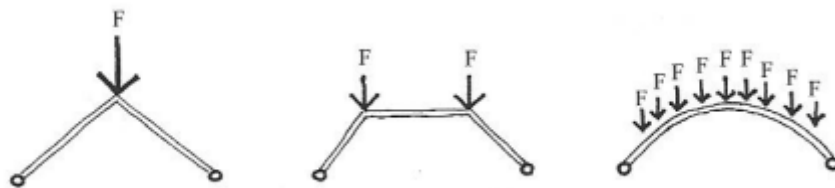
As figuras abaixo ajudam a entender de forma melhor o conceito de funicular:

Figura 7 – Barra biapoiada sob força de tração



Fonte:Santos 2005

Figura 8 – Barra biapoiada sob força de compressão



Fonte: Santos 2005

A figura 7 mostra um cabo biapoiado que, por não possuir resistência à compressão e flexão, acaba por mudar de forma de acordo com o carregamento aplicado. Por não possuir essas resistências, o cabo acaba por atuar apenas por forças de tração, pois esse é o único esforço que ele é capaz de suportar. Ao aumentar a quantidade da carga, o cabo tende a assumir uma configuração curva, como mostrada na figura. Já a figura 8 mostra que, ao inverter o sentido da força, o cabo passa a atuar exclusivamente a compressão.

Pode-se afirmar, então, que arcos e cabos possuem uma única forma funicular para um determinado carregamento, sendo que se esse carregamento for alterado, existirão, nesses cabos ou arcos, momentos fletores, a menos que a estrutura se rearranje geometricamente, como acontece com peças flexíveis (SANTOS, 2005). Quanto a cúpulas nervuradas, pode-se

afirmar que haverá flexão nos arcos, a menos que os funiculares de todos eles coincidam entre si.

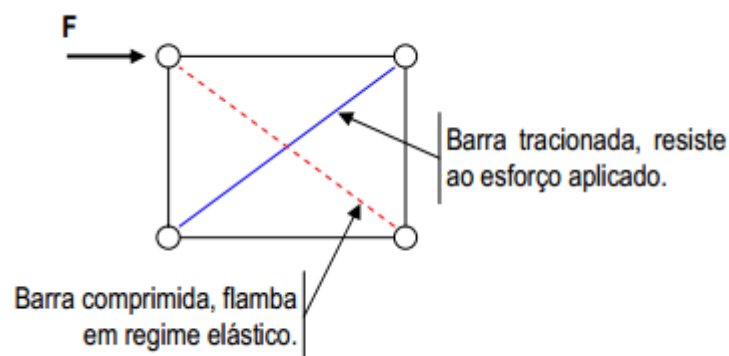
3.1.2.2 Cúpulas Schwedler

As cúpulas Schwedler foram introduzidas pelo engenheiro alemão J.W.Schewedler e ainda são muito utilizadas nos dias atuais. O objetivo desse sistema era a redução da inércia dos arcos das cúpulas nervuradas, que exigiam peças de seções transversais grandes. Para obter essa redução, aumentou-se a resistência dos anéis e inseriram-se barras diagonais em cada setor da malha quadrangular resultante da união das nervuras com os anéis horizontais (SANTOS, 2005).

Nesse sistema, segundo Santos (2005), os anéis horizontais são compatíveis com as nervuras meridionais, o que permite que forças circunferenciais sejam capazes de minimizar, ou até mesmo eliminar, os momentos fletores na superfície da cúpula.

Ao contrário das cúpulas nervuradas, esse tipo de cúpula trabalha como uma casca, o que permite usar peças de dimensões mais reduzidas. A figura abaixo exemplifica como se comportam as barras de uma cúpula Schwedler.

Figura 9 – Comportamento de barras de cúpulas Schwedler -



Fonte: SANTOS, 2005

As barras diagonais trabalham a tração, o que se consegue através da utilização de barras com esbelteza bastante reduzidas, de modo a fazer com que a barra comprimida perca

estabilidade em regime elástico e sob baixo nível de carregamento, fazendo, assim, com que apenas a barra tracionada resista ao esforço aplicado (SANTOS, 2005).

Segundo Santos (2005), uma vez cessado o carregamento, a barra que perdeu a estabilidade volta à sua posição original, na qual estará apta a flambar novamente, caso o esforço volte a atuar.

Figura 10 – Exemplo de cúpula Schwedler

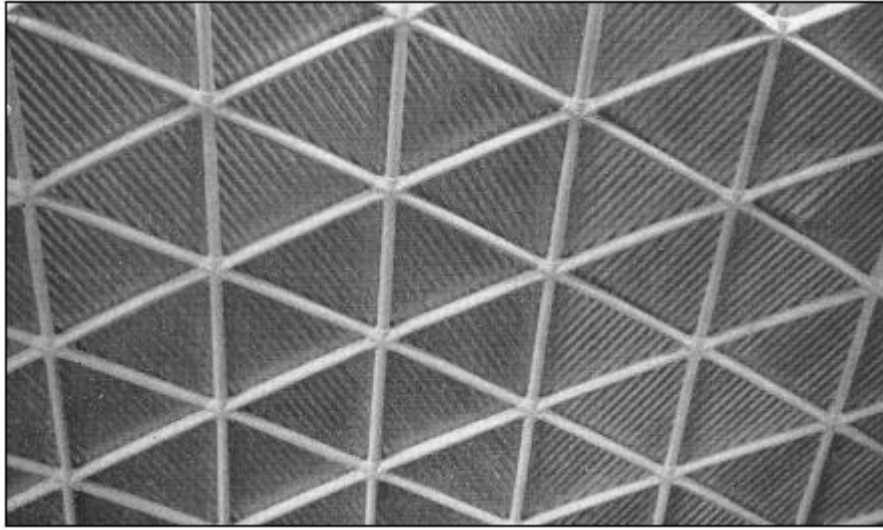


Fonte: SANTOS (2005)

3.1.2.3. Cúpulas “three-way”

As cúpulas “three-way”, com malha em três direções, são constituídas por tubos curvos em grupos de três, formando assim uma malha triangular tridimensional.

Figura 11 – Cúpula com malha em três direções

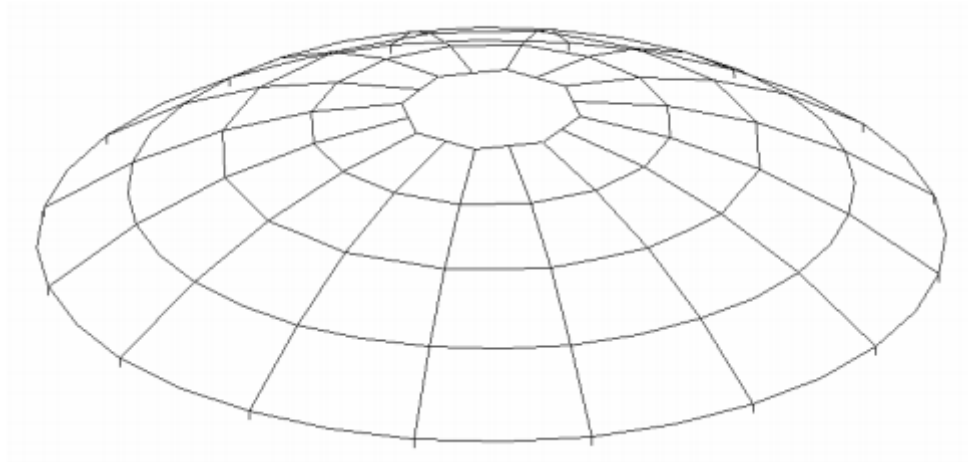


Fonte: Santos 2005

3.1.2.4 Cúpulas de nós rígidos

Esse sistema de cúpulas, segundo Santos (2005), é constituído por nervuras e anéis horizontais ligados rigidamente entre si, sem possuírem elementos diagonais na parte quadrangular da malha. A figura 12 mostra um exemplo de cúpula de nós rígidos.

Figura 12 – Cúpula de nós rígidos



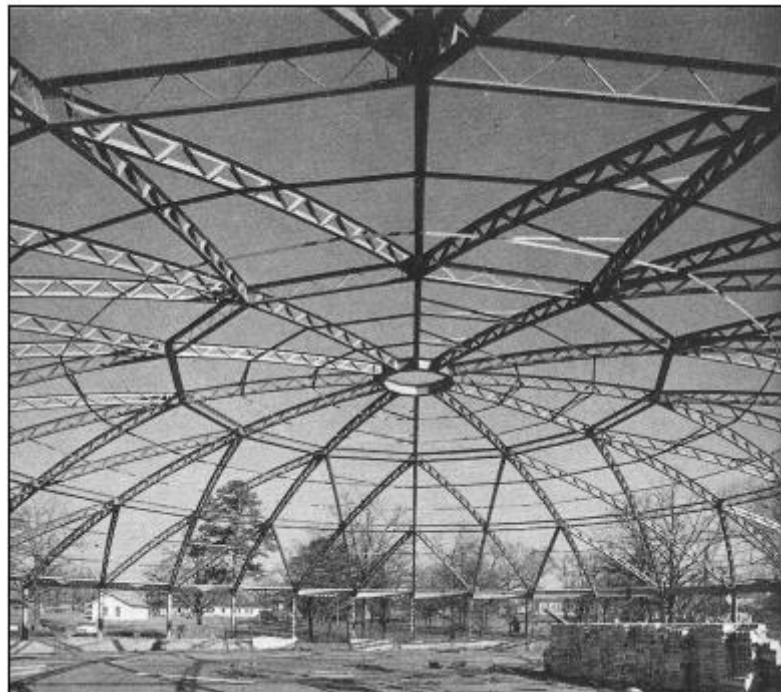
Fonte : Santos 2005

Cúpulas de nós rígidos, por serem de difícil execução e por possuírem custo elevado, já são utilizadas com baixa frequência, sendo usadas para pequenas coberturas.

3.1.2.5 Cúpulas lamelares

Lamelas são estruturas esbeltas e longas, que, unidas entre si, formam malhas triangulares estáveis e resistentes.

Figura 13 – Cúpula lamelar



Fonte: Santos 2005

3.1.2.6 Cúpulas geodésicas

As primeiras cúpulas geodésicas foram desenvolvidas por Richard Buckminster Fuller. Segundo Rebello (2003), a associação geodésica parte da disposição de arcos segundo curvas geodésicas, sendo curvas geodésicas a curva de menor comprimento sobre a esfera. Assim, os arcos geodésicos encontram-se no menor caminho das forças, sendo, por isso, menos solicitados do que em outra posição, resultando em estruturas muito leves (REBELLO, 2003).

As primeiras cúpulas executadas por Fuller seguiam a triangulação de um icosaedro regular projetado sobre a esfera.

Figura 14 – Cúpula geodésica



Fonte: SANTOS, 2005

Figura 15 – Bola geodésica na Flórida, EUA



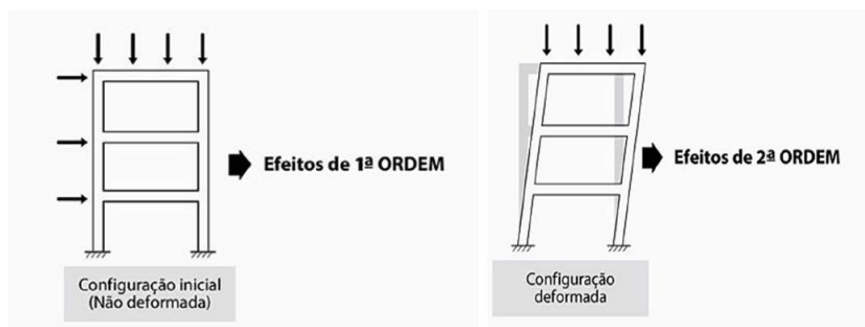
Fonte: Santos 2005

3.2 Estabilidade Global

As estruturas precisam ser feitas de tal forma que resistam às ações horizontais e verticais que nelas atuam e devem conter elementos responsáveis para garantir a estabilidade, permitindo deformações mínimas, não prejudiciais a estrutura. Isto porque uma movimentação excessiva pode gerar os chamados efeitos de segunda ordem que, quando significativos, podem produzir danos patológicos à estrutura. Em edifícios com altura significativa em aço, é muito usual se utilizar contraventamentos para combater esses tipos de efeitos e para manter assim a estrutura mais estável (Oliveira, 1998).

Uma maneira simples de se entender o que seria o efeito de segunda ordem seria analisar as figuras seguintes:

Figura 16 – Estrutura na posição não deformada e deformada



Na configuração inicial, temos a estrutura na sua forma não deformada, na sua condição de equilíbrio, sendo assim, os efeitos nesse tipo de configuração são chamados de efeitos de primeira ordem. Porém, ao se admitir o equilíbrio na posição não deformada, faz-se uma aproximação, pois na realidade, o equilíbrio de uma estrutura sempre se dá na configuração deformada. Portanto, ao se analisar os efeitos dos carregamentos sobre uma estrutura que parte da configuração deformada, está se analisando os efeitos de segunda ordem. Os efeitos de segunda ordem são efeitos adicionais à estrutura, gerados a partir da sua deformação, sendo responsáveis por provocar um comportamento não linear da estrutura.

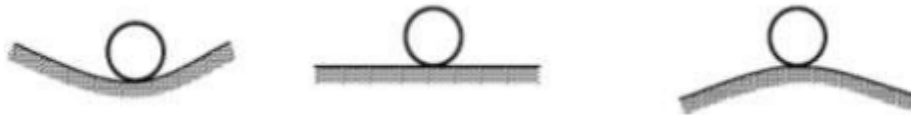
3.2.1 Estado de equilíbrio estrutural

O conceito de equilíbrio de uma estrutura está associado a sua estabilidade. Quando forças exteriores atuam sobre uma estrutura, esta apresenta uma configuração de equilíbrio devido ao deslocamento de seus pontos. “A estabilidade dessa configuração é caracterizada

pelo comportamento da estrutura após sofrer uma perturbação causada por uma pequena ação exterior arbitrária – após o fim da perturbação, diz-se que a estrutura é estável caso ela volte à sua posição original, e ‘instável’ caso contrário” (REIS & CAMOTIM, 2000 apud TELES, JUNIOR & QUINAN, 2016, p. 68)

A ideia de estabilidade do equilíbrio pode ser compreendida por meio da visualização da figura 17, que representa os três tipos de equilíbrio: estável, instável e neutro (SURUCEANU, 2015).

Figura 17- Estado de equilíbrio: estável, neutro e instável, respectivamente



Fonte: Suruceanu 2015

Analisando a figura 17, podemos observar que quando a bola está sobre a superfície côncava, ela se encontra em uma situação de equilíbrio estável. Por sua vez, quando a bola está sobre a superfície reta, esta se encontra no estado de equilíbrio neutro. Por fim, quando a bola está sobre a superfície convexa, nota-se o estado de equilíbrio instável. (SURUCEANU, 2015).

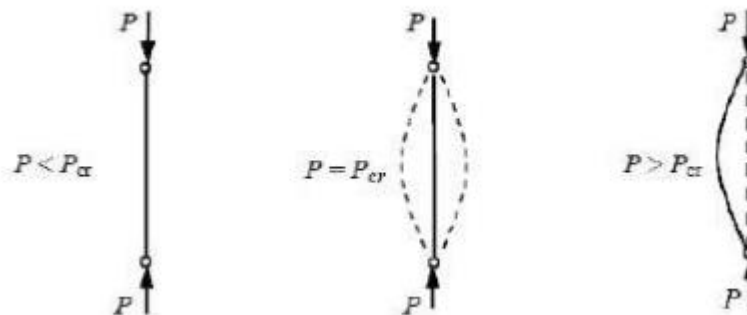
Na figura 18, agora levando em consideração uma coluna no estado comprimido, é verificado uma forma diversa de promover a mesma análise do estado de equilíbrio, realizada anteriormente.

Segundo Suruceanu (2015), quando a carga P é menor do que a P_{cr} (carga crítica) conclui-se que a coluna se encontra no estado de equilíbrio estável. No equilíbrio estável, se aplicada uma pequena deformação a coluna, após a retirada do carregamento, o elemento analisado tende a voltar para sua configuração inicial.

Por outro lado, quando a carga P se iguala ao P_{cr} , quando uma pequena deformação é aplicada, a estrutura se mantém na posição deformada. Desta maneira, verificamos que coluna comprimida está no estado de equilíbrio neutro. Por fim, quando a carga P é menor que a

carga P_{cr} , e uma pequena deformação é aplicada, as deformações finais tendem a aumentarem consideravelmente, ficando caracterizado, assim, a configuração de equilíbrio instável.

Figura 18 – Tipos de equilíbrio de uma coluna



Fonte: Suruceanu, 2015

3.2.2 Não linearidade física e geométrica nas análises de segunda ordem

É de suma importância considerar os efeitos de não linearidade de segunda ordem, pois quando os materiais apresentam comportamento não linear, provocam reduções de segurança contra a estabilidade da estrutura. Devem ser considerados a não linearidade geométrica e física. A não linearidade geométrica está associada à mudança da geometria da estrutura de acordo com os incrementos de carga sobre esta e a não linearidade física, com a alteração dos materiais que compõem a estrutura. Quando o assunto é estabilidade global da estrutura, existem métodos mais simplificados, outros mais elaborados onde são necessários à utilização de softwares para a realização das contas matemáticas. Dentre os métodos mais simplificados para se analisar estabilidade da estrutura, ou mesmo classificá-la quanto à esbeltez ou rigidez, pode se destacar:

- a) Parâmetro α
- b) Relação a/H
- c) $P-\Delta$.

3.2.2.1 Parâmetro α

O parâmetro α é um índice de instabilidade para avaliar a rigidez da estrutura. Desta maneira, é avaliado se é necessária uma análise de primeira ou segunda ordem (Oliveira, 1998). Esse coeficiente é calculado da seguinte forma:

$$\alpha = H \sqrt{\frac{Pk}{E \cdot Ik}} \quad (\text{Equação 1})$$

Sendo: P_k = carga vertical atuante

H = altura total da edificação

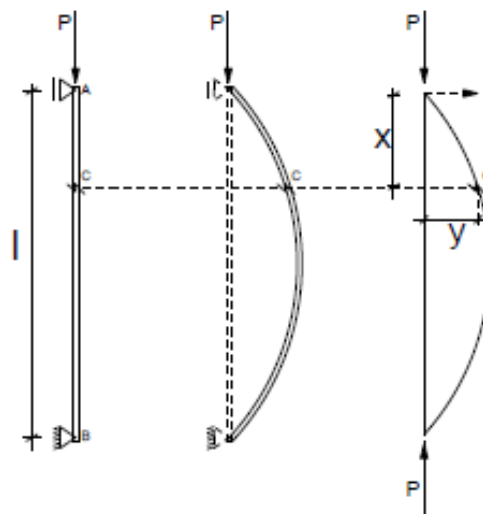
$E \cdot Ik$ = rigidez flexional

A equação 1 originou-se do estudo de uma barra fletida, com cargas axiais nas suas extremidades.

Quando a carga P atinge um valor crítico, $P=P_{crit}$, a coluna alcança o chamado ponto de bifurcação de equilíbrio. Este ponto define um estado limite em que a barra pode tomar uma das seguintes formas: a forma reta, que caracteriza um equilíbrio instável ou, a forma fletida, com equilíbrio estável (OLIVEIRA, 2009 apud PINHEIRO, 2016, p. 10).

Quando o P atinge valores superiores a P_{crit} , a barra tende a sofrer flambagem, apresentando assim sua forma deformada, como ilustra a figura 19.

Figura 19 – Análise da coluna isolada (Parâmetro α)



Fonte: OLIVEIRA, 2009

Os valores limites para α_{crit} dependem da forma da linha elástica do edifício ou do número de pavimentos (n), como é sugerido por Beck e König (1966, apud PINHEIRO, 2016):

$$n = 1 \longrightarrow \alpha_{crit} = 0,3$$

$$n = 2 \longrightarrow \alpha_{crit} = 0,4$$

$$n = 3 \longrightarrow \alpha_{crit} = 0,5$$

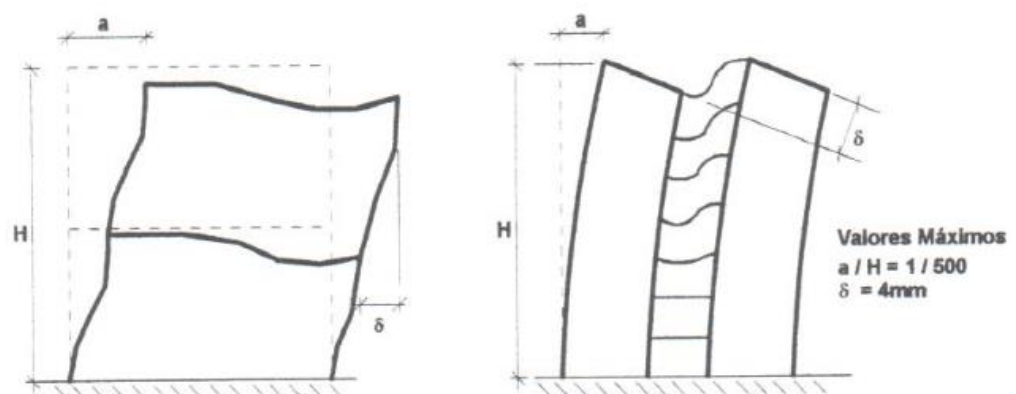
$$n \geq 4 \longrightarrow \alpha_{crit} = 0,6$$

Se o coeficiente encontrado atingir valores menores que o valor limite, os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados na análise global da estrutura. Esse parâmetro tem como finalidade fornecer respostas a respeito da rigidez da estrutura.

3.2.1.2 Relação a/H

A relação a/h , também conhecida como “flecha/ altura”, é a razão entre o máxima deslocamento lateral pela altura total do edifício a ser analisado. Tem-se como parâmetro que a relação a/H seja menor ou igual à $1/500$ e que os deslocamentos relativos entre pavimentos não exceda a 4mm.

Figura 20 – Limite dos deslocamentos

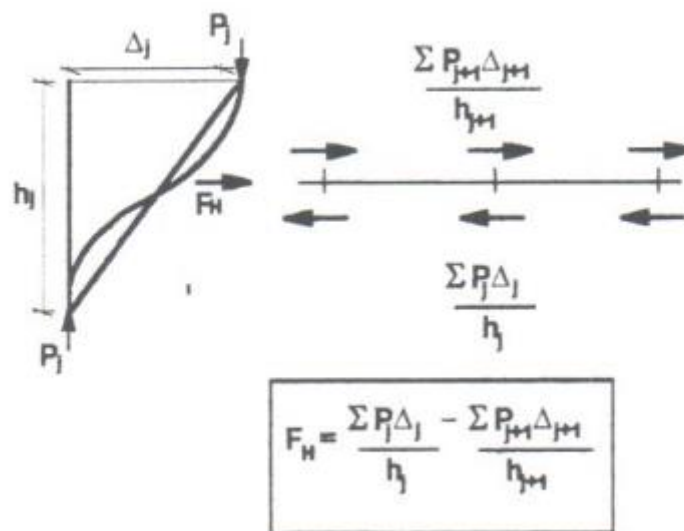


Fonte: Oliveira, 1998

3.2.1.3 P- Δ

Um método muito usual para se fazer a estimativa dos efeitos de segunda ordem é o método P- Δ . Este método, segundo Oliveira (1998), consiste em uma análise iterativa onde, no decorrer dos cálculos, os deslocamentos sucessivos são transformados em forças horizontais equivalentes, induzidos por momentos P- Δ . As forças horizontais equivalentes são resultantes da soma algébrica das componentes horizontais das forças normais nos pilares devido a carga vertical.

Figura 21 – Esquemática de cálculo do método P- Δ



Fonte: Oliveira (1998)

Estas forças horizontais são adicionadas às ações horizontais originais de cada pavimento, gerando assim novos esforços e deslocamentos a cada interação (Oliveira, 1998). O número de interações vai depender da convergência dos valores de deslocamentos, assim, quando a cada interação o deslocamento estiver sem grandes variações, poder-se-á estimar qual o momento de segunda ordem. Segundo Lopes (2005), P- Δ é o efeito que ocorre em qualquer estrutura onde os elementos estão submetidos a forças axiais. Esse método relaciona as cargas axiais (P) com os seus deslocamentos horizontais (Δ).

O índice de estabilidade Q é determinado pela relação abaixo:

$$Q = \frac{\sum Pu \Delta o}{Vu l_c} \quad (\text{Equação 2})$$

Onde: $\sum Pu$ = Somatório das cargas axiais em todas as colunas do pavimento

Δo = deslocamento de 1ª ordem devido à atuação do esforço cortante

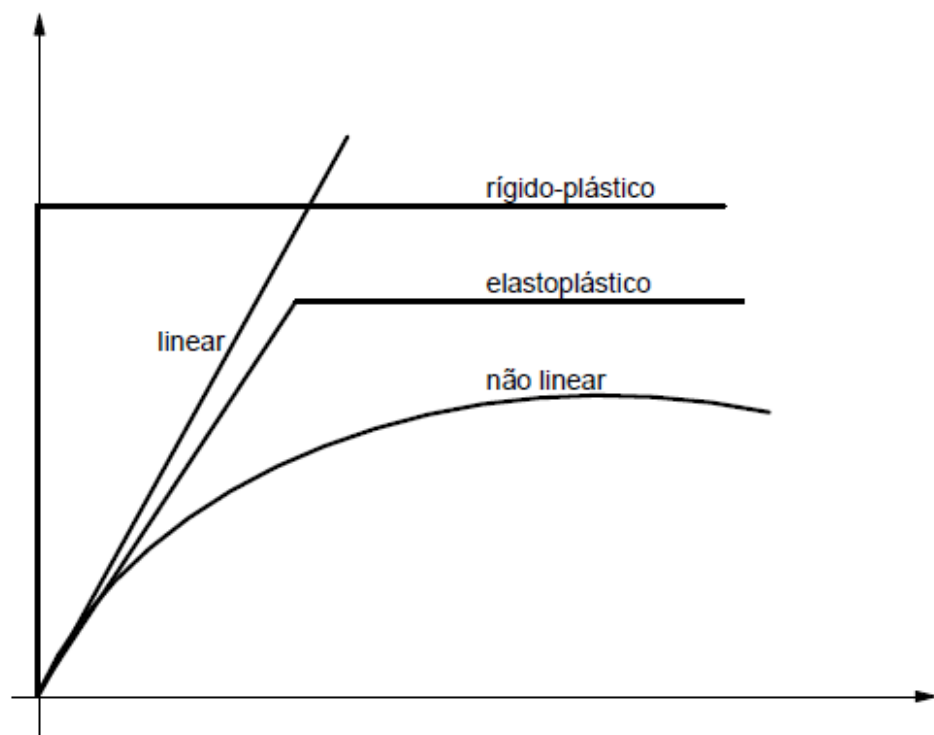
Vu = esforço cortante

l_c = Altura do pavimento

3.2.3. Principais modelos de análises

Os engenheiros civis são constantemente desafiados pelas estruturas para entender seu verdadeiro comportamento. Estes desafios incluem entender sua real capacidade resistente, ou tensões x deformações, quando estão sendo solicitadas por um determinado carregamento (OLIVEIRA 2009) . O grau da precisão da resposta desta questão vai depender do modelo de análise da estrutura, os quais podem ser: linear; não linear; elastoplástico; e rígido plástico.

Figura 22 – Modelos de análises das estruturas

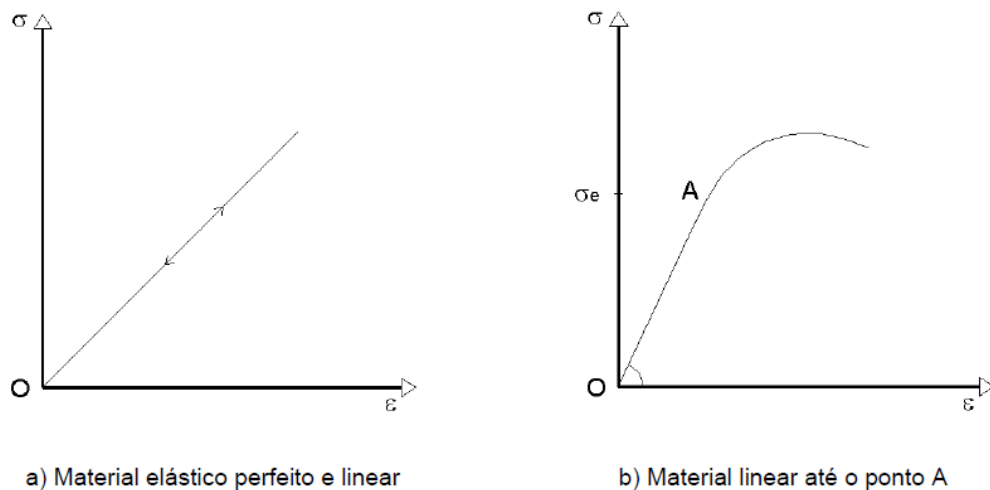


Fonte :Oliveira, 2009

3.2.3.1 Análise linear

Este tipo de análise considera os materiais elástico-lineares. Quando dizemos que um material possui propriedades elásticas, estamos nos referindo à sua tendência de voltar a sua configuração inicial após ter sofrido deformações, as quais são decorrentes de ações externas, com posterior alívio de carregamento. Se o material consegue recuperar sua forma totalmente após exposto a um carregamento, ele é classificado como perfeitamente elástico, porém, se apenas uma parte da deformação é recuperada, o material é classificado como parcialmente elástico (FONTES, 2005).

Figura 23 – Gráfico de perfeitamente e parcialmente elástico



Fonte: Oliveira, 2009

Este tipo de análise ainda leva em consideração uma relação linear entre as componentes de tensões x deformações do material, ou seja, que existe uma constante de proporcionalidade responsável por essa relação. Tal constante é chamada de módulo de elasticidade, sendo que o primeiro a estabelecer experimentalmente essa relação foi o cientista inglês, Robert Hooke, e por isso a equação a seguir é chamada de lei de Hooke.

$$\sigma = E \epsilon$$

(Equação 3)

3.2.3.2 Análise não linear

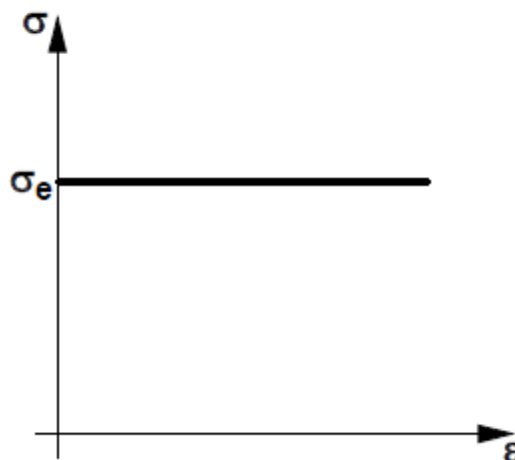
O modelo não linear considera a não linearidade física e geométrica da estrutura como foi exposto no item 3.2.2.

3.2.3.3 Rígido plástico

"No modelo rígido plástico, o comportamento elástico do material é desprezado e a seção transversal permanece rígida até que o momento fletor atuante se iguale ao momento de plastificação" (OLIVEIRA, 2009, p. 24). Quando os momentos se igualam, é formada, na seção transversal da peça, uma rótula plástica que deve possuir ductilidade suficiente para redistribuir os esforços internos.

Se em uma estrutura são formadas várias rótulas plásticas, podendo caracterizar um mecanismo, evidencia-se o colapso plástico da estrutura.

Figura 24 – Modelo rígido plástico



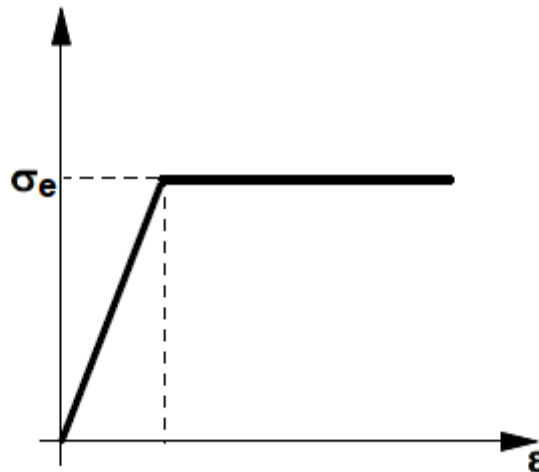
Fonte: Oliveira,2009

3.2.3.4 Análise elastoplástica

O modelo elastoplástico consiste em adotar a seção transversal da peça atuando de forma linear, tendo proporcionalidade entre tensões x deformações. Esta relação linear permanece até o ponto em que se atinge o momento de plastificação, fazendo com que as seções passem a trabalhar no modelo plástico perfeito até a formação de um número de

rótulas plásticas capazes de transformar a estrutura em um mecanismo, levando-a assim a ruptura.

Figura 25 – Modelo elastoplástico



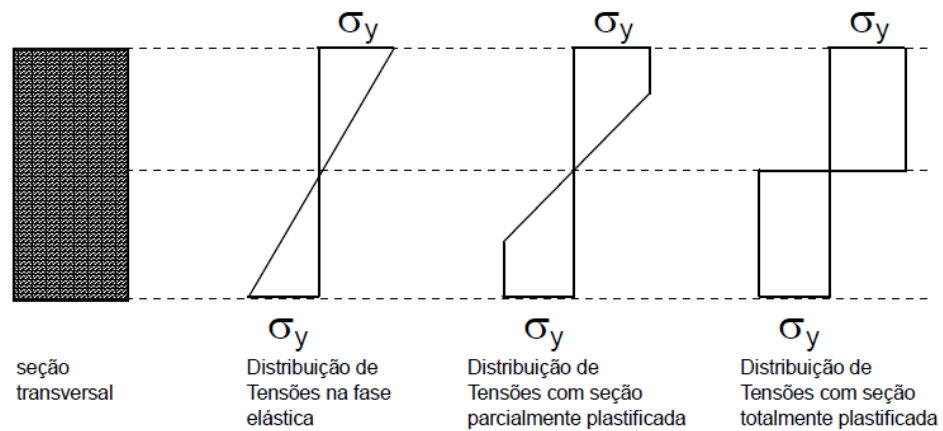
Fonte: Oliveira, 2009

3.2.3.5 Rótulas plásticas

Ao se aumentar continuamente o carregamento de uma viga, por exemplo, um ou mais pontos críticos de momento máximo entrarão em escoamento, dando origem a articulações ou rótulas plásticas. Nesses pontos, o momento fletor se estabiliza e passa a ser chamado de momento totalmente plástico.

A rótula plástica ocorre quando uma seção, outrora num regime elastoplástico, entra no regime totalmente plástico, ou seja, todas as suas fibras atingem o limite de escoamento σ_e (conforme ultima imagem da figura 26). Ainda no regime elastoplástico, a seção continua a absorver o momento fletor, devido à um núcleo elástico (penúltima imagem da figura 26). Uma vez atingido o momento totalmente plástico numa seção crítica, não haverá mais aumento de momento nesse ponto e o valor nesse ponto fica igual ao M_p (momento plástico).

Figura 26 – Escoamento de material metálico



Fonte : Oliveira, 2009

3.2.4. Rankine Merchant

O Método de Rankine Merchant busca prever a carga de colapso através da determinação do fator de carga de Rankine Merchant, λ_R , dado por:

$$\frac{1}{\lambda_R} = \frac{1}{\lambda_{CR}} + \frac{1}{\lambda_C}$$

ou

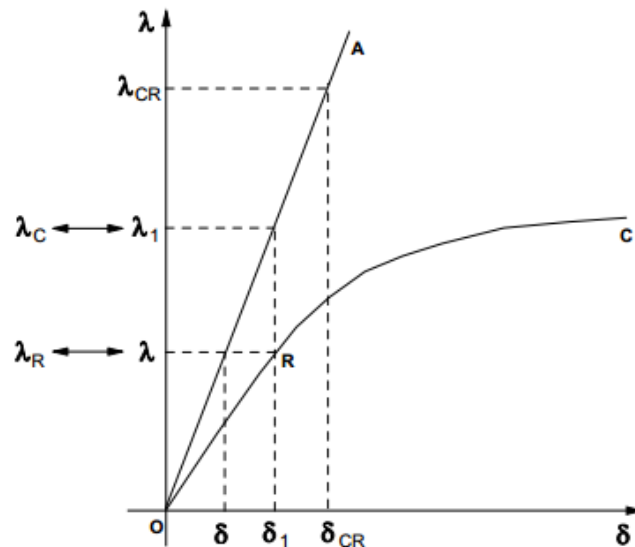
$$\lambda_R = \frac{\lambda_C}{1 + \frac{\lambda_C}{\lambda_{CR}}}$$

(Equação 4)

Esta carga de ruína fica, portanto, em função de dois parâmetros principais: o fator de carga crítica de flambagem elástica de primeira ordem, λ_{CR} , e o fator de carga de colapso

plástico de primeira ordem, λ_c . O método baseia-se em uma relação geométrica, como mostra a figura (OLIVEIRA,2009).

Figura 27 – Curva carga x deformação linear e não linear elástica



Fonte: OLIVEIRA, 2009

É possível, também, fazendo-se uma relação (λ_{cr}/λ_c), estimar como a estrutura deve ser analisada e qual seu nível de esbeltez, conforme os quadros abaixo:

Figura 28 – Considerações sobre a relação λ_{cr}/λ_c

$\frac{\lambda_{CR}}{\lambda_c} > 10$	o pórtico pode ser analisado de acordo com a teoria de primeira ordem .
$4 \leq \frac{\lambda_{CR}}{\lambda_c} \leq 10$	considerações particulares devem ser tomadas para verificação da estabilidade .
$\frac{\lambda_{CR}}{\lambda_c} < 4$	uma análise elastoplástica de segunda ordem é requerida .

λ_{cr} → fator de carga crítica de flambagem de primeira ordem

λ_c → Fator de colapso plástico

Fonte: OLIVEIRA (2009)

Esses limites estão relacionados para ações de cálculo, portanto majoradas por coeficientes de segurança. Para cargas de serviço e um coeficiente médio de majoração de 1,4, os limites da tabela seriam:

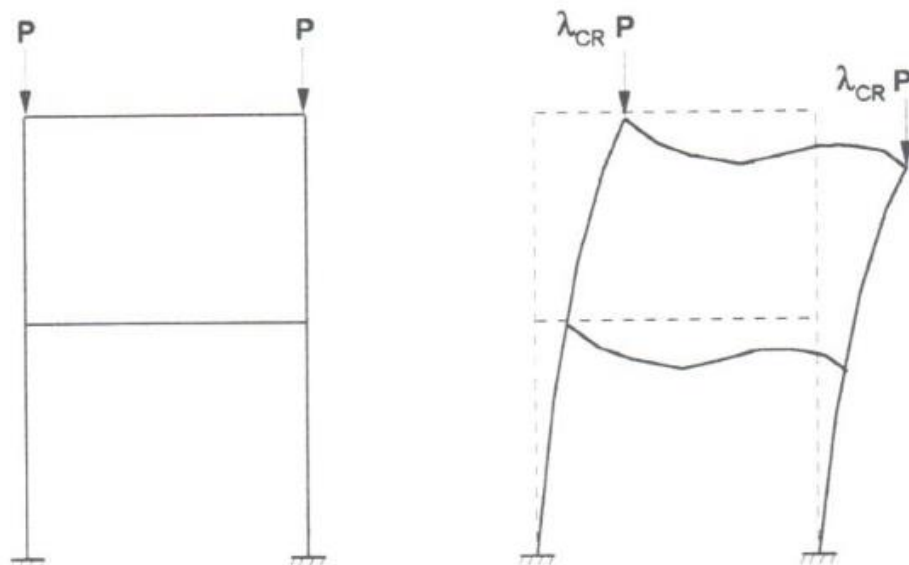
10 → 14,0

4 → 6,4

3.2.4.1. Fator de carga crítica de flambagem

O cálculo da carga crítica de flambagem depende de em uma generalização do cálculo da carga crítica de uma coluna isolada. Este fator de majoração consiste em um fator multiplicador do carregamento atuante a partir do qual existe uma bifurcação do equilíbrio, sendo possível manter a estrutura em outra posição, envolvendo momentos fletores no elemento, sem um acréscimo de cargas atuantes (OLIVEIRA, 1998).

Figura 29 – Fator de carga crítica de flambagem



Fonte: Oliveira, 1998

Segundo Oliveira (1998), uma maneira de se encontrar esse fator de carga crítico seria através de uma análise de instabilidade elástica. Nesta formulação, define-se uma matriz de

rigidez global do sistema, que seria a matriz $[K_T]$, chamada de matriz de rigidez tangente ou matriz de segunda ordem, sendo constituída de outras sub-matrizes para pequenos deslocamentos, como mostra a equação abaixo.

$$[K_T] = [K_e] + [\Delta K_e] + [K_G]$$

(Equação 5)

$[K_e]$: matriz de rigidez elástica ou de primeira ordem

$[\Delta K_e]$: matriz de correção da matriz de rigidez elástica

$[K_G]$: matriz de rigidez geométrica, responsável por conter as ações na presença de forças axiais.

Para o cálculo do λ_{cr} , admite-se que as deformações na estrutura serão pequenas, de tal forma que a teoria da análise linear elástica possa ser utilizada na configuração inicial da estrutura e que durante a fase deformada, não tenha acréscimo de forças axiais nesta.

3.2.4.2 Fator de carga de colapso

Segundo Oliveira (1998), o fator de carga de colapso pode ser entendido como um coeficiente de majoração de ações que conduzem a estrutura a atingir seu estado limite último (ELU). Exemplificando, a estrutura irá entrar em mecanismo de colapso plástico após a formação de inúmeras rótulas plásticas, fazendo com que, nesse momento, o carregamento máximo da estrutura tenha sido atingido e o fator de majoração, nesta etapa, seja o fator de carga de colapso plástico. Admite-se que até a formação do mecanismo, a estrutura está estável, pois o fenômeno de flambagem também caracteriza estado limite último.

Este fator de majoração pode ser encontrado através de uma análise plástica limite que utiliza o modelo rígido plástico (como citado no item 3.2.3.3) ou através de uma análise elastoplástica incremental que utiliza o modelo elastoplástico (conforme citado no item 3.2.3.4).

Existem três teoremas que facilitam o entendimento sobre o assunto colapso plástico, sendo eles o teorema estático, cinemático e da unicidade. Estes teoremas consideram as

estruturas rígido-plásticas (ver figura 24 rígido plástico), podendo-se então desprezar o comportamento elástico destas.

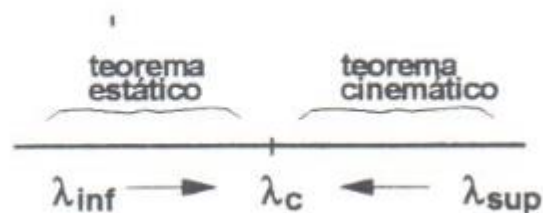
3.2.4.3 Teorema estático, cinemático e unicidade

O teorema estático diz que se para um determinado fator de carga, λ , é possível haver uma distribuição de esforços a ponto de deixar a estrutura em equilíbrio com o carregamento aplicado sobre ela satisfazendo as condições de resistência, este fator de carga é menor ou igual à carga de ruína. Este teorema também pode ser conhecido como “teorema do limite inferior”, pois o fator de carga é estaticamente admissível (OLIVEIRA, 1998).

Por outro lado, o teorema cinemático diz que para um mecanismo plástico assumido se o trabalho externo realizado pelas cargas atuantes, sendo este trabalho dado por fator de carga λ , for igual ao trabalho plástico interno de deformação, este fator de carga é maior ou igual ao fator de carga de ruína. O teorema cinemático também pode ser chamado de “teorema do limite superior”, pois como a carga de colapso é superior à carga atuante, qualquer limite superior vai contra a segurança estrutural.

O último teorema, o da unicidade, é uma combinação dos teoremas estático e cinemático e diz que se um fator de carga, λ , satisfaz o teorema cinemático e estático, conclui-se que este fator de carga é igual ao fator de colapso plástico. A figura abaixo ajuda a exemplificar melhor os teoremas.

Figura 30 – Teoremas cinemático, estático e unicidade



Fonte: Oliveira, 1998

3.3. Ações em estruturas

Em uma análise estrutural, deve ser levada em consideração a influência de todas as ações que possam vir a produzir efeitos na estrutura de forma significativa, atentando para os estados limites de serviço e último. De acordo com NBR 8800:2008, as ações são classificadas em permanentes, variáveis e excepcionais.

3.3.1. Ações permanentes

As ações permanentes são aquelas que ocorrem praticamente durante toda a vida útil da estrutura e podem ser divididas em diretas e indiretas.

3.3.1.1. Ações permanentes diretas.

Segundo a NBR 8800:2008, as ações permanentes diretas se referem ao peso próprio da estrutura e aos pesos próprios de elementos construtivos fixos e instalações permanentes.

3.3.1.2. Ações permanentes indiretas

Segundo a NBR 8800:2008, as ações permanentes indiretas englobam as deformações por retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoios e imperfeições geométricas.

3.3.2 Ações variáveis

“Ações variáveis são ações que ocorrem com valores que apresentam variações significativas durante a vida útil da construção” (NBR 880:2008). Essas ações costumam ser decorrente de ações de sobrecargas, em pisos ou coberturas, ação do vento, ou variação de temperatura.

3.3.3 Ações excepcionais

Ações excepcionais são aquelas que têm baixa probabilidade de ocorrer durante a vida útil da estrutura e que possui duração extremamente curta. Exemplos de ações excepcionais são explosões, choques de veículos, incêndios, e abalos sísmicos.

3.3.4 *Combinações de ações*

Segundo a NBR 8800:2008, define-se um carregamento como a combinação de ações que tem probabilidade não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura. As combinações de ações são divididas em últimas e de serviço.

3.3.4.1 Combinações últimas

As combinações últimas se dividem em normal, especial, de construção e excepcional. As combinações normais são aquelas que decorrem do uso previsto para a edificação; as especiais decorrem das ações variáveis, sendo um exemplo o vento; as de construção são combinações que já devem ser levadas em conta durante a fase de levantamento da edificação; e excepcionais são decorrentes de ações que possam vir a provocar efeitos catastróficos na estrutura, sendo um exemplo o abalo sísmico.

3.3.4.2 Combinações de serviço

As combinações de serviço são classificadas de acordo com a sua permanência na estrutura e podem ser quase permanentes, frequentes ou raras. As combinações quase permanentes são aquelas que atuam mais da metade do tempo de vida útil da estrutura; as combinações frequentes são aquelas que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura; e as combinações raras são aquelas que podem atuar no máximo algumas horas durante a vida útil, sendo um exemplo a formação de fissuras.

Quando nos referimos a ações e combinações, é preciso levar em conta, na hora do cálculo, os fatores de ponderações das ações e os fatores de combinação e redução para as ações variáveis.

Figura 31 – Fatores de ponderação das ações

Combinações	Ações permanentes (γ_g) ^{a,c}					
	Diretas					Indiretas
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)
	Ações variáveis (γ_q) ^{a,d}					
	Efeito da temperatura ^b	Ação do vento	Ações truncadas ^e	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação		
Normais	1,20	1,40	1,20	1,50		
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10	1,30		
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00		

^a Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações.

^b O efeito de temperatura citado não inclui o gerado por equipamentos, o qual deve ser considerado ação decorrente do uso e ocupação da edificação.

^c Nas combinações normais, as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,35 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer. Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,25 e 1,30, e nas combinações excepcionais, 1,15 e 1,20.

^d Nas combinações normais, se as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança forem agrupadas, as ações variáveis que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas também todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,50 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer (mesmo nesse caso, o efeito da temperatura pode ser considerado isoladamente, com o seu próprio coeficiente de ponderação). Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,30 e 1,20, e nas combinações excepcionais, sempre 1,00.

^e Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico, de modo que o valor dessa ação não possa superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado nesta Tabela se aplica a este valor-limite.

Fonte: NBR8800:2008

Figura 32 – Fator de combinação e redução das ações

Ações		γ_{Ω}^a		
		ψ_0	ψ_1^d	ψ_2^e
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^{b)}	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ^{c)}	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas (ver B.5.1)	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4

^a Ver alínea c) de 4.7.5.3.
^b Edificações residenciais de acesso restrito.
^c Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.
^d Para estado-limite de fadiga (ver Anexo K), usar ψ_1 igual a 1,0.
^e Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.

Fonte: NBR8800:2008

3.4 Ação do vento em estruturas

Vento pode ser definido como um movimento de uma massa de ar devido à variação de pressão e temperatura. A figura abaixo exemplifica algumas terminologias em relação à ação dos ventos nas estruturas.

Figura 33 – Terminologias da ação do vento



Sendo essas terminologias segundo a NBR 6123/1988:

Barlavento: Região de onde sopra o vento em relação à edificação;

Sotavento: Região oposta aquela de onde sopra o vento em relação à edificação;

Sobrepessão: Pressão efetiva acima da pressão atmosférica de referência (sinal positivo);

Sucção: Pressão efetiva abaixo da pressão atmosférica de referência (sinal negativo).

Quando se faz o estudo da ação do vento que atuam nas estruturas, é necessário saber a força estática do vento em relação à estrutura, que é dada pela fórmula abaixo:

$$F = (C_e - C_i)qA \text{ (Equação 6)}$$

Sendo:

F: Força equivalente normal à estrutura;

C_e: coeficiente de forma externo;

C_i: coeficiente de forma interno;

q: pressão dinâmica;

A: Área do elemento considerado.

Porém, para se chegar a esta resposta da força estática, há vários parâmetros a serem observados, como os coeficientes externos e internos, área e a pressão dinâmica que está sendo aplicada na estrutura.

3.4.1 Pressão dinâmica

A fórmula da pressão dinâmica é dada pela expressão:

$$q = 0,613V_k^2 \frac{N}{m^2} \text{ (Equação 7)}$$

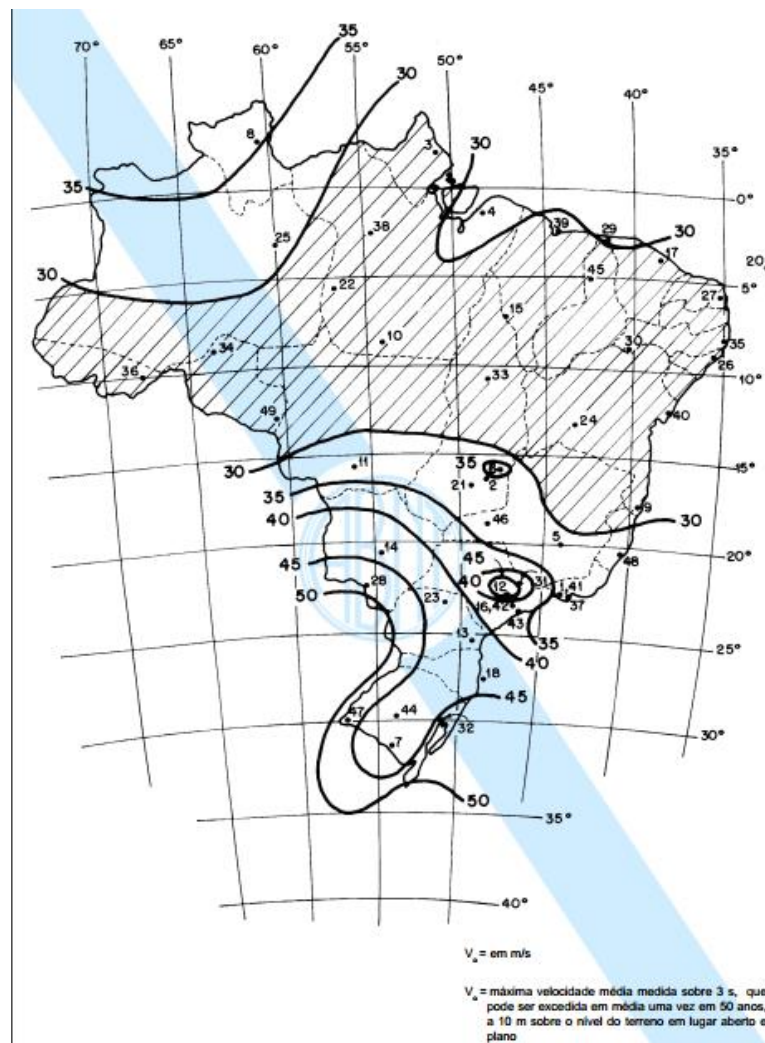
Sendo V_k , a velocidade característica do vento que é dada pela expressão $V_k = V_o S_1 S_2 S_3$.

Na fórmula de V_k , temos a velocidade básica do vento, V_o , multiplicada pelos fatores S_1, S_2 , e S_3 .

3.4.1.1 Velocidade básica do vento (V_o)

Segundo a NBR 6123/1988, a velocidade básica do vento é a velocidade de uma rajada de 3s, excedida em média uma vez a cada 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano.

Figura 34 - Mapa de isopleias para determinar a velocidade básica do vento, V_o



Fonte: NBR6123:1988

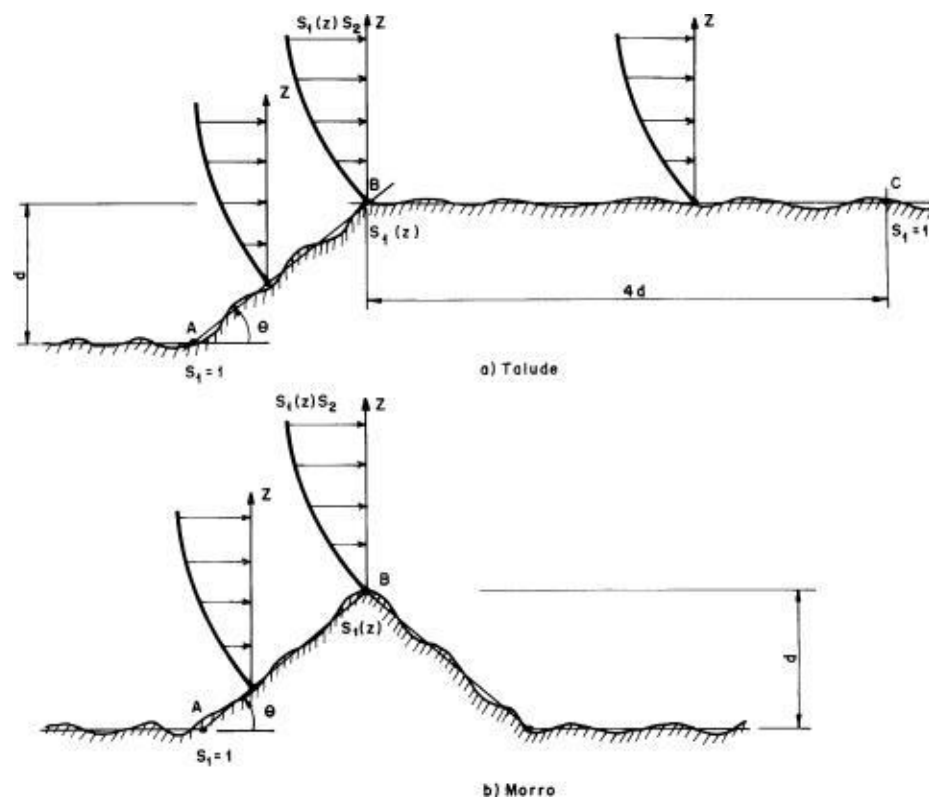
3.4.1.2 Fatores S1, S2 e S3

Os fatores que, multiplicados à velocidade básica do vento, V_0 , resultam no valor da velocidade característica, V_k , são fatores que correspondem à topografia, rugosidade e fator estático do terreno.

O fator S1, ou topográfico, leva em consideração as variações de relevo do terreno e pode ser igual à (NBR 6123/1988):

- Terreno plano ou fracamente acidentado $S_1 = 1$;
- Taludes e morros nos quais pode ser admitido um fluxo de ar bidimensional soprando no sentido indicado na figura abaixo: $S_1 = 1$;
- Vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção: $S_1 = 0,9$.

Figura 35 – Coeficiente S1



Fonte: NBR 6123:1988

O fator S2, ou de rugosidade, por outro lado, segundo a NBR 6123/1988, considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração. Este fator de rugosidade pode ser obtido através da fórmula:

$$S2 = b * Fz * \left(\frac{z}{10}\right)^p \text{ (Equação 8)}$$

Sendo:

b: parâmetro meteorológico 1

F: fator de rajada

z: altura

p: parâmetro meteorológico 2

A rugosidade do terreno pode ser dividida em 5 categorias e 3 classes .

Figura 36: Quadro de categorias de rugosidade de terreno

CATEGORIA	TIPO DE SUPERFÍCIE DO TERRENO
I	Superfícies Lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente.
II	Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. Obstáculos com altura média abaixo de 1,0 metros.
III	Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos. Obstáculos com altura média de 3,0 metros.
IV	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial urbanizada. Altura média dos obstáculos de 10 metros.
V	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. Obstáculos com altura média de 25 metros ou mais.

Fonte: NBR 6123:1988

Figura 37: Quadro de classes de rugosidade de terreno

CLASSE	DIMENSÕES DO EDIFÍCIO
A	Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação.
	Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical seja inferior a 20 metros.
B	Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 e 50 metros.
C	Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 metros.

Fonte:NBR6123:1988

Tabela 1 – Parâmetros meteorológicos

Tabela 1 - Parâmetros meteorológicos

Categoria	z_0 (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte:NBR6123:1988

Tabela 2 – Fator S2

Tabela 2 - Fator S₂

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte:NBR6123:1988

O fator S3 é baseado em conceitos estatísticos do terreno, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação, conforme a NBR 6123/1988. Este fator pode possuir diversos valores, os quais estão representados na tabela abaixo.

Figura 38 – Fator S3

Tabela 3 - Valores mínimos do fator estatístico S_3

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: NBR6123:1988

Com o valor de V_0 , velocidade básica do vento obtido no mapa de isopletas figura 34, e os fatores S_1 , S_2 e S_3 pode ser obtida a velocidade característica do vento conforme exposto no item 3.4.1.3 e com esta velocidade característica, obter a pressão dinâmica do vento, cuja fórmula se encontra no item 3.4.1.

3.4.1.3 Coeficientes de pressão interno e externo.

Conforme a NBR 6123/1988, como a força do vento depende da diferença de pressão nas faces opostas da parte da edificação, os coeficientes de pressão são dados para superfícies externas e internas.

3.5 Vento em cúpulas

Segundo a NBR 6123/1988, quando falamos em cúpulas, apenas se é levado em conta os coeficientes de pressão externa, devido à variação das distribuições das pressões com as características do vento, da relação entre as dimensões da edificação e da superfície externa da cúpula.

Tabela 3 – Valores limites de C_{pe} **Tabela 31 - Valores limites dos coeficientes de pressão externa, c_{pe} - Cúpulas sobre paredes cilíndricas**

f/d	h/d	C_{pe}		
		A barlavento no topo lateralmente		
1/2	1/4	+ 0,9	- 1,5	- 0,4
	1/2	+ 0,8	- 1,7	- 0,4
	1	+ 0,8	- 1,7	- 0,5
1/6 1/10 1/15 1/20	1/4	- 0,1	- 0,9	- 0,4
		- 1,2	- 0,6	- 0,3
		- 1,4	- 0,5	- 0,3
		- 1,4	- 0,4	- 0,2
1/6 1/10 1/15 1/20	1	- 1,4	- 1,1	- 0,4
		- 1,7	- 0,8	- 0,4
		- 1,5	- 0,5	- 0,4
		- 1,4	- 0,5	- 0,4

Nota: Para coeficientes de pressão na parede cilíndrica, devem ser adotados os valores dados na Tabela 9.

Fonte:NBR6123:1988

Tabela 4 – Distribuição das pressões externas em edificações cilíndricas

Tabela 9 - Distribuição das pressões externas em edificações cilíndricas de seção circular

β	Coeficiente de pressão externa c_{pe}			
	Superfície rugosa ou com saliências		Superfície lisa	
	h/d=10	h/d≤2,5	h/d=10	h/d≤2,5
0°	+1,0	+1,0	+1,0	+1,0
10°	+0,9	+0,9	+0,9	+0,9
20°	+0,7	+0,7	+0,7	+0,7
30°	+0,4	+0,4	+0,35	+0,35
40°	0	0	0	0
50°	-0,5	-0,4	-0,7	-0,5
60°	-0,95	-0,8	-1,2	-1,05
70°	-1,25	-1,1	-1,4	-1,25
80°	-1,2	-1,05	-1,45	-1,3
90°	-1,0	-0,85	-1,4	-1,2
100°	-0,8	-0,65	-1,1	-0,85
120°	-0,5	-0,35	-0,6	-0,4
140°	-0,4	-0,3	-0,35	-0,25
160°	-0,4	-0,3	-0,35	-0,25
180°	-0,4	-0,3	-0,35	-0,25

Fonte:NBR6123:19

3.5.1 Cúpulas sobre paredes cilíndricas

Uma cúpula sobre uma parede cilíndrica vai possuir uma variação maior dos valores do coeficiente de pressão externa do que quando feita diretamente sobre o terreno. Distribuições típicas das isobáricas, sendo isobárica uma linha de pressão constante sobre um gráfico, mapa ou rota, são dadas na Figura 39 (neste caso, o f indicado é a altura da cúpula). Não há zona em sobrepressão nas cúpulas com f/d menor do que $1/5$ e com parede de altura a partir de $d/4$, conforme a NBR 6123/1988.

Figura 39 – Cúpulas sobre paredes cilíndricas – linhas isobáricas

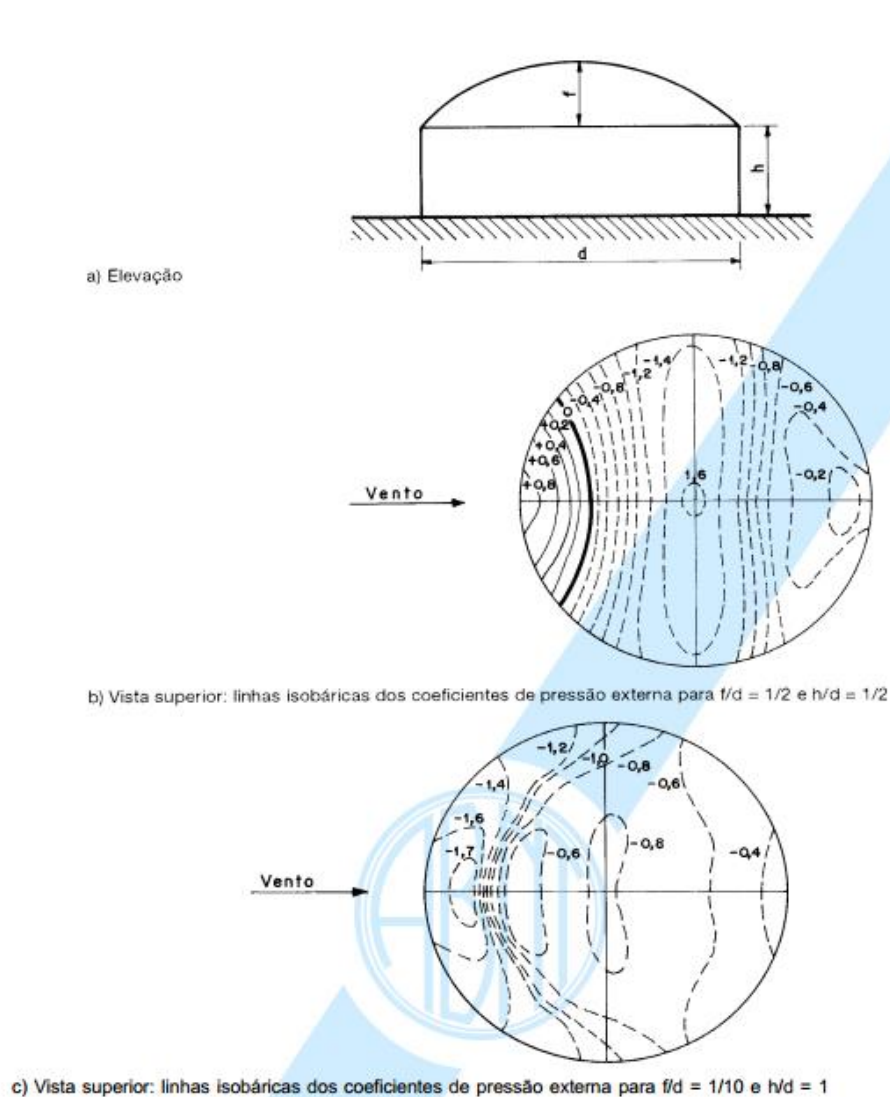


Figura 24 - Cúpulas sobre paredes cilíndricas - Linhas isobáricas

Fonte: NBR 6123:1988

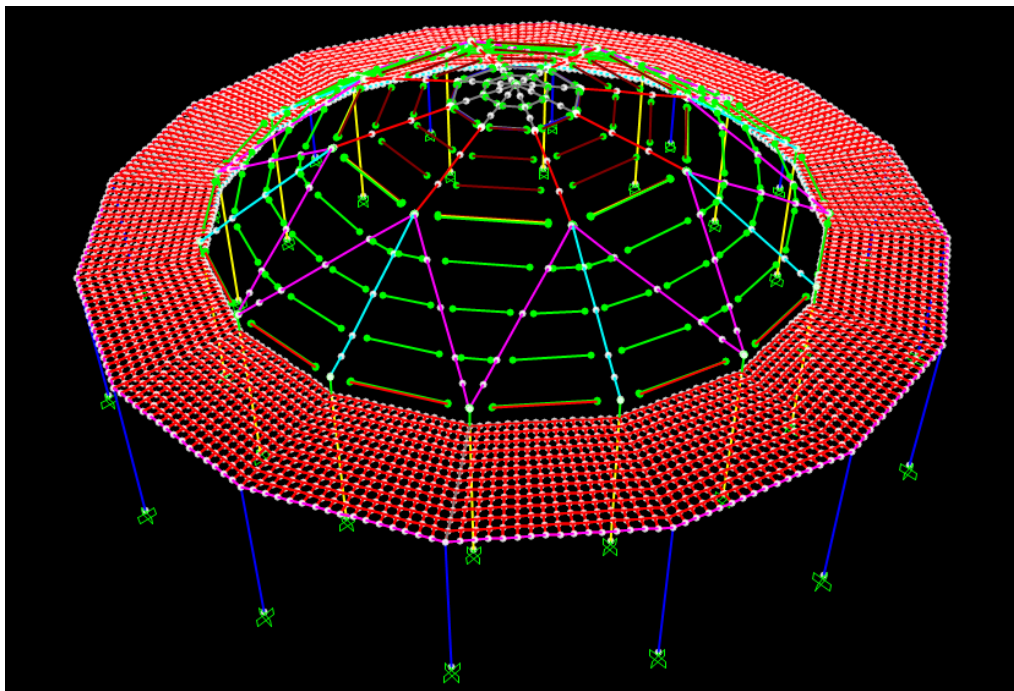
4 METODOLOGIA

4.1 Topologia

As cúpulas estudadas possuíam as mesmas características, porém com alturas diferentes. A determinação da altura das cúpulas foi baseada na relação $f = d/h$, sendo o diâmetro (d) igual à 32,8m e as flechas variando de 5 até 10.

As cúpulas estudadas, sobre paredes cilíndricas com pilares internos de 9m e externos de 8m, eram rotuladas nas suas duas extremidades nas cintas, terças e anéis. As diagonais de primeiro, segundo e terceiro nível eram engastadas, porém a ligação entre o pilar interno e a diagonal de primeiro nível também era por meio de rótula conforme figura 40.

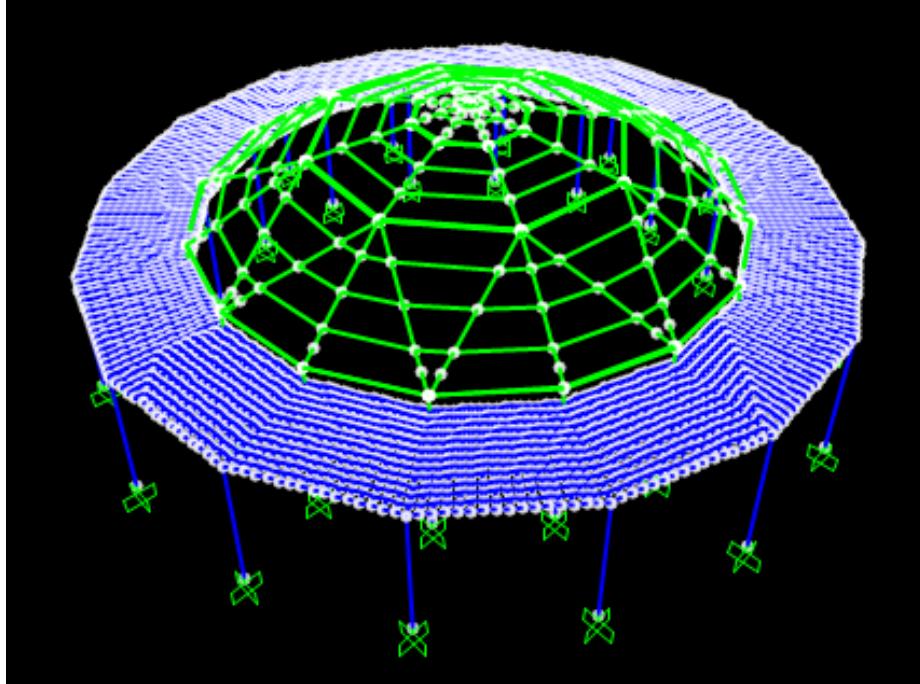
Figura 40 – Elementos rotulados e engastados.



Fonte: Autor

Os pilares de 30 x 70cm, assim como as lajes, eram de concreto armado (o azul na figura 41). O restante da cúpula era feita com estruturas metálicas de perfil I, exceto as terças, que tinham perfil tipo U (linhas verdes na figura 41).

Figura 41 – Materiais utilizados na cúpula



Fonte: autor

Figura 42 – Esquema da cúpula

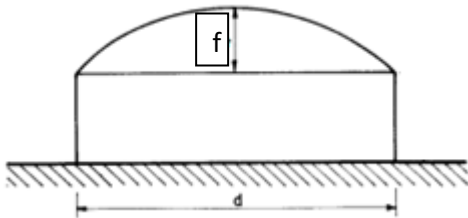


Tabela 5 – Relações d/f e alturas das cúpulas.

Relação d/f	Altura (m)
32,8/5	6,56
32,8/6	5,47
32,8/7	4,69
32,8/8	4,1
32,8/9	3,64
32,8/10	3,28

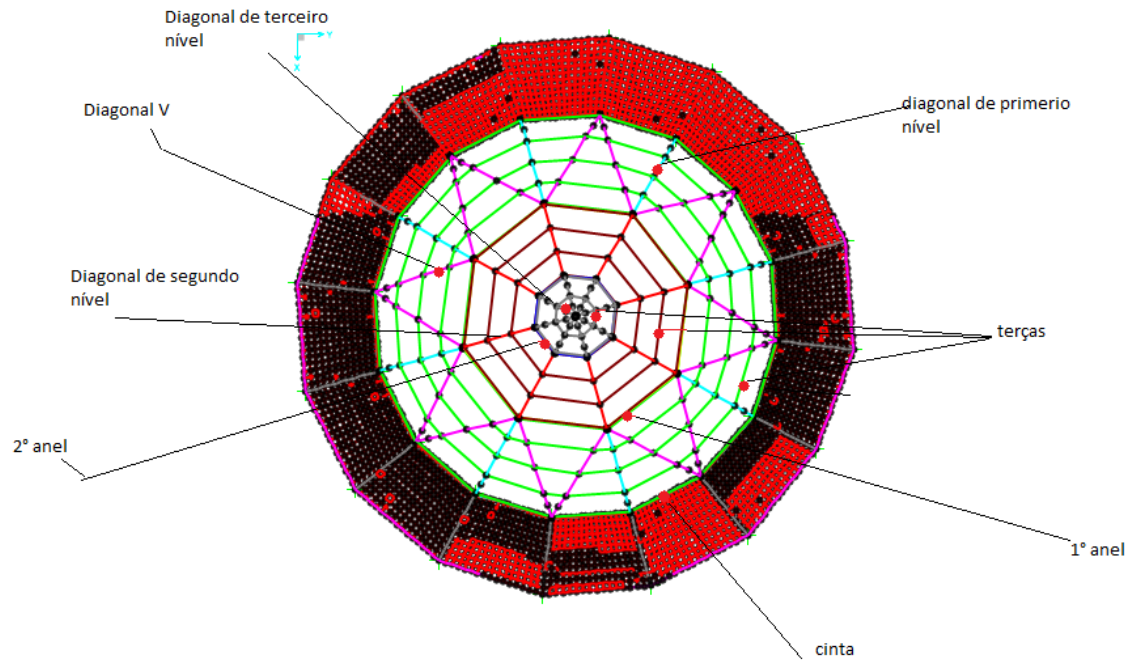
4.2 Do passo a passo

As cúpulas foram construídas com diâmetro de 32,8m sobre um terreno fictício plano sob as condições de vento da cidade de Brasília, DF. Sabendo-se disso, primeiramente, com o auxílio do programa AutoCAD, foram desenhados os seis modelos de cúpulas com suas respectivas flechas, variando a relação f/d de 1/5 até 1/10, colocando, para cada elemento da cúpula, seu nome e respectivo *layer*. Nesta fase, foram desenhadas as terças, devidamente espaçadas para cada modelo, onde se apoiaria a telha e receberiam as cargas da ação do vento, peso próprio dos elementos, cargas decorrentes de uso e sobrecarga.

Após a fase de desenho, começou-se o estudo da ação de vento que atuaria sobre as barras de cada altura de cúpula. Com o auxílio da norma NBR 6123/1988 e adotando que a construção seria realizada em Brasília, DF, foi possível encontrar o valor da pressão dinâmica do vento para cada modelo, como também, através de interpolação de valores, desenhar as linhas isobáricas de cada flecha de cúpula metálica. Uma vez possuindo os valores de coeficiente de pressão externa das cúpulas por meio das linhas isobáricas, pressão dinâmica do vento, espaçamento das terças e adotando coeficientes de pressão interna +0,5 e -0,5, foi possível encontrar as forças de pressão e sucção do vento sobre as barras das estruturas.

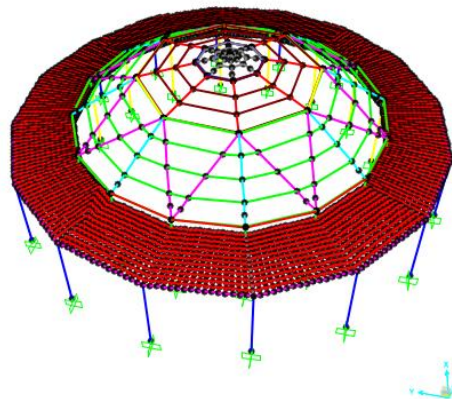
Com o conhecimento dos valores dos esforços do vento em relação às várias flechas dos modelos, importou-se as cúpulas do programa AutoCAD para o programa Sap2000. No programa Sap2000, foi adotado para as cúpulas metálicas um perfil de aço inicial para primeira análise, posterior ao final da modelação das estruturas no programa. Para a laje e pilares, foi adotado o material concreto. A cúpula metálica é composta de cinta, diagonal de primeiro nível, diagonal V, anel de primeiro nível, diagonal de segundo nível, anel de segundo nível, diagonal de terceiro nível, como também das terças do primeiro, segundo e terceiro nível, conforme a figura 43.

Figura 43 – Vista superior da cúpula



Fonte: Autor

Figura 44 – Vista da cúpula



Fonte: Autor

Após realizar os devidos ajustes quanto ao material no programa e a importação dos elementos das estruturas, inseriu-se no programa as cargas sobre as terças: peso próprio (D), sobrecarga (Lr), cargas decorrentes de uso (L), temperatura positiva (Tp) e negativa (Tn) e as

forças de pressão e sucção do vento (W_{pres} e W_{suc}). Ao final do carregamento da cúpula, foram inseridas no programa Sap2000 as combinações últimas e de serviço que iriam atuar nas estruturas. Ao todo, foram utilizadas doze combinações últimas e nove combinações de serviço.

As combinações últimas e de serviço foram:

➤ Últimas:

- $1,2D + 1,2L$
- $1,2D + 1,2T_n + 0,5L + 0,5L_r$
- $1,2D + 1,2T_p$
- $1,2D + 1,2T_p + 0,5L + 0,5L_r$
- $1,2D + 1,3W_p + 0,5L + 0,5L_r$
- $1,2D + 1,4L_r + 0,5L$
- $1,2D + 1,4L_r + 0,8W_p$
- $1,2D + 1,5L$
- $1,2D + 1,5L + L$
- $1,2D + 1,6L + 0,5L_r$
- $1,4D + L$
- $0,9D + 1,3W_s$

➤ Serviço:

- $D + L$
- $D + L + 0,3L_r$
- $D + L_r + 0,3L$
- $D + L_r + 0,5W_p$
- $D + T_n$
- $D + T_p$
- $D + W_p + 0,3L + 0,3L_r$
- $D + W_s$
- $D + W_p$

Com a inserção das combinações, os dados foram processados com o programa Sap2000 para analisar os seis modelos de cúpulas, obtendo, assim, os valores dos

deslocamentos sofridos na cumeeira destas (que não podiam ser superiores à relação $L/350$), os valores dos esforços normais, cortantes e momentos fletores, como também a torção em cada elemento de barra da cúpula. Quanto à análise dos esforços nas estruturas, não foi dado enfoque nas terças, e, sim, nos elementos principais das cúpulas, como as diagonais e os anéis.

Dessa forma, foi feita a primeira análise das estruturas, obtendo-se os esforços para cada elemento da cúpula, utilizando um perfil de aço inicial. Então, por meio da inserção dos maiores momentos e normais, com o uso do programa VisualMetal, foram dimensionados os perfis adequados para cada elemento das cúpulas de forma a suportar os esforços solicitantes.

Figura 45 – Determinação do perfil através do programa VisualMetal

The screenshot shows the 'I Laminado' window in VisualMetal. The 'Identificação' section shows the selected profile 'Perfil W 200 x 31,3'. The 'Dimensões' section lists various properties: d (210 mm), tw (6,4 mm), bf (134 mm), tf (10,2 mm), Ag (40,3 cm²), P (31,3 kgf/m), Ix (3168 cm⁴), Iy (410 cm⁴), IT (12,59 cm⁴), Wx (301,7 cm³), Wy (61,2 cm³), Zx (338,6 cm³), and Zy (94 cm³). A diagram of the I-beam profile is shown with dimensions bf, tw, and coordinate axes X and Y. Below the diagram, it states 'Perfil indicado para elementos sujeitos à flexão composta (Ex.: vigas)'. The 'Compr. Flambagem' section has Lfx (719,5 cm), Lfly (719,5 cm), and Lb (719,5 cm). The 'Solicitações' section shows Nd (-91,77 kN), Vd (0,0963 kN), Mdx (258,76 kN.cm), and Mdy (0,00 kN.cm). The 'Resultados' section shows Rd(Nd) (-126,00 kN), Rd(Vd) (229,52 kN), Rd(Mdx) (3869,51 kN.cm), Rd(Mdy) (0,00 kN.cm), and Rd(Md+Nd) (0,80 <= 1). At the bottom, there are buttons for 'Calcular', 'Mais Leve', 'Relatório', and 'Ok'.

Fonte: Autor

Substituiu-se, após a determinação dos perfis adequados, o perfil inicial antes colocado no programa Sap2000 para cada elemento das cúpulas. Dessa forma, adotando os perfis compactos e devidamente calculados, gerou-se outra análise da estrutura, para, assim,

determinar os valores finais dos deslocamentos, esforços normais, momentos fletores, forças cortantes das cúpulas e poder avaliar as estruturas quanto aos esforços encontrados, peso das estruturas e estabilidade destas.

4.3 Dos programas utilizados

4.3.1 AutoCAD (versão 2017)

O AutoCAD é um software da Autodesk utilizado principalmente para elaboração de desenhos técnicos em 2D e 3D. É uma ferramenta amplamente utilizada por engenheiros e arquitetos.

4.3.2 Sap2000 (v18)

O Sap2000 é um software, da CSI, de elementos finitos, com interface em 3D, que tem como finalidade realizar a modelação, análise e dimensionamento das mais diversas estruturas da engenharia civil.

4.3.3 VisualMetal (versão 1.5m)

O software VisualMetal, da Etools tem como objetivo efetuar, de acordo com a NBR 8800/2008, o dimensionamento de perfis laminados e soldados de aço.

4.3.4 CFS (versão 10.0.4 light mode)

O CFS é um software muito utilizado para dimensionamento de estruturas em aço, como com perfis em U, tubos estruturais, etc.

5 APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS E DISCUSSÃO

Será apresentado neste capítulo, por meio de gráficos e tabelas, o peso total de cada modelo de cúpula, o peso de seus elementos, os esforços normais e os momentos em cada barra e os deslocamentos. Desta maneira, serão feitas discussões e análises. Também nesse capítulo, será exposta a diferença dos valores encontrados para as linhas isobáricas para cada altura de cúpula e os perfis metálicos usados nas estruturas após a primeira análise com perfil aleatório. Em seguida a essa análise, será verificada a estabilidade das cúpulas.

5.1. Linhas isobáricas

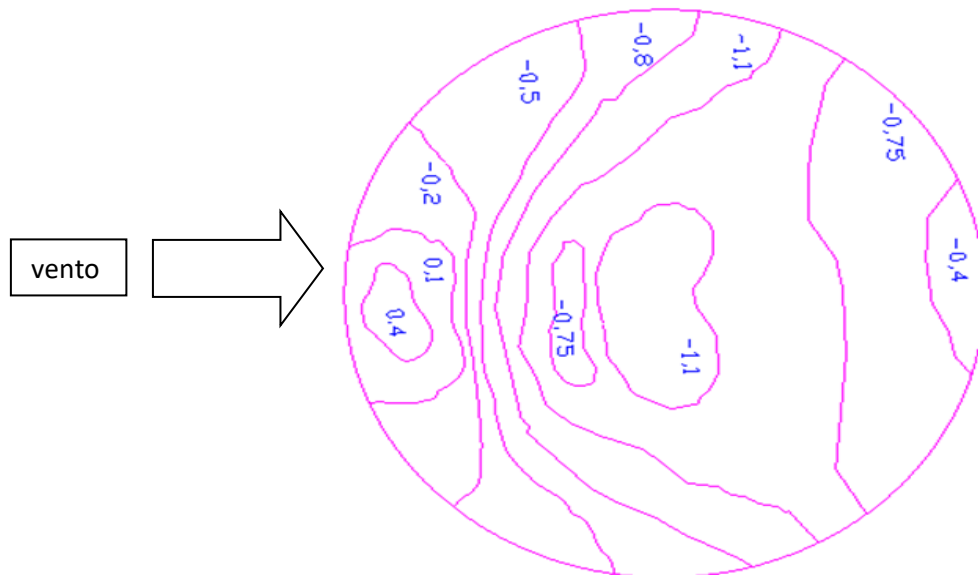
Expõem-se, a seguir, os coeficientes externos encontrados a barlavento, no topo e a sotavento de cada modelo de cúpula, de acordo com a variação da flecha.

Figura 46 – Coeficientes externos a barlavento, topo e sotavento

Cúpula	altura(m)	Barlavento (cpe)	topo(cpe)	sotavento(cpe)
Flecha 5	6,56	+0,4	-1,1	-0,4
Flecha 6	5,47	-0,1	-0,9	-0,4
Flecha 7	4,69	-0,6	-0,8	-0,4
Flecha 8	4,1	-0,7	-0,7	-0,3
Flecha 9	3,64	-1,1	-0,7	-0,3
Flecha 10	3,28	-1,2	-0,6	-0,3

Fonte: autor

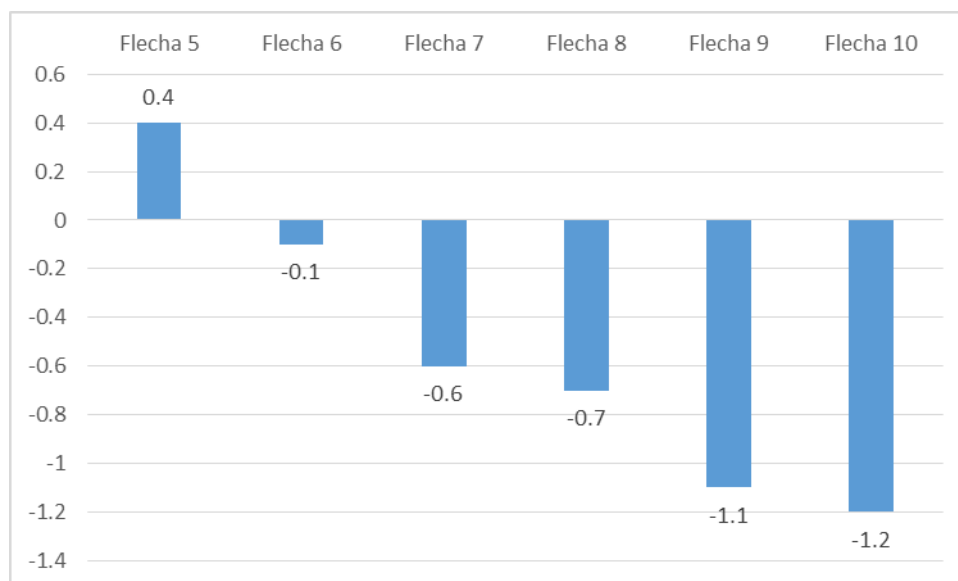
Figura 47 – Linhas isobáricas da flecha 5



Fonte: autor

5.1.1 – Vento a barlavento

Figura 48 – Gráfico de coeficiente de pressão externa a barlavento



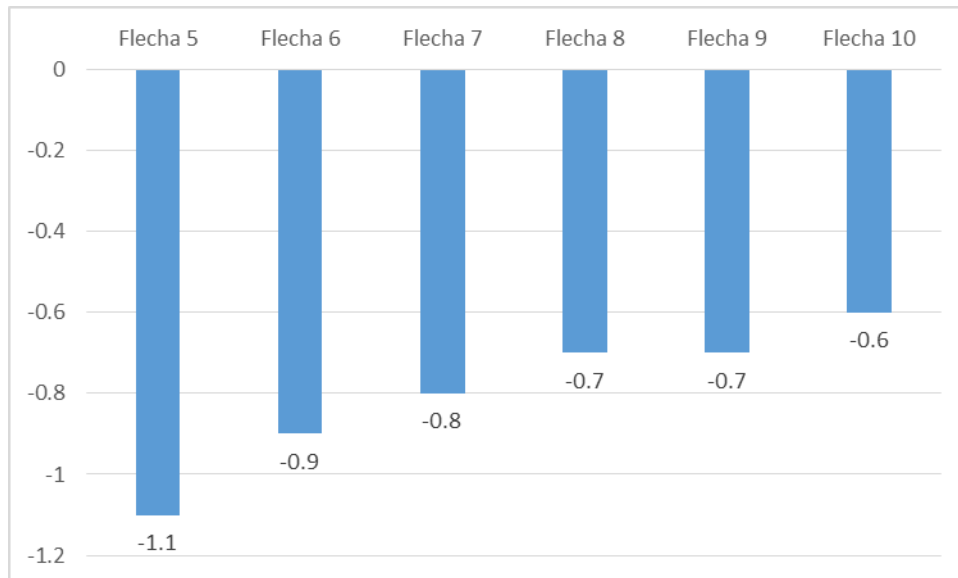
Fonte: autor

A figura 48 mostra um aumento do coeficiente externo a barlavento das cúpulas de acordo com seu abatimento, notando-se uma diferença de -1,6 (cpe) entre a cúpula de flecha 5 e a cúpula de flecha 10. Nota-se que apenas a cúpula que possui relação $f/d = 1/5$, flecha 5, possui zona de sobrepressão a barlavento. As demais possuem zonas de sucção. Dessa forma,

os perfis metálicos de cúpulas mais elevadas serão menos solicitados a barlavento que os de cúpulas mais abatidas.

5.1.2 Vento no topo

Figura 49 – Gráfico do coeficiente de pressão externa no topo

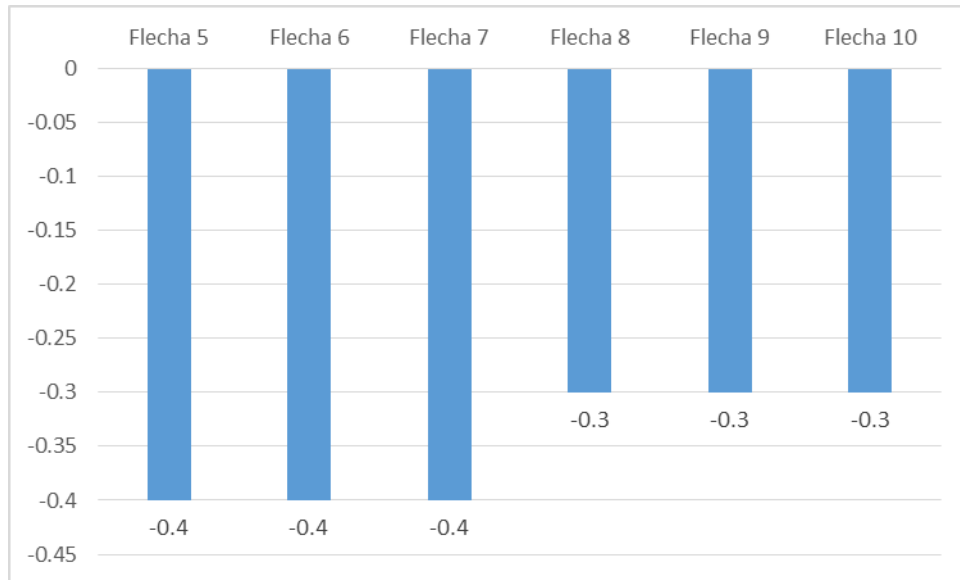


Fonte: autor

A figura 49 mostra uma tendência de quanto mais abatida for à cúpula, menor será o coeficiente de pressão em seu topo. Dessa maneira, os perfis localizados no topo serão mais solicitados sob a ação do vento para cúpulas mais altas. A maior diferença está entre as cúpulas de relação $f/d=1/5$ e $f/d=1/6$, sendo esta diferença de $+0,2$. A partir de então a diferença mantém o mesmo padrão, sendo que entre as cúpulas de flechas 8 e 9, não ocorreu nenhuma mudança no topo.

5.1.3 Vento a sotavento

Figura 50 – Gráfico do coeficiente de pressão externa a sotavento



Fonte : autor

A figura 50 mostra que existe pouca variação entre os modelos quanto ao coeficiente de pressão externa a sotavento das cúpulas. Observa-se uma diferença de apenas +0,1 entre as flechas 5, 6 e 7 em relação às flechas 8, 9 e 10. Para cúpulas alongadas ou abatidas, os perfis metálicos a sotavento das estruturas possuirão solicitações similares sob a ação do vento.

5.2 Esforços encontrados nas Barras

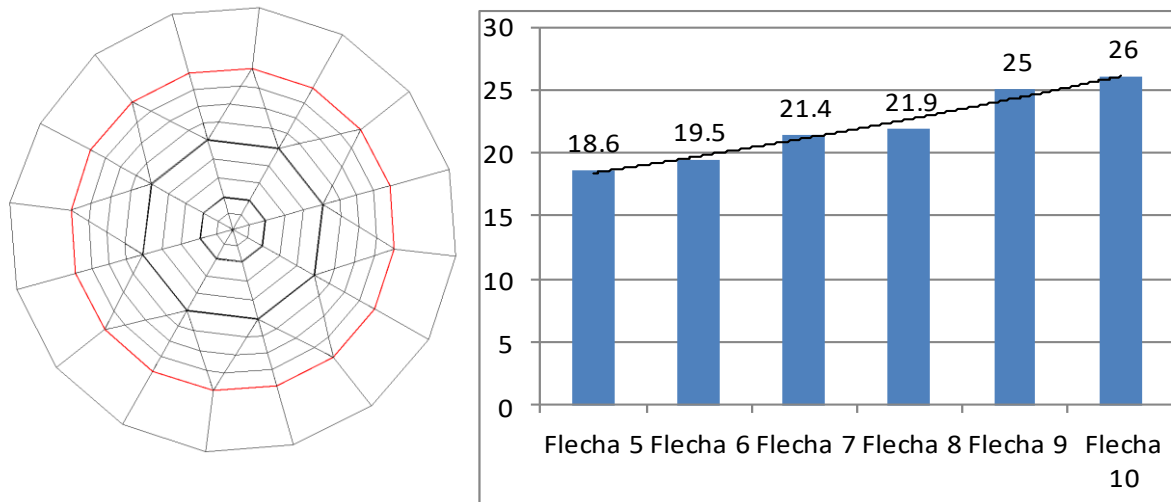
A partir das ações dos ventos encontrados e dos carregamentos referentes ao peso próprio das estruturas, sobrecargas e esforços decorrentes do uso para as diferentes flechas de cúpulas metálicas, foram analisadas as cúpulas conforme as combinações citadas anteriormente em 4.2 e para o dimensionamento elástico das barras/perfis, foram utilizadas as combinações e os esforços mais críticos.

5.2.1 Cinta

Observou-se para as cintas que quanto mais abatidas fossem as cúpulas, por possuírem um aumento dos esforços de tração, maiores seriam as forças normais encontradas para estas,

independentemente das combinações avaliadas. Dessa forma, levando em consideração todas as barras das cintas, foi feita uma comparação entre a maior força normal encontrada para cada modelo de cúpula, como mostra a figura 51.

Figura 51 – Forças normais encontradas nas cintas (tração)



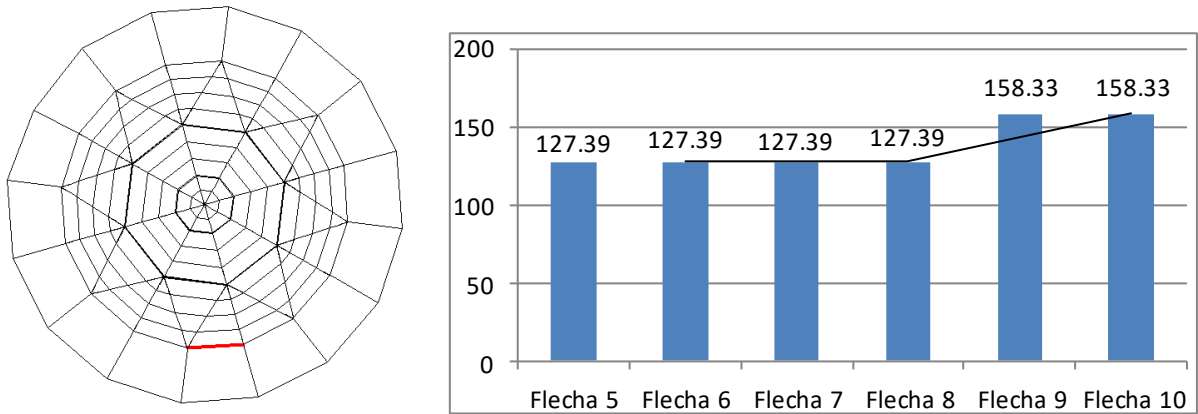
Fonte: autor

Nota-se, ao analisar o gráfico, a tendência do aumento da força normal, como foi dito anteriormente, sendo que, entre a cúpula mais elevada, relação $f/d = 1/5$, e a cúpula mais abatida, relação $f/d = 1/10$, tem-se uma diferença de $7,4Tf$. A menor diferença encontrada está entre as cúpulas das flechas 7 e 8, uma diferença de $0,5Tf$. A combinação mais crítica para a força normal foi $1,2D+1,5L+Lr$.

Quanto a análise dos momentos em relação às cintas, para cada modelo de cúpula, foi observado que as flechas 5, 6, 7 e 8 possuíram o mesmo valor de momento. Já as cúpulas de flechas 9 e 10 obtiveram o mesmo valor de momento, porém sendo este maior que o das demais cúpulas. A combinação mais crítica para todos os modelos foi à combinação $1,4D+L$, onde D é peso próprio e L é a carga decorrente do uso. Por esse motivo, os valores encontrados são os mesmos ou com leve diferença, uma vez que o peso próprio e as cargas de uso para todos os modelos são bem próximos. Devido ao carregamento estar aplicado diretamente sobre as terças, já se era esperado que as combinações mais críticas para as forças normais e momentos fletores fossem combinações que envolvessem peso próprio.

Para a análise de momento nas cintas, foi observada uma mesma barra, conforme figura abaixo.

Figura 52- Momentos em módulo (kgf.m) encontrados nas cintas



Fonte: Autor

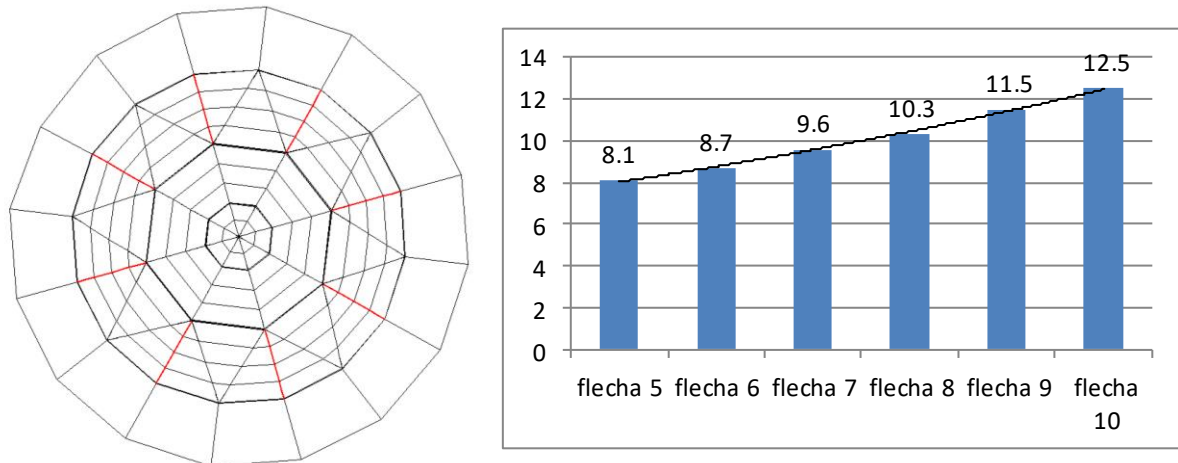
As imagens da figura 52 mostram os momentos encontrados para uma mesma barra das cintas para todos os modelos estudados. A diferença de momento que se observa entre as flechas 9 e 10 em relação as demais deve-se à utilização de um perfil I diferente (com maior peso próprio), este utilizado para suportar os esforços que se encontravam na barra estudada para estas cúpulas, devido aos maiores esforços encontrados nas cintas.

5.2.2. Diagonal primeiro nível

Para as diagonais de primeiro nível das cúpulas, foram analisadas todas as barras que compunham as diagonais, quanto à verificação das piores combinações de forças normais encontradas. Para as combinações mais críticas de momentos fletores, foi analisada uma mesma barra a barlavento das cúpulas, assim como uma mesma barra localizada no meio.

Quanto aos valores de forças normais encontrados para as diferentes alturas de cúpulas, verificou-se que quanto mais abatida for à cúpula, relação f/d menor, maior é a força normal encontrada nas diagonais independentemente da combinação avaliada, conforme a figura 53.

Figura 53 – Forças normais, em Tf, para as diagonais de primeiro nível (compressão)

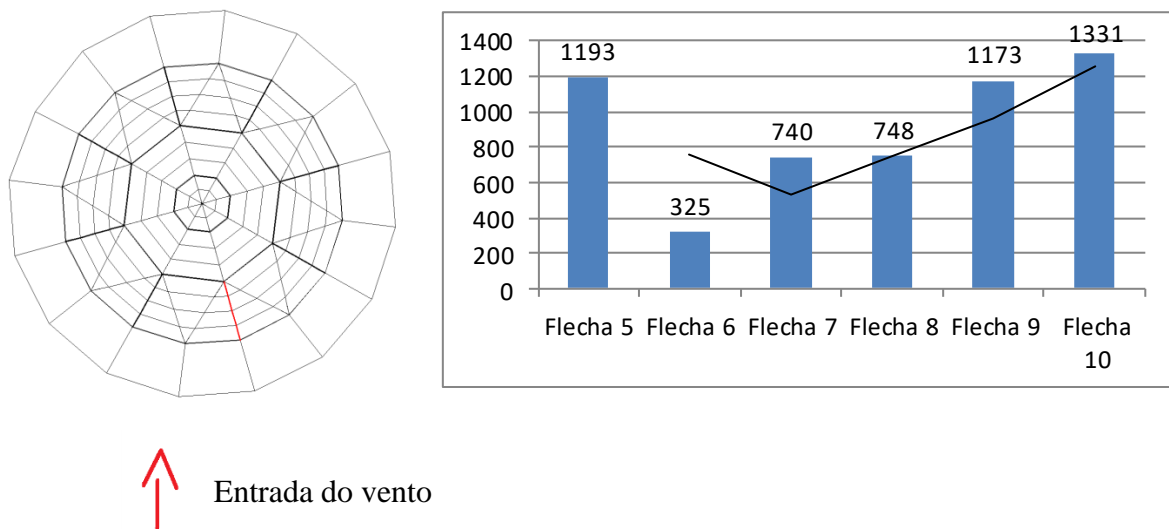


Fonte: Autor

Ao contrário das cintas que foram solicitadas à tração, as diagonais de primeiro nível trabalharam tanto à tração, quanto à compressão, sendo as forças de compressão as forças mais críticas. A menor diferença das forças foi entre as cúpulas de flecha 5 e 6, diferença de $0,6Tf$, seguido das flechas 7 e 8 com diferença de $0,7tf$.

Na verificação dos valores de momentos fletores, primeiramente foi analisada uma barra a barlavento das cúpulas, conforme a figura 54 abaixo. Observou-se uma diferença em relação ao momento encontrado para a cúpula de relação $f/d = 1/5$, flecha 5, em comparação com os demais valores encontrados para as outras cúpulas, porém, apenas a cúpula de flecha 5 possui zona de sobrepressão a barlavento, as demais possuem zonas de sucção, fazendo com que possivelmente essa diferença tenha relação com o fato de a barra à barlavento desse modelo se comportar de forma diferente das demais.

Figura 54 – Momentos fletores, em kgf.m, para as diagonais



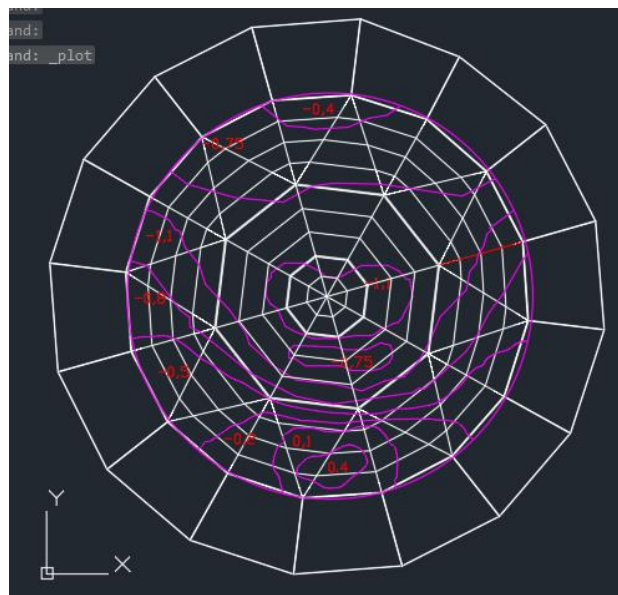
Fonte: Autor

Durante a análise da diagonal a barlavento para as diversas alturas de cúpulas estudadas, nas combinações que não continham vento, notou-se que quanto mais alta fosse a cúpula, menor seria o valor de momento encontrado, e, quando analisadas combinações com a influência do vento, $1,2D+1,3Wp+0,5L+0,5Lr$ sendo a mais crítica, quanto mais abatida fosse a cúpula, maior seria o momento encontrado a barlavento destas.

A cúpula com relação $f/d=1/5$, flecha 5, a qual possui zona de sobrepressão a barlavento apresentou um momento de 1193kgf.m. Sabe-se, conforme a figura 48, que a partir das cúpulas com flechas 6 até a 10, a barlavento temos um aumento do coeficiente externo de sucção, de acordo com o abatimento dos modelos, fazendo com que se tenha, assim, uma maior ação do vento sobre a barra analisada. Desta maneira, nota-se um aumento dos momentos encontrados a partir da cúpula de flecha 6.

Quando analisada a barra da diagonal de primeiro nível no meio da cúpula, observa-se que os valores de momentos fletores para a mesma combinação crítica, $1,2D+1,3Wp+0,5L+0,5Lr$, diminuem, uma vez que a barra da diagonal está sobre influência de uma linha isobárica, que possui o mesmo valor de coeficiente externo encontrado no topo das cúpulas, conforme figura 49. Quanto mais abatida à cúpula, menor será a ação do vento em seu topo e, conseqüentemente, menor a força do vento atuante na barra.

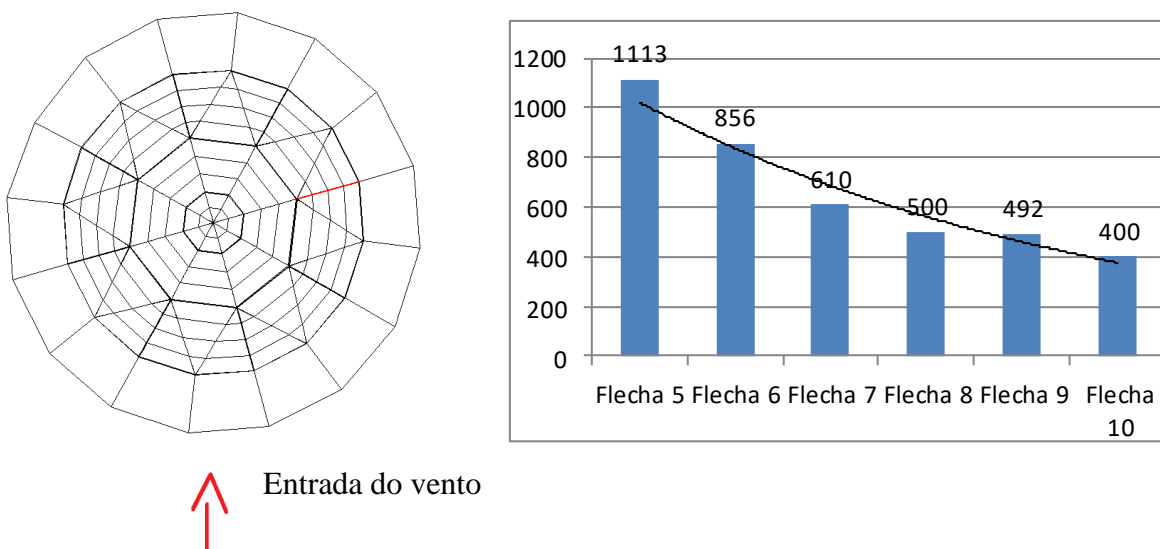
Figura 55 – Influência das linhas isobáricas na barra do meio da cúpula



Fonte: Autor

A figura 56 mostra a barra analisada e os momentos encontrados.

Figura 56 – Momentos fletores (kgf.m em módulo) encontrados

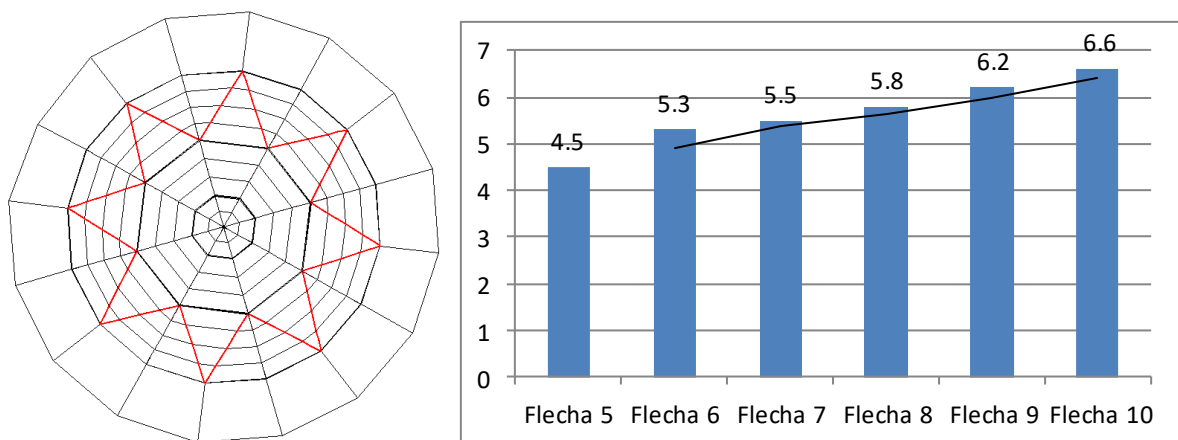


Fonte: Autor

5.2.3 Diagonal V

Os esforços encontrados para as barras componentes das diagonais em V, para as forças normais, foram crescentes de acordo com a diminuição da altura das cúpulas metálicas, conforme a figura 57. Todas as diagonais foram consideradas para analisar o maior valor encontrado na diagonal em V.

Figura 57 – Forças normais em Tf para as diagonais em V (compressão)

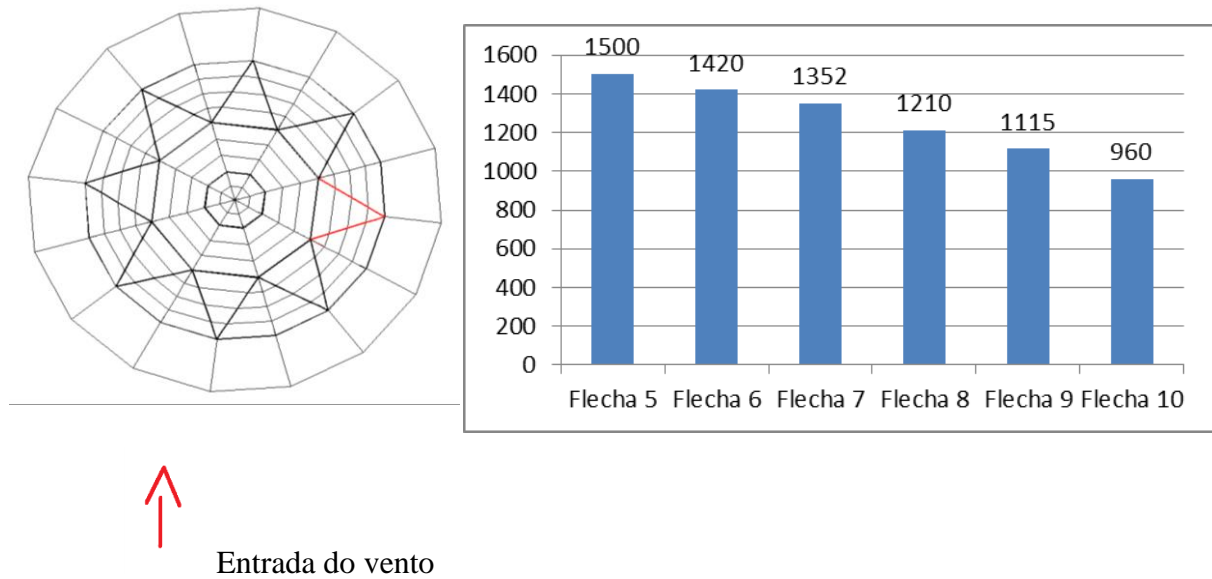


Fonte: Autor

Assim como as diagonais de primeiro nível, as diagonais em V também tiveram como maiores forças normais encontradas, forças de compressão nas barras analisadas. Entre a cúpula de flecha 5 e 10, tem-se uma diferença de $2,1Tf$ e a menor diferença foi encontrada entre as cúpulas de flecha 6 e 7, com diferença de $0,2Tf$. Independentemente da combinação avaliada, notou-se para a força normal um aumento do valor quanto mais abatida fosse à cúpula.

Quanto à análise dos valores de momento fletor encontrados para as diagonais em V, foi analisada uma barra que se encontrava no meio da cúpula, conforme a figura 58. Combinações que não envolviam a ação do vento obtiveram valores maiores quanto mais abatidas fossem as cúpulas, tendo assim um comportamento de valores crescentes iguais aos observados nas forças normais. Partindo para as combinações que continham a influência do vento, a combinação $1,2D+1,3Wp+0,5L+0,5Lr$ foi a mais crítica.

Figura 58 – Momentos fletores (kgf.m) em módulo para as diagonais em V



Fonte: Autor

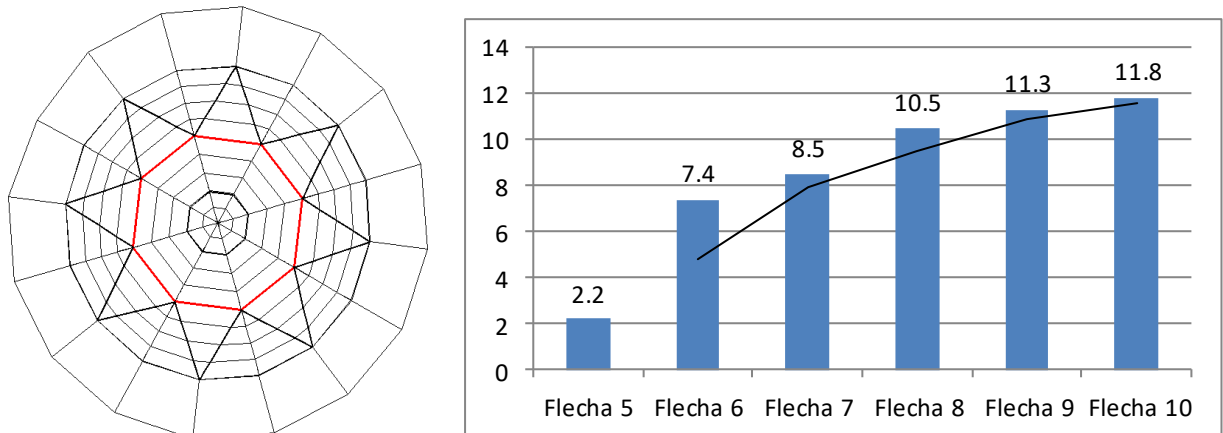
É possível perceber uma tendência à diminuição do momento em relação ao abatimento das cúpulas, uma vez que a ação do vento no meio da cúpula, e conseqüentemente as forças de vento, são menores devido a essa diminuição de altura.

5.2.4. Anel primeiro nível

Como nos outros elementos citados anteriormente, independentemente da combinação avaliada, notou-se um aumento da força normal quanto mais abatida fossem as cúpulas. As maiores forças normais encontradas estão na figura abaixo.

Todas as barras das cúpulas apresentaram tanto tração quanto compressão. Porém, a cúpula de flecha 5 apresentou, como a maior força presente, uma força de tração, enquanto a maior força dos outros modelos foi de compressão. A combinação mais crítica para todas foi a $1,2D+1,2Tn+0,5L+0,5Lr$, exceto para a flecha 5, cuja combinação mais crítica incluía vento: $1,2D+1,3Wp+0,5L+0,5Lr$. Isso pode explicar por que a sua maior força foi de tração, pois devido à sua altura, a influência do vento foi determinante para esse valor.

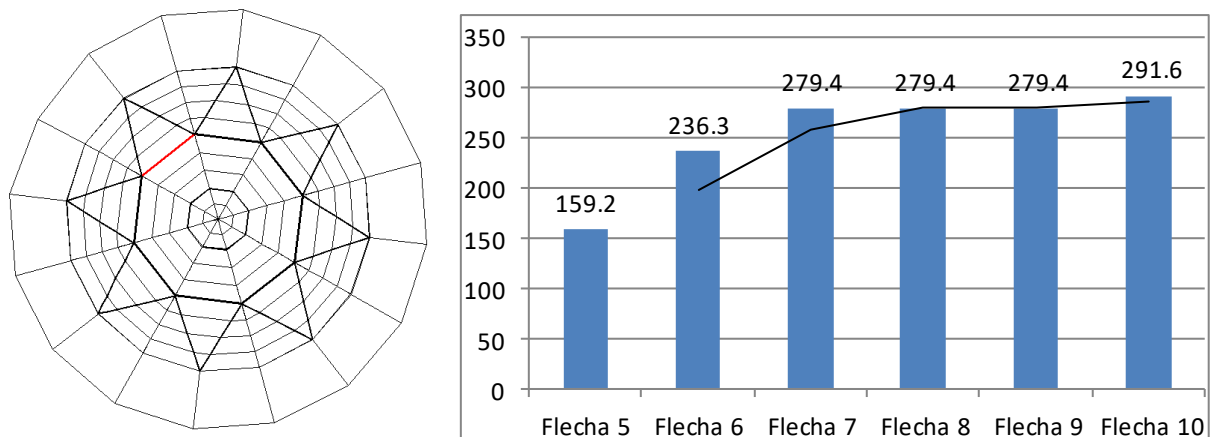
Figura 59 – Forças normais (T_f) em módulo do anel de primeiro nível



Fonte: Autor

Foi notada uma diferença, em módulo, acentuada entre as cúpulas 5 e 6, se comparada às demais diferenças entre flechas próximas, sendo essa diferença, em módulo, de $5,2T_f$.

Figura 60- Momentos fletores (kgf.m) em módulo



Fonte: Autor

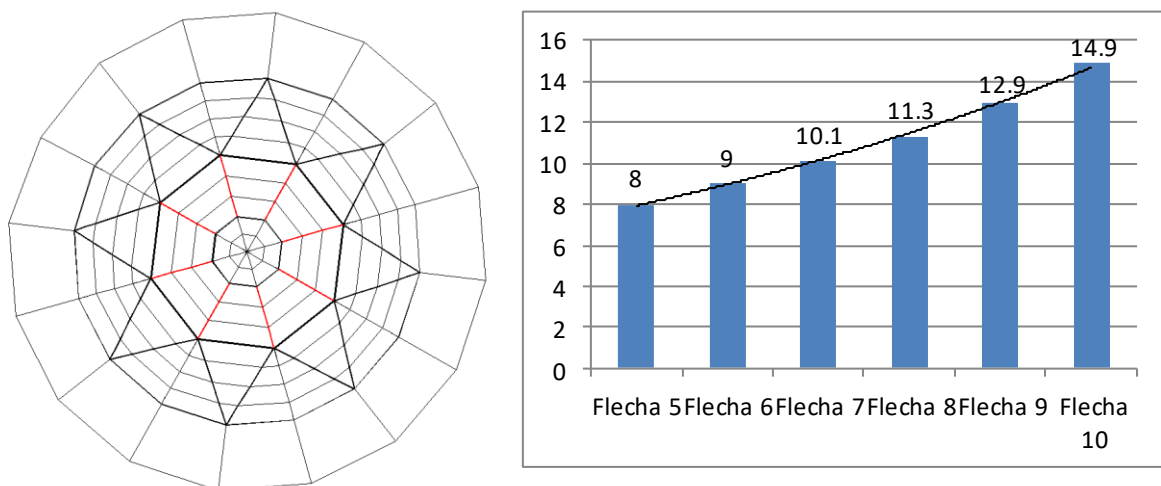
Os valores de momentos fletores encontrados, analisando apenas uma mesma barra no anel de primeiro nível para todos os modelos, foram iguais para as flechas 7, 8 e 9, devido ao mesmo perfil utilizado. Já os momentos das cúpulas de flecha 5, 6 e 10, por possuírem perfis variados, tiveram valores finais diferentes. Assim como nas cintas, as piores combinações para os anéis de primeiro nível foram combinações que levavam em conta peso próprio,

sobrecarga e cargas decorrente do uso. A combinação mais crítica para os momentos do primeiro anel é $1,4D+L$. Devido às cargas estarem diretamente sobre as terças, já era esperado que as piores combinações seriam as que envolvessem peso próprio.

5.2.5 Diagonal segundo nível

As diagonais do segundo nível da cúpula seguiram a mesma tendência das diagonais em V e das diagonais de primeiro nível, tendo como maiores forças normais encontradas para elas as forças de compressão, apesar de também ter havido força de tração. Foi levado em conta na análise de forças normais todas as diagonais de segundo nível. A combinação mais crítica para a força normal das diagonais de segundo nível foi a combinação $1,2D+1,5L+0,5Lr$. Os valores encontrados para as diagonais estão na figura 61.

Figura 61 – Forças normais (T_f) das diagonais de segundo nível (compressão)



Fonte: Autor

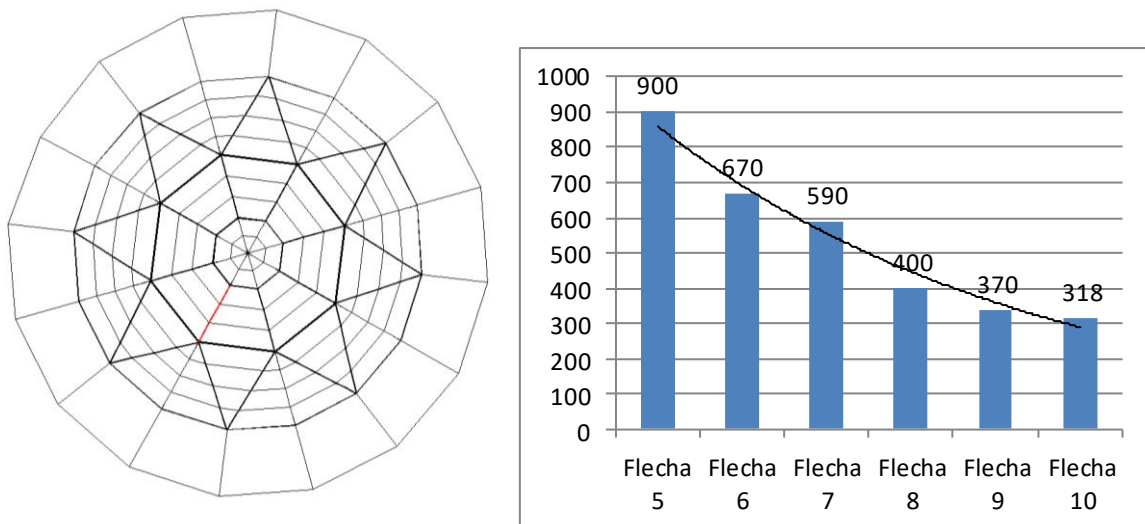
Ao observar cúpulas com flechas próximas, a maior diferença está entre as cúpulas mais abatidas, flechas 9 e 10, com valor de $2T_f$ e a menor diferença está entre as cúpulas mais alongadas, flechas 5 e 6, com um valor de $1 T_f$. Tomando-se como parâmetro a cúpula mais alongada e a mais abatida, flechas 5 e 10, temos uma diferença de $6,9T_f$, o que reforça a ideia de que, quanto mais abatida a cúpula, maior a força normal.

Foi analisada apenas uma das diagonais de segundo nível para realizar a análise dos momentos fletores encontrados. Esta diagonal está situada a barlavento da cúpula, porém

sofrendo influência das linhas isobáricas próximas ao topo da cúpula. Por este motivo, os momentos encontrados tendem a serem menores sob a influência do vento, quanto mais abatida forem às cúpulas, uma vez que a ação do vento é menor para as cúpulas de menores alturas. Se analisarmos uma mesma barra da segunda diagonal para todas as cúpulas, sendo esta barra na região de sotavento das cúpulas, também vamos ter uma redução no momento de acordo com o abatimento das cúpulas.

Sem a influência do vento, os valores de momento tendem a ser maiores com a diminuição da altura das cúpulas metálicas. A figura 62 mostra o valor dos momentos encontrados para a diagonal situada a barlavento da cúpula, sendo a combinação $1,2D+1,3Wp+0,5L+0,5Lr$ a mais crítica sob a ação do vento.

Figura 62 – Momentos fletores (Kgf.m) em modulo da segunda diagonal



Entrada do vento



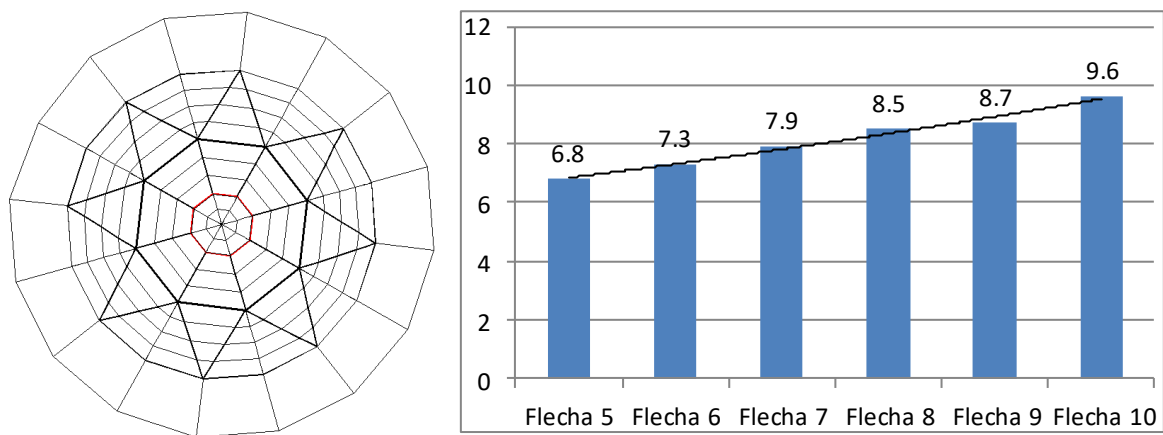
Fonte: Autor

A maior diferença está entre os momentos das cúpulas de relação $f/d=1/5$ e $1/6$, flecha 5 e 6, cerca de 230kgf.m. A menor diferença está entre as cúpulas de flechas 8 e 9 com 30 kgf.m.

5.2.6 Anel segundo nível

Nos anéis de segundo nível, foram analisadas todas as barras quanto às forças normais, e apenas uma mesma barra para todas as cúpulas na análise de momento fletor. Para as forças normais máximas atuantes nas diferentes alturas de cúpula, foram encontradas forças de compressão como as máximas, apesar de haver também tração. Estas forças apresentaram valores menores quanto mais altas fossem as cúpulas metálicas. A combinação mais crítica quanto à força normal encontrada nos anéis também foi a combinação $1,2D+1,2Tn+0,5L+0,5Lr$, sendo os valores dados na figura abaixo.

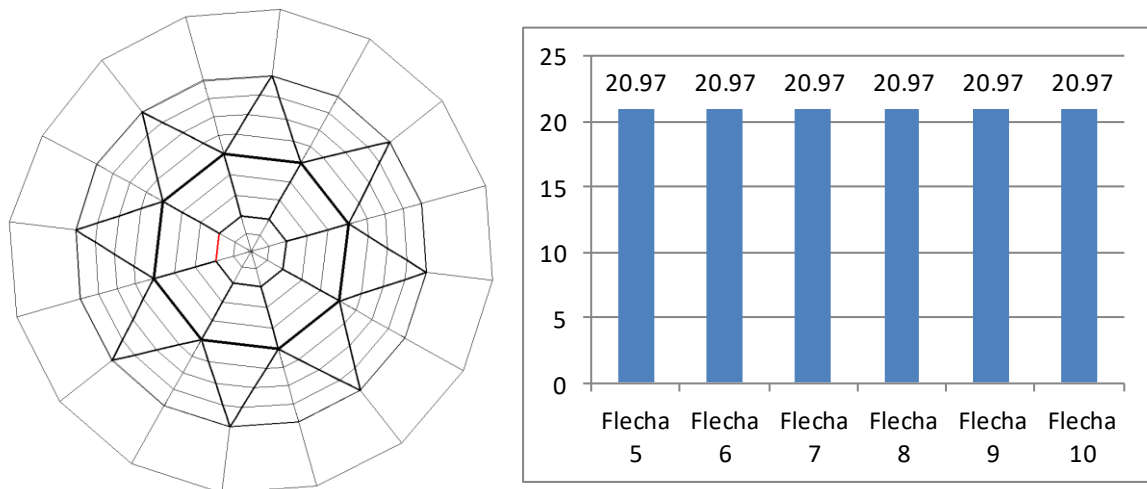
Figura 63 – Forças normais (Tf) no anel de segundo nível (compressão)



Fonte: Autor

Entre os maiores valores encontrados para as diversas alturas de cúpulas, a maior diferença observada foi entre os anéis das cúpulas de flecha 9 e 10, com $0,9Tf$, e a menor foi entre os anéis das cúpulas com flechas 8 e 9 com $0,2Tf$.

Figura 64 - Momentos fletores (Kgf.m) em modulo dos segundos anéis



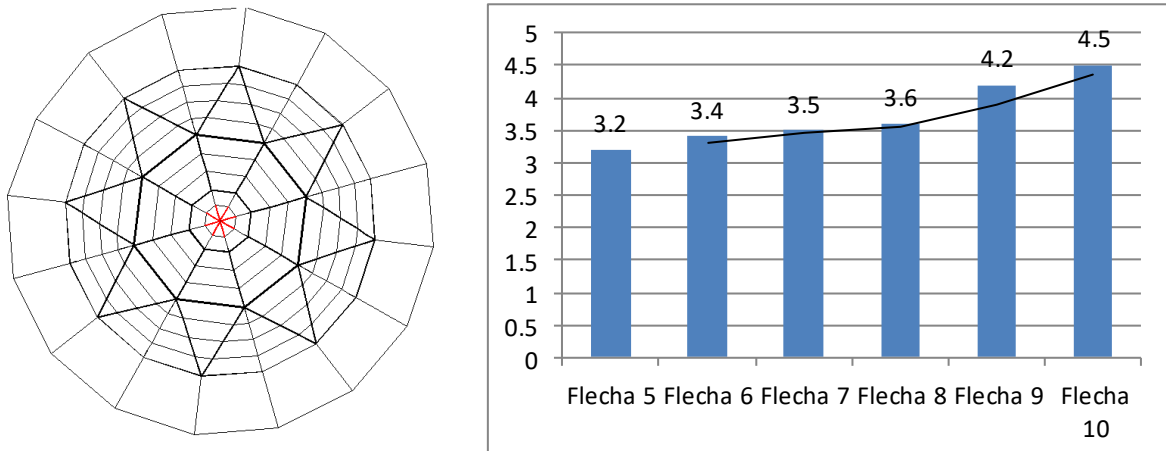
Fonte: Autor

A figura 64 mostra que todas as cúpulas obtiveram momento de 20,97 kgf.m, igual uma vez que todos os anéis foram calculados usando o mesmo perfil. A combinação mais crítica para os momentos nos anéis foi à combinação 1,4D+L. As combinações de vento não tiveram muita influência nos anéis. Já se esperava que as piores combinações seriam as combinações envolvendo peso próprio, pois os carregamentos estão apoiados diretamente sobre as terças.

5.2.7 Diagonal terceiro nível

As diagonais de terceiro nível apresentaram, quanto à força normal, valores próximos de acordo com o abatimento das cúpulas metálicas. Mesmo próximos, o padrão já mostrado em todos os elementos das cúpulas para os esforços normais, permaneceu o mesmo. Quanto mais abatida a cúpula, maior o esforço de tração e compressão para esta. Os perfis analisados da diagonal de terceiro nível trabalharam a compressão e a tração, sendo os maiores valores encontrados forças de compressão, conforme figura 65 abaixo. A combinação mais crítica quanto às forças normais encontradas nas diagonais de terceiro nível para todos os modelos foi a mesma das diagonais de segundo nível (1,2D+1,5L+0,5Lr).

Figura 65 – Forças normais em módulo (T_f) da diagonal de terceiro nível (compressão)

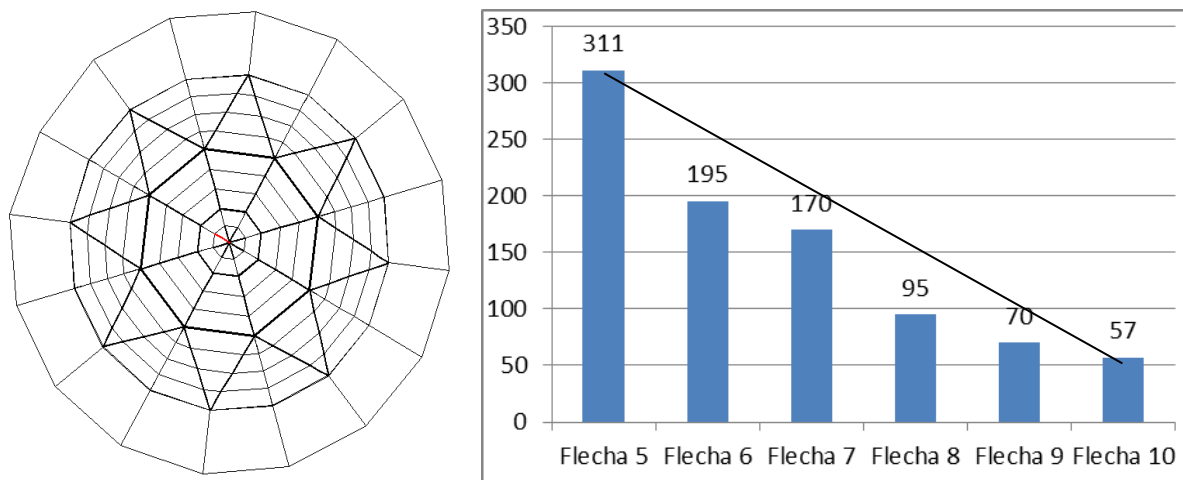


Fonte: Autor

A figura 65 mostra como os valores de força normal foram próximos para todas as alturas de cúpulas analisadas, sendo maior para a cúpula de flecha 10. A maior diferença esta entre a 9 e 8 com $0,6T_f$.

Na análise de momento, pelo fato de a diagonal de terceiro nível ser a diagonal do topo, quando consideradas as combinações de vento, temos a tendência a diminuição dos momentos, já que a ação do vento de acordo com o abatimento das cúpulas tende a diminuir. A figura 66 mostra os momentos encontrados no topo das cúpulas sob a ação do vento.

Figura 66 – Momentos fletores (kgf.m) em módulo da diagonal de terceiro nível



Fonte: Autor

5.3 Peso dos elementos das cúpulas

Neste tópico, será feita a análise do peso dos elementos das estruturas devido aos diferentes perfis metálicos que foram utilizados para o dimensionamento das cúpulas metálicas, visando suportar os esforços solicitantes encontrados nos cálculos. Para encontrar o valor dos pesos em porcentagem, dividiu-se os valores encontrados de peso para cada elemento pelo maior peso daquele grupo.

5.3.1 Peso cintas

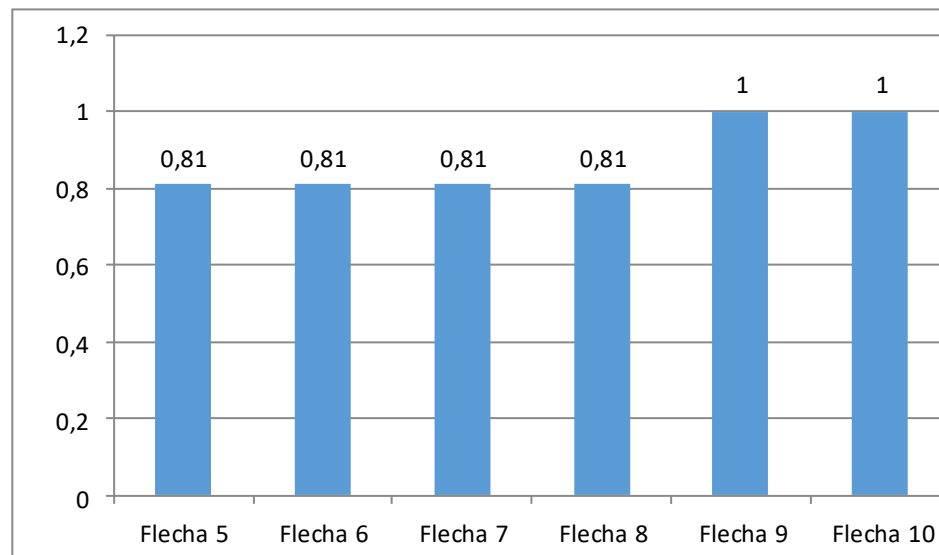
Após testes no programa VisualMetal, utilizando as piores combinações de momentos e forças normais e visando suportar os esforços encontrados nas barras, para as cintas das cúpulas com flechas 5, 6, 7, e 8 foi utilizado o perfil W150x18. Nas cúpulas com flechas 9 e 10, foi utilizado o perfil W 250x22,3. Desta maneira, a figura 67 mostra uma tabela com os valores do peso em toneladas-força para cada cinta e a figura 68 mostra um gráfico de barras em porcentagem também referente ao peso.

Figura 67 – Tabela com peso das cintas em Tf

Cúpula	elementos	Peso(Tf)
Flecha 5	cinta	1,84
Flecha6	cinta	1,84
Flecha 7	cinta	1,84
Flecha 8	cinta	1,84
Flecha 9	cinta	2,28
Flecha 10	cinta	2,28

Fonte: Autor

Figura 68 – Gráfico com peso normalizado em porcentagem das cintas



Fonte: Autor

A figura 68 mostra que as cintas das cúpulas que possuem flechas 5, 6, 7 e 8 são 19% mais econômicas que as cintas das cúpulas 9 e 10 quanto ao consumo de aço.

5.3.2 *Peso das diagonais primeiro nível*

Após a utilização do programa VisualMetal, obteve-se um perfil W250x32,7 para as diagonais de primeiro nível da cúpula de flecha 5. Para as diagonais dos modelos que possuíam flechas iguais a 6, 7, 8 e 9, foi utilizado o perfil W250x38,5 para suportar as solicitações nas barras. O peso tendeu a decrescer entre as flechas 6 e 9. Isso se deve ao fato de que, com o

abatimento das cúpulas, o comprimento das diagonais tenderem a diminuir para vencer os novos vãos entre os anéis. Dessa maneira, a cúpula com relação $f/d=1/9$ tendeu a possuir um peso final na diagonal de primeiro nível menor do que as outras que foram dimensionadas com semelhante perfil.

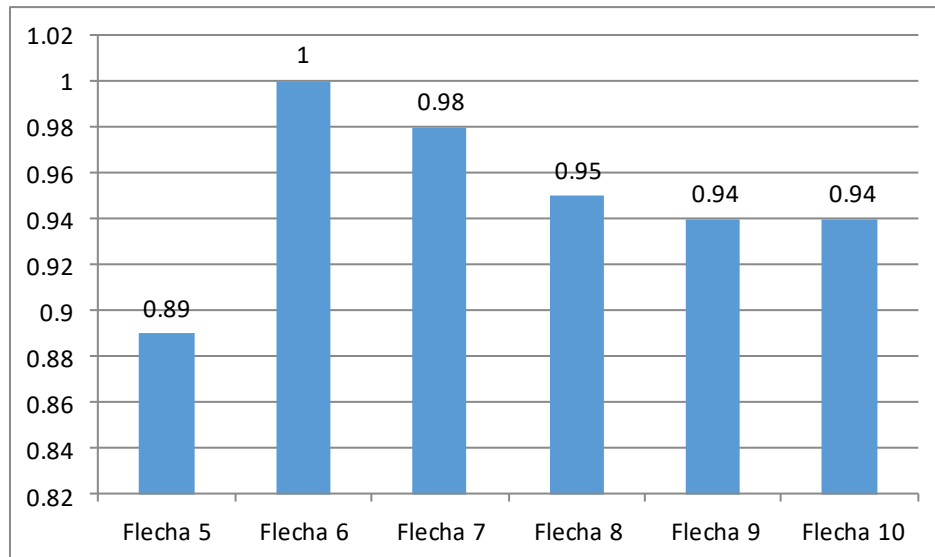
Para a cúpula de flecha 10, foi necessário colocar um perfil W310x38,7, porém, por possuir comprimento menor que as outras diagonais das cúpulas mais altas, também apresentou peso menor. Os valores dos pesos estão nas figuras abaixo.

Figura 69 – Peso diagonais primeiro nível

Cúpulas	elementos	Peso(Tf)
Flecha 5	Diagonais	2,17
Flecha 6	Diagonais	2,43
Flecha 7	Diagonais	2,37
Flecha 8	Diagonais	2,33
Flecha 9	Diagonais	2,30
Flecha 10	Diagonais	2,29

Fonte: Autor

Figura 70 – Peso em porcentagem das diagonais de primeiro nível



Fonte: Autor

Analisando a figura 70, observa-se que a cúpula mais econômica nas diagonais de primeiro nível foi a flecha 5, sendo cerca de 11% mais econômica em relação ao consumo de aço do que a cúpula mais pesada, que foi a cúpula de flecha igual a 6. As diagonais para as flechas 9 e 10 tiveram o mesmo valor, sendo 6% mais econômicas do que a diagonal mais pesada.

5.3.3 Análise das diagonais V

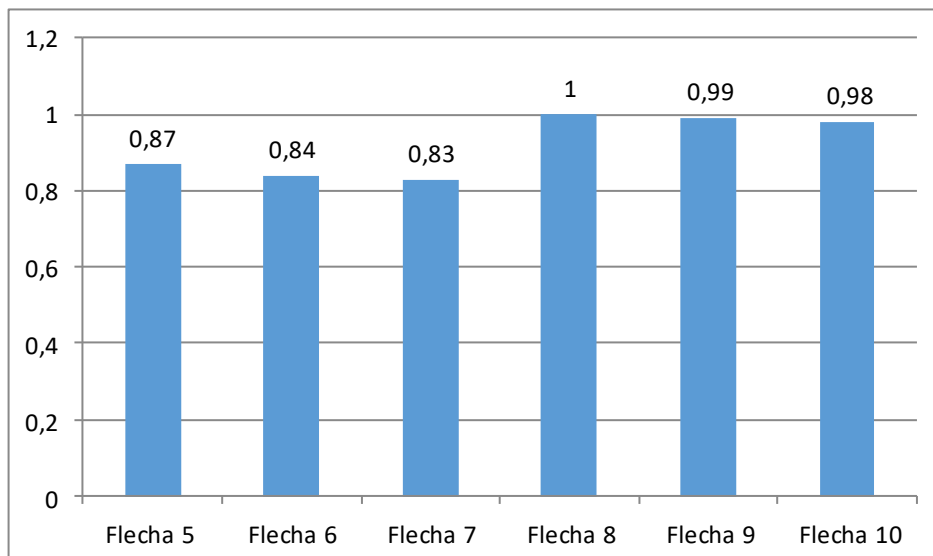
Para as diagonais em V, o peso entre as cúpulas da relação $f/d = 1/5$ até $1/7$, flecha 5 até flecha 7, diminuiu, uma vez que o comprimento destas diagonais foram menor com o abatimento das cúpulas. O perfil utilizado para as diagonais em V destes modelos foi o W200x31,3. O mesmo ocorreu entre as cúpulas de flechas 8 até 10, sendo as diagonais dimensionadas com o perfil W250x38,5. As figuras 71 e 72 ilustram a diferença de peso encontrada entre as diagonais V.

Figura 71 – Peso diagonais V

Cúpulas	elementos	Peso(Tf)
Flecha 5	Diagonais V	4,78
Flecha 6	Diagonais V	4,63
Flecha 7	Diagonais V	4,54
Flecha 8	Diagonais V	5,50
Flecha 9	Diagonais V	5,45
Flecha 10	Diagonais V	5,40

Fonte: Autor

Figura 72 – Peso em porcentagem das diagonais V



Fonte: Autor

O gráfico de barras da figura 72, mostra que a cúpula de flecha 7 é 17% mais econômica do que a cúpula de flecha igual a 8. As diagonais V das cúpulas mais altas, pelo mesmo gráfico, são mais econômicas, em relação ao consumo de aço, do que as cúpulas mais abatidas.

5.3.4 *Peso do anel de primeiro nível*

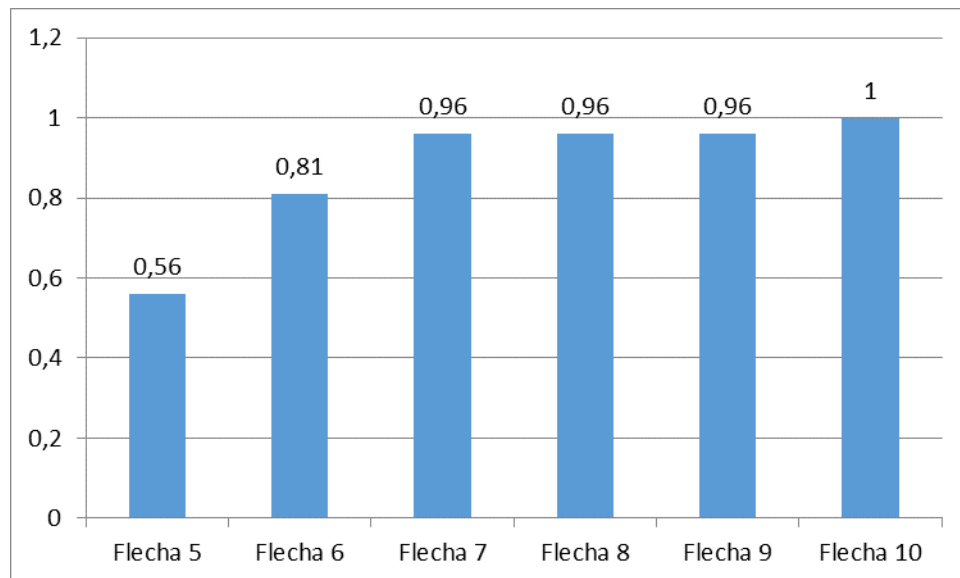
Dimensionou-se os anéis de primeiro nível para as diversas cúpulas metálicas após análises quanto as piores combinações de momentos fletores e forças normais. O perfil para as cúpulas de flechas 5, 6 e 7 foram, respectivamente, W150x18, W200x26,6 e 200x 31,3. As cúpulas com flechas 8 e 9 também possuíram perfil W200x31,3 e a cúpula de flecha 10 possuiu o perfil mais robusto, sendo este o perfil W250x32,7.

Figura 73 – Peso anel primeiro nível

Cúpulas	elemento	Peso(Tf)
Flecha 5	Anel 1° nível	1,04
Flecha 6	Anel 1° nível	1,53
Flecha 7	Anel 1° nível	1,80
Flecha 8	Anel 1° nível	1,80
Flecha 9	Anel 1° nível	1,80
Flecha 10	Anel 1° nível	1,88

Fonte: Autor

Figura 74 – Peso em porcentagem do anel de primeiro nível



Fonte: Autor

De acordo com a figura 74, nota-se que a cúpula 5, devido aos esforços menores encontrados em seu anel e perfil mais leve, possui uma economia de 44% em relação a cúpula que possui relação $f/d = 1/10$, flecha 10. Entre a cúpula de flecha 5 e 6 tem-se uma economia de 25%. Já entre as cúpulas de flecha 6 e 7, o anel da cúpula 6 é cerca de 15% mais econômico.

5.3.5 Análise das diagonais de segundo nível

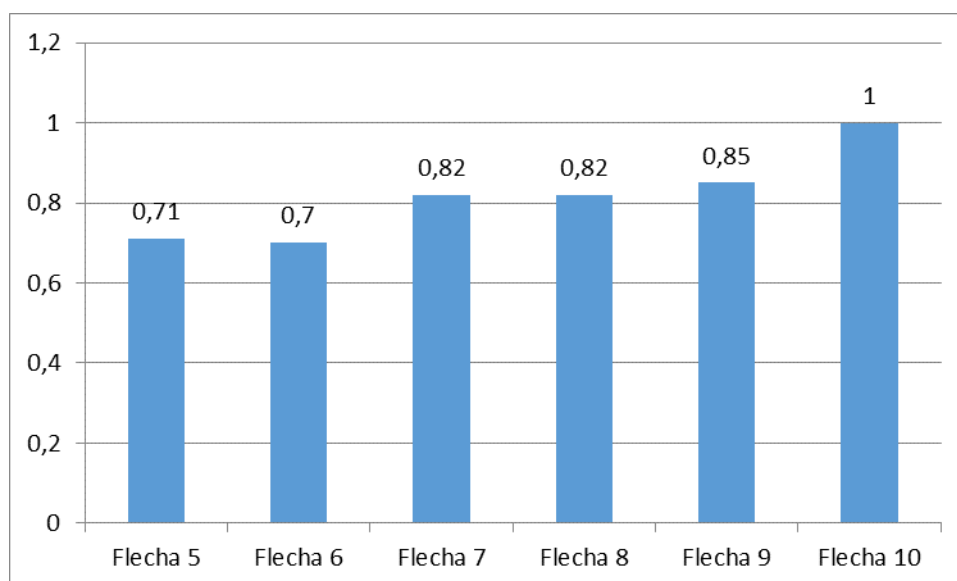
Para as diagonais de segundo nível, foram adotados, respectivamente, para as flechas 5, 6, 7, 8, 9 e 10 os perfis: W200x26,6, W200x26,6, W200x31,3, W200x31,3, W250x32,7 e W250x38,5. Desta maneira, a cúpula de flecha 10 apresentou o maior peso, conforme figura 75 abaixo e a cúpula de flecha 6 apresentou o menor peso, uma vez que possuiu comprimento menor do que a diagonal de segundo nível da cúpula 5. A figura 76 mostra o gráfico em porcentagem do peso para as diagonais.

Figura 75 – Peso diagonais segundo nível

Cúpulas	elementos	Peso(tf)
Flecha 5	diagonais 2° nível	1,32
Flecha 6	diagonais 2° nível	1,30
Flecha 7	diagonais 2° nível	1,52
Flecha 8	diagonais 2° nível	1,51
Flecha 9	diagonais 2° nível	1,58
Flecha 10	diagonais 2° nível	1,85

Fonte: Autor

Figura 76 - Peso em porcentagem das diagonais de segundo nível



Fonte: Autor

O perfil utilizado na diagonal de segundo nível da cúpula 6 é 30% mais econômico em relação ao perfil utilizado na diagonal da flecha 10. As da cúpula 9 possuem 15% a mais de consumo de aço do que as diagonais da cúpula 5.

5.3.6 *Peso do anel de segundo nível e Diagonal de terceiro nível*

Após inúmeros testes de combinações de momentos fletores e forças normais no programa Visual Metal para encontrar o perfil adequado para suportar as maiores combinações de esforços, obteve-se, tanto para as barras dos anéis de segundo nível quanto para as diagonais de terceiro nível, o mesmo perfil metálico, W150x18. As figuras 77 e 78 mostram as tabelas, com o peso em Tf e o peso em porcentagem, para os anéis e as diagonais.

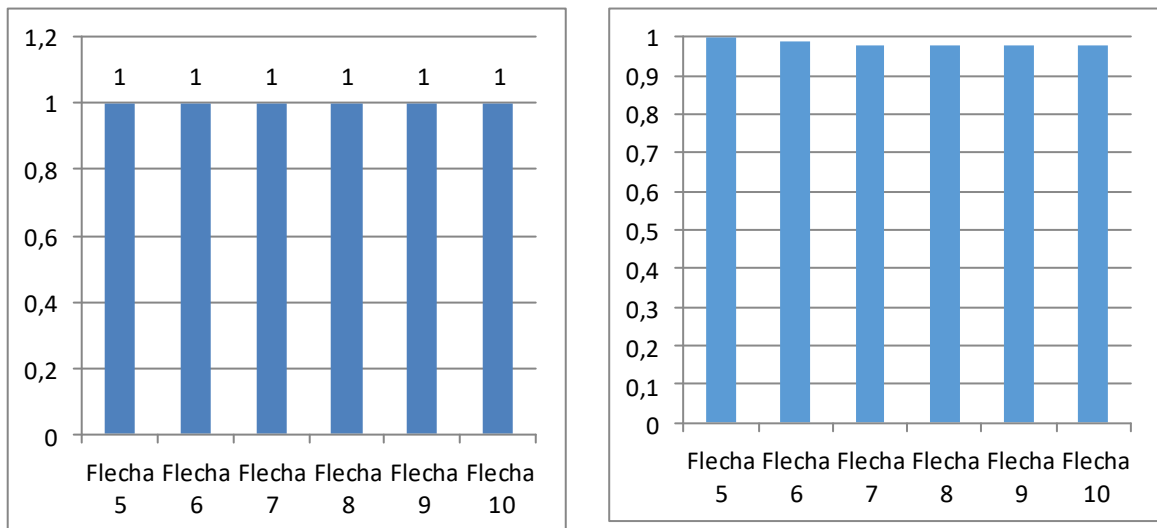
Figura 77 – Peso anel segundo nível e diagonal de terceiro nível

Cúpulas	elementos	Peso(tf)
Flecha 5	2° anel	0,37
Flecha 6	2° anel	0,37
Flecha 7	2° anel	0,37
Flecha 8	2° anel	0,37
Flecha 9	2° anel	0,37
Flecha 10	2° anel	0,37

Cúpulas	elementos	Peso(Tf)
Flecha 5	diagonais 3° nível	0,501
Flecha 6	diagonais 3° nível	0,498
Flecha 7	diagonais 3° nível	0,495
Flecha 8	diagonais 3° nível	0,493
Flecha 9	diagonais 3° nível	0,492
Flecha 10	diagonais 3° nível	0.491

Fonte: Autor

Figura 78 – Peso em porcentagem para os anéis e diagonais



Fonte: Autor

Observa-se que, para os anéis de segundo nível, todos possuem o mesmo peso e por isso, são econômicos, em relação ao consumo de aço, da mesma forma; por outro lado, analisando as diagonais de terceiro nível, notamos uma leve economia na cúpula de flecha 5 em relação as demais, sendo 1% mais econômica que a cúpula de flecha 6 e 2% mais econômica do que as cúpulas mais abatidas.

5.4. Peso total das cúpulas metálicas

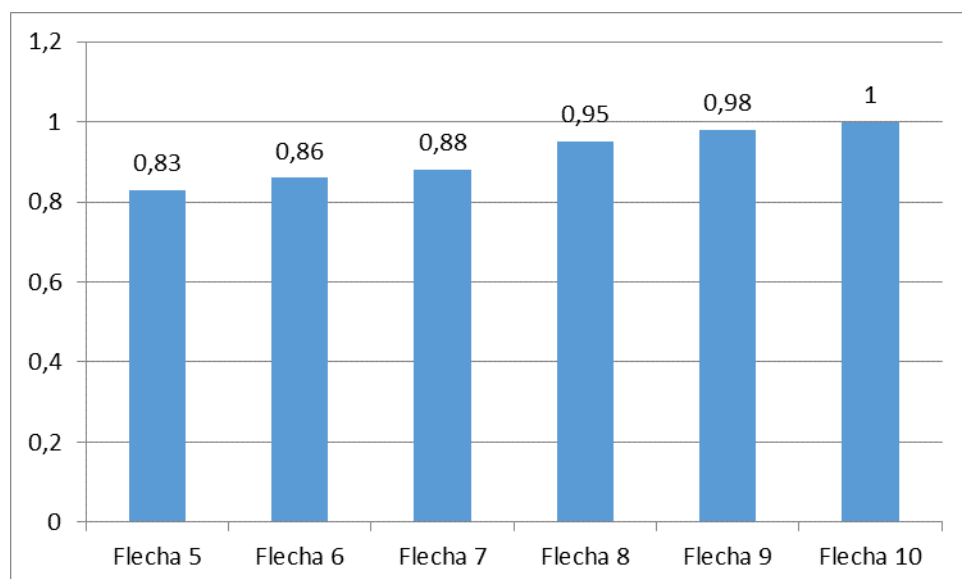
Na figura 79 abaixo, temos os pesos totais para cada cúpula e na figura 80, temos o peso em porcentagem para as cúpulas metálicas.

Figura 79 – Peso total das cúpulas

Cúpulas	Altura (m)	Peso(Tf)
Flecha 5	6,56	12,10
Flecha 6	5,47	12,60
Flecha 7	4,69	12,95
Flecha 8	4,1	13,87
Flecha 9	3,64	14,29
Flecha 10	3,28	14,58

Fonte: Autor

Figura 80 – Peso em porcentagem das cúpulas metálicas



Fonte: Autor

O gráfico da figura 80 mostra que quanto mais abatida for a cúpula, mais pesada ela será. Isso se dá porque para suportar as maiores solicitações de forças normais e momentos fletores, os perfis metálicos de cúpulas mais abatidas tendem a possuírem perfis de maiores seções transversais. Quando analisamos o peso total, em porcentagem, podemos observar que, em se tratando de economia, cúpulas de maiores alturas são mais econômicas que cúpulas abatidas. A cúpula de flecha 5 possui uma economia de 17% em relação a cúpula de flecha 10, com uma diferença em peso de 2,48Tf. Evidencia-se no gráfico 80 que entre as cúpulas de flechas 6 e 7 não se tem uma diferença muito acentuada tanto em relação ao peso final quanto em consumo de aço.

É interessante notar que, apesar de a flecha 5 ser a mais econômica e a flecha 10, a menos econômica em relação ao consumo de aço, analisando o peso de cada elemento separadamente, essa máxima nem sempre ocorre. Observa-se que a cúpula de flecha 5 não é a mais vantajosa nas diagonais em V e de terceiro nível e a flecha 10 não é a menos vantajosa nas diagonais de primeiro nível, V e de terceiro nível, conforme figuras 69, 71, e 77.

Por fim, vale a pena destacar que nem sempre o peso, assim como o custo de cada estrutura que será construída, é o mais importante para determinar a qualidade final da sua obra, mas sim a observância e execução perfeita do projeto elaborado, vez que, em muitos casos, não haverá valores melhores e mais econômicos para se construir a estrutura desejada.

Apesar dos valores apresentados no gráfico da figura 80, o peso de uma estrutura não é o fator predominante na hora de executá-la

5.5 Deslocamentos encontrados na cumeeira das cúpulas

A figura 81 mostra os deslocamentos máximos atuantes no topo das cúpulas. Sabendo-se que o deslocamento máximo admissível deve ser de $L/350$, onde L é o vão máximo entre os pilares e, neste caso, L é igual a 32,8m (3280cm), o deslocamento máximo admissível pela relação $L/350$ para as cúpulas metálicas com essa configuração terá de ser de 9,37cm. Percebe-se que todos os deslocamentos encontrados estão bem abaixo deste máximo, e quanto mais abatida a cúpula, maior o deslocamento. Um dos fatores estabilizantes que resulta nesse pequeno deslocamento é o uso da cinta.

Figura 81 – Deslocamento na cumeeira das cúpulas

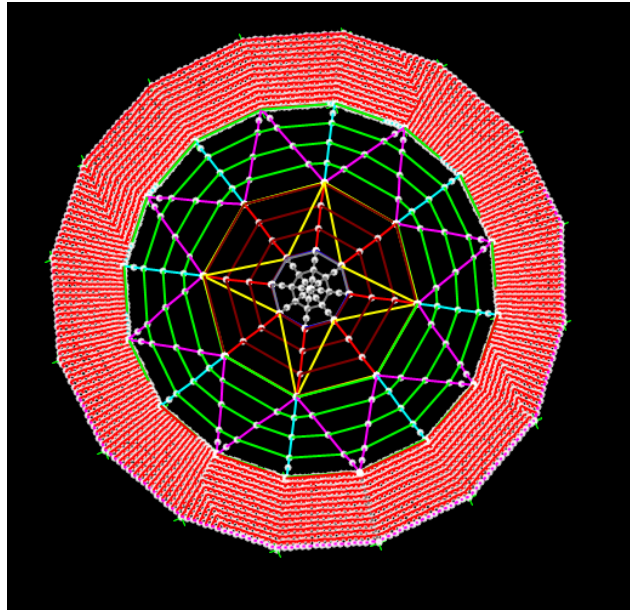
Cúpulas	Deslocamento atuante (cm)
Flecha 5	0,64
Flecha 6	0,70
Flecha 7	0,78
Flecha 8	0,98
Flecha 9	1,02
Flecha 10	1,05

Fonte: Autor

5.6 Análise quanto à estabilidade das cúpulas

Após o primeiro estudo comparativo das cúpulas metálicas, como foi descrito acima, com a utilização do programa SAP2000, foi analisado a estabilidade dos modelos. Percebeu-se que as cúpulas estavam muito flexíveis quanto à ação do vento e quanto às combinações que continham temperatura e peso próprio, e, portanto, eram inseguras para a sua construção. Assim sendo, seria necessário haver: um aumento da seção transversal dos perfis metálicos anteriormente escolhidos, a colocação de uma treliça entre o primeiro e segundo anel, devido a uma instabilidade lateral que estava havendo nos anéis de segundo nível da cúpula, e um aumento da seção transversal do pilar para garantir a estabilidade. Olhando-se o fator de carga crítica de flambagem elástica de primeira ordem, λ_{cr} , e sabendo-se que este deveria ser superior a 4,6, para assim fazer com que a estrutura não fosse mais tão flexível e pudesse ser feita apenas uma análise de primeira ordem, foi possível determinar quais seriam os novos perfis que cada modelo deveria possuir em seus elementos.

Figura 82 - Cúpula com segunda treliça entre os anéis



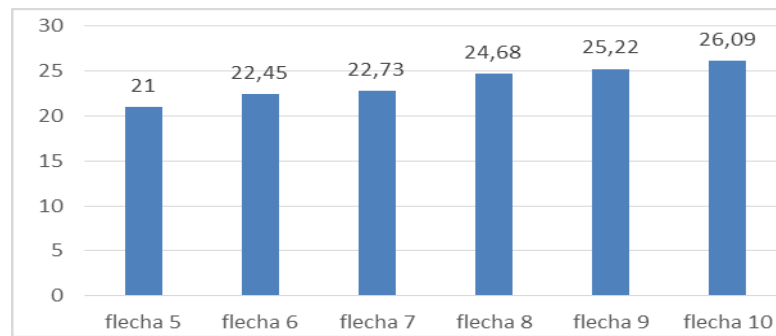
Fonte: Autor

Para fazer a verificação de quais seriam estes novos perfis para as diagonais e os anéis, visando diminuir a quantidade de análises, fixou-se, para todas as cúpulas, uma cinta em tubo de aço com seção de 250 x 250mm e espessura de 12,5mm; terças, também em tubos de aço, de 250 x 250mm com espessura de 3mm; pilares de concreto de 30 x 70cm, e para os internos, complemento dos pilares com perfil em aço de W410 x 60; e a segunda treliça (segunda diagonal em V, V2) com perfil W200 x 26,6.

Com a análise de estabilidade, foi necessário aumentar as dimensões dos perfis das diagonais de primeiro, segundo e terceiro nível dos modelos de cúpulas de relação $f/d = 1/5$ até $f/d = 1/10$ com os respectivos perfis: W360x51; W410x53; W410x53; W410x60; W410x60 e W410x60. Para o primeiro e segundo anel das cúpulas, foi observado que o perfil adequado para fazer com que os modelos satisfizessem a condição de $\lambda_{cr} > 4,6$ seria de maiores seções transversais e, conseqüentemente, mais pesados, sendo prejudicial na obtenção de uma estrutura econômica. Para a cúpula com flecha 5 até a cúpula de flecha 10, os maiores perfis colocados nos anéis foram respectivamente: W410x75; W530x92; W610x101; W610x101; W610x113; W610x113. Os perfis metálicos das cúpulas de flecha 6, 7, 8, 9 e 10 para os anéis apresentaram-se mais pesados em relação aos anéis da cúpula de flecha 5. Esta diferença deve-se às forças encontradas no anel de primeiro nível, as quais foram bem menores do que as dos outros modelos, conforme figura 59.

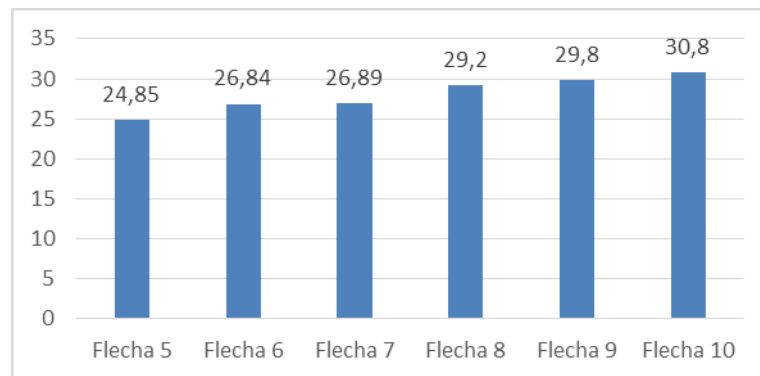
O gráfico da figura 83 mostra qual seriam os novos pesos finais dos modelos das cúpulas, agora com perfis maiores, para se fazer uma análise quanto a economia entre os modelos e a figura 80 mostra qual seria o peso por metro quadrado de cada cúpula.

Figura 83 – Peso final em Tf das cúpulas



Fonte: autor

Figura 84 – Peso por metro quadrado em Kgf/m²



Fonte: Autor

Nota-se com o gráfico da figura 83 que a cúpula de flecha 5 é 19,5% mais econômica do que a cúpula mais abatida, flecha 10, quanto ao consumo de aço. Entre a cúpula de flecha 6 e 7 existe uma economia de 1,3% a favor da flecha 6, sendo esta a menor diferença encontrada entre os pesos finais dos modelos. Portanto, é notado com o gráfico que quanto mais alta for a cúpula, menor é o consumo de aço.

Em relação ao peso por metro quadrado, conforme figura 84, tem-se uma diferença de 5,95Kgf/m² entre a cúpula de maior altura, flecha 5, e a cúpula mais abatida, flecha 10. Com o aumento das dimensões dos perfis, o peso por metro quadrado das cúpulas ficou bem elevado, talvez sendo necessário rever a utilização de perfis metálicos laminados tipo I, por um outro tipo de perfil mais leve.

Para realizar a verificação de qual modelo de cúpula é mais estável, após o aumento dos perfis, foi analisado os valores encontrados de λ_{cr} para cada combinação atuante nos modelos.

Por meio das tabelas da figura 85, é mostrado os valores de λ_{cr} para três combinações críticas atuantes nas cúpulas, para assim analisá-las quanto à estabilidade.

Figura 85 – Tabelas de λ_{cr}

Combinação D+L	λ_{cr}
Flecha 5	6,02
Flecha 6	6,07
Flecha 7	6,37
Flecha 8	6,64
Flecha 9	6,6
Flecha 10	6,22

Combinação D+ Tp	λ_{cr}
Flecha 5	5,65
Flecha 6	4,65
Flecha 7	4,8
Flecha 8	4,84
Flecha 9	4,81
Flecha 10	4,61

Combinação D+WP	λ_{cr}
Flecha 5	10,6
Flecha 6	13,5
Flecha 7	13,6
Flecha 8	13,2
Flecha 9	13,4
Flecha 10	13,1

Fonte: Autor

Analisando a combinação D+L, é possível ver um crescimento do valor de λ_{cr} a partir da cúpula de flecha 5 até a cúpula de flecha 8. No entanto, esse aumento de valor não quer dizer que a cúpula de relação $f/d=1/5$, flecha 5, seja menos estável sob essa combinação do que as demais flechas, e sim, o contrário, uma vez que as outras tiveram perfis mais robustos do que esta e mesmo assim os valores de λ_{cr} se mantiveram próximos. Isso se explica analisando as cúpulas que possuem flechas 8, 9 e 10, pois estas possuem praticamente os mesmos perfis em seus elementos estruturais e nota-se uma diminuição do fator λ_{cr} . Desta maneira, conclui-se que cúpulas de menores alturas são menos estáveis sob essa combinação do que cúpulas mais altas.

A combinação D+Tp segue o mesmo padrão da combinação D+L. A cúpula de flecha 5 segue sendo a mais estável, porém dessa vez com o maior valor de λ_{cr} . Entre as cúpulas de flecha 6, 7 e 8, temos um aumento do fator de carga crítica de flambagem, λ_{cr} , devido ao aumento dos perfis. Entre as cúpulas que possuem perfis praticamente iguais nos elementos da cúpula, flechas 8, 9 e 10, temos um decréscimo do valor do fator de carga crítica.

A combinação D+Wp mostra a influência dos anéis na estabilidade das cúpulas sob a ação do vento. Essa influência é notada com a diminuição do fator λ_{cr} entre as cúpulas de flechas 7 e 8, pois apesar de a cúpula de flecha 8 possuir um perfil mais robusto nas diagonais, a tendência não foi aumentar o valor de λ_{cr} , como foi visto para as outras combinações, e sim, diminuir por essas cúpulas citadas possuírem o mesmo perfil nos anéis. Quando comparadas as cúpulas de flechas 8 e 9, nota-se novamente o aumento do fator de carga crítica de flambagem, λ_{cr} , pois o anel do modelo que possui $f/d=1/9$, flecha 9, possui um perfil de maior seção transversal do que o de flecha 8. Foi observado, desta maneira, que

cúpulas que necessitam de perfis mais leves nos anéis são estruturas mais estáveis sob combinações que contem a ação do vento, para o caso estudado.

Na figura 86, tem-se uma tabela com os menores valores da carga crítica de flambagem de primeira ordem encontrados para cada modelo de cúpula.

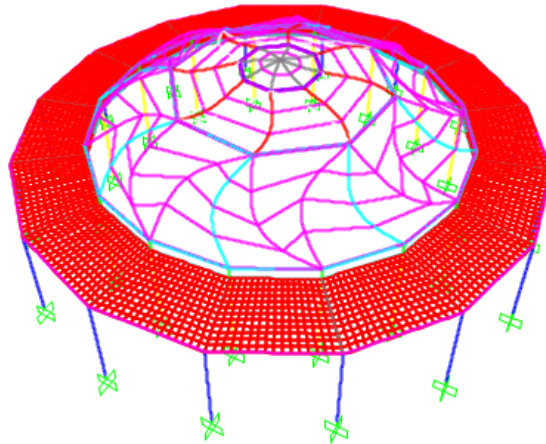
Figura 86 – Menores valores de λ_{cr} para as cúpulas com perfis de maiores dimensões

Cúpula	λ_{cr}	Combinação
Flecha 5	5,14	D + Lr + 0,3L
Flecha 6	4,65	D + Tp
Flecha 7	5,00	D+ Tn
Flecha 8	4,68	D +Tn
Flecha 9	4,81	D+ Tn
Flecha 10	4,69	D+ Tn

Fonte: autor

Dados os valores de λ_{cr} para as combinações mais críticas dos modelos das cúpulas, verificou-se que o tipo de instabilidade que estava havendo para todos os modelos era do tipo torção nas diagonais V e nas diagonais de primeiro nível. Isso ocorreu após treliçar a região entre o primeiro e segundo anel.

Figura 87 – Instabilidade do tipo torção nas diagonais de primeiro nível e V



Fonte: autor

5.6.1 Tubos estruturais em aço

Baseado nos valores de pesos finais das cúpulas após o aumento das seções dos perfis e no peso por metro quadrado de cada modelo de cúpula, foram trocados os perfis em I por tubos estruturais em aço nos elementos principais das cúpulas, anéis e diagonais, para avaliar se esta alternativa se mostraria estável e mais econômica.

Foi colocado um tubo retangular de 200x150 com espessura de 6,4mm, com peso próprio de 33,6kgf/m, nos anéis de primeiro nível para todos os modelos de cúpulas estudadas nesse trabalho. Os anéis de primeiro nível são compostos de 8 barras de 7,19m cada. O anel de primeiro nível, quando analisado seu peso para as cúpulas com fator de carga crítica de flambagem λ_{cr} maior que 4,6 com perfil I, está pesando 4,3Tf para a cúpula mais alta, flecha 5, e para a cúpula mais abatida, flecha 10, 6,5Tf. O tubo em aço, quando substitui o perfil I no anel de primeiro nível, tem como peso 1,93Tf.

Assim, evidencia-se uma economia muito grande em se usar tubo estrutural em aço ao invés de perfil I. Existe uma diferença de 2.37Tf entre o novo anel com tubo e o anel da cúpula mais alongada, flecha 5, usando perfil I e uma diferença de 4.57Tf entre o novo anel e o anel da cúpula mais abatida, flecha 10.

Na figura 88, tem-se tabelas, as quais vão mostrar o valor do fator λ_{cr} , para assim realizar a análise de estabilidade nas cúpulas de variadas relações de f/d. Este estudo mostrará algumas combinações antes e depois de treliçar a região entre o primeiro e segundo anel, assim como quando substituídos os anéis de primeiro nível por tubos estruturais em aço. O ‘I flexível’ se refere à cúpula sem a treliça, enquanto os outros dois são com perfil I de maiores seções e a treliça.

Figura 88 – Tabelas de combinações

Cúpula	Perfil nas cúpulas	Combinação	λ_{cr}
Flecha 5	I flexível	D+L	1,38
Flecha 5	I (com maiores dimensões)	D+L	6,03
Flecha 5	I (com maiores dimensões) + tubo	D+L	6,3

Cúpula	Perfil nas cúpulas	Combinação	λ_{cr}
Flecha 6	I flexível	D+Lr+0,3L	1,34
Flecha 6	I (com maiores dimensões)	D+Lr+0,3L	5,25
Flecha 6	I (com maiores dimensões) + tubo	D+Lr+0,3L	5,5

Cúpula	Perfil nas cúpulas	Combinação	λ_{cr}
Flecha 7	I flexível	D+Tn	1,41
Flecha 7	I (com maiores dimensões)	D+Tn	5
Flecha 7	I (com maiores dimensões) + tubo	D+Tn	5,4

Cúpula	Perfil nas cúpulas	Combinação	λ_{cr}
Flecha 8	I flexível	D+Tp	1,51
Flecha 8	I (com maiores dimensões)	D+Tp	4,84
Flecha 8	I (com maiores dimensões) + tubo	D+Tp	5,46

Cúpula	Perfil nas cúpulas	Combinação	λ_{cr}
Flecha 9	I flexível	D+Ws	1,47
Flecha 9	I (com maiores dimensões)	D+Ws	9,14
Flecha 9	I (com maiores dimensões) + tubo	D+Ws	10,1

Cúpula	Perfil nas cúpulas	Combinação	λ_{cr}
Flecha 10	I flexível	D+L+0,3Lr	1,05
Flecha 10	I (com maiores dimensões)	D+L+0,3Lr	5,84
Flecha 10	I (com maiores dimensões) + tubo	D+L+0,3Lr	6,2

Fonte: Autor

Nota-se que, com a substituição do perfil I pelo tubo estrutural em aço, o valor de λ_{cr} aumenta em qualquer combinação avaliada. Para qualquer altura de cúpula, abatida ou alongada, esses resultados indicam que uma estrutura em tubo estrutural em aço, tende a ser mais estável do que com perfil em I, possibilitando assim não ser necessário o uso de perfis de aço tão robustos e inviáveis economicamente para deixar a estrutura segura.

6 CONCLUSÃO

O presente trabalho teve como objetivo comparar diferentes alturas de cúpulas metálicas quanto a: ação do vento; economia entre as estruturas em relação ao consumo de aço com perfis flexíveis e enrijecidos; análise das forças normais e momentos encontrados sob a ação de combinações com e sem a ação do vento; e verificação da estabilidade dos modelos.

Foi notado, através das linhas isobáricas, que cúpulas mais altas possuem uma influência do vento maior em seu topo e menor a barlavento, sendo que a sotavento a influência do vento é próxima para cúpulas abatidas ou alongadas. Quanto aos esforços encontrados nas barras das cúpulas, percebeu-se que com o abatimento das cúpulas, os esforços normais tendem a ser maiores, independentemente da combinação avaliada. Quando analisado os valores de momentos fletores para os modelos, percebeu-se que a influência do vento no topo das cúpulas é maior, fazendo com que o valor de momento tenda a ser maior para cúpulas mais altas. A barlavento, exceto pela cúpula de flecha 5, pois esta possui zona de sobrepressão a barlavento, a tendência é um aumento do momento nas barras sob a influência do vento, de acordo com o abatimento das cúpulas. A sotavento, os momentos se equivalem. Os valores de momentos para combinações sem influência do vento são maiores para cúpulas de menores alturas.

Devido ao aumento dos esforços de acordo com a diminuição da relação f/d , é necessário colocar perfis mais robustos para cúpulas mais abatidas em relação a cúpulas mais alongadas. Desta maneira, a cúpula de flecha 5 se apresentou como a cúpula mais leve e, portanto, a melhor economicamente em relação ao consumo de aço. Durante a análise de estabilidade, viu-se uma necessidade de aumentar as seções dos perfis metálicos antes colocados nas cúpulas, por ser notado que estas estavam muito flexíveis para uma análise de primeira ordem. Após o aumento dos perfis, mais uma vez foi notado que a cúpula de flecha 5 foi a mais leve em comparação com as demais cúpulas. Na análise de estabilidade, usando-se perfil metálico em I, percebeu-se que cúpulas mais altas são mais estáveis do que cúpulas mais abatidas, pois necessitam de perfis menos robustos para satisfazer as condições de estabilidade. Percebeu-se que o valor do fator de carga crítica

de flambagem, para cúpulas mais alongadas, era próximo das cúpulas abatidas, mesmo com perfis mais leves do que estas. Desta maneira, novamente, a cúpula de flecha 5 foi mais vantajosa que as demais.

Quanto ao peso final das cúpulas, com perfis de maiores seções transversais em I, nota-se que não seria econômica a construção destas cúpulas com estes perfis. Devido a isso, uma maneira mais econômica seria usar tubos estruturais em aço, por ter sido comprovado que são tão estáveis quanto os perfis em I e muito mais econômicos.

Englobando todas as análises, comprovou-se que cúpulas mais altas são mais vantajosas tanto economicamente, quanto devido à estabilidade sob a ação do vento para o caso estudado.

Este trabalho mostra a importância de se fazer análises de estabilidades para estruturas de grande porte, uma vez que é preciso verificar se a estrutura é segura ou não para a sua construção, como posteriormente realizar uma análise plástica para descobrir o real comportamento da estrutura.

7 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

- Fazer uma análise plástica dos modelos estudados;
- Realizar um ensaio de túnel de vento para se obter um valor mais aproximado de quais são os coeficientes de pressão externos nas cúpulas;
- Fazer análise de colapso plástico da estrutura utilizando-se a teoria de Rankine Merchant;
- Modificar os perfis em I, por tubos estruturais em aço.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

BATTISTI, F. Análise comparativa dos diferentes sistemas de coberturas em estruturas metálicas. Universidade Católica de Brasília. Brasília 2013.

FONTES, F. F. (2005). Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118:2003. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

OLIVEIRA, J. Estimativa do índice global de esbeltez de edifícios altos de concreto armado. Dissertação (Mestrado em Ciências) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília 1998.

OLIVEIRA, J. Avaliação da rigidez de pórticos tridimensionais de concreto armado. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília 2009.

PINHEIRO, J. Análise de galpões de aço através de análises plásticas. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharel em Engenharia Civil) – Centro Universitário de Brasília, Brasília. 2016.

REIS, A., CAMOTIM, D. Estabilidade estrutural. Lisboa: McGraw-Hill, 2001.

SANTOS, L. Contribuições ao estudo das cúpulas metálicas. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2005.

SURUCEANU, I. Métodos de análise em estruturas metálicas. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Instituto Superior de Engenharia, Universidade do Algarve. 2015.

TELES, B., DIAS, P., QUINAN, T. Avaliação da estabilidade global em estruturas em aço. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharel em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Goiás, Goiânia. 2016.

VALLOUREC. Tubos estruturais: seção circular, quadrada e retangular. Belo Horizonte.

Anexo

Memorial de cálculo para a Cúpula metálica com relação $f/d = 1/5$, flecha 5.

1. Características da Cúpula

Altura total = 15,56 m

Altura cúpula = 6,56m

Altura pilar = 9m

Diâmetro da cúpula = 32,8m

Espaçamento e inclinação das terças:

1° nível = 2,08m e 31,76°

2° nível = 2,03m e 13,67°

3° nível = 1,7m e 12,1°

Perfil para as diagonais e anéis: Perfil I laminado ASTM A572 Gr 50

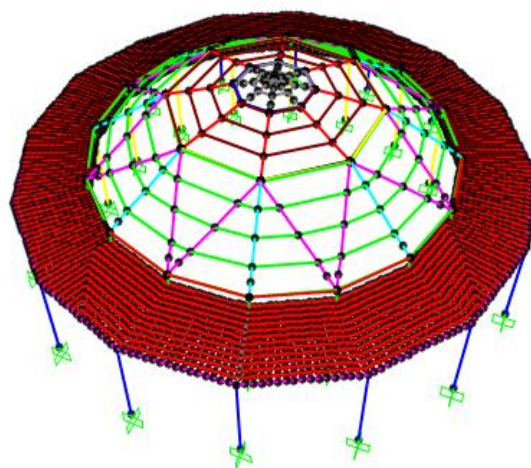
Perfil terças: Perfil U

Local da construção: Brasília

Terças, anéis, cintas são rotuladas nas duas extremidades e complemento do pilar interno rotulado com diagonal de primeiro nível.

2. Topologia

Figura 2.1 – Cúpula metálica flecha 5



Fonte: autor

Figura 2.2- medidas da cúpula

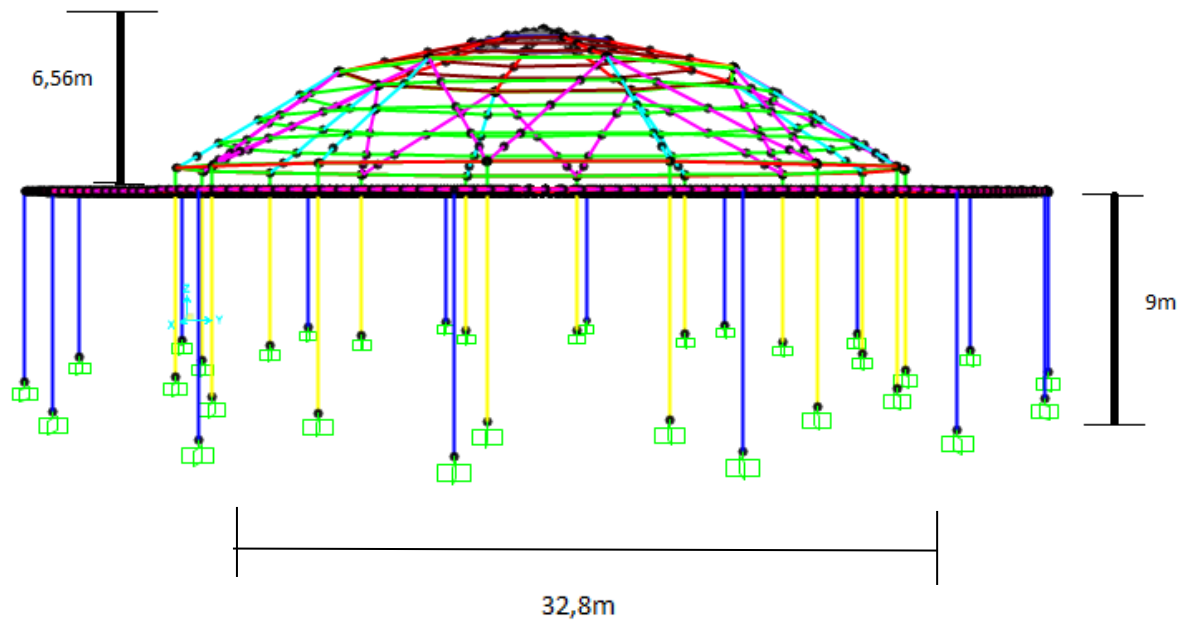
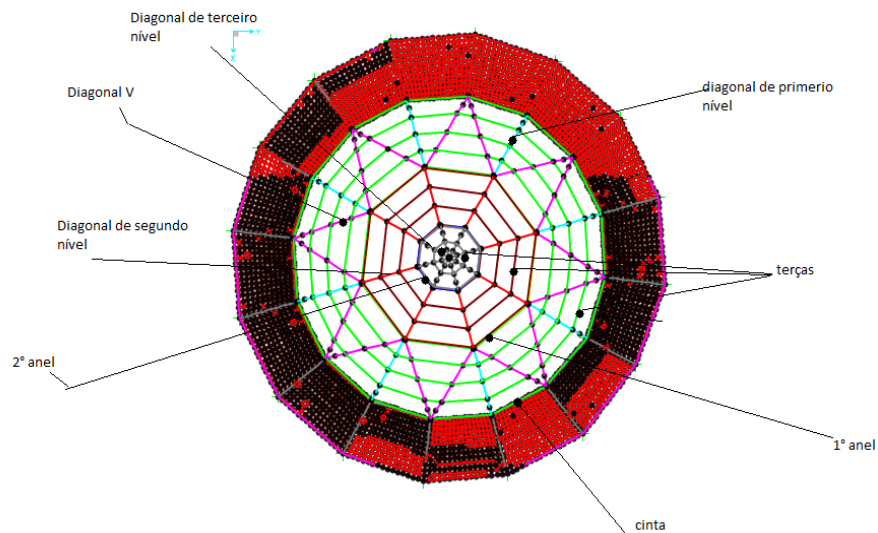


Figura 2.3 – Planta do topo da cúpula



Comprimentos por barras

Cinta : 6,4m

Diagonal de primeiro nível: 8,3m

Diagonal de segundo nível: 6,18m

Diagonal de terceiro nível:3,48m

Diagonal V:9,56m

Anel de primeiro Nível:7,19m

Anel de segundo nível:2,6m

3. Carregamento nas terças

3.1. Peso próprio, sobrecarga e carga decorrente do uso

A seguir tem-se três tabelas com os respectivos carregamentos sobre as terças espaçadas em 2,08m, 2,03m e 1,7m.

Figura 3.1 –carregamentos nas terças espaçadas de 2,08

3 - Carregamentos				9 linha
				10 linha
3.1- Peso próprio- D				
Forro -	7 kgf/m ²	2.08	14.56 kgf/m	
Acessórios -	3 kgf/m ²	2.08	6.24 kgf/m	
Telha -	13 kgf/m ²	2.08	27.04 kgf/m	
	19.3 kgf/m ²		47.84 kgf/m	
Estrutura	Determinado pelo Programa			
3.2 - Sobrecarga - Lr				
				Terças esp.
Cobertura -	15 kgf/m ²	2.08	31.2 kgf/m	
3.3 - Decorrente do Uso - L				
				Terças esp.
Instalações -	5 kgf/m ²	2.08	10.4 kgf/m	
Reserva Técnica -	2 kgf/m ²	2.08	4.16 kgf/m	
	7 kgf/m ²		14.6 kgf/m	

Figura 3.2 – carregamentos nas terças espaçadas de 2.03m

3.1- Peso próprio			
Forro -	7 kgf/m ²	2.03	14.21 kgf/m
Acessórios -	3 kgf/m ²	2.03	6.09 kgf/m
Telha -	13 kgf/m ²	2.03	26.39 kgf/m
	19.3 kgf/m ²		46.69 kgf/m
Estrutura	Determinado pelo Programa		
3.2 - Sobrecarga - Lr			
		Terças esp.	
Cobertura -	15 kgf/m ²	2.03	30.45 kgf/m
3.3 - Decorrente do Uso - L			
		Terças esp.	
Instalações -	5 kgf/m ²	2.03	10.15 kgf/m
Reserva			
Técnica -	2 kgf/m ²	2.03	4.06 kgf/m
	7 kgf/m ²		14.2 kgf/m

Figura 3.3 – Carregamentos terças espaçadas de 1,7m

3.1 peso próprio D			
Forro -	7 kgf/m ²	1.7	11.9 kgf/m
Acessórios -	3 kgf/m ²	1.7	5.1 kgf/m
Telha -	13 kgf/m ²	1.7	22.1 kgf/m
	19.3 kgf/m ²		39.1 kgf/m
Estrutura	Determinado pelo Programa		
3.2 - Sobrecarga - Lr			
		Terças esp.	
Cobertura -	15 kgf/m ²	1.7	25.5 kgf/m
3.3 - Decorrente do Uso - L			
		Terças esp.	
Instalações -	5 kgf/m ²	1.7	8.5 kgf/m
Reserva			
Técnica -	2 kgf/m ²	1.7	3.4 kgf/m
	7 kgf/m ²		11.9 kgf/m

3.2. Ação do vento

Para determinar a ação do vento sobre as barras das cúpulas, primeiro foi calculado a pressão dinâmica do vento. Após isso, através de interpolação de valores, foi desenhada as linhas isobáricas, para descobrir os coeficientes externos de pressão, para a cúpula em questão. Uma vez determinado os coeficientes, foram achadas as forças de sucção e pressão para cada barra das cúpulas.

3.2.1 – Pressão dinâmica do vento (q_v)

- $V_0 = 35$ m/s (velocidade básica do vento adequada ao local da construção da estrutura).
 - $S_1 = 1,00$ (terreno plano ou fracamente acidentado).
 - $S_2 = 0,96$ categoria 3, classe B.
 - $S_3 = 1,0$
 - $V_k = 33,72$ m/s (velocidade característica do vento $V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$).
- $q_v = 70 \text{ kgf/m}^2$

3.2.2. Linhas isobáricas

Figura 3.2.2.1 – Tabela com interpolação dos valores para as linhas isobáricas

f/d		h/d		Valores de Cpe Ver Figura 24		
1/6	0.17	1/4	0.25	-0.1	-0.9	-0.4
1/10	0.10			-1.2	-0.6	-0.3
1/6	0.17	1/1	1.00	-1.4	-1.1	-0.4
1/10	0.10			-1.7	-0.8	-0.4
f/d da estrutura		h/d da NBR 6123/87		Valores de Cpe da		
1/5,0	0.20	1/4	0.25	0.5	-1.1	-0.5
		1/1	1.00	-1.3	-1.3	-0.4
Resultado Final						
f/d da estrutura		h/d da estrutura		Valores da interpolação de		
1/5,0	0.20	1/3,64	0.27	0.4	-1.1	-0.4

Figura 3.2.2.2 – linhas isobáricas para a cúpula de flecha 5

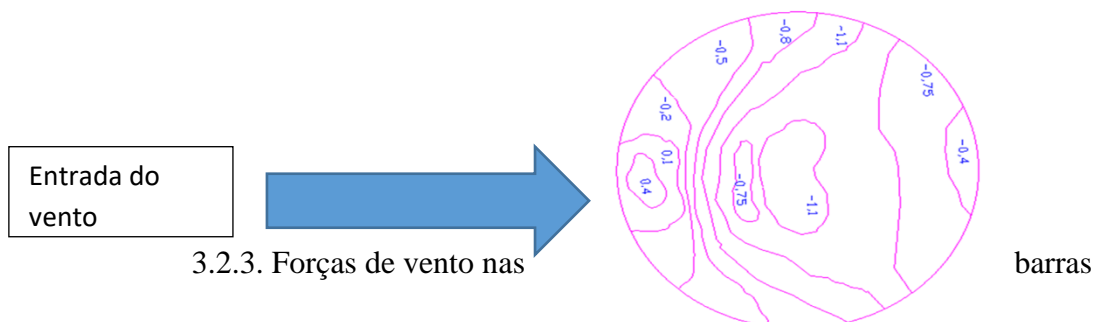


Figura 3.2.3.1 – barras das cúpulas numeradas

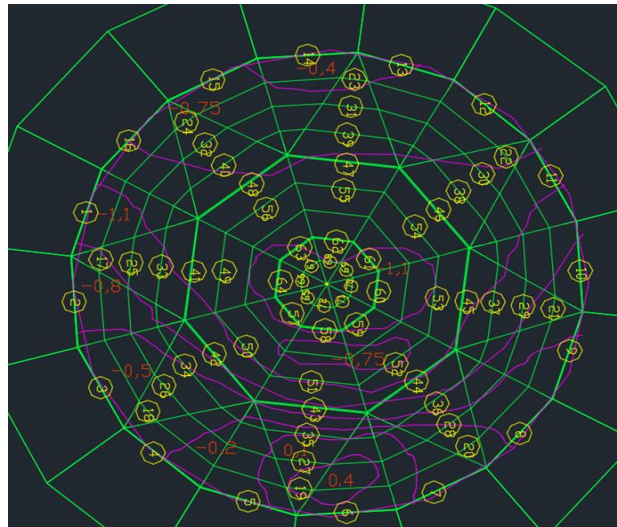


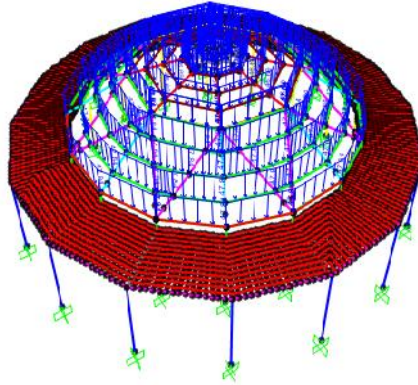
Figura 3.2.3.2- exemplo de forças nas barras de 1 à 12

Força de vento em cada barra				kgf/m ²	
	cpe	Cpi +0,5	Cpi - 0,5	w pres	wsuc
Barra 1	-0.95	-1.45	-0.45	-211.12	-65.52
Barra 2	-0.65	-1.15	-0.15	-167.44	-21.84
Barra 3	-0.50	-1.00	0.00	-145.60	0.00
Barra 4	-0.35	-0.85	0.15	-123.76	21.84
Barra 5	-0.05	-0.55	0.45	-80.08	65.52
Barra 6	0.10	-0.40	0.60	-58.24	87.36
Barra 7	-0.05	-0.55	0.45	-80.08	65.52
Barra 8	-0.35	-0.85	0.15	-123.76	21.84
Barra 9	-0.65	-1.15	-0.15	-167.44	-21.84
Barra 10	-0.95	-1.45	-0.45	-211.12	-65.52
Barra 11	-1.01	-1.51	-0.51	-219.86	-74.26
Barra 12	-0.75	-1.25	-0.25	-182.00	-36.40

4. Obtenção dos perfis e esforços solicitantes dos elementos das cúpulas

Primeiramente, com um perfil aleatório, foi carregada a cúpula. Com o auxílio do programa SAP 2000, obteve-se os esforços nos elementos, para assim determinar quais seriam os perfis adequados para resistir aos esforços solicitantes, usando o programa VisualMetal.

Figura 4.1 – Cúpula carregada



Fonte :Autor

Figura 4.2 – Esforços mais críticos encontrados nas diagonais de primeiro nível

TABLE: Element Forces - Frames											
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m	Text	m
161	0	1,2D+1,4Lr+0,5L	LinStatic	-8567.08	-413.7	4.47	-0.45	7.1	82.96	161-1	0
161	0.49284	1,2D+1,4Lr+0,5L	LinStatic	-8556.66	-396.87	4.47	-0.45	4.89	282.69	161-1	0.49284
161	0.98567	1,2D+1,4Lr+0,5L	LinStatic	-8546.24	-380.04	4.47	-0.45	2.69	474.14	161-1	0.98567
161	0	1,2D+1,4Lr+0,8Wp	LinStatic	-2166.68	-381.52	7.62	-0.26	6.47	47.03	161-1	0
161	0.49284	1,2D+1,4Lr+0,8Wp	LinStatic	-2156.25	-364.69	7.62	-0.26	2.71	230.91	161-1	0.49284
161	0.98567	1,2D+1,4Lr+0,8Wp	LinStatic	-2145.83	-347.86	7.62	-0.26	-1.05	406.5	161-1	0.98567
161	0	1,2D+1,5L	LinStatic	-7120.93	-354.71	4.39	-0.4	7.36	68.5	161-1	0
161	0.49284	1,2D+1,5L	LinStatic	-7110.51	-337.88	4.39	-0.4	5.19	239.16	161-1	0.49284
161	0.98567	1,2D+1,5L	LinStatic	-7100.09	-321.05	4.39	-0.4	3.03	401.53	161-1	0.98567
161	0	1,2D+1,5L+Lr	LinStatic	-8671.42	-417.98	4.47	-0.46	7.08	84.01	161-1	0
161	0.49284	1,2D+1,5L+Lr	LinStatic	-8660.99	-401.15	4.47	-0.46	4.87	285.86	161-1	0.49284
161	0	1,2D+1,6L+0,5Lr	LinStatic	-7968.63	-389.31	4.43	-0.43	7.2	76.98	161-1	0
161	0.49284	1,2D+1,6L+0,5Lr	LinStatic	-7958.2	-372.48	4.43	-0.43	5.02	264.69	161-1	0.49284

Figura 4.3- Pior combinação no VisualMetal para determinar perfil

Identificação
Perfil W 250 x 32,7

Dimensões

d	258 mm	Ag	42,1 cm ²	Wx	382,7 cm ³
tw	6,1 mm	P	32,7 kgf/m	Wy	64,8 cm ³
bf	146 mm	Ix	4937 cm ⁴	Zx	428,5 cm ³
tf	9,1 mm	Iy	473 cm ⁴	Zy	99,7 cm ³
		IT	10,44 cm ⁴		

Compr. Flambagem

Lfix	830 cm
Lfly	830 cm
Lb	830 cm

Solicitações

Nd	-85,46 kN
Vd	-3,8 kN
Mdx	474,14 kN.cm
Mdy	2,69 kN.cm

Resultados

Rd(Nd)	-110,52 kN	Ok!
Rd(Vd)	-268,77 kN	Ok!
Rd(Mdx)	3419,45 kN.cm	Ok!
Rd(Mdy)	2420,80 kN.cm	Ok!
Rd(Md+Nd)	0,93 <= 1	Ok!

Calcular Mais Leve Relatório Ok

Dimensionamento Perfil I Laminado

Propriedades do Aço

Tipo = ASTM A 572 GR-50

$f_y = 34,50 \text{ kN/cm}^2$

$f_u = 45,00 \text{ kN/cm}^2$

$f_r = 11,5 \text{ kN/cm}^2$

$E = 20500 \text{ kN/cm}^2$

$G = 7892,5 \text{ kN/cm}^2$

Propriedades geométricas do perfil

Perfil W 250 x 32,7

$bf = 146,00 \text{ mm}$

$tf = 9,10 \text{ mm}$

$tw = 6,10 \text{ mm}$

$d = 258,00 \text{ mm}$

$Ag = 42,10 \text{ cm}^2$

Peso = 32,70 kgf

$I_x = 4937,00 \text{ cm}^4$

$I_y = 473,00 \text{ cm}^4$

$IT = 10,44 \text{ cm}^4$

$W_x = 382,70 \text{ cm}^3$

$W_y = 64,80 \text{ cm}^3$

$Z_x = 428,50 \text{ cm}^3$

$Z_y = 99,70 \text{ cm}^3$

$$r_x = \text{raiz}(I_x/A_g)$$

$$r_x = \text{raiz}(4937,00/42,10)$$

$$r_x = 10,83 \text{ cm}$$

$$r_y = \text{raiz}(I_y/A_g)$$

$$r_y = \text{raiz}(473,00/42,10)$$

$$r_y = 3,35 \text{ cm}$$

$$h = d - 2 \cdot t_f$$

$$h = 258,00 - 2 \cdot 9,10$$

$$h = 239,80 \text{ mm}$$

Comprimentos de Flambagem

$$L_{fx} = 830,00 \text{ cm}$$

$$L_{fy} = 830,00 \text{ cm}$$

$$L_b = 830,00 \text{ cm}$$

Esforços Solicitantes

$$N_d = -85,46 \text{ kN}$$

$$V_d = -3,80 \text{ kN}$$

$$M_{dx} = 474,14 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{dy} = 2,69 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Verificação do Esforço de Compressão

Verificação da esbeltez do elemento (Item 5.3.5 NBR8800/88)

$$l_x = L_{fx}/r_x$$

$$l_x = 830,00/10,83$$

$$l_x = 76,65$$

$$l_y = L_{fy}/r_y$$

$$l_y = 830,00/3,35$$

$$l_y = 247,62$$

$$l_x \text{ e } l_y \leq 200$$

$$76,65 \text{ e } 247,62 \leq 200$$

Ok! Esbeltez verifica!

Cálculo de Q (Anexo E da NBR8800/88)

$$(b_f/2)/t_f \leq 0,55 \cdot \text{raiz}(E/f_y)$$

$$Q_s = 1$$

$$h/t_w > 1,47 \cdot \text{raiz}(E/f_y)$$

$$b_{ef} = (862 \cdot t_w) / \text{raiz}(f_y \cdot 10) \cdot (1 - (152 / (h/t_w) \cdot \text{raiz}(f_y \cdot 10)))$$

$$b_{ef} = (862 \cdot 6,10) / \text{raiz}(34,50 \cdot 10) \cdot (1 - (152 / (239,80 / 6,10) \cdot \text{raiz}(34,50 \cdot 10)))$$

$$b_{ef} = 224,16 \text{ mm}$$

$$A_{ef} = A_g - ((h - b_{ef}) * t_w) / 100$$

$$A_{ef} = 42,10 - ((239,80 - 224,16) * 6,10) / 100$$

$$A_{ef} = 224,16 \text{ cm}^2$$

$$Q_a = A_{ef} / A_g$$

$$Q_a = 41,15 / 42,10$$

$$Q_a = 0,98$$

$$Q = Q_s * Q_a$$

$$Q = 1,00 * 0,98$$

$$Q = 0,98$$

$$l_{x2} = (1/\pi) * l_x * \text{raiz}(Q * f_y / E);$$

$$l_{x2} = (1/\pi) * 76,65 * \text{raiz}(0,98 * 34,50 / 20500,00);$$

$$l_{x2} = 0,99$$

$$l_{y2} = (1/\pi) * l_y * \text{raiz}(Q * f_y / E);$$

$$l_{y2} = (1/\pi) * 247,62 * \text{raiz}(0,98 * 34,50 / 20500,00);$$

$$l_{y2} = 3,20$$

$$t_f \leq 40$$

$$\text{Curva b} \rightarrow a_x = 0,281$$

$$\text{Curva c} \rightarrow a_y = 0,384$$

$$l_{x2} > 0,2$$

$$B_x = (1/2 * l_{x2}^2) * (1 + a_x * \text{raiz}(l_{x2}^2 - 0,04) + l_{x2}^2)$$

$$B_x = (1/2 * 0,99^2) * (1 + 0,28 * \text{raiz}(0,99^2 - 0,04) + 0,99^2)$$

$$B_x = 1,15$$

$$r_{ox} = B_x - \text{raiz}(B_x^2 * (1/l_{x2}^2))$$

$$r_{ox} = 1,15 - \text{raiz}(1,15^2 * (1/0,99^2))$$

$$r_{ox} = 0,60$$

$$l_{y2} > 0,2$$

$$B_y = (1/2 * l_{y2}^2) * (1 + a_y * \text{raiz}(l_{y2}^2 - 0,04) + l_{y2}^2)$$

$$B_y = (1/2 * 3,20^2) * (1 + 0,38 * \text{raiz}(3,20^2 - 0,04) + 3,20^2)$$

$$B_y = 0,61$$

$$r_{oy} = B_y - \text{raiz}(B_y^2 * (1/l_{y2}^2))$$

$$r_{oy} = 0,61 - \text{raiz}(0,61^2 * (1/3,20^2))$$

$$r_{oy} = 0,09$$

Adota-se o menor valor para r_o

$$r_o = 0,09$$

$$f_c = 0,9$$

$$R_d(N_d) = f_c * r_o * Q * A_g * f_y$$

$$R_d(N_d) = 0,90 * 0,09 * 0,98 * 42,10 * 34,50$$

$$Rd(Nd) = -110,52 \text{ kN}$$

$$Rd(Nd) \geq Nd$$

$$-110,52 \text{ kN} \geq -85,46 \text{ kN}$$

Ok! Perfil suporta ao esforço solicitado!

Verificação do Esforço Cortante

Análise plástica

$$A_w = h \cdot t_w$$

$$A_w = 239,80 \cdot 6,10$$

$$A_w = 1573,80 \text{ mm}^2$$

$$A_w = 15,74 \text{ cm}^2$$

Considerando Item 5.2.2 nota a da NBR8800/88

$$a = 4 \cdot t_w;$$

$$a = 4 \cdot 6,10$$

$$a = 24,40 \text{ mm}$$

$$(a/h) < 1$$

$$k = 4 + 5,34 / (a/h)^2$$

$$k = 4 + 5,34 / (24,40 / 239,80)^2$$

$$k = 519,77$$

$$l = h / t_w$$

$$l = 239,80 / 6,10$$

$$l = 39,31$$

$$l_p = 1,08 \cdot \sqrt{k \cdot E / f_y}$$

$$l_p = 1,08 \cdot \sqrt{519,77 \cdot 20500,00 / 34,50}$$

$$l_p = 600,20$$

$$l_r = 1,4 \cdot \sqrt{k \cdot E / f_y}$$

$$l_r = 1,4 \cdot \sqrt{519,77 \cdot 20500,00 / 34,50}$$

$$l_r = 26842,40$$

$$V_{pl} = 0,55 \cdot A_w \cdot f_y$$

$$V_{pl} = 0,55 \cdot 15,74 \cdot 34,50$$

$$V_{pl} = 298,63 \text{ kN}$$

$$l < l_p$$

$$V_n = V_{pl}$$

$$V_n = 298,63 \text{ kN}$$

$$f_v = 0,9$$

$$Rd(V_d) = f_v \cdot V_n$$

$$Rd(V_d) = 0,90 \cdot 298,63$$

$$Rd(V_d) = -268,77 \text{ kN}$$

$$Rd(Vd) \geq Vd$$

$$-268,77 \text{ kN} \geq -3,80 \text{ kN}$$

Ok! Perfil suporta ao esforço solicitado!

Verificação de Flexão em x

$$Z = Z_x$$

$$Z = 428,50 \text{ cm}^3$$

$$W = W_x$$

$$W = 382,70 \text{ cm}^3$$

$$W_c = W$$

$$W_c = 382,70 \text{ cm}^3$$

$$W_t = W$$

$$W_t = 382,70 \text{ cm}^3$$

$$M_{pl} = Z \cdot f_y$$

$$M_{pl} = 428,50 \cdot 34,50$$

$$M_{pl} = 14783,30 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Flambagem local da alma(FLA)

$$l = h/t_w$$

$$l = 239,80/6,10$$

$$l = 39,31$$

$$l_p = 3,5 \cdot \text{raiz}(E/f_y)$$

$$l_p = 3,5 \cdot \text{raiz}(20500,00/34,50)$$

$$l_p = 69,70$$

$$l \leq l_p$$

$$M_n = M_{pl}$$

$$M_n = 14783,30 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Flambagem local da mesa(FLM)

$$l = b_f/(2 \cdot t_f)$$

$$l = 146,00/(2 \cdot 9,10)$$

$$l = 8,02$$

$$l_p = 0,38 \cdot \text{raiz}(E/f_y)$$

$$l_p = 0,38 \cdot \text{raiz}(20500,00/34,50)$$

$$l_p = 9,26$$

$$M_r = (f_y - f_r) \cdot W_c$$

$$M_r = (34,50 - 11,50) \cdot 382,70$$

$$M_r = 8802,10 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$\begin{aligned} M_r &= f_y \cdot W_t \\ M_r &= 34,50 \cdot 382,70 \\ M_r &= 13203,20 \text{ kN} \cdot \text{cm} \end{aligned}$$

Adota-se o menor valor de M_r

$$M_r = 8802,10$$

$$\begin{aligned} l_r &= 0,62 \cdot \text{raiz}(E \cdot W_c / M_r) \\ l_r &= 0,62 \cdot \text{raiz}(20500,00 \cdot 382,70 / 8802,10) \\ l_r &= 18,51 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} l &\leq l_p \\ M_n &= M_{pl} \\ M_n &= 14783,30 \text{ kN} \cdot \text{cm} \end{aligned}$$

Flambagem Lateral com torção(FLT)

$$\begin{aligned} l &= L_b / r_y \\ l &= 830,00 / 3,35 \\ l &= 247,62 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} l_p &= 1,75 \cdot \text{raiz}(E / f_y) \\ l_p &= 1,75 \cdot \text{raiz}(20500,00 / 34,50) \\ l_p &= 42,66 \end{aligned}$$

$$C_b = 1$$

$$\begin{aligned} B_1 &= \pi \cdot \text{raiz}(G \cdot E \cdot I_T \cdot A_g) \\ B_1 &= \pi \cdot \text{raiz}(7892,50 \cdot 20500,00 \cdot 10,44 \cdot 42,10) \\ B_1 &= 837771,00 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B_2 &= ((\pi^2 \cdot E) / (4 \cdot G)) \cdot (A_g \cdot ((d - t_f) / 10)^2 / I_T) \\ B_2 &= ((\pi^2 \cdot 20500,00) / (4 \cdot 7892,50)) \cdot (42,10 \cdot ((258,00 - 9,10) / 10)^2 / 10,44) \\ B_2 &= 16010,70 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_r &= (f_y - f_r) \cdot W \\ M_r &= (34,50 - 11,50) \cdot 382,70 \\ M_r &= 8802,10 \text{ kN} \cdot \text{cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} l_r &= ((0,707 \cdot C_b \cdot B_1) / M_r) \cdot \text{raiz}(1 + \text{raiz}(1 + ((4 \cdot B_2) / (C_b^2 \cdot B_1^2)) \cdot M_r^2)) \\ l_r &= ((0,707 \cdot 1,00 \cdot 837771,00) / 8802,10) \cdot \text{raiz}(1 + \\ &\text{raiz}(1 + ((4 \cdot 16010,70) / (1,00^2 \cdot 837771,00^2)) \cdot 8802,10^2)) \\ l_r &= 575,45 \end{aligned}$$

$$l_p < l \leq l_r$$

$$\begin{aligned} M_n &= M_{pl} - ((M_{pl} - M_r) \cdot ((l - l_r) / (l_r - l_p))) \\ M_n &= 14783,30 - ((14783,30 - 8802,10) \cdot ((247,62 - 42,66) / (575,45 - 42,66))) \end{aligned}$$

$$M_n = 3799,39 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

Adota-se para M_n o menor valor de FLA, FLT ou FLM e ainda segundo NBR 8800/88 (Item 5.4.1.3.1) $M_n < (1,25 \cdot W \cdot f_y)$

$$M_n \leq (1,25 \cdot W \cdot f_y) \rightarrow \text{Ok!}$$

$$M_n = 3799,39 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

$$f_b = 0,9$$

$$R_d(M_d) = f_b \cdot M_n$$

$$R_d(M_d) = 0,90 \cdot 3799,39$$

$$R_d(M_d) = 3419,45 \text{ kN}$$

$$R_d(M_d) \geq M_{dx}$$

$$3419,45 \text{ kN} \geq 474,14 \text{ kN}$$

Ok! Perfil suporta ao esforço solicitado!

Verificação de Flexão em y

$$Z = Z_y$$

$$Z = 99,70 \text{ cm}^3$$

$$W = W_y$$

$$W = 64,80 \text{ cm}^3$$

$$W_c = W$$

$$W_c = 64,80 \text{ cm}^3$$

$$W_t = W$$

$$W_t = 64,80 \text{ cm}^3$$

$$M_{pl} = Z \cdot f_y$$

$$M_{pl} = 99,70 \cdot 34,50$$

$$M_{pl} = 3439,65 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

Flambagem local da alma(FLA)

$$l = h/t_w$$

$$l = 239,80/6,10$$

$$l = 39,31$$

$$l_p = 3,5 \cdot \text{raiz}(E/f_y)$$

$$l_p = 3,5 \cdot \text{raiz}(20500,00/34,50)$$

$$l_p = 69,70$$

$$l \leq l_p$$

$$M_n = M_{pl}$$

$$M_n = 3439,65 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

Flambagem local da mesa (FLM)

$$l = bf/(2*tf)$$

$$l = 146,00/(2*9,10)$$

$$l = 8,02$$

$$l_p = 0,38*\text{raiz}(E/f_y)$$

$$l_p = 0,38*\text{raiz}(20500,00/34,50)$$

$$l_p = 9,26$$

$$M_r = (f_y - f_r)*W_c$$

$$M_r = (34,50 - 11,50)*64,80$$

$$M_r = 1490,40 \text{ kN*cm}$$

$$M_r = f_y*W_t$$

$$M_r = 34,50*64,80$$

$$M_r = 2235,60 \text{ kN*cm}$$

Adota-se o menor valor de M_r

$$M_r = 1490,40$$

$$l_r = 0,62*\text{raiz}(E*W_c/M_r)$$

$$l_r = 0,62*\text{raiz}(20500,00*64,80/1490,40)$$

$$l_r = 18,51$$

$$l \leq l_p$$

$$M_n = M_{pl}$$

$$M_n = 3439,65 \text{ kN*cm}$$

Flambagem Lateral com torção (FLT)

$$l = L_b/r_y$$

$$l = 830,00/3,35$$

$$l = 247,62$$

$$l_p = 1,75*\text{raiz}(E/f_y)$$

$$l_p = 1,75*\text{raiz}(20500,00/34,50)$$

$$l_p = 42,66$$

$$C_b = 1$$

$$B_1 = \pi*\text{raiz}(G*E*IT*Ag)$$

$$B_1 = \pi*\text{raiz}(7892,50*20500,00*10,44*42,10)$$

$$B_1 = 837771,00$$

$$B_2 = ((\pi^2*E)/(4*G))*(Ag*((d-tf)/10)^2)/IT$$

$$B_2 = ((\pi^2*20500,00)/(4*7892,50))*(42,10*((258,00-9,10)/10)^2)/10,44$$

$$B_2 = 16010,70$$

$$M_r = (f_y - f_r)*W$$

$$M_r = (34,50 - 11,50) * 64,80$$

$$M_r = 1490,40 \text{ kN*cm}$$

$$l_r = ((0,707 * C_b * B_1) / M_r) * \text{raiz}(1 + \text{raiz}(1 + ((4 * B_2) / (C_b^2 * B_1^2)) * M_r^2))$$

$$l_r = ((0,707 * 1,00 * 837771,00) / 1490,40) * \text{raiz}(1 + \text{raiz}(1 + ((4 * 16010,70) / (1,00^2 * 837771,00^2)) * 1490,40^2))$$

$$l_r = 575,45$$

$$l_p < l \leq l_r$$

$$M_n = M_{pl} - ((M_{pl} - M_r) * ((l - l_r) / (l_r - l_p)))$$

$$M_n = 3439,65 - ((3439,65 - 1490,40) * ((247,62 - 42,66) / (575,45 - 42,66)))$$

$$M_n = 2689,78 \text{ kN*cm}$$

Adota-se para M_n o menor valor de FLA, FLT ou FLM e ainda segundo NBR 8800/88 (Item 5.4.1.3.1) $M_n < (1,25 * W * f_y)$

$$M_n \leq (1,25 * W * f_y) \rightarrow \text{Ok!}$$

$$M_n = 2689,78 \text{ kN*cm}$$

$$f_b = 0,9$$

$$R_d(M_d) = f_b * M_n$$

$$R_d(M_d) = 0,90 * 2689,78$$

$$R_d(M_d) = 2420,80 \text{ kN}$$

$$R_d(M_d) \geq M_{dy}$$

$$2420,80 \text{ kN} \geq 2,69 \text{ kN}$$

Ok! Perfil suporta ao esforço solicitado!

Verificação de Flexão Composta

$$N_y = A_g * f_y$$

$$N_y = 42,10 * 34,50$$

$$N_y = 1452,45 \text{ kN}$$

$$l = h / t_w$$

$$l = 239,80 / 6,10$$

$$l = 39,31$$

$$N_d / (0,9 * N_y) \leq 0,207$$

$$l_p = 3,5 * \text{raiz}(E / f_y) * (1 - (2,8 * N_d / (0,9 * N_y)))$$

$$l_p = 3,5 * \text{raiz}(20500,00 / 34,50) * (1 - (2,8 * 85,46 / (0,9 * 1452,45)))$$

$$l_p = 69,70$$

Cálculo para $R_d(M_{dx})$

Flambagem local da alma (FLA)

$$l \leq l_p$$

$$M_n = M_{pl}$$

$$M_n = 14783,30 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

Adota-se para M_n o menor valor de FLA ou FLT e FLM, como calculados anteriormente em x, e ainda segundo NBR 8800/88 (Item 5.4.1.3.1) $M_n < (1,25 \cdot W \cdot f_y)$

$$M_n \leq (1,25 \cdot W \cdot f_y) \rightarrow \text{Ok!}$$

$$M_n = 3799,39 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

$$f_b = 0,9$$

$$R_d(M_d) = f_b \cdot M_n$$

$$R_d(M_d) = 0,90 \cdot 3799,39$$

$$R_d(M_d) = 3419,45 \text{ kN}$$

Cálculo para $R_d(M_{dy})$

Flambagem local da alma (FLA)

$$l \leq l_p$$

$$M_n = M_{pl}$$

$$M_n = 3439,65 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

Adota-se para M_n o menor valor de FLA ou FLT e FLM, como calculados anteriormente em y, e ainda segundo NBR 8800/88 (Item 5.4.1.3.1) $M_n < (1,25 \cdot W \cdot f_y)$

$$M_n \leq (1,25 \cdot W \cdot f_y) \rightarrow \text{Ok!}$$

$$M_n = 2689,78 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

$$f_b = 0,9$$

$$R_d(M_d) = f_b \cdot M_n$$

$$R_d(M_d) = 0,90 \cdot 2689,78$$

$$R_d(M_d) = 2420,80 \text{ kN}$$

Combinação das Ações

$$C_{mx} = 1$$

$$C_{my} = 1$$

$$N_{ex} = (A_g \cdot f_y) / l_x^2$$

$$N_{ex} = (42,10 \cdot 34,50) / 0,99^2$$

$$N_{ex} = 1483,59 \text{ kN}$$

$$N_{ey} = (A_g \cdot f_y) / l_y^2$$

$$N_{ey} = (42,10 \cdot 34,50) / 3,20^2$$

$$N_{ey} = 142,14 \text{ kN}$$

$$\frac{(N_d / R_d(N_d)) + (C_{mx} \cdot M_{dx}) / ((1 - N_d / (0,73 \cdot N_{ex})) \cdot R_d(M_{dx})) + (C_{my} \cdot M_{dy}) / ((1 - N_d / (0,73 \cdot N_{ey})) \cdot R_d(M_{dy}))}{\leq 1}$$

$$\frac{(-85,46 / -110,52) + (1,00 \cdot 474,14) / ((1 - 85,46 / (0,73 \cdot 1483,59)) \cdot 3419,45) + (1,00 \cdot 2,69) / ((1 - 85,46 / (0,73 \cdot 142,14)) \cdot 2420,80)}{\leq 1}$$

$$0,77 + 0,15 + 0,01 = 0,93 \leq 1$$

$$0,93 \leq 1$$

Ok! Perfil suporta ao esforço solicitado!

Esse mesmo procedimento foi feito para todos os elementos da cúpula.

Após a obtenção de todos os perfis adequados, o perfil aleatório foi substituído pelos novos gerando assim, através do programa SAP2000, os resultados finais de forças normais e momentos na cúpula para cada elemento.

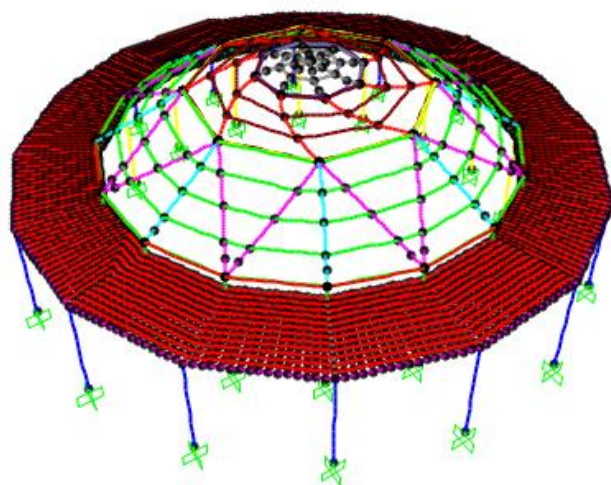
Figura 4.4 – forças finais

TABLE: Element Forces - Frames											
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m	Text	m
161	0.98567	1,2D+1,3Wp+0,5L+0,5Lr	LinStatic	3218.54	-409.04	22.8	-0.19	-11.91	442.57	161-1	0.98567
161	0	1,2D+1,4Lr+0,5L	LinStatic	-8043.58	-338.78	5.77	-0.4	10.04	95.79	161-1	0
161	0.49284	1,2D+1,4Lr+0,5L	LinStatic	-8033.51	-322.52	5.77	-0.4	7.2	258.74	161-1	0.49284
161	0.98567	1,2D+1,4Lr+0,5L	LinStatic	-8023.44	-306.26	5.77	-0.4	4.36	413.68	161-1	0.98567
161	0	1,2D+1,4Lr+0,8Wp	LinStatic	-1621.61	-415.19	16.25	-0.29	10.12	56.52	161-1	0
161	0.49284	1,2D+1,4Lr+0,8Wp	LinStatic	-1611.54	-398.93	16.25	-0.29	2.11	257.13	161-1	0.49284
161	0.98567	1,2D+1,4Lr+0,8Wp	LinStatic	-1601.47	-382.67	16.25	-0.29	-5.9	449.73	161-1	0.98567
161	0	1,2D+1,5L	LinStatic	-6598.27	-300.44	5.75	-0.35	10.76	80.34	161-1	0
161	0.49284	1,2D+1,5L	LinStatic	-6588.2	-284.18	5.75	-0.35	7.93	224.4	161-1	0.49284
161	0.98567	1,2D+1,5L	LinStatic	-6578.14	-267.92	5.75	-0.35	5.1	360.45	161-1	0.98567

5. Estabilidade da cúpula

Foi necessário treliçar a região entre o segundo e o primeiro anel para conter a instabilidade lateral que estava havendo na diagonal de segundo nível, não possibilitando assim fazer uma análise de primeira ordem. Após isso, com o auxílio do programa SAP2000, foi obtido os valores da carga crítica de flambagem elástica de primeira ordem, λ_{cr} , para cada combinação atuante na cúpula. Os perfis foram enrijecidos.

Figura 5.1 – Cúpula sem treliça na região da segunda diagonal



Fonte: Autor

Figura 5.2 – Cúpula com treliça na região da segunda diagonal

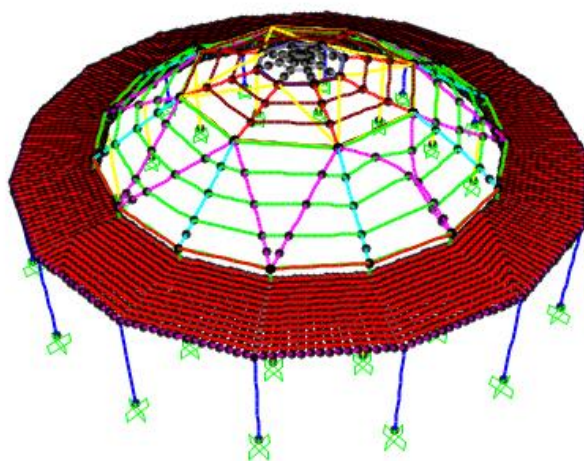


Figura 5.3 – valores de λ_{cr} para as combinações da cúpula de flecha 5

TABLE: Buckling Factors			
OutputCase	StepType	StepNum	ScaleFactor
Text	Text	Unitless	Unitless
D+L BUCK	Mode	1	6.026399
D+L+0,3Lr buck	Mode	1	5.599298
D+Lr+0,5Wp BUCK	Mode	1	11.670765
D+Tn BUCK	Mode	1	8.015832
D+Wp+0,3L+0,3Lr BUCK	Mode	1	-13.179292
D+Ws buck	Mode	1	10.352245
D+Wp Buck	Mode	1	-10.599024
D+Tp BUCK	Mode	1	5.658347

Esse procedimento foi feito para todas as cúpulas.

6- Tubo estrutural em aço

Devido ao um alto consumo de aço nas cúpulas metálicas com perfil em I ,enrijecidos, optou-se por substituir estes por tubos estruturais em aço. Desta maneira, foi comprovada uma maior economia quanto ao consumo de aço. Por fim também foi notado que quando as cúpulas continham tubo estrutural em um dos seus elementos o valor da carga crítica de flambagem de primeira ordem aumentava. Para ver se o tubo estrutural aguentava o esforços solicitantes , foi usado o programa CFS10.

Figura 6.1 – Esforços no programa VisualMteal, perfil flexível.

M | Laminado

Identificação
Perfil **W 150 x 13**

Dimensões

d	148 mm	Ag	16,6 cm ²	Wx	85,8 cm ³
tw	4,3 mm	P	13 kgf/m	Wy	16,4 cm ³
bf	100 mm	Ix	635 cm ⁴	Zx	96,4 cm ³
tf	4,9 mm	Iy	82 cm ⁴	Zy	25,5 cm ³
		IT	1,72 cm ⁴		

Compr. Flambagem

Lflx	719 cm
Lfly	719 cm
Lb	719 cm

Solicitações

Nd	22,3 kN
Vd	0,15 kN
Mdx	132 kN.cm
Mdy	0,00 kN.cm

Resultados

Rd(Nd)	515,43 kN	Ok!
Rd(Vd)	108,68 kN	Ok!
Rd(Mdx)	628,97 kN.cm	Ok!
Rd(Mdy)	0,00 kN.cm	
Rd(Md+Nd)	0,25 <= 1	Ok!

Perfil indicado para elementos sujeitos à flexão composta (Ex.: vigas)

Calculador Mais Leve Relatório Ok

Figura 6.2 – Esforços no programa CFS10.

Material Type: A572 Grade 50, $F_y=344.74$ MPa

Design Parameters:

Lx	7.1900 m	Ly	7.1900 m	Lt	7.1900 m
Kx	1.0000	Ky	1.0000	Kt	1.0000
Cbx	1.0000	Cby	1.0000	ex	0.0000 mm
Cmx	1.0000	Cmy	1.0000	ey	0.0000 mm
Braced Flange: None		k	0 kgf		
Red. Factor, R: 0		Lm	7.1900 m		

Loads:	P	Mx	Vy	My	Vx
	(kgf)	(kgf-m)	(kgf)	(kgf-m)	(kgf)
Entered	-2273	131.9	0	0.0	0
Applied	-2273	131.9	0	0.0	0
Strength	133218	7582.3	44730	6490.8	31906

Effective section properties at applied loads:

A_e 4210.7 mm² I_{xe} 23965800 mm⁴ I_{ye} 15386910 mm⁴
 $S_{xe(t)}$ 239658 mm³ $S_{ye(l)}$ 205159 mm³
 $S_{xe(b)}$ 239658 mm³ $S_{ye(r)}$ 205159 mm³

Interaction Equations

NAS Eq. H1.1-1 (M_x, M_y, T) $0.017 + 0.000 + 0.017 = 0.034 \leq 1.0$
 NAS Eq. H1.1-2 (M_x, M_y, T) $0.017 + 0.000 - 0.017 = 0.000 \leq 1.0$
 NAS Eq. H2-1 (M_x, V_y) $\text{Sqrt}(0.000 + 0.000) = 0.017 \leq 1.0$
 NAS Eq. H2-1 (M_y, V_x) $\text{Sqrt}(0.000 + 0.000) = 0.000 \leq 1.0$

Figura 6.3 – Valores de λ_{cr} com a utilização do tubo estrutural

TABLE: Buckling Factors			
OutputCase	StepType	StepNum	ScaleFactor
Text	Text	Unitless	Unitless
D+L BUCK	Mode	1	6.143041
D+L+0,3Lr buck	Mode	1	5.70057
D+Lr+0,3L BUCK	Mode	1	5.23217
D+Lr+0,5Wp BUCK	Mode	1	11.701377
D+Tn BUCK	Mode	1	8.204461
D+Tp BUCK	Mode	1	5.758192
D+Wp+0,3L+0,3Lr BUCK	Mode	1	-12.701603
D+Ws buck	Mode	1	10.689861
D+Wp Buck	Mode	1	-10.289738