

UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO – ESCOLA DE MINAS  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO ESTRUTURAL DE  
COBERTURAS EM ESTRUTURA DE AÇO NA FORMA  
DE ARCO CIRCULAR E PARABÓLICO**

**AUTORA: ROSANA APARECIDA FERREIRA NUNES**

ORIENTADOR: Prof. Dr. Ernani Carlos de Araújo

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte da exigência para obtenção do título de Mestre em Ciências da Engenharia Civil, área de concentração: Construção Metálica.

Ouro Preto, dezembro de 2011.

N972a Nunes, Rosana Aparecida Ferreira.  
Avaliação do desempenho estrutural de coberturas em estrutura de aço na forma de arco circular e parabólico [manuscrito] / Rosana Aparecida Ferreira Nunes - 2011.

xvi, 111f.: il., color.; tabs.

Orientador: Prof. Dr. Emani Carlos de Araújo.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Área de concentração: Construção Metálica.

1. Aço - Estruturas - Teses. 2. Arcos - Teses. 3. Software - Teses.  
I. Universidade Federal de Ouro Preto. II. Título.

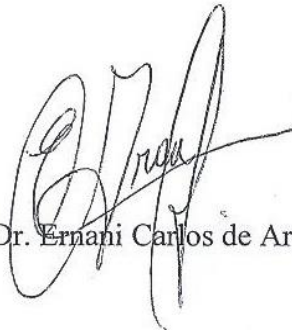
CDU: 624.014.2:624.072.32

Catálogo: [sisbin@sisbin.ufop.br](mailto:sisbin@sisbin.ufop.br)

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO ESTRUTURAL DE COBERTURAS  
EM ESTRUTURA DE AÇO NA FORMA DE ARCO CIRCULAR E  
PARABÓLICO**

**AUTORA: ROSANA APARECIDA FERREIRA NUNES**

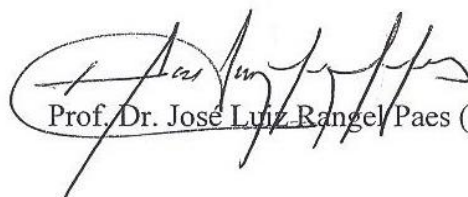
Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 15 de dezembro de 2011, pela Banca Examinadora composta pelos seguintes membros:



Prof. Dr. Ernani Carlos de Araújo (Orientador / UFOP)



Prof. Dr. Geraldo Donizetti de Paula (UFOP)



Prof. Dr. José Luiz Rangel Paes (UFV)

*Aos meus pais, Elza e Joaquim, pelo incentivo e apoio. Ao Carlos Fernando pela ajuda e motivação que permitiu que chegasse até aqui.*

## AGRADECIMENTOS

A Deus, que sempre me deu forças para percorrer todos os caminhos até aqui.

A meu orientador Ernani, pela grande oportunidade da orientação, dedicação, ensinamento, apoio e paciência. Aos demais professores do PROPEC pelo aprendizado.

Ao professor José Luiz Rangel pela grande ajuda e contribuição nesse trabalho.

À Róvia pela atenção e paciência de sempre.

A Renata pela amizade desde a graduação e pelo apoio em vários os momentos. Sou muito grata!

A todos os colegas de mestrado, em especial ao Davy, Danilo, André e Ricardo por todos os momentos compartilhados e pelo companheirismo.

Aos meus irmãos Eliana e Wemerson, pela força, amizade e carinho. E a todos da família que torceram por mim.

Ao Raphael, pelo amor, ajuda, incentivo, paciência e principalmente pela presença marcante em minha vida! Você é muito especial!

A CAPES pelo fomento á pesquisa.

A Cris pela amizade e por todos os momentos de ajuda.

A Viviane da Vila Olímpica do SESI, ao Lúcian do Gynasium e José Carlos do ginásio do UTC, que deram todo o apoio e me receberam de braços abertos, tornando meu trabalho possível.

A todos que de alguma forma contribuíram para realização desse sonho e torceram por mim. Muito obrigada!

## RESUMO

Neste trabalho, fez-se um estudo comparativo, para avaliação do “Desempenho Estrutural de Coberturas em Estruturas de Aço na forma de Arco Parabólico e Circular” procurando as análises das eficiências estruturais entre os tipos mais comuns de arcos metálicos encontrados na prática da engenharia. Para isto, buscou-se como metodologia pesquisar e analisar obras já existentes com tipologias geométricas funcionando com geratrizes e estruturas de coberturas correntes da prática. Para as análises numéricas usou-se o software SAP 2000. As análises estruturais e verificações das barras dos arcos em estudo, mostraram que as modernas ferramentas de cálculos e as exigências normativas poderiam inviabilizar algumas destas obras se as mesmas fossem usadas há 20 ou 30 anos atrás. As ações de sobrecargas consideradas, ou que podem ter sido usadas no período de cálculos justificam algumas conclusões. Verificou-se também que o empuxo horizontal provocado pelos arcos, que muitas vezes é um empecilho em termos de espaço útil, pode ser combatido sem o uso de tirantes para os arcos parabólicos, tendo-se em vista que este empuxo é relativamente pequeno à medida em que se aumenta a flecha dos mesmos e pode ser absorvido sem muitos problemas através do uso de apoios e ancoragens adequados.

## **ABSTRACT**

In this work, it was made a comparative study to evaluate the "Performance of Structural Steel Structures of Coverage in the shapes of Parabolic Arc and Circular" seeking the analyzes of structural efficiencies among the most common types of metal arches found in engineering practice. For this, we took as methodology to search and analyze existing works with geometric typologies functioning with generators and roof structures of current practice. For the numerical analysis, it was used the software SAP 2000. The analysis and verifications of the structural bars of the arches in the study, showed that the modern tools of calculations and regulatory requirements could have made some of these works unfeasible if they had been used 20 or 30 years ago. The actions of the overloads considered, or that may have been used during the calculations justify some conclusions. It was also verified that the horizontal thrust caused by the arcs, which are often an obstacle in terms of the useful space, can be tackled without the use of tie rods for the parabolic arcs, taking into account that this thrust is relatively small as it is increased the deflection of the same and can be absorbed without many problems through the use of appropriate support and anchorage.

## SUMÁRIO

<b>1 - INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	1
1.2 - OBJETIVOS .....	2
1.3 - ESTRUTURA DO TRABALHO .....	2
<b>2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>4</b>
2.1 - ARCOS .....	4
2.1.1 - Definição e aplicações .....	4
2.2 - HISTÓRIA DO SURGIMENTO DOS ARCOS .....	4
2.3 - TIPOS DE APOIOS E CLASSIFICAÇÕES DOS ARCOS .....	7
2.3.1 - Arcos sem articulações .....	9
2.3.2 - Arcos com duas articulações .....	10
2.3.3 - Arcos com três articulações .....	10
2.3.4 - Arcos atirantados .....	12
2.4 - ARCOS EM ESTRUTURAS METÁLICAS .....	13
2.5 - DEFINIÇÕES ANALÍTICAS E GEOMÉTRICAS DOS ARCOS .....	15
2.5.1 - Geratriz circunferencial .....	15
2.5.2 - Geratriz parabólica .....	16
2.5.3 - Treliças planas de arcos circulares .....	20
2.5.4 - Treliças planas de arcos parabólicos .....	21
<b>3 - METODOLOGIA ADOTADA .....</b>	<b>22</b>
3.1 - PROGRAMA UTILIZADO NAS ANÁLISES - SOFTWARE SAP 2000 .....	22
3.1.1 - SOFTWARE SAP .....	22
3.2 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS ESTRUTURAS SELECIONADAS E AÇÕES SOBRE OS PÓRTICOS PRINCIPAIS .....	23
3.2.1 - CASO 1: GYNASIUM .....	23
3.2.1.1 - DADOS GERAIS DA EDIFICAÇÃO .....	25
3.2.1.2 - Ações sobre os pórticos principais da estrutura .....	26
3.2.1.2.1 - Ações Permanentes (AP) .....	27



3.2.1.2.2 - Sobrecarga no telhado (SC).....	28
3.2.1.2.3 - Ações devidas ao vento .....	30
3.2.1.2.4 - Coeficientes de pressão para dimensionamentos dos arcos .....	33
3.2.2 - CASO 2: VILA OLÍMPICA DO SESI.....	36
3.2.2.1 - Dados gerais da edificação .....	37
3.2.2.2 - Ações sobre os pórticos principais da estrutura .....	38
3.2.2.2.1 - Ações Permanentes (AP).....	38
3.2.2.2.2 - Sobrecarga no telhado (SC).....	40
3.2.2.2.3 - Ações devidas ao vento .....	41
3.2.2.2.4 - Coeficientes de pressão para dimensionamentos dos arcos: .....	45
3.2.3 - CASO 3: GINÁSIO DO UTC DE BARRAS COPLANARES .....	46
3.2.3.1 - Dados gerais da edificação .....	47
3.2.3.2 - Ações sobre os pórticos principais da estrutura .....	49
3.2.3.2.1 - Ações Permanentes (AP).....	49
3.2.3.2.2 - Sobrecarga no telhado (SC).....	50
3.2.3.2.3 - Ações devidas ao vento .....	51
3.2.3.2.4 - Coeficientes de pressão para dimensionamentos dos arcos: .....	55
3.2.4 - CASO 4: GINÁSIO DO UTC DE BARRAS NÃO COPLANARES .....	56
3.2.4.1 - Dados gerais da edificação .....	57
3.2.4.2 - Ações sobre os pórticos principais da estrutura .....	59
3.2.4.2.1 - Ações Permanentes (AP).....	59
3.2.4.2.2 - Sobrecarga no telhado (SC).....	60
3.2.4.2.3 - Ações devidas ao vento .....	61
3.2.4.2.4 - Coeficientes de pressão para dimensionamentos dos arcos: .....	65
<b>4 - ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO .....</b>	<b>67</b>
4.1 - COMBINAÇÕES ÚLTIMAS DE AÇÕES ADOTADAS.....	67
4.2 - ANÁLISES DOS MODELOS ESTRUTURAIIS .....	68
4.2.1 - Caso 1: Gynasium.....	68
4.2.1.1 - Dimensionamento Gynasium .....	73
4.2.2 - Vila Olímpica do SESI .....	76
4.2.2.1 - Dimensionamento Vila Olímpica do SESI.....	81

4.2.3 - Uberlândia Tênis Clube (UTC) com barras coplanares .....	83
4.2.3.1 – Dimensionamento UTC de barras coplanares .....	87
4.2.4 - Uberlândia Tênis Clube (UTC) com barras não coplanares.....	91
4.2.4.1 - Dimensionamento UTC de barras não coplanares .....	96
4.2.4.2 - Verificações da flambagem das barras.....	97
4.3 - VERIFICAÇÕES DO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO .....	99
<b>5 - CONCLUSÕES .....</b>	<b>102</b>
5.1 - CONCLUSÕES .....	102
5.2 - SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	104
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>105</b>
<b>APÊNDICE A - FÓRMULAS USADAS NAS VERIFICAÇÕES .....</b>	<b>107</b>
<b>APÊNDICE B - CARGA CRÍTICA DE EULER .....</b>	<b>110</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Processo que pode ter dado origem ao surgimento dos arcos.....	5
Figura 2.2: Evolução no surgimento dos arcos.....	6
Figura 2.3: Contraforte.....	6
Figura 2.4: Tipos de arcos.....	8
Figura 2.5: Esquema de arcos e diagrama de momentos causados por uma carga uniformemente distribuída: 1- Arco de três articulações; 2 - Arco de duas articulações; 3- Arco sem articulações.....	11
Figura 2.6: Configurações dos arcos.....	12
Figura 2.7: Procedimento de curvas poligonais.....	14
Figura 2.8: Arco de circunferência.....	15
Figura 2.9: Termo independente (c).....	16
Figura 2.10: Parábola cortando o eixo.....	17
Figura 2.11: Parábola tangenciando o eixo x.....	17
Figura 2.12: Parábola com raízes imaginárias.....	17
Figura 2.13: Eixo de simetria paralelo ao eixo y.....	18
Figura 2.14: Eixo de simetria paralelo ao eixo x.....	18
Figura 2.15: $x_v$ é o ponto médio do segmento $x_1x_2$ .....	18
Figura 2.16: Treliça plana de arcos circulares.....	20
Figura 2.17: Treliça de arco parabólico.....	21
Figura 3.1: Arco parabólico Gynasium.....	24
Figura 3.2: Arco parabólico Gynasium.....	24
Figura 3.3: Geometria do arco.....	25
Figura 3.4: Planta de localizações dos arcos transversais.....	25
Figura 3.5: Esquema do contraventamento no plano das terças.....	26
Figura 3.6: Atuação da carga permanente.....	27
Figura 3.7: Diagrama para determinação das reações de apoio devido à carga permanente nos nós dos arcos.....	28

Figura 3.8: Atuação da sobrecarga.....	29
Figura 3.9: Diagrama para determinação das reações de apoio da sobrecarga atuante nos nós dos arcos.....	29
Figura 3.10: Diagrama de coeficientes de pressão externa para vento 0°.....	31
Figura 3.11: Diagrama de coeficientes de pressão externa para vento 90°.....	32
Figura 3.12: Diagramas de coeficientes de pressão externa para vento 0° e 90°.....	33
Figura 3.13: Diagrama para determinação das reações de apoio da carga de vento nos nós das treliças dos arcos intermediários.....	34
Figura 3.14: Carregamento para a análise estrutural e dimensionamento dos arcos.....	35
Figura 3.15: Arco parabólico da Vila Olímpica do SESI.....	36
Figura 3.16: Arco parabólico da Vila Olímpica do SESI.....	36
Figura 3.17: Geometria do arco.....	37
Figura 3.18: Planta de localizações dos arcos transversais.....	37
Figura 3.19: Esquema do contraventamento no plano das terças.....	38
Figura 3.20: Atuação da carga permanente.....	39
Figura 3.21: Diagrama para determinação das reações de apoio da carga permanente nos nós das treliças dos arcos intermediários.....	39
Figura 3.22: Atuação da sobrecarga.....	40
Figura 3.23: Diagrama para determinação das reações de apoio da sobrecarga nos nós das treliças dos arcos intermediários.....	41
Figura 3.24: Diagrama de coeficientes de pressão externa para vento 0°.....	43
Figura 3.25: Diagrama de coeficientes de pressão externa para vento 90°.....	43
Figura 3.26: Diagramas de coeficientes de pressão externa para vento 0° e 90°.....	44
Figura 3.27: Carregamento para dimensionamento dos arcos.....	46
Figura 3.28: Arco circular com barras coplanares.....	46
Figura 3.29: Arco circular com barras coplanares.....	47
Figura 3.30: Geometria do arco.....	48
Figura 3.31: Planta de localizações dos arcos transversais.....	48
Figura 3.32: Esquema do contraventamento no plano das terças.....	48

Figura 3.33: Atuação da carga permanente.....	49
Figura 3.34: Diagrama para determinação das reações de apoio da carga permanente nos nós das treliças dos arcos intermediários.....	50
Figura 3.35: Atuação da sobrecarga.....	50
Figura 3.36: Diagrama para determinação das reações de apoio da sobrecarga nos nós das treliças dos arcos intermediários.....	51
Figura 3.37: Diagrama de coeficientes de pressão externa para vento 0°.....	53
Figura 3.38: Diagrama de coeficientes de pressão externa para vento 90°.....	53
Figura 3.39: Diagramas de coeficientes de pressão externa para vento 0° e 90°.....	54
Figura 3.40: Carregamento para dimensionamento dos arcos.....	56
Figura 3.41: Arco circular com barras não coplanares.....	56
Figura 3.42: Arco circular com barras não coplanares.....	57
Figura 3.43: Geometria do arco.....	58
Figura 3.44: Planta de localização dos arcos transversais.....	58
Figura 3.45: Esquema do contraventamento no plano das terças.....	58
Figura 3.46: Atuação da carga permanente.....	59
Figura 3.47: Diagrama para determinação das reações de apoio da carga permanente nos nós das terças.....	60
Figura 3.48: Atuação da sobrecarga.....	60
Figura 3.49: Diagrama para determinação das reações de apoio da sobrecarga nos nós das terças.....	61
Figura 3.50: Diagrama de coeficientes de pressão externa para vento 0°.....	63
Figura 3.51: Diagrama de coeficientes de pressão externa para vento 90°.....	63
Figura 3.52: Diagramas de coeficientes de pressão externa para vento 0° e 90°.....	64
Figura 3.53: Carregamento para dimensionamento dos arcos.....	66
Figura 4.1: Modelagem e condições de contorno da estrutura.....	69
Figura 4.2: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 01(1.35 x G + 1.5 x Q).....	69
Figura 4.3: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 02 (1.0 G + 1.4 W90°).....	70
Figura 4.4: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 03 (1.0 G + 1.4 W0°).....	70

Figura 4.5: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 04 (1.35 G + 1.5 Q + 1.4 * 0.6 W90°).....	71
Figura 4.6: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 05 (1.35 G + 1.5 * 0.8 Q + 1.4 W90°).....	71
Figura 4.7: Diagrama de esforços axiais devido a COMB CS1 (1.0 x Gest-sw + 1.0 x Gcob + 1.0 Qsc2).....	72
Figura 4.8: Localização das barras mais solicitadas.....	72
Figura 4.9: Detalhamento da localização das barras mais solicitadas.....	73
Figura 4.10: Localização de travamentos laterais (mão-francesa) e pontos de travamentos fora do plano do arco.....	74
Figura 4.11: Modelagem e condições de contorno da estrutura.....	76
Figura 4.12: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 01(1.35 x G + 1.5 x Q).....	77
Figura 4.13: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 02 (1.0 G + 1.4 W90°).....	77
Figura 4.14: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 03 (1.0 G + 1.4 W0°).....	78
Figura 4.15: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 04 (1.35 G + 1.5 Q + 1.4 * 0.6 W90°).....	78
Figura 4.16: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 05 (1.35 G + 1.5 * 0.8 Q + 1.4 W90°).....	79
Figura 4.17: Diagrama de esforços axiais devido a COMB CS1 (1.0 x Gest-sw + 1.0 x Gcob + 1.0 Qsc2).....	79
Figura 4.18: Localização das barras mais solicitadas.....	80
Figura 4.19: Detalhamento da localização das barras mais solicitadas.....	80
Figura 4.20: Localização de travamentos laterais (mão-francesa) e pontos de travamentos fora do plano do arco.....	81
Figura 4.21: Modelagem e condições de contorno da estrutura.....	83
Figura 4.22: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 01(1.35 x G + 1.5 x Q).....	84
Figura 4.23: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 02 (1.0 G + 1.4 W90°).....	84
Figura 4.24: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 03 (1.0 G + 1.4 W0°).....	85
Figura 4.25: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 04 (1.35 G + 1.5 Q + 1.4 * 0.6 W90°).....	85
Figura 4.26: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 05 (1.35 G + 1.5 * 0.8 Q + 1.4 W90°).....	86

Figura 4.27: Diagrama de esforços axiais devido a COMB CS1 (1.0 x Gest-sw + 1.0 x Gcob + 1.0 Qsc2).....	86
Figura 4.28: Localização das barras mais solicitadas.....	87
Figura 4.29: Detalhamento da localização das barras mais solicitadas.....	87
Figura 4.30: Localização de travamentos laterais (mão-francesa) e pontos de travamentos fora do plano do arco.....	89
Figura 4.31: Modelagem e condições de contorno da estrutura.....	92
Figura 4.32: Modelagem e condições de contorno da estrutura.....	92
Figura 4.33: Detalhamento da seção transversal treliçada do arco.....	93
Figura 4.34: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 01(1.35 x G + 1.5 x Q)....	93
Figura 4.35: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 02 (1.0 G + 1.4 W90°).....	94
Figura 4.36: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 03 (1.0 G + 1.4 W0°).....	94
Figura 4.37: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 04 (1.35 G + 1.5 Q + 1.4 * 0.6 W90°).....	94
Figura 4.38: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 05 (1.35 G + 1.5 * 0.8 Q + 1.4 W90°).....	95
Figura 4.39: Diagrama de esforços axiais devido a COMB CS1 (1.0 x Gest-sw + 1.0 x Gcob + 1.0 Qsc2).....	95
Figura 4.40: Localização das barras mais solicitadas.....	95
Figura 4.41: Detalhamento da localização das barras mais solicitadas – Barras redondas de aço de 22.5 mm e de 13.3 mm, respectivamente.....	96
Figura 4.42: Localização dos pontos de travamentos fora do plano do arco.....	97
Figura 4.43: Deslocamento horizontal e vertical do arco – Gynasium.....	99
Figura 4.44: Deslocamento horizontal e vertical do arco – Ginásio da Vila Olímpica do SESI.....	100
Figura 4.45: Deslocamento horizontal e vertical do arco – UTC de barras coplanares.....	100
Figura 4.46: Deslocamento horizontal e vertical do arco – UTC de barras não coplanares.....	100
Figura B.1: Colunas de seção simples e de seção múltipla.....	110
Figura B.2: Coluna perfeita de Euler.....	111

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Valores para cálculo da ação permanente .....	27
Tabela 3.2 - Valores dos coeficientes de pressão externa para as paredes .....	31
Tabela 3.3 - Valores dos coeficientes de pressão externa para cobertura .....	33
Tabela 3.4 - Valores dos coeficientes de pressão para dimensionamento dos arcos.....	34
Tabela 3.5 - Valores da carga do vento sobre os nós das treliças dos arcos.....	35
Tabela 3.6 - Valores para cálculo da ação permanente .....	38
Tabela 3.7 - Valores dos coeficientes de pressão externa para as paredes.....	43
Tabela 3.8 - Valores dos coeficientes de pressão externa para cobertura .....	44
Tabela 3.9 - Valores dos coeficientes de pressão para dimensionamento dos arcos.....	45
Tabela 3.10 - Valores da carga de vento sobre os nós das terças.....	45
Tabela 3.11 - Valores para cálculo da ação permanente.....	49
Tabela 3.12 - Valores dos coeficientes de pressão externa para as paredes .....	53
Tabela 3.13 - Valores dos coeficientes de pressão externa para cobertura.....	54
Tabela 3.14 - Valores dos coeficientes de pressão para dimensionamento dos arcos....	55
Tabela 3.15 - Valores da carga de vento sobre os nós das treliças dos arcos intermediários.....	55
Tabela 3.16 - Valores para cálculo da ação permanente.....	59
Tabela 3.17 - Valores dos coeficientes de pressão externa para as paredes .....	63
Tabela 3.18 - Valores dos coeficientes de pressão externa para cobertura.....	64
Tabela 3.19 - Valores dos coeficientes de pressão para dimensionamento dos arcos....	65
Tabela 3.20 - Valores da carga de vento sobre os nós das terças.....	65
Tabela 4.1 - Análise dos esforços solicitantes máximos das barras principais .....	74
Tabela 4.2 - Verificação das diagonais da treliça. ....	74
Tabela 4.3 - Verificação do banzo inferior da treliça.....	75
Tabela 4.4 - Análise dos esforços solicitantes máximos das barras principais .....	81
Tabela 4.5 - Verificação das diagonais da treliça. ....	82
Tabela 4.6 - Verificação do banzo inferior da treliça.....	83
Tabela 4.7 - Análise dos esforços solicitantes máximos das barras principais .....	88
Tabela 4.8 - Verificação das diagonais da treliça. ....	89
Tabela 4.9 - Verificação do banzo inferior da treliça.....	90



Tabela 4.10 - Verificação do banzo inferior da treliça.....	90
Tabela 4.11 - Verificação do banzo inferior da treliça.....	91
Tabela 4.12 - Análise dos esforços solicitantes máximos das barras principais .....	96
Tabela 4.13 - Deslocamentos horizontais e verticais dos arcos transversais.....	101

# 1 - INTRODUÇÃO

---

## 1.1 - Considerações Gerais

O uso de sistemas construtivos em arco remonta a épocas remotas, quando os materiais estruturais restringiam-se a madeira e a pedra. Já se construíam arcos de tijolos e pedras no Egito e na Mesopotâmia, em 3600 a.C. Mais tarde, os romanos iniciaram a construção de arcos usando misturas feitas de materiais semelhantes ao concreto.

O sistema estrutural de coberturas metálicas em arco apresenta modernamente algumas características importantes como a eficiência, facilidade de execução e baixo custo, que o torna viável em muitas formas de utilização em nosso país.

O Brasil carece desse tipo de sistema de cobertura, visto que com o aumento da produção agrícola acaba-se tendo uma demanda muito grande de locais para armazenagem dos produtos. Daí, a grande importância da utilização desse tipo de cobertura, principalmente porque ele tem a capacidade de vencer grandes vãos e possibilidade de rápida execução independente da situação climática adversa.

Os sistemas estruturais de cobertura, cujas geratrizes são a circunferencial e a parabólica, apresentam uma característica muito favorável, que é a geometria. Afinal, a forma geométrica parabólica favorece uma distribuição de esforços mais uniforme, resiste bem aos esforços axiais e ainda, ganha-se em espaço vertical, o que o caracteriza arquitetonicamente em ganho de espaço útil.

Busca-se nesse trabalho, avaliar o desempenho estrutural de coberturas em estrutura de aço na forma de arco já existentes, com geratrizes circunferencial e parabólica, de acordo com verificações das normas vigentes. Após, pôde-se avaliar a estrutura do arco com melhor desempenho.

## **1.2 - Objetivos**

O objetivo principal do presente trabalho é avaliar o desempenho estrutural de coberturas em estrutura de aço na forma de arcos já existentes, com geratrizes circunferencial e parabólica.

Os objetivos específicos do trabalho são:

- selecionar algumas estruturas em arco treliçado para realização do estudo;
- fazer um levantamento das características geométricas das estruturas selecionadas;
- desenvolver o modelo estrutural de cada arco treliçado, considerando a adequada continuidade com os pilares nos casos pertinentes;
- realizar a verificação da estrutura para os Estados Limites Últimos e de Serviço.

## **1.3 - Estrutura do Trabalho**

O conteúdo da dissertação está organizado em introdução (capítulo 1), revisão bibliográfica (capítulo 2), metodologia adotada (capítulo 3), análise estrutural e dimensionamentos (capítulo 4) e considerações finais (capítulo 5).

No Capítulo 1 fazem-se considerações gerais do uso de arcos e a importância dos mesmos. No Capítulo 2 descreve-se o surgimento dos arcos, suas aplicações, tipos e geratrizes. Ainda neste capítulo apresentam-se algumas definições sobre o estudo da arte da otimização de estruturas.

No Capítulo 3 são descritas as metodologias adotadas para o desenvolvimento do trabalho.

No Capítulo 4 fazem-se as modelagens, análises estruturais e dimensionamentos dos modelos de coberturas em arco a serem analisados.

No Capítulo 5 são apresentados os resultados e as discussões dos modelos analisados no Capítulo 4.

Finalmente, no Capítulo 6 apresentam-se as conclusões do trabalho, bem como se apresentam algumas sugestões para trabalhos futuros.

## **2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

---

### **2.1 - Arcos**

#### **2.1.1 - Definição e aplicações**

O termo arco deriva do latim arcus e pode ser definido como um elemento construtivo em forma de curva, sendo a parte central mais alta do que as extremidades. A flecha do arco é a sua altura no meio do vão, ou seja, a distância entre a linha horizontal imaginária entre apoios e a altura máxima que atinge a geratriz do arco.

A beleza arquitetônica de suas formas, sua eficiência estrutural, dentre outros fatores, são responsáveis pelas grandes aplicações dessas estruturas, presentes em portas, janelas, pontes, ginásios, galpões e várias outras estruturas. Existem vários tipos de arco e estes podem ser escolhidos de acordo com o que se pretende tanto estaticamente quanto arquitetonicamente.

A forma da curva que define o arco é função de uma série de fatores tais como:

- tipo de material a ser utilizado;
- disponibilidade deste material;
- esforços atuantes, dentre outros.

### **2.2 - História do surgimento dos arcos**

Uma das formas mais eficientes de sistemas construtivos e, talvez a mais antiga, é o arco. Os sistemas construtivos em arcos surgiram com as civilizações antigas, que dispunham de limitados materiais para suas construções. Esses materiais se restringiam à madeira e à pedra. A madeira, pela sua limitada resistência e susceptibilidade à deterioração não era dos melhores materiais. As pedras, apesar de difíceis de serem removidas e trabalhadas, apresentavam grande resistência à compressão e grande

durabilidade. Técnicas para melhor se aproveitar as características das pedras foram desenvolvidas.

Os Etruscos iniciaram e depois os Romanos aperfeiçoaram a construção de arcos. Outras civilizações antigas, como os Normandos, Egípcios, Babilônios e Gregos também construíram estruturas em arcos, mas foi com os Romanos que os arcos atingiram sua máxima utilização.

Com os arcos, os Romanos construíram pontes e aquedutos, inicialmente com pequenos vãos, mas, com a experiência acumulada, conseguiram construir arcos com grandes vãos ou com uma grande continuidade (RIBEIRO E SILVA, 1999).

A obtenção da forma em arco, muito provavelmente, surgiu com a necessidade de espaços livres ao longo de uma parede. O processo utilizado, inicialmente, era o de colocar os elementos de alvenaria em balanço, em relação aos anteriores, sendo a evolução imediata a de cortar as pedras inclinadas, formando assim uma linha contínua, conforme ilustrado na Figura 2.1(RIBEIRO E SILVA, 1999).

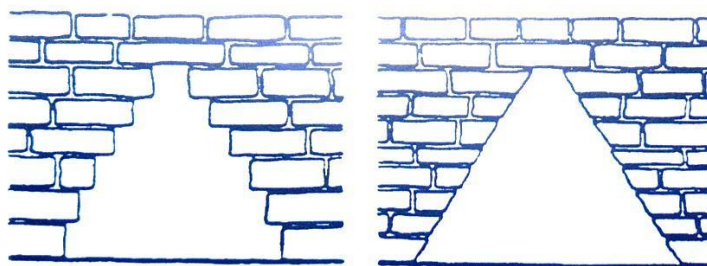


Figura 2.1: Processo que pode ter dado origem ao surgimento dos arcos.

Fonte: (RIBEIRO E SILVA, 1999).

O mesmo processo evolutivo conduziu à adoção da parte superior do arco em uma configuração curva, o que permitiu que todos os elementos que formam o arco fiquem solicitados por esforços de compressão.

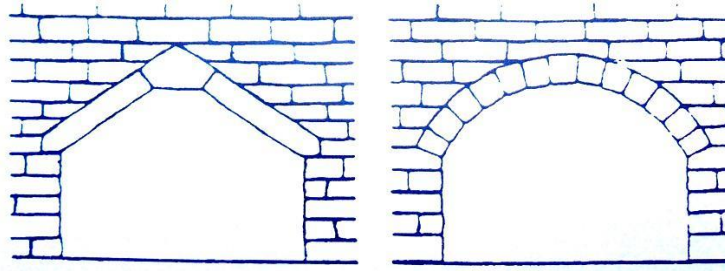


Figura 2.2: Evolução no surgimento dos arcos.

Fonte: (RIBEIRO E SILVA, 1999).

Com a utilização de elementos denominados de contrafortes, que absorvem as reações (Figura 2.3), manteve-se o sistema em equilíbrio e foi possível a construção de catedrais medievais, totalmente executadas em pedra.

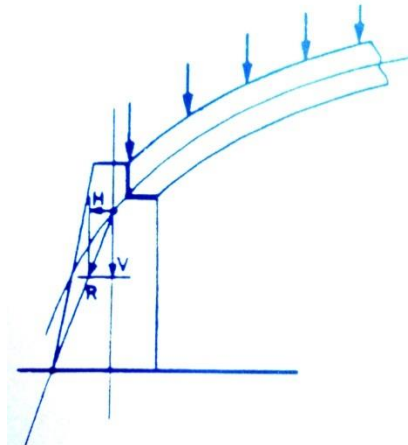


Figura 2.3: Contraforte.

Fonte: (RIBEIRO E SILVA, 1999).

A partir da Idade Média os arcos, devido a sua grande capacidade para suportar grandes vãos e com o advento do aço e do concreto armado, começaram a aparecer em edificações mais ousadas, permitindo a construção de edifícios altos com grandes aberturas nas paredes.

### 2.3 - Tipos de apoios e classificações dos arcos

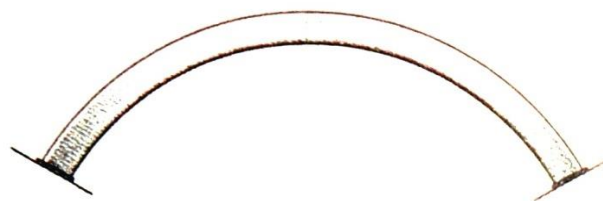
Os arcos podem ter apoios articulados ou engastados.

Os arcos engastados são mais rígidos e sensíveis a qualquer movimento da estrutura, sendo usados apenas em casos especiais, porque introduzem esforços de flexão. Os articulados permitem a rotação junto aos apoios, ante a ação das cargas e as variações de temperatura, por isso são relativamente flexíveis e possuem baixas tensões devido à flexão.

Quanto ao esquema estático, os arcos podem ser classificados em:

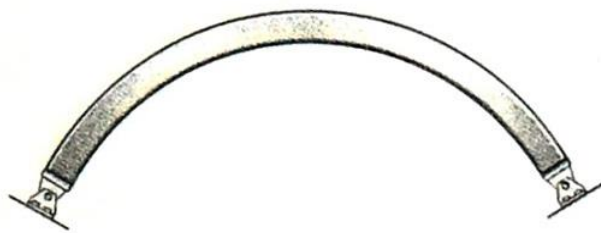
- i) Arcos isostáticos (triarticulados)
- ii) Arcos hiperestáticos:
  - a) Com uma articulação
  - b) Biarticulados
  - c) Atirantados
  - d) Engastados

Os tipos de arcos estão apresentados na Figura 2.4.

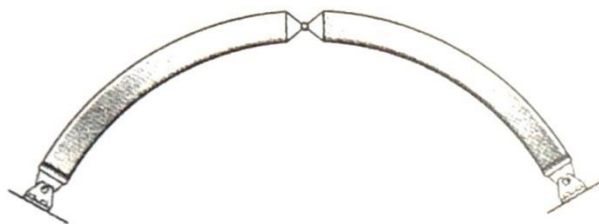


(a): Arco fixo – hiperestático.

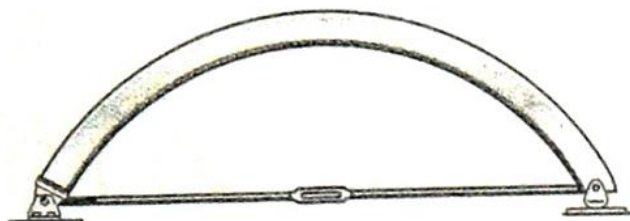




(b): Arco com duas articulações – hiperestático.



(c): Arco com três articulações – isostático.



(d): Arco com tirante – hiperestático.

Figura 2.4: Tipos de arcos.

Fonte: (HIBBELER, R.C, 2009).

A determinação de um desses sistemas estruturais depende das condições de apoio existentes para o arco. Se as condições de apoio são tais que permitem um engastamento das extremidades do arco a um custo relativamente baixo, poderá ser utilizado um sistema estrutural bi-engastado; se estas condições de apoio puderem absorver os empuxos laterais e as reações, a solução ideal é o arco com duas articulações. Não

havendo condições externas para suportar esse empuxo lateral (no caso dos pilares serem muito flexíveis) utilizam-se arcos atirantados (SOUZA, 2006).

Os arcos hiperestáticos são, em geral, mais econômicos que os isostáticos, porém os esforços solicitantes nos arcos hiperestáticos são modificados por recalques de apoio e variação de temperatura. Entre os arcos hiperestáticos, o mais econômico é o engastado, sendo sua construção aconselhável quando não há possibilidade da ocorrência de recalques de apoio. Em caso de possibilidade de grandes recalques de apoio, recomenda-se a construção de arcos triarticulados ou atirantados.

Os arcos com uma articulação não são utilizados na prática, por reunirem apenas as desvantagens dos isostáticos e dos hiperestáticos.

### **2.3.1 - Arcos sem articulações**

Os arcos sem articulações resultam no tipo mais leve, pois o momento na metade do vão é mínimo, enquanto que nos apoios, embora o momento seja elevado, o desenvolvimento da seção é relativamente pequeno em comparação a outros tipos de arcos em que a seção junto dos apoios deve ser desenvolvida. No entanto, os arcos sem articulações podem ser utilizados somente em solos resistentes, capazes de suportar grandes momentos sobre o apoio, caso contrário os gastos com a fundação onerariam a construção em geral, tornando-a inviável.

Por isso, os arcos sem articulações são, relativamente, pouco utilizados. O arco mais usado é o com duas articulações e, quando o solo é fraco, dá-se preferência ao arco com três articulações (MUKHANOV, 1980) e usa-se tirante para combate ao empuxo de extremidade.

### **2.3.2 - Arcos com duas articulações**

Os arcos com duas articulações apresentam articulações apenas nos apoios. Os momentos são distribuídos de uma maneira bastante uniforme. No caso de arcos em estruturas de aço, é frequente a utilização de banzos paralelos, o que é o mais racional sob o ponto de vista da sua fabricação.

Os arcos com duas articulações são hiperestáticos, portanto levam a menores dimensões de seção transversal, resultando em menor consumo de material. Eles apresentam algumas das vantagens dos arcos isostáticos e outras dos hiperestáticos. Assim, recalques não muito grandes, na direção normal à linha das articulações, praticamente não afetam os esforços solicitantes, mas este tipo de arco é bastante sensível aos recalques na direção da linha das articulações (RIBEIRO E SILVA, 1999).

### **2.3.3 - Arcos com três articulações**

Arcos com três articulações são adequados para casos em que os seus apoios estarão sujeitos a recalques resultantes da má qualidade do solo. Para evitar problemas de temperatura e recalque, é necessário introduzir uma terceira articulação na coroa do arco, formando, assim, o arco tri-articulado, tipo mais comum em nosso meio, o que facilita sua execução (SOUTO E SILVA, 2000).

Estes arcos apresentam três articulações, sendo duas nos apoios e uma normalmente localizada no centro.

O arco de três articulações é o único arco estaticamente determinado (MCCOMARC, 2007).

A vantagem de aplicação de um sistema específico é determinada pelo caráter dos apoios. Na Figura 2.5 mostra-se o diagrama dos momentos originados por uma carga uniformemente distribuída para cada tipo de arco. O momento máximo é verificado no arco de três articulações, no local correspondente a  $\frac{1}{4}$  do comprimento do vão, sendo,

assim, os arcos deste tipo os mais pesados. No entanto, os arcos com sistemas estaticamente determináveis não sofrem influência dos recalques nos apoios e variações de temperaturas e por isso o seu emprego é conveniente. De acordo com o diagrama dos momentos a configuração de um arco de três articulações tem normalmente a forma de dois semiarcos foiciformes conforme ilustrado na Figura 2.6 (MUKHANOV, 1980).

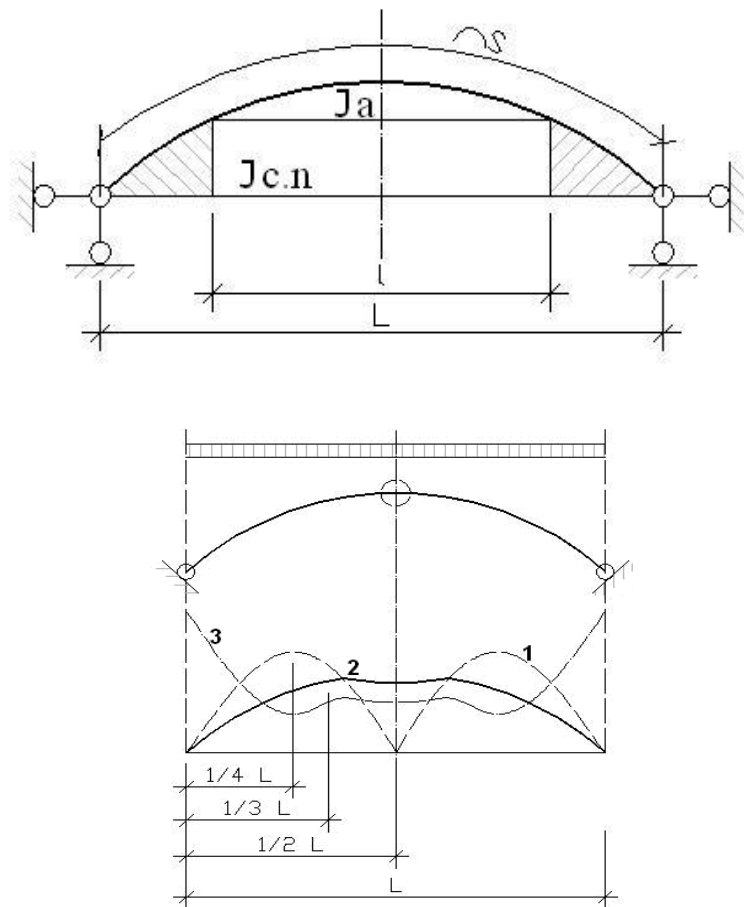


Figura 2.5: Esquema de arcos e diagrama de momentos causados por uma carga uniformemente distribuída: 1- Arco de três articulações; 2 - Arco de duas articulações; 3- Arco sem articulações.

Fonte: (MUKHANOV, 1980).

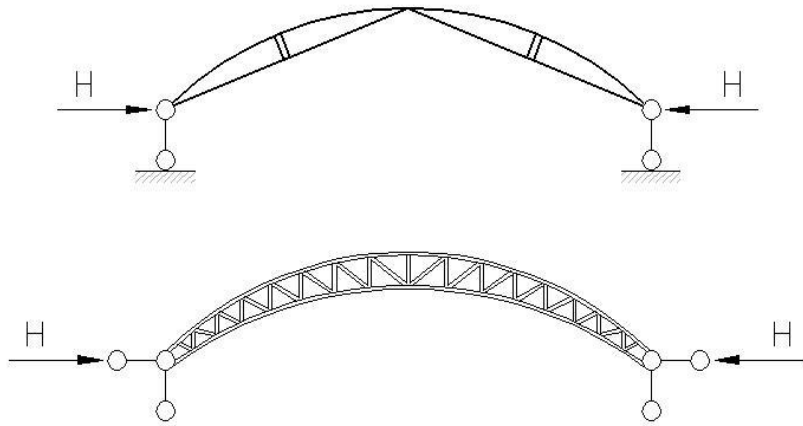


Figura 2.6: Configurações dos arcos.

Fonte: (MUKHANOV, 1980).

Os arcos triarticulados por serem isostáticos, são mais fáceis de calcular, porém em compensação são mais pesados, já que possuem seções mais robustas e tornam-se mais caros em relação a outros tipos. Eles são mais usados em estruturas metálicas. Apresentam uma grande vantagem construtiva, uma vez que cada trecho entre as articulações pode vir pronto para montagem no canteiro (REBELLO, 2008).

Arcos de três articulações são estaticamente determinados e podem ser analisados, separando os dois membros e aplicando as equações de equilíbrio para cada membro (HIBBELER, 2009).

Um arco com mais de três articulações é hipostático, portanto, não é estável.

#### 2.3.4 - Arcos atirantados

Os arcos atirantados reúnem as vantagens das estruturas isostáticas e das hiperestáticas, apresentando comportamento externamente isostático e internamente hiperestático (RIBEIRO E SILVA, 1999).

O tirante, entretanto apresenta a desvantagem de obstruir parcialmente o espaço interno disponível, podendo-se reduzir este efeito ligando pontos intermediários do

arco. Além disso, os arcos atirantados só funcionam para carregamentos gravitacionais que provocam esforços de tração nos tirantes. Logo, arcos atirantados não servem para estruturas com inversão de carregamentos, como no caso dos ventos de sucção nas coberturas (SOUZA, 2006).

#### **2.4 - Arcos em estruturas metálicas**

Os arcos, em estruturas metálicas, podem ser de alma cheia, usando perfil I, H ou tubular. No entanto, essa solução deve ter uma justificativa muito forte, pois perfis de alma cheia, para serem dobrados, necessitam ser calandrados, ou até mesmo, compostos de pequenos trechos retos. Arcos metálicos com perfis de alma cheia constituem solução com custo bastante elevado.

Quando treliçados com cantoneiras e perfis U, sua execução fica muito simplificada, com custos bem menores. É a solução mais utilizada (REBELLO, 2008).

O fato dos arcos geralmente serem treliçados facilita muito sua fabricação e a montagem, minimizando o peso próprio e resultando em grande economia, não somente de material, mas também em fundações e outros elementos de apoio.

Os arcos cobrem grandes vãos e estão submetidos predominantemente a esforços de compressão simples, mas também estão sujeitos a flambagem dentro e fora de seu plano, sendo muito instáveis principalmente fora de seu plano.

Por isso, para garantir a estabilidade dos arcos, é necessário prever travamentos, denominados de contraventamentos. Estes transmitem para a fundação qualquer força que apareça fora do plano do arco.

Para isso cria-se toda uma estrutura treliçada, da qual o arco também faz parte. Para maior economia, as diagonais do contraventamento devem ser constituídas por barras exclusivamente tracionadas. Como não é possível prever qual direção que garantirá tração na diagonal, elas são projetadas na forma geométrica em x. As barras das diagonais do contraventamento são executadas com barras redondas ou cantoneiras

simples (REBELLO, 2008). E sempre devemos limitar sua esbeltez para evitar vibrações conforme normas vigentes.

Ao se realizar um projeto estrutural que possua um arco, é interessante consultar as empresas que executarão a curvatura do perfil, para conhecer as limitações do processo de curvamento, que definirão o raio máximo de curvatura. Muitas vezes o projeto de detalhamento é realizado na própria empresa (GUARNIER, 2009).

No caso do Brasil, a empresa líder no setor, possui limitação de curvamento para um raio de até 16000 mm. Para valores superiores, o processo de curvamento por indução de alta-frequência possibilita a conformação de “curvas poligonais”, ou seja, o início e o fim da peça ficam na mesma posição que a original, apenas a parte central da curva está a uma distância “e”, que corresponde a alguns milímetros da curva original. Caso a distância “e” esteja muito acima do solicitado pelo projeto, pode-se dividir a curva original em várias curvas com raio de até 16000 mm, formando uma curva poligonal e diminuindo cada vez mais a distância “e”, conforme a Figura 2.7 (GUARNIER, 2009).

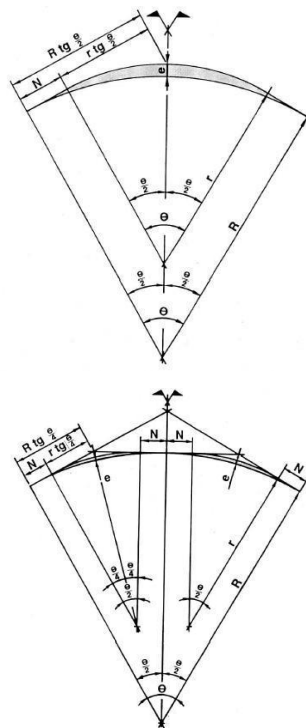


Figura 2.7: Procedimento de curvas poligonais.

Fonte: (GUARNIER, 2009).

Atualmente os materiais mais utilizados na construção de arcos são o aço e o concreto protendido, pois estes oferecem maiores possibilidades para que se utilizem arcos com maiores vãos e também mais elegantes.

Independentemente do material a ser empregado na construção de um arco, a escolha do tipo a ser utilizado deve levar em consideração a forma do mesmo, a seção transversal, as estruturas de apoio e, principalmente, a definição do eixo do arco que, por ocasião do dimensionamento final, deverá conduzir aos menores momentos fletores. (RIBEIRO E SILVA, 1999).

## 2.5 - Definições analíticas e geométricas dos arcos

Em termos de forma, as estruturas em arco possuem basicamente geratrizes dos tipos circunferencial e parabólica, que são as formas mais utilizadas, sendo também possível a construção em forma elíptica ou de catenária.

### 2.5.1 - Geratriz circunferencial

A geratriz circunferencial constitui-se de um arco de circunferência cuja geometria é definida por um raio  $R$ , o centro  $O$  e um ângulo central  $\alpha$ , medido em radianos, de acordo com a Figura 2.8. Os pontos  $A$  e  $B$  são os extremos dos arcos. Quando as extremidades são coincidentes, temos um arco com uma volta completa.

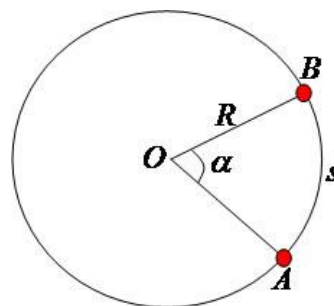


Figura 2.8: Arco de circunferência.



O cálculo do comprimento  $S$  do arco AB, em unidade de comprimento, pode ser determinado através da geometria analítica plana, pela seguinte expressão:

$$S = \alpha * R$$

Ou ainda, considerando uma função  $f(x)$ , tal que  $f(x)$  e  $f'(x)$  (sua derivada em relação a  $x$ ) são contínuas em  $[a, b]$ . O comprimento  $S$  de parte do gráfico de  $f$  entre  $x = a$  e  $x = b$  é dado pela fórmula:

$$S = \int_a^b \sqrt{1 + [f'(x)]^2} dx$$

A qual se deriva da fórmula da distância aproximada do comprimento do arco composto de muitos pequenos segmentos de reta.

### 2.5.2 - Geratriz parabólica

A geratriz parabólica constitui-se de um arco de parábola, cuja função do 2º grau, também denominada função quadrática, é definida pela expressão do tipo  $f(x) = ax^2 + bx + c$ , onde  $a$ ,  $b$  e  $c$  são constantes reais e  $a \neq 0$ . Sobre essa função, algumas considerações podem ser feitas:

1 – A parábola intercepta o eixo  $y$  no ponto  $(0; C)$ ; pois :

$$f(x) = ax^2 + bx + c \text{ e } f(0) = a \cdot 0^2 + b \cdot 0 + c \rightarrow f(0) = c$$

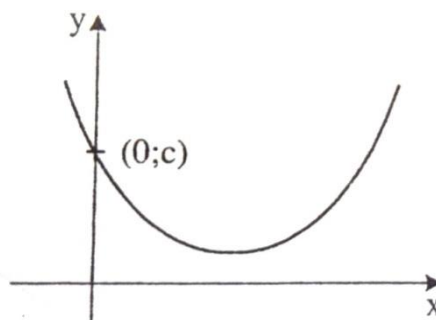


Figura 2.9: Termo independente (c).

2 – A parábola pode “cortar” o eixo das abscissas em 2 pontos. Um ponto tangenciando o eixo ou não cortando o eixo. Se existir a interseção entre a parábola e o eixo Ox, as abscissas desses pontos serão as raízes da função. De acordo com a natureza das raízes, podemos concluir:

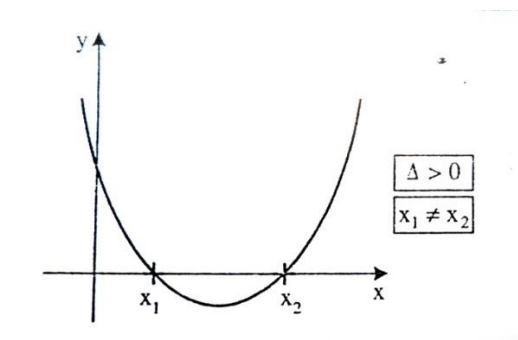


Figura 2.10: Parábola cortando o eixo.

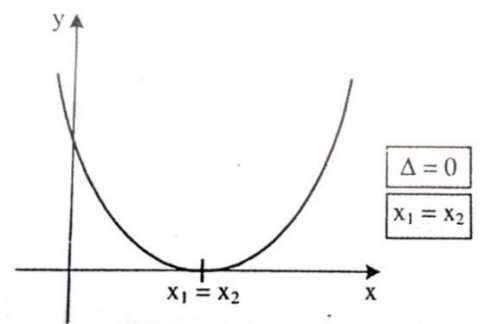


Figura 2.11: Parábola tangenciando o eixo x.

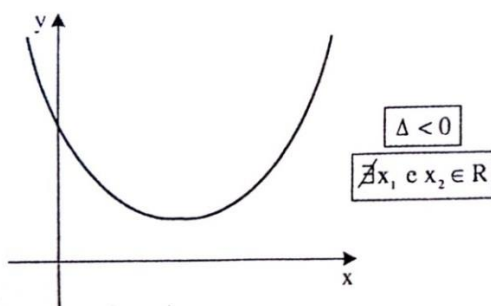


Figura 2.12: Parábola com raízes imaginárias.

3 – Pelo ponto médio entre as raízes passa uma reta, perpendicular ao eixo  $Ox$ , chamada eixo de simetria da parábola, conforme ilustrado abaixo.

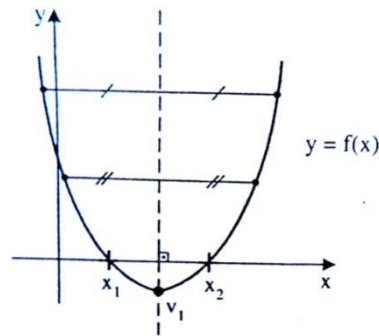


Figura 2.13: Eixo de simetria paralelo ao eixo  $y$ .

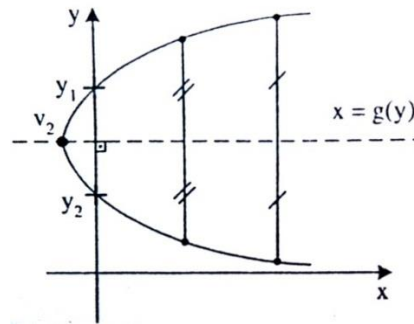


Figura 2.14: Eixo de simetria paralelo ao eixo  $x$ .

4 – O encontro do eixo de simetria com a parábola é o vértice da parábola, representado pelos pontos  $v_1$  e  $v_2$  ilustrados nas Figuras 2.13 e 2.14 anteriormente.

5 – Para o cálculo das coordenadas do vértice da parábola, podemos utilizar a propriedade da simetria.

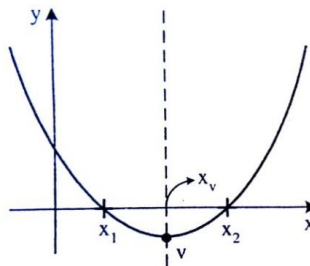


Figura 2.15:  $x_v$  é o ponto médio do segmento  $x_1x_2$ .

Onde a abscissa do vértice é o ponto médio do segmento que une as raízes. O segmento  $x_v - x_1 = x_2 - x_v \rightarrow x_v - x_1 = x_2 - x_v \rightarrow 2x_v = x_1 + x_2 \rightarrow 2x_v = -b/a \rightarrow x_v = -b/2a$ . Para obter o  $y_v$ , substitui-se o  $x_v$  na função:  $f(x_v) = y_v = a(-b/2a)^2 + b(-b/2a) + c$ . Resolvendo-se, chega-se a  $y_v = -\Delta/4a$ .

Portanto, as coordenadas do vértice de uma função tipo  $f(x) = ax^2 + bx + c$ , com  $a \neq 0$ , são:  $V\left(\frac{-b}{2a}; \frac{-\Delta}{4a}\right)$

6 – A ordenada do vértice  $V\left(\frac{-\Delta}{4a}\right)$  é o valor mínimo da função se  $a > 0$  ou é o valor máximo da função se  $a < 0$ , sendo  $\Delta = b^2 - 4ac$ .

7 – O domínio da função  $\mathfrak{R}$ , e o conjunto imagem é o intervalo  $\left(\frac{-\Delta}{4a}, +\infty\right)$ , se  $a > 0$ , ou é o intervalo  $\left(+\infty, \frac{-\Delta}{4a}\right)$  se  $a < 0$ .

8 – Os pontos notáveis da parábola são: eixo de simetria, abscissa e ordenada do vértice e as raízes  $x_1$  e  $x_2$  sobre o eixo x.

Os arcos parabólicos são geralmente empregados quando se deseja cobrir com grande altura em relação ao vão, dificultando a adoção de arcos circulares.

O arco parabólico é um dos mais adequados do ponto de vista estrutural, pois tem a mesma forma parabólica do diagrama de momentos fletores, fazendo com que os esforços decorrentes da flexão sejam eliminados. As geratrizes parabólicas têm duas grandes vantagens que são a predominância de esforços de compressão ao longo de todo o arco e o fato de que arquitetonicamente as flechas são grandes e o espaço útil interno é maior em relação à altura.

### 2.5.3 - Treliças planas de arcos circulares

Essas treliças são utilizadas para a cobertura de médios e grandes vãos, sendo caracterizadas por apresentarem relativamente pequeno peso próprio quando comparada com os outros correspondentes tipos de estruturas. Este fato ocorre devido à redução dos momentos fletores atuantes nas seções transversais do arco, resultantes de sua forma e de seus sistemas estruturais. Na Figura 2.16 mostra-se uma treliça convencional formada por arcos circulares (SOUZA, 2006).

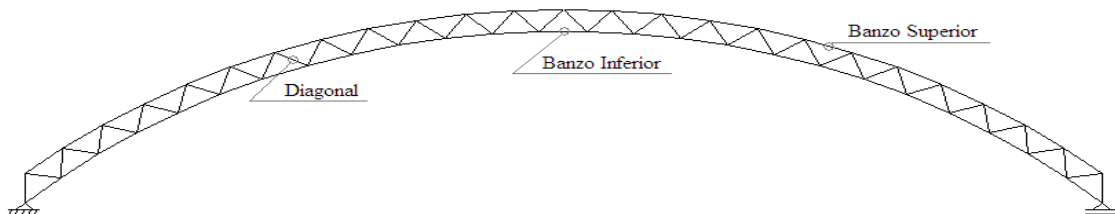


Figura 2.16: Treliça plana de arcos circulares.

Fonte: (SOUZA, 2006).

Deve-se verificar que o ângulo entre os banzos e as diagonais esteja entre  $45^\circ$  e  $60^\circ$ , para que se obtenha uma boa distribuição dos esforços nas diagonais. A relação entre a altura ( $h$ ) e o vão livre ( $L$ ) deve ficar entre  $1/60$  e  $1/40$  para grandes vãos, e  $1/40$  e  $1/30$  para pequenos vãos.

Podem-se executar arcos com alturas variáveis ao longo de seu comprimento, com o objetivo de se economizar aço, conseguindo-se estruturas mais leves (SOUZA, 2006), no entanto, neste caso aumenta-se a quantidade de peças desiguais com consequente aumento de mão-de-obra, tempo e custos.

Todas estas considerações de variações de alturas são válidas para arcos com grandes vão (acima de 30 metros). Já nos arcos com vãos menores, costuma-se manter a altura constante em todo o seu comprimento, uma vez que a economia de aço que se consegue com esta variação não chega a justificar a execução mais trabalhosa que estas características implicam (SOUZA, 2006).

#### 2.5.4 - Treliças planas de arcos parabólicos

A treliça é formada por banzos que descrevem uma curva parabólica, com diagonais unindo o sistema. A Figura 2.17 mostra uma treliça plana de arco parabólico.

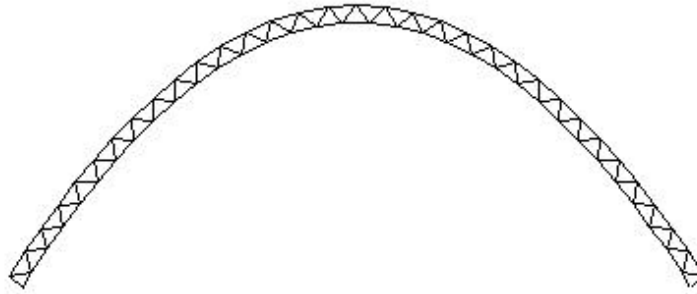


Figura 2.17: Treliça de arco parabólico.

Fonte: (SOUZA, 2006).

A forma parabólica é a ideal para um arco devido à vantagem de anular completamente os momentos fletores provocados pelo carregamento atuante na estrutura, por coincidir exatamente com a linha de pressões.

Além disso, coberturas que utilizam arcos parabólicos são ideais na utilização de ginásios ou construções que exijam grandes espaços verticais e transversais livres. Outra vantagem dessas estruturas é o aspecto arquitetônico, já que esse tipo de estrutura está sempre associado à modernidade. Entretanto, a forma circular continua a ser a mais utilizada de uma maneira geral pelo fato de exigir projeto e execução mais simples do que a parabólica.

### **3 - METODOLOGIA ADOTADA**

---

Foram feitas modelagens estruturais para barras coplanares e não coplanares, utilizando o software de Elementos Finitos SAP 2000. Também foram usadas normas brasileiras para o dimensionamento NBR 6120:1980 (ABNT, 1980), NBR 8800:2008 (ABNT, 2008), NBR 6123:1988 (ABNT, 1988), NBR 14762:2010 (ABNT, 2010) e pesquisa bibliográfica documental em bibliotecas e internet, além de visitas de campo e levantamento fotográfico dos sistemas em foco mais utilizados na prática.

Os arcos foram modelados para geratrizes circulares e parabólicas, e ainda considerando-se as barras como sendo coplanares e não-coplanares.

Todos os arcos apresentados são de estruturas localizadas na cidade de Uberlândia, Minas Gerais. Foram realizadas algumas visitas de campo, cujo objetivo foi fazer um levantamento fotográfico dos sistemas de coberturas em arco com barras coplanares e não-coplanares, muito utilizados na prática e foco do trabalho.

Desta forma, podem ser feitas análises e dimensionamentos para avaliação do sistema estrutural de melhor desempenho.

#### **3.1 - Programa utilizado nas análises - Software SAP 2000**

##### **3.1.1 - Software SAP**

A sigla SAP é a abreviação de Structural Analysis Program e tem sido sinônimo de “estado da arte” em soluções para análise estrutural desde a introdução do SAP, SOLIDSAP e SAPIV há 30 anos (FERRARI E SILVA, 2010).

O software foi introduzido no Brasil pela MULTIPLUS em 1985. Ele é muito eficiente e usado para a análise e cálculo estrutural de estruturas de obras civis. È de fácil manuseio e entrada de dados, pode ser utilizado para a modelagem de estruturas em 2D e 3D, utilizando cargas estáticas e dinâmicas.

O software oferece uma potente interface gráfica com o usuário, com muitas ferramentas para auxiliar na construção de modelos, juntamente com técnicas

sofisticadas de análise necessárias para processar os projetos mais complexos. Por meio dessa interface é feita a criação e modificação do modelo, execução da análise, dimensionamento, ajustes da estrutura e visualização gráfica dos resultados, incluindo animações em tempo real dos deslocamentos (FERRARI E SILVA, 2010).

### **3.2 - Características geométricas das estruturas selecionadas e ações sobre os pórticos principais**

Neste item apresentam-se os parâmetros para o desenvolvimento do trabalho e dimensionamento dos modelos que compõem o estudo comparativo da avaliação do desempenho de coberturas metálicas em arco já existentes, com geratrizes circunferencial e parabólica. São apresentados os valores de carga permanente, carga variável e efeito do vento para cada modelo e após, no Capítulo 4, utilizando-se os coeficientes de majoração das ações e fazendo as combinações das mesmas no software SAP 2000, finalmente é feita a verificação das barras mais solicitadas, para posteriormente serem apresentados os resultados e conclusões. Para efeito de dimensionamento, considerou-se a situação mais desfavorável para efeito do vento em todos os casos analisados.

As reações de apoio das terças foram aplicadas nos arcos intermediários, uma vez que as reações nestes arcos são bem maiores do que aquelas comparadas às reações das terças de arcos de extremidades.

#### **3.2.1 - Caso 1: Gynasium**

O primeiro caso a ser analisado é o das Figuras 3.1 e 3.2. Trata-se de um arco de geratriz parabólica, situado na Av. Monsenhor Eduardo, nº 333, bairro Bom Jesus, Uberlândia, Minas Gerais, que era utilizado inicialmente como cobertura de ginásio poliesportivo e atualmente é utilizado como igreja evangélica. A cobertura é formada por telhas metálicas onduladas de 0.8 mm de espessura e lanternim, que melhora a ventilação natural de todo o sistema e também as condições de conforto térmico.





Figura 3.1: Arco parabólico Gynasium.



Figura 3.2: Arco parabólico Gynasium.

### 3.2.1.1 - Dados gerais da edificação

Os dados gerais da edificação são citados a seguir e ilustrados nas Figuras 3.3 a 3.5.

- Distância entre pórticos transversais: 5.55 m
- Distância entre terças: 1.80 m
- Vão do arco metálico: 26 m
- Comprimento longitudinal da edificação: 44.4 m
- Distância entre a linha horizontal imaginária entre os apoios e a altura máxima do arco de 8.82 metros (flecha)

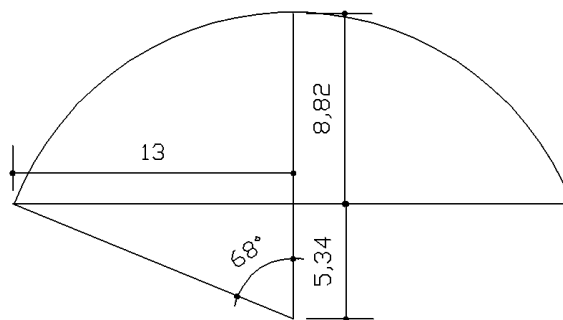


Figura 3.3: Geometria do arco.

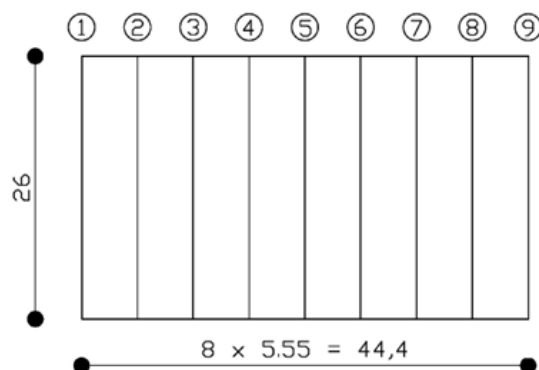


Figura 3.4: Planta de localizações dos arcos transversais.

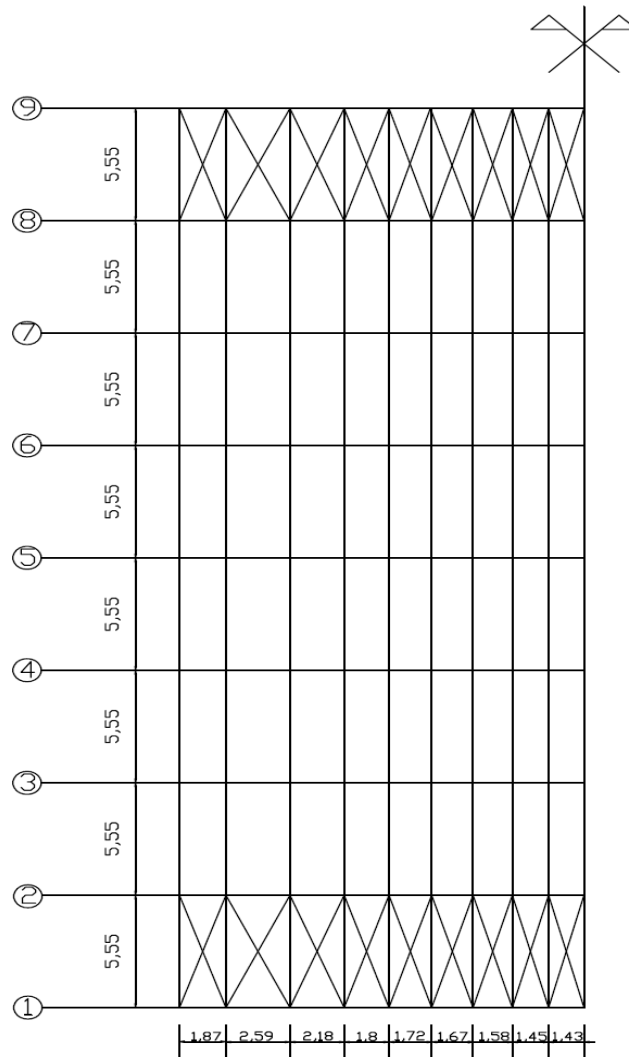


Figura 3.5: Esquema do contraventamento no plano das terças.

Na Figura 3.5 os valores das cotas parciais entre os contraventamentos na horizontal correspondem a distâncias entre terças tomadas na geratriz do arco. O mesmo raciocínio se aplica aos demais casos de arcos a serem analisados.

### 3.2.1.2 - Ações sobre os pórticos principais da estrutura

### 3.2.1.2.1 - Ações Permanentes (AP)

Para quantificação das cargas permanentes apresentada na Tabela 3.1, o peso próprio das telhas foi obtido a partir de catálogos de fabricantes de telhas. Os valores do peso próprio das terças e tirantes ou contraventamentos, foram admitidos a partir de valores normalmente utilizados em galpões desta natureza.

O peso próprio da estrutura de aço foi computado pelo programa de análise estrutural (SAP 2000), em função da seção transversal de cada elemento que compõe o pórtico principal da estrutura. A Figura 3.6 ilustra a atuação da carga permanente.

Tabela 3.1: Valores para cálculo da ação permanente.

Terças	0.06 kN/m <sup>2</sup>
Telhas	0.05 kN/m <sup>2</sup>
Tirantes e contraventamentos	0.015 kN/m <sup>2</sup>
<b>Total</b>	<b>0.125 kN/m<sup>2</sup></b>

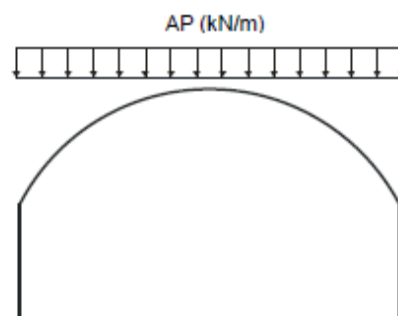


Figura 3.6: Atuação da carga permanente.

$AP = 0.125 \text{ kN/m}^2 \times 1.8 \text{ m} = 0.23 \text{ kN/m}$  ( peso próprio sobre as terças considerando-se a largura de influência).

Lançando-se a carga distribuída de 0.23 kN/m sobre as terças, obtemos o carregamento para o peso próprio através da largura de influência entre terças, conforme a Figura 3.7.

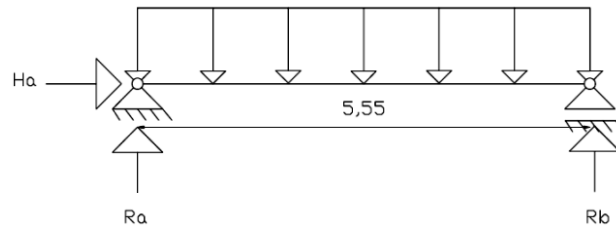


Figura 3.7: Diagrama para determinação das reações de apoio devido à carga permanente nos nós dos arcos.

$$\text{Portanto, } R_a = R_b = q \times l/2 = 0.23 \times 5.55 / 2 = 0.64 \text{ kN}$$

$R_a + R_b = 1.28 \text{ kN}$  (reações das terças sobre os nós das treliças para arcos intermediários).

Então, o carregamento para a carga permanente a ser aplicado sobre os nós dos arcos será: **1.28 kN**.

### 3.2.1.2.2 - Sobrecarga no telhado (SC)

Segundo recomendações do Anexo B da ABNT - NBR 8800:2008, estabelece-se um valor mínimo para sobrecarga em coberturas comuns, valor este adotado neste projeto:  $q_c = 0,25 \text{ kN/m}^2$ . A Figura 3.8 ilustra a atuação da sobrecarga no telhado.

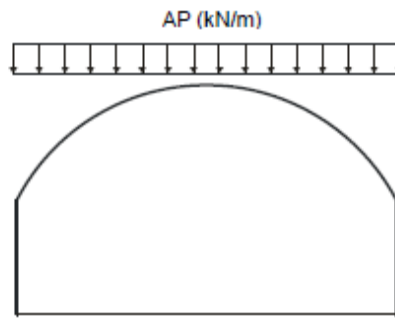


Figura 3.8: Atuação da sobrecarga.

$$SC = 0.25 \text{ kN/m}^2 \times 1.8 \text{ m} = 0.45 \text{ kN/m}$$

Lançando-se a carga distribuída de 0.45 kN/m sobre as terças, obtemos o carregamento para a sobrecarga através da largura de influência entre terças (1,8 m), conforme ilustrado na Figura 3.9.

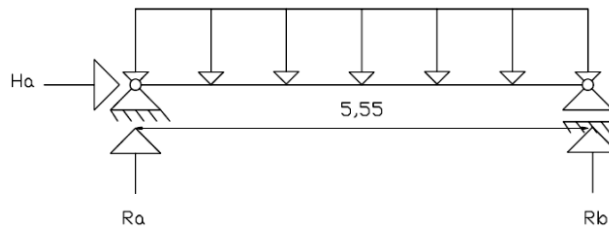


Figura 3.9: Diagrama para determinação das reações de apoio da sobrecarga atuante nos nós dos arcos.

$$\text{Portanto, } R_a = R_b = q \times l/2 = 0.45 \times 5.55 / 2 = 1.25 \text{ kN}$$

$R_a + R_b = 2.5 \text{ kN}$  (reações das terças sobre os nós das treliças para arcos intermediários).

Então, o carregamento para a sobrecarga a ser aplicado sobre os nós das treliças de arcos intermediários será: **2.5 kN**.

### 3.2.1.2.3 - Ações devidas ao vento

Local da edificação: Uberlândia, M.G

- Pressão Dinâmica:

Velocidade básica do vento:  $V_o = 33,75 \text{ m/s}$ , de acordo com as isopletras da Figura 1 da ABNT- NBR 6123.

- Fator Topográfico ( $S_1$ ):

$S_1 = 1.0$  para terreno plano ou fracamente acidentado.

- Fator de Rugosidade ( $S_2$ ):

Para determinação do fator de rugosidade do terreno, tem-se a seguinte classificação:

Categoria IV → cidades pequenas, subúrbios densamente construídos, áreas industriais desenvolvidas, com muros, subúrbios, com altura média dos obstáculos de 10,0m.

Classe B para a estrutura → maior dimensão da superfície frontal entre 20 e 50 m.

$Z = 14.16 \text{ m}$  (no topo da estrutura)

É obtido um valor de  $S_2$ , através da Tabela 2 da ANBT - NBR6123, para a altura  $z = 14.16 \text{ m} \rightarrow S_2 = 0,87$  (por interpolação linear).

- Fator Estatístico ( $S_3$ ):

$S_3 = 1.0$  para a estrutura → Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação (item 5.4 da ABNT- NBR 6123).

- Velocidade característica do vento ( $V_k$ ):

Através da expressão  $V_k = V_o \times S_1 \times S_2 \times S_3$ , obtém-se a respectiva velocidade características do vento  $V_k = 33.75 \times 1,0 \times 0.87 \times 1.0 = 29.36 \text{ m/s}$ .

- Pressão dinâmica (q):

Obtida através da expressão  $q = 0.613 \times V_k^2/1000 \rightarrow q = 0.613 \times (29.36)^2/1000 = 0.53 \text{ kN/m}^2$ .

- Coeficientes aerodinâmicos para as paredes:

a). Coeficiente de pressão externa:

Utilizando a Tabela 4 da NBR6123, obtemos os valores dos coeficientes de pressão externa para as paredes, apresentados na Tabela 3.2 e ilustrados nas Figuras 3.10 e 3.11, sendo:

$$a/b = 44.4/26 \rightarrow 1.71 \quad \text{e} \quad h/b = 5.34/26 \rightarrow 0.2$$

Tabela 3.2: Valores dos coeficientes de pressão externa para as paredes.

$\alpha = 0^\circ$			
A <sub>1</sub> e B <sub>1</sub>	A <sub>2</sub> e B <sub>2</sub>	C	D
-0,8	-0,5	+0,7	-0,4
$\alpha = 90^\circ$			
A	B	C <sub>1</sub> e D <sub>1</sub>	C <sub>2</sub> e D <sub>2</sub>
+0,7	-0,4	-0,8	-0,4

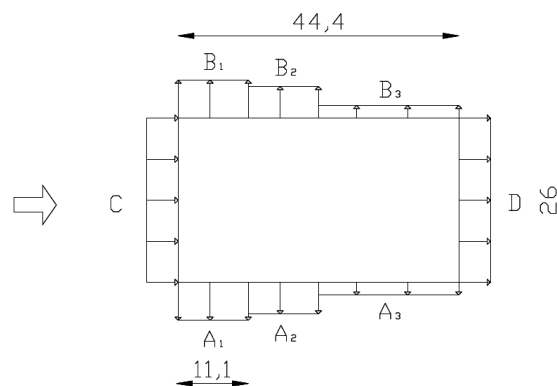


Figura 3.10: Diagrama de coeficientes de pressão externa para vento 0°.



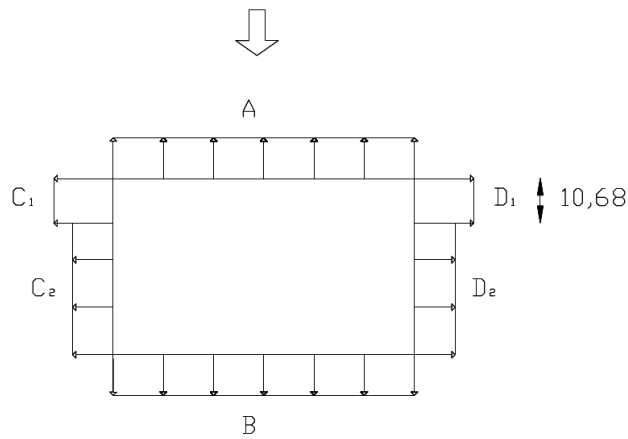


Figura 3.11: Diagrama de coeficientes de pressão externa para vento 90°.

b). Coeficiente de pressão interna:

Segundo o item 6.2.5 da NBR6123, “para edificações com paredes internas permeáveis, a pressão interna pode ser considerada uniforme. Neste caso, devem ser adotados os seguintes valores para o coeficiente de pressão interna, para quatro faces igualmente permeáveis:  $C_{pi} = - 0,3$  ou 0 (considerar o valor mais nocivo)”. Portanto, considerando-se o caso mais desfavorável,  $C_i = 0$ , tanto para as paredes quanto para a cobertura.

- Coeficientes aerodinâmicos para a cobertura:

a). Coeficiente de pressão externa:

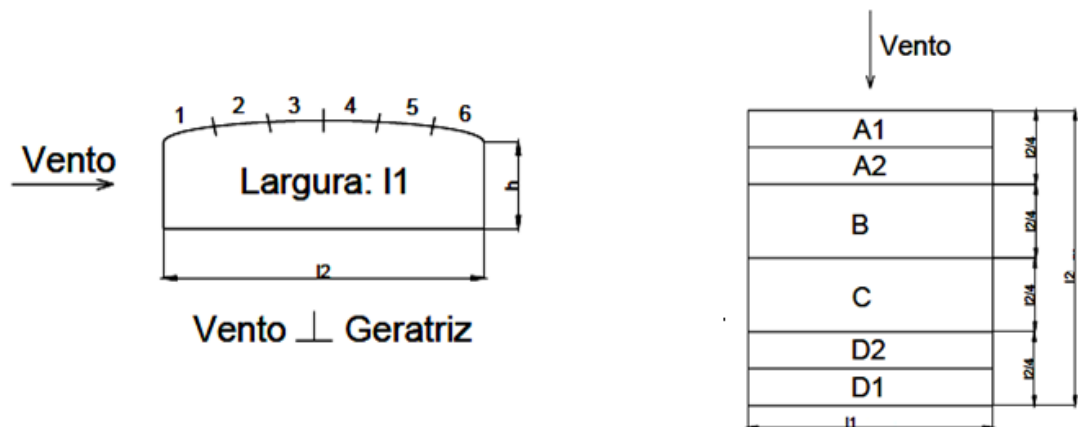
Os valores dos coeficientes de pressão externa para cobertura apresentados na Tabela 3.3 e ilustrados por diagramas na Figura 3.12, foram determinados de acordo com o anexo E – NBR 6123, para coberturas curvas.

$$f/l_2 = 8.82 / 26 = 0.34 \approx (1/5)$$

$$h/l_2 = 5.34 / 26 = 0.2 \approx (1/4)$$

Tabela 3.3: Valores dos coeficientes de pressão externa para cobertura.

Vento perpendicular à geratriz						Vento paralelo à geratriz			
1	2	3	4	5	6	A <sub>1</sub> + A <sub>2</sub>	B	C	D <sub>1</sub> + D <sub>2</sub>
-0.9	-0.6	-0.8	-0.8	-0.4	-0.2	-0.8	-0.6	-0.3	-0.2



$$I_2 / 4 = 44.4 / 4 = 11.1 \text{ m}$$

$$0.1 \times I_1 = 0.1 \times 26 = 2.6 \text{ m}$$

Figura 3.12: Diagramas de coeficientes de pressão externa para vento 0° e 90°.

#### 3.2.1.2.4 - Coeficientes de pressão para dimensionamentos dos arcos:

Na Tabela 3.4 foram calculados os coeficientes de pressão ( $C_e - C_i$ ) para majorar a pressão de obstrução inicial ( $q$ ) e em seguida, com esse valor é calculado a carga distribuída a ser lançada sobre as terças ( $F$ ), considerando-se a largura efetiva de influência ( $L_i$ ) entre terças.

Tabela 3.4: Valores dos coeficientes de pressão para dimensionamento dos arcos.

$C_e - C_i$	$q$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q \times (C_e - C_i)$	$L_i$ (m)	$F = (C_e - C_i) \times q \times L_i \rightarrow$ kN/m
0,2	0,53	0,106	1,8	0,19
0,4	0,53	0,212	1,8	0,38
0,6	0,53	0,318	1,8	0,57
0,8	0,53	0,424	1,8	0,76
0,9	0,53	0,477	1,8	0,86

Com a carga distribuída calculada anteriormente (F) sobre as terças, obtemos as reações de apoio das mesmas sobre os nós dos arcos, como mostra a Figura 3.13.

Exemplo:

Carga distribuída (F): 0.19 kN/m

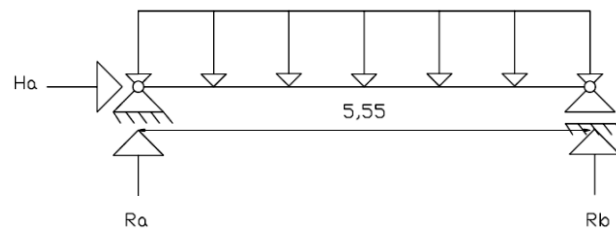


Figura 3.13: Diagrama para determinação das reações de apoio da carga de vento nos nós das treliças dos arcos intermediários.

$$\text{Portanto, } R_a = R_b = q \times l/2 = 0.19 \times 5.55 / 2 = 0.53 \text{ kN}$$

$R_a + R_b = 1.06$  kN (reações das terças sobre os nós das treliças para arcos intermediários)

Então, o carregamento para a carga de vento a ser aplicado sobre os nós das treliças dos arcos será: **1.06 kN**, que será aplicado sobre os arcos intermediários.

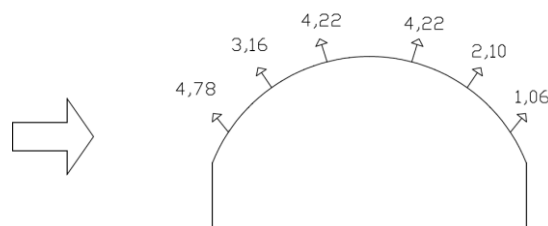
Os outros valores calculados de forma análoga encontram-se resumidos na Tabela 3.5 a seguir:

Tabela 3.5: Valores da carga de vento sobre os nós das treliças dos arcos.

$F = (C_e - C_i) \times q \times L_i \rightarrow \text{kN/m}$	$R_a = R_b$	$R_a + R_b$
0,19	0,53	1,06
0,38	1,05	2,10
0,57	1,58	3,16
0,76	2,11	4,22
0,86	2,39	4,78

Portanto, o carregamento para a análise estrutural e dimensionamento dos arcos será o apresentado na Figura 3.14:

Vento a  $90^\circ$



Vento a  $0^\circ$

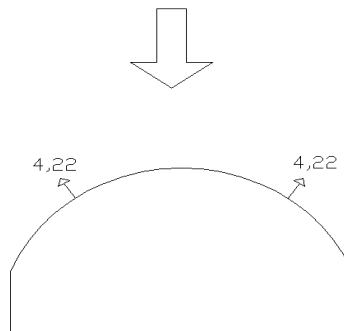


Figura 3.14: Carregamento para a análise estrutural e dimensionamento dos arcos.

### 3.2.2 - Caso 2: Vila Olímpica do SESI

Neste caso, o arco é birrotulado e apresenta geratriz parabólica. O ginásio poliesportivo tem 35 m de vão livre e cobertura formada por telhas metálicas trapezoidais de 0.95 mm de espessura e lanternim, conforme as Figuras 3.15 e 3.16.



Figura 3.15: Arco parabólico da Vila Olímpica do SESI.

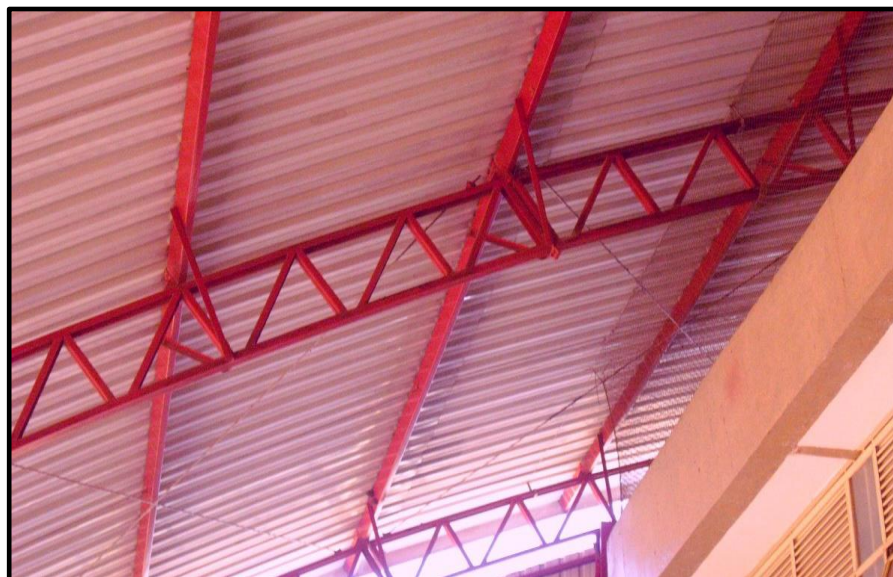


Figura 3.16: Arco parabólico da Vila Olímpica do SESI.

### 3.2.2.1 - Dados gerais da edificação

Os dados gerais da edificação são citados a seguir e ilustrados nas Figuras 3.17 a 3.19.

- Distância entre pórticos transversais: 6.0625 m
- Distância entre terças: 1.80 m
- Vão do arco metálico: 35 m
- Comprimento longitudinal da edificação: 97 m
- Distância entre a linha horizontal imaginária entre os apoios e a altura máxima do arco de 8.7 metros (flecha)

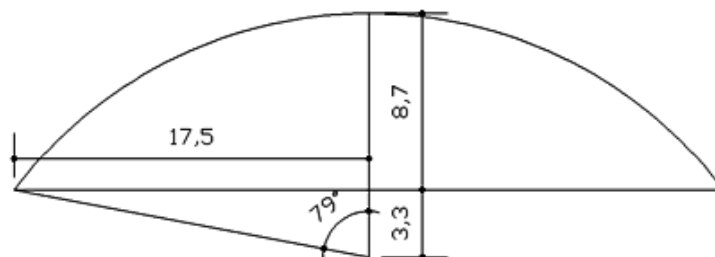


Figura 3.17: Geometria do arco.

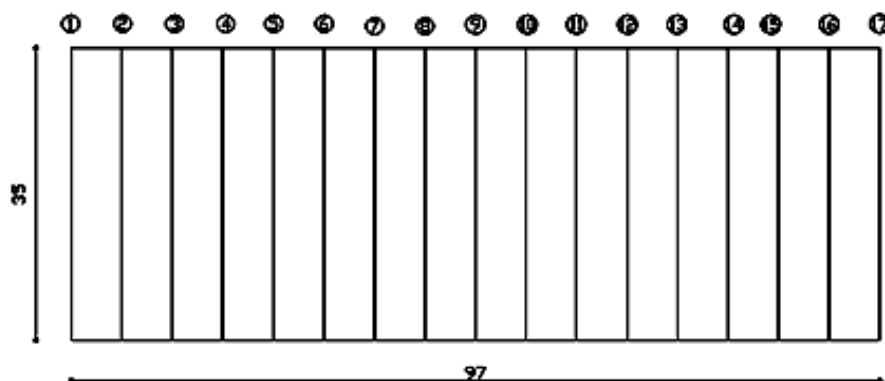


Figura 3.18: Planta de localizações dos arcos transversais.

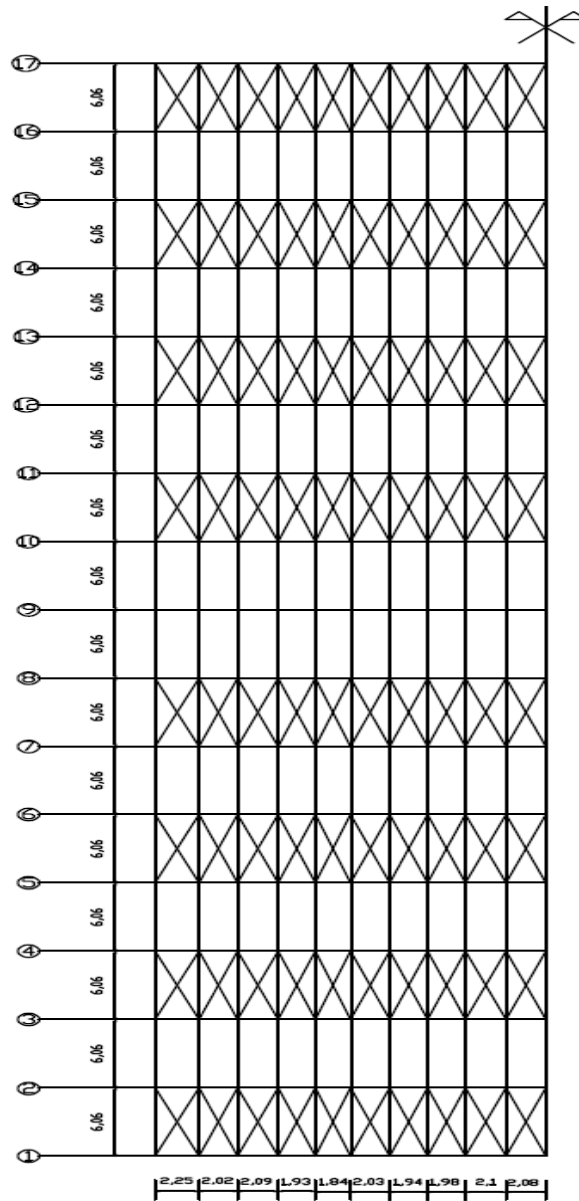


Figura 3.19: Esquema do contraventamento no plano das terças.

### 3.2.2.2 - Ações sobre os pórticos principais da estrutura

#### 3.2.2.2.1 - Ações Permanentes (AP)

A quantificação das cargas permanentes apresentada na Tabela 3.6 foi feita de forma análoga ao modelo anterior Gynasium.

O peso próprio da estrutura de aço foi computado pelo programa de análise estrutural (SAP 2000), em função da seção transversal de cada elemento que compõe o pórtico principal da estrutura. A Figura 3.20 ilustra a atuação da carga permanente.

Tabela 3.6: Valores para cálculo da ação permanente.

Terças	0.06 kN/m <sup>2</sup>
Telhas	0.05 kN/m <sup>2</sup>
Tirantes e contaventamentos	0.015 kN/m <sup>2</sup>
<b>Total</b>	<b>0.125 kN/m<sup>2</sup></b>

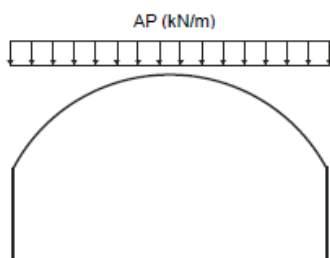


Figura 3.20: Atuação da carga permanente.

$AP = 0.125 \text{ kN/m}^2 \times 1.8 = 0.225 \text{ kN/m}$  ( peso próprio sobre as terças considerando-se a largura de influência).

Para esta carga distribuída de 0.225 kN/m sobre as terças, obtém-se as reações devido ao peso próprio sobre os nós das treliças dos arcos intermediários através da largura de influência entre terças, conforme a Figura 3.21.

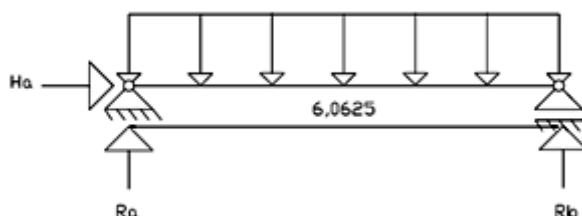


Figura 3.21: Diagrama para determinação das reações de apoio da carga permanente nos nós das treliças dos arcos intermediários.



Portanto,  $R_a = R_b = q \times l/2 = 0.225 \times 6.0625 / 2 = 0.68 \text{ kN}$

$R_a + R_b = 1.36 \text{ kN}$  (reações das terças sobre os nós das treliças para arcos intermediários).

Então, o carregamento para a carga permanente a ser aplicado sobre os nós das treliças dos arcos intermediários será: **1.36 kN**.

### 3.2.2.2.2 - Sobrecarga no telhado (SC)

Segundo recomendações do Anexo B da ABNT - NBR 8800:2008, estabelece-se um valor mínimo para sobrecarga em coberturas comuns, valor este adotado neste projeto:  $q_c = 0,25 \text{ kN/m}^2$ . A Figura 3.22 ilustra a atuação da sobrecarga no telhado.

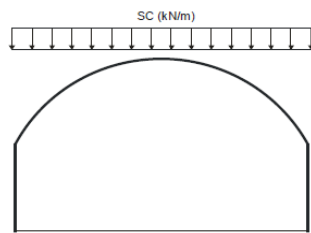


Figura 3.22: Atuação da sobrecarga.

$$SC = 0.25 \text{ kN/m}^2 \times 1.8 = 0.45 \text{ kN/m}$$

Lançando-se a carga distribuída de  $0.45 \text{ kN/m}$  sobre as terças, obtemos o carregamento para o peso próprio através da largura de influência entre terças ( $1,8 \text{ m}$ ), conforme ilustrado na Figura 3.23.

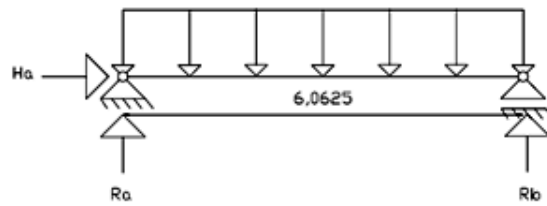


Figura 3.23: Diagrama para determinação das reações de apoio da sobrecarga nos nós das treliças dos arcos intermediários.

$$\text{Portanto, } R_a = R_b = q \times l/2 = 0.45 \times 6.0625 / 2 = 1.36 \text{ kN}$$

$R_a + R_b = 2.72 \text{ kN}$  (reações das terças sobre os nós das treliças para arcos intermediários).

Então, o carregamento para a sobrecarga a ser aplicado sobre os nós das treliças dos arcos intermediários será: **2.72 kN**.

### 3.2.2.2.3 - Ações devidas ao vento

Local da edificação: Uberlândia, M.G

- Pressão Dinâmica:

Velocidade básica do vento:  $V_0 = 33,75 \text{ m/s}$ , de acordo com as isopletas da Figura 1 da ABNT- NBR 6123.

- Fator Topográfico ( $S_1$ ):

$S_1 = 1.0$  para terreno plano ou fracamente acidentado.

- Fator de Rugosidade ( $S_2$ ):

Para determinação do fator de rugosidade do terreno, tem-se a seguinte classificação:

Categoria IV → cidades pequenas, subúrbios densamente construídos, áreas industriais desenvolvidas, com muros, subúrbios, com altura média dos obstáculos de 10,0m.

Classe B para a estrutura → maior dimensão da superfície frontal entre 20 e 50 m.

$Z = 12$  m (no topo da estrutura)

É obtido um valor de  $S_2$ , através da Tabela 2 da ANBT - NBR6123, para altura  $z = 12$  m →  $S_2 = 0,85$  (por interpolação linear).

- Fator Estatístico ( $S_3$ ):

$S_3 = 1.0$  para a estrutura → Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação (item 5.4 da ABNT- NBR 6123).

- Velocidade característica do vento ( $V_k$ ):

Através da expressão  $V_k = V_o \times S_1 \times S_2 \times S_3$ , obtém-se a respectiva velocidade características do vento  $V_k = 33.75 \times 1,0 \times 0.85 \times 1.0 = 28.69$  m/s.

- Pressão dinâmica ( $q$ ):

Obtida através da expressão  $q = 0.613 \times V_k^2/1000 \rightarrow q = 0.613 \times (28.69)^2 = 0.50$  kN/m<sup>2</sup>

- Coeficientes aerodinâmicos para as paredes:

a). Coeficiente de pressão externa:

Utilizando a Tabela 4 da NBR6123, obtemos os valores dos coeficientes de pressão externa para as paredes, apresentados na Tabela 3.7 e ilustrados nas Figuras 3.24 e 3.25, sendo:

$$a/b = 97/35 \rightarrow 2.77 \quad e \quad h/b = 3.3/35 \rightarrow 0.09$$

Tabela 3.7: Valores dos coeficientes de pressão externa para as paredes.

$\alpha = 0^\circ$			
$A_1$ e $B_1$	$A_2$ e $B_2$	C	D
-0,8	-0,4	+0,7	-0,3
$\alpha = 90^\circ$			
A	B	$C_1$ e $D_1$	$C_2$ e $D_2$
+0,7	-0,5	-0,9	-0,5

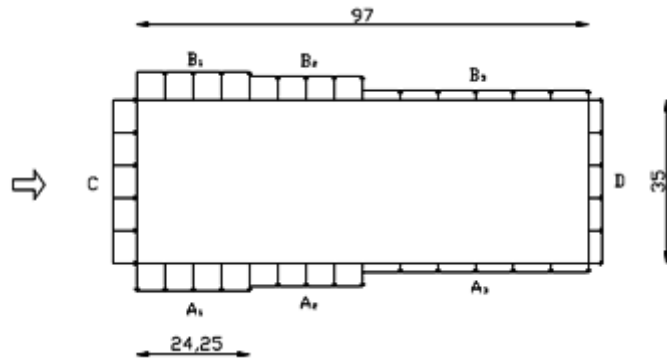


Figura 3.24: Diagrama de coeficientes de pressão externa para vento  $0^\circ$ .

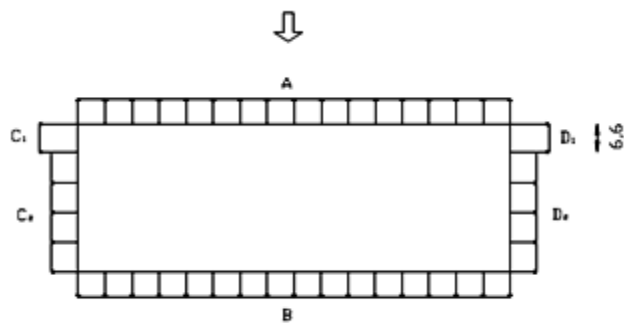


Figura 3.25: Diagrama de coeficientes de pressão externa para vento  $90^\circ$ .

b). Coeficiente de pressão interna:

Segundo o item 6.2.5 da NBR6123 e considerando-se o caso mais desfavorável,  $C_i = 0$ , tanto para as paredes quanto para a cobertura.

- Coeficientes aerodinâmicos para a cobertura:

a). Coeficiente de pressão externa:

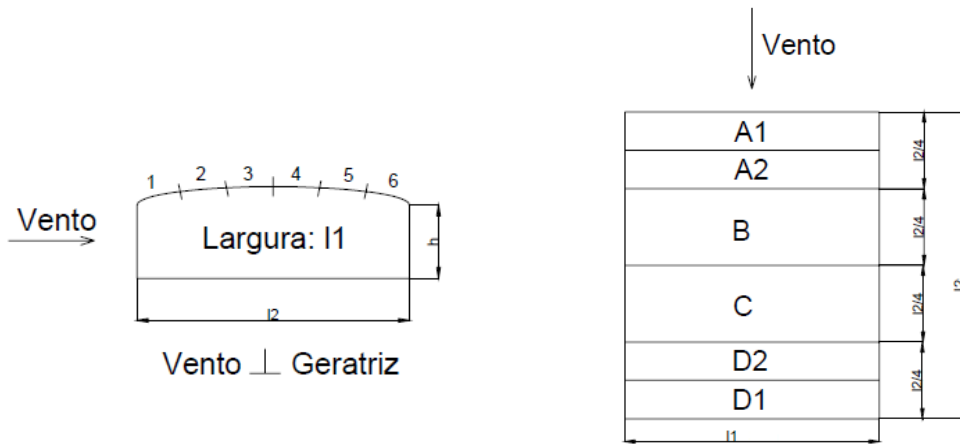
Os valores dos coeficientes de pressão externa para cobertura apresentados na Tabela 3.8 e ilustrados por diagramas na Figura 3.26, foram determinados de acordo com o anexo E – NBR 6123, para coberturas curvas.

$$f/l_2 = 8.7 / 35 = 0.25 \approx (1/5)$$

$$h/l_2 = 3.3 / 35 = 0.1 \approx (1/8)$$

Tabela 3.8: Valores dos coeficientes de pressão externa para cobertura.

Vento perpendicular à geratriz						Vento paralelo à geratriz			
1	2	3	4	5	6	A <sub>1</sub> + A <sub>2</sub>	B	C	D <sub>1</sub> + D <sub>2</sub>
-0.5	-0.5	-0.7	-0.7	-0.5	-0.2	-0.8	-0.6	-0.3	-0.2



$$l_2 / 4 = 97/4 = 24.25 \text{ m}$$

$$0.1 \times l_1 = 0.1 \times 35 = 3.5 \text{ m}$$

Figura 3.26: Diagramas de coeficientes de pressão externa para vento 0° e 90°.

### 3.2.2.2.4 - Coeficientes de pressão para dimensionamentos dos arcos:

Na Tabela 3.9 foram calculados os coeficientes de pressão ( $C_e - C_i$ ) para majorar a pressão de obstrução inicial ( $q$ ) e em seguida, com esse valor é calculado a carga distribuída a ser lançada sobre as terças ( $F$ ), considerando-se a largura efetiva de influência ( $L_i$ ) entre terças.

Tabela 3.9: Valores dos coeficientes de pressão para dimensionamento dos arcos.

$C_e - C_i$	$q$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q \times (C_e - C_i)$	$L_i$ (m)	$F = (C_e - C_i) \times q \times L_i \rightarrow$ kN/m
0,2	0,5	0,10	1,8	0,18
0,5	0,5	0,25	1,8	0,45
0,7	0,5	0,35	1,8	0,63
0,8	0,5	0,40	1,8	0,72

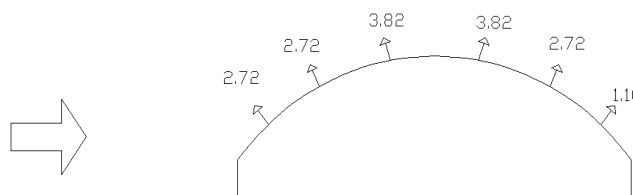
Com a carga distribuída calculada anteriormente ( $F$ ) sobre as terças, obtemos as reações de apoio das mesmas sobre os nós das treliças dos arcos intermediários, como mostra a Tabela 3.10.

Tabela 3.10: Valores da carga de vento sobre os nós das terças.

$F = (C_e - C_i) \times q \times L_i \rightarrow$ kN/m	$R_a = R_b$	$R_a + R_b$
0,18	0,55	1,10
0,45	1,36	2,72
0,63	1,91	3,82
0,72	2,18	4,36

Portanto, o carregamento devido ao vento para o dimensionamento dos arcos será o ilustrado na Figura 3.27.

Vento a 90<sup>0</sup>



Vento a  $0^{\circ}$

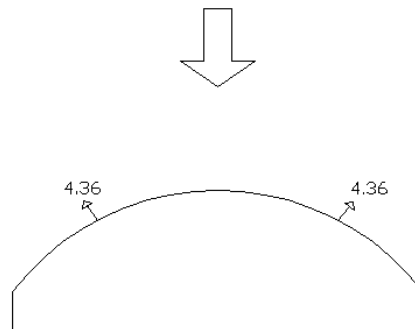


Figura 3.27: Carregamento para dimensionamento dos arcos.

### 3.2.3 - Caso 3: Ginásio do UTC de barras coplanares

O terceiro caso a ser analisado é o das Figuras 3.28 e 3.29. O ginásio poliesportivo está situado na Av. Cipriano Del Fávoro, nº 471, Centro, Uberlândia, Minas Gerais. Ele tem 30.3 m de vão livre, geratriz circular, cobertura de telhas metálicas onduladas de 0.65 mm de espessura e é formado por barras coplanares.



Figura 3.28: Arco circular com barras coplanares.



Figura 3.29: Arco circular com barras coplanares.

### 3.2.3.1 - Dados gerais da edificação

Os dados gerais da edificação são citados a seguir e ilustrados nas Figuras 3.30 a 3.32.

- Distância entre pórticos transversais: 5.93 m
- Distância entre terças: 1.63 m
- Vão do arco metálico: 30.3 m
- Comprimento longitudinal da edificação: 65.23 m
- Distância entre a linha horizontal imaginária entre os apoios e a altura máxima do arco de 8.05 metros (flecha)



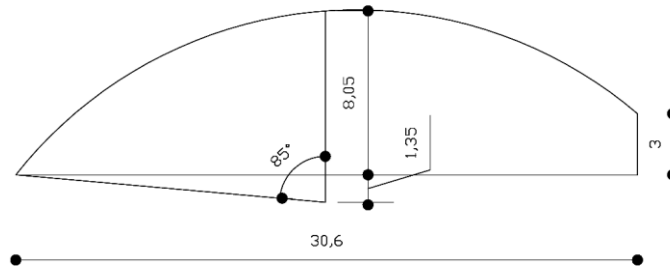


Figura 3.30: Geometria do arco.

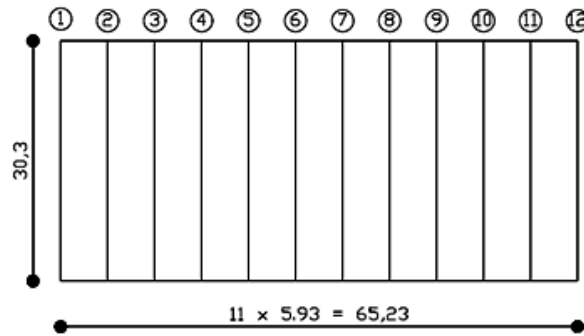


Figura 3.31: Planta de localizações dos arcos transversais.

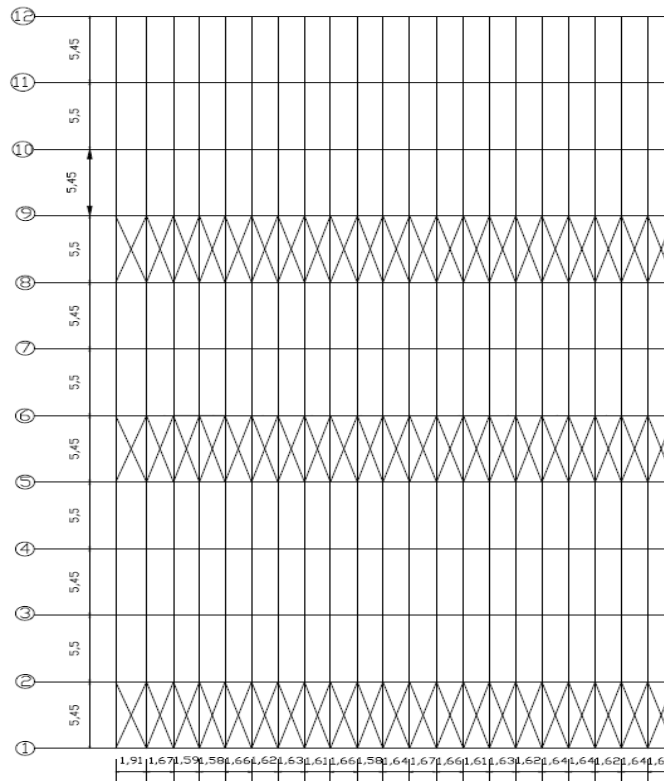


Figura 3.32: Esquema do contraventamento no plano das terças.

### 3.2.3.2 - Ações sobre os pórticos principais da estrutura

#### 3.2.3.2.1 - Ações Permanentes (AP)

A quantificação das cargas permanentes apresentada na Tabela 3.11 foi feita a partir de catálogos de fabricantes de telhas e de valores normalmente utilizados em galpões desta natureza. O peso próprio da estrutura de aço foi computado pelo programa de análise estrutural (SAP 2000), em função da seção transversal de cada elemento que compõe o pórtico principal da estrutura. A Figura 3.33 ilustra a atuação da carga permanente.

Tabela 3.11: Valores para cálculo da ação permanente.

Terças	0.06 kN/m <sup>2</sup>
Telhas	0.05 kN/m <sup>2</sup>
Tirantes e contaventamentos	0.015 kN/m <sup>2</sup>
<b>Total</b>	<b>0.125 kN/m<sup>2</sup></b>

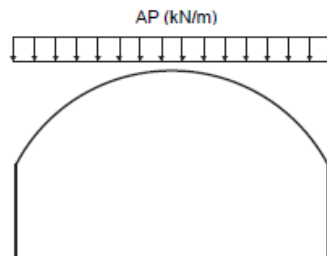


Figura 3.33: Atuação da carga permanente.

$$AP = 0.125 \text{ kN/m}^2 \times 1.63 = 0.204 \text{ kN/m}$$

Lançando-se a carga distribuída de 0.204 kN/m sobre as terças, obtemos as reações atuantes nos nós das treliças dos arcos intermediários para o peso próprio através da largura de influência entre terças, conforme Figura 3.34.

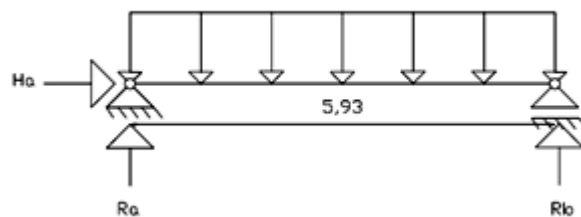


Figura 3.34: Diagrama para determinação das reações de apoio da carga permanente nos nós das treliças dos arcos intermediários.

$$\text{Portanto, } R_a = R_b = q \times l/2 = 0.204 \times 5.93 / 2 = 0.60 \text{ kN}$$

$R_a + R_b = 1.20 \text{ kN}$  ( reações devido ao peso próprio sobre os nós das treliças de arcos intermediários).

Então, o carregamento para a carga permanente a ser aplicado sobre os nós das treliças de arcos intermediários será: **1.20 kN**.

### 3.2.3.2.2 - Sobrecarga no telhado (SC)

Segundo recomendações do Anexo B da ABNT - NBR 8800:2008, estabelece-se um valor mínimo para sobrecarga em coberturas comuns, valor este adotado neste projeto:  $q_c = 0,25 \text{ kN/m}^2$ . A Figura 3.35 ilustra a atuação da sobrecarga no telhado.

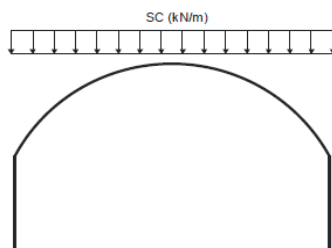


Figura 3.35: Atuação da sobrecarga.

$$SC = 0.25 \text{ kN/m}^2 \times 1.63 = 0.41 \text{ kN/m}$$

Lançando-se a carga distribuída de 0.41 kN/m sobre as terças, obtemos o carregamento para o peso próprio através da largura de influência entre terças (1,63 m), conforme ilustrado na Figura 3.36.



Figura 3.36: Diagrama para determinação das reações de apoio da sobrecarga nos nós das treliças dos arcos intermediários.

$$\text{Portanto, } R_a = R_b = q \times l/2 = 0.41 \times 5.93 / 2 = 1.22 \text{ kN}$$

$R_a + R_b = 2.44 \text{ kN}$  ( reações devido ao peso próprio sobre os nós das treliças de arcos intermediários).

Então, o carregamento para a sobrecarga a ser aplicado sobre os nós das treliças dos arcos intermediários será: **2.44 kN**.

### 3.2.3.2.3 - Ações devidas ao vento

Local da edificação: Uberlândia, M.G

- Pressão Dinâmica:

Velocidade básica do vento:  $V_o = 33,75 \text{ m/s}$ , de acordo com as isopletras da Figura 1 da ABNT- NBR 6123.

- Fator Topográfico ( $S_1$ ):

$S_1 = 1.0$  para terreno plano ou fracamente acidentado.

- Fator de Rugosidade ( $S_2$ ):

Para determinação do fator de rugosidade do terreno, tem-se a seguinte classificação:

Categoria IV → cidades pequenas, subúrbios densamente construídos, áreas industriais desenvolvidas, com muros, subúrbios, com altura média dos obstáculos de 10,0 m.

Classe B para a estrutura → maior dimensão da superfície frontal entre 20 e 50 m.

$Z = 9.4 \text{ m}$

È obtido um valor de  $S_2$ , através da Tabela 2 da ANBT - NBR6123, para a altura  $z = 9.4 \text{ m} \rightarrow S_2 = \mathbf{0,82}$  (por interpolação linear).

- Fator Estatístico ( $S_3$ ):

$S_3 = \mathbf{1.0}$  para a estrutura → Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação (item 5.4 da ABNT- NBR 6123).

- Velocidade característica do vento ( $V_k$ ):

Através da expressão  $V_k = V_o \times S_1 \times S_2 \times S_3$ , obtém-se a respectiva velocidade características do vento  $V_k = \mathbf{33.75 \times 1,0 \times 0.82 \times 1.0 = 27.68 \text{ m/s}}$ .

- Pressão dinâmica ( $q$ ):

Obtida através da expressão  $q = 0.613 \times V_k^2/1000 \rightarrow q = \mathbf{0.613 \times (27.68)^2 = 0.47 \text{ kN/m}^2}$

- Coeficientes aerodinâmicos para as paredes:

a). Coeficiente de pressão externa:

Utilizando a Tabela 4 da NBR6123, obtemos os valores dos coeficientes de pressão externa para as paredes, apresentados na Tabela 3.12 e ilustrados nas Figuras 3.37 e 3.38, sendo:

$$a/b = 65.23/30.3 \rightarrow 2.15 \quad e \quad h/b = 1.35/30.3 \rightarrow 0.04$$

Tabela 3.12: Valores dos coeficientes de pressão externa para as paredes.

$\alpha = 0^\circ$			
$A_1$ e $B_1$	$A_2$ e $B_2$	C	D
-0,8	-0,4	+0,7	-0,3
$\alpha = 90^\circ$			
A	B	$C_1$ e $D_1$	$C_2$ e $D_2$
+0,7	-0,5	-0,9	-0,5

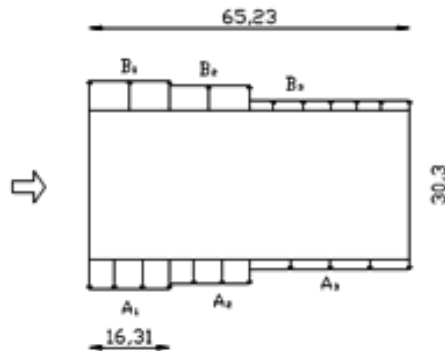


Figura 3.37: Diagrama de coeficientes de pressão externa para vento  $0^\circ$ .

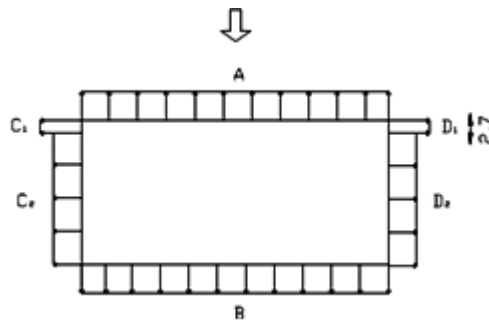


Figura 3.38: Diagrama de coeficientes de pressão externa para vento  $90^\circ$ .

b). Coeficiente de pressão interna:

Segundo o item 6.2.5 da NBR6123, considerando-se o caso mais desfavorável,  $C_i = 0$ , tanto para as paredes quanto para a cobertura.

- Coeficientes aerodinâmicos para a cobertura:

a). Coeficiente de pressão externo:

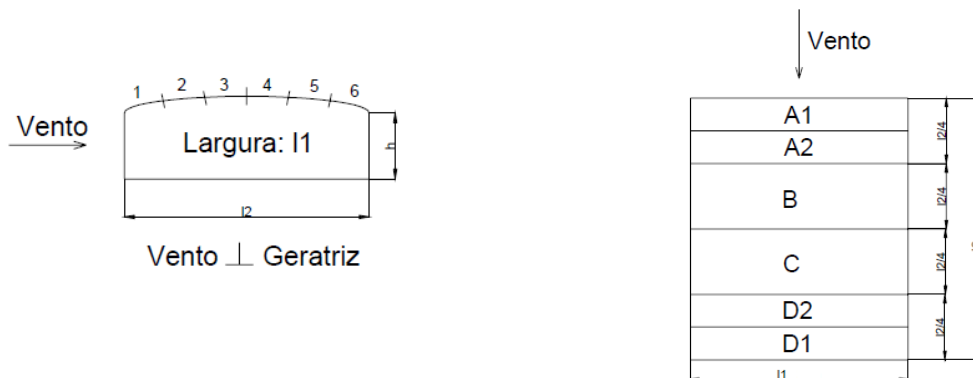
Os valores dos coeficientes de pressão externa para cobertura apresentados na Tabela 3.13 e ilustrados por diagramas na Figura 3.39, foram determinados de acordo com o anexo E – NBR 6123, para coberturas curvas.

$$f/l_2 = 8.05 / 30.3 = 0.27 \approx (1/5)$$

$$h/l_2 = 1.35 / 30.3 = 0.04 \approx (0)$$

Tabela 3.13: Valores dos coeficientes de pressão externa para cobertura.

Vento perpendicular à geratriz						Vento paralelo à geratriz			
1	2	3	4	5	6	A <sub>1</sub> + A <sub>2</sub>	B	C	D <sub>1</sub> + D <sub>2</sub>
+0.3	-0.3	-0.6	-0.7	-0.6	-0.2	-0.8	-0.6	-0.3	-0.2



$$I_2 / 4 = 65.23 / 4 = 16.31 \text{ m}$$

$$0.1 \times I_1 = 0.1 \times 30.3 = 3.03 \text{ m}$$

Figura 3.39: Diagramas de coeficientes de pressão externa para vento 0° e 90°.

### 3.2.3.2.4 - Coeficientes de pressão para dimensionamentos dos arcos:

Na Tabela 3.14 foram calculados os coeficientes de pressão ( $C_e - C_i$ ) para majorar a pressão de obstrução inicial ( $q$ ) e em seguida, com esse valor é calculado a carga distribuída a ser lançada sobre as terças ( $F$ ), considerando-se a largura efetiva de influência ( $L_i$ ) entre terças.

Tabela 3.14: Valores dos coeficientes de pressão para dimensionamento dos arcos.

$C_e - C_i$	$q$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q \times (C_e - C_i)$	$L_i$ (m)	$F = (C_e - C_i) \times q \times L_i \rightarrow$ kN/m
0,2	0,47	0,094	1,63	0,15
0,3	0,47	0,141	1,63	0,23
0,6	0,47	0,282	1,63	0,46
0,7	0,47	0,329	1,63	0,54
0,8	0,47	0,376	1,63	0,61

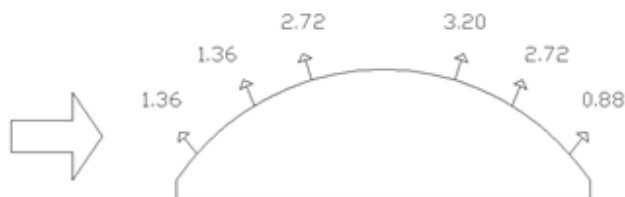
Com a carga distribuída calculada anteriormente ( $F$ ) sobre as terças, obtêm-se as reações de apoio das mesmas sobre os nós das treliças dos arcos intermediários, como mostram a Tabela 3.15 e a Figura 3.40.

Tabela 3.15: Valores da carga de vento sobre os nós das treliças dos arcos intermediários.

$F = (C_e - C_i) \times q \times L_i \rightarrow$ kN/m	$R_a = R_b$	$R_a + R_b$
0,15	0,44	0,88
0,23	0,68	1,36
0,46	1,36	2,72
0,54	1,60	3,20
0,61	1,80	3,60

Portanto, o carregamento para o dimensionamento dos arcos intermediários será:

Vento a 90°





Vento a  $0^{\circ}$

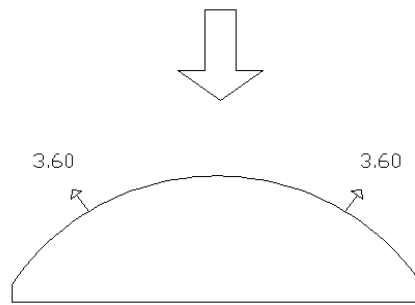


Figura 3.40: Carregamento para dimensionamento dos arcos.

### 3.2.4 - Caso 4: Ginásio do UTC de barras não coplanares

O arco é birrotulado, de geratriz circular e barras não coplanares, todo formado de treliças com barras redondas de aço, como mostrado nas Figuras 3.41 e 3.42. O ginásio poliesportivo apresenta cobertura de telhas metálicas onduladas com 0.7 mm de espessura.

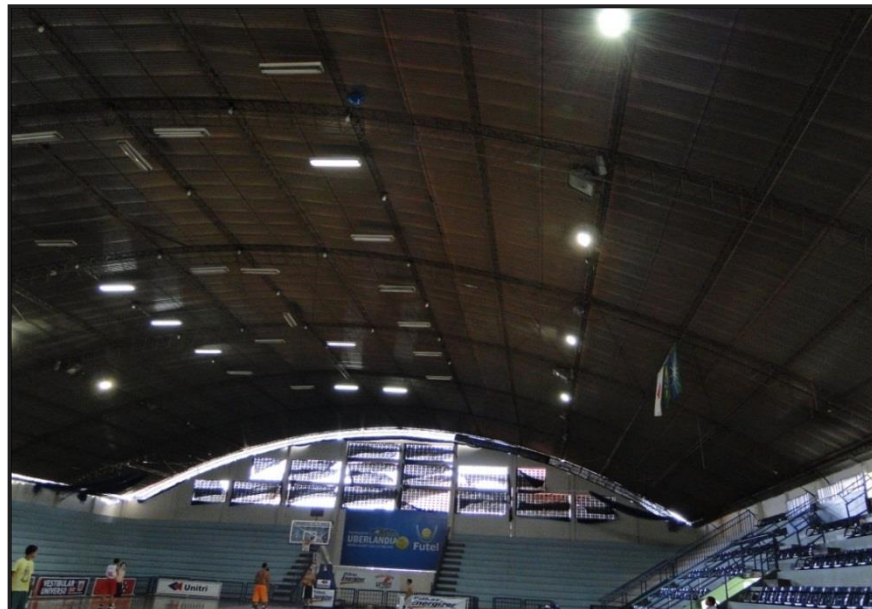


Figura 3.41: Arco circular com barras não coplanares.



Figura 3.42: Arco circular com barras não coplanares.

#### 3.2.4.1 - Dados gerais da edificação

Os dados gerais da edificação são mencionados a seguir e ilustrados nas Figuras 3.43 a 3.45.

- Distância entre pórticos transversais: 7.43m
- Distância entre terças: 1.62 m
- Vão do arco metálico: 39 m
- Comprimento longitudinal da edificação: 59.44 m
- Distância entre a linha horizontal imaginária entre os apoios e a altura máxima do arco de 7.64 metros (flecha)

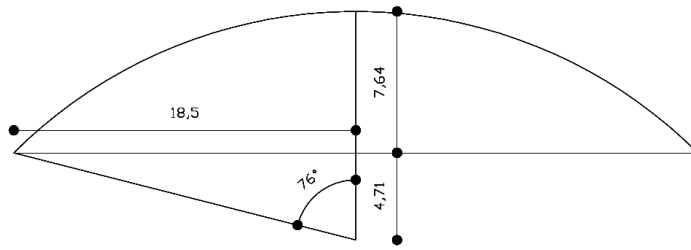


Figura 3.43: Geometria do arco.

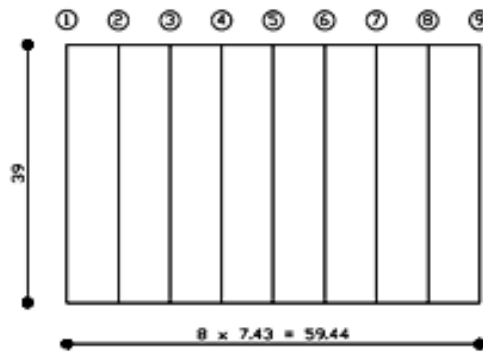


Figura 3.44: Planta de localização dos arcos transversais.

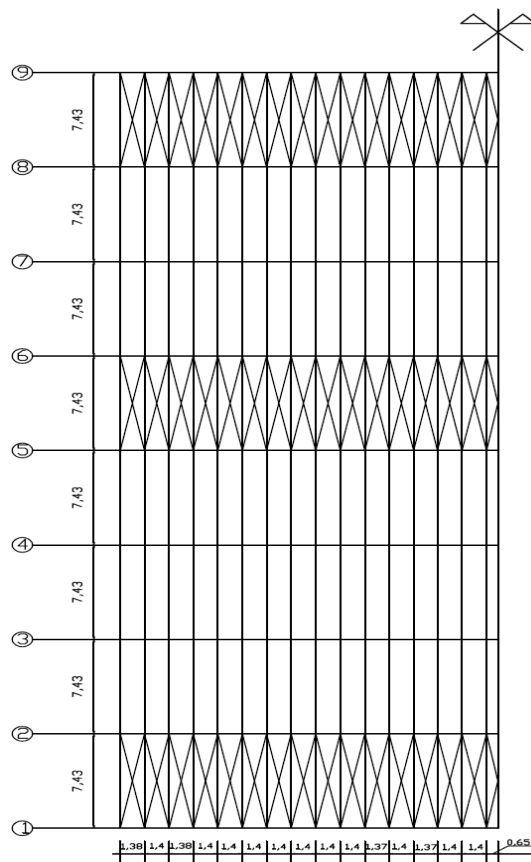


Figura 3.45: Esquema do contraventamento no plano das terças.

### 3.2.4.2 - Ações sobre os pórticos principais da estrutura

#### 3.2.4.2.1 - Ações Permanentes (AP)

Para quantificação das cargas permanentes apresentada na Tabela 3.16, o peso próprio das telhas foi obtido a partir de catálogos de fabricantes de telhas. Os valores do peso próprio das terças e tirantes ou contraventamentos, foram admitidos a partir de valores normalmente utilizados em galpões desta natureza. O peso próprio da estrutura de aço foi computado pelo programa de análise estrutural (SAP 2000), em função da seção transversal de cada elemento que compõe o pórtico principal da estrutura. A Figura 3.46 ilustra a atuação da carga permanente.

Tabela 3.16: Valores para cálculo da ação permanente.

Terças	0.06 kN/m <sup>2</sup>
Telhas	0.05 kN/m <sup>2</sup>
Tirantes e contraventamentos	0.015 kN/m <sup>2</sup>
<b>Total</b>	<b>0.125 kN/m<sup>2</sup></b>

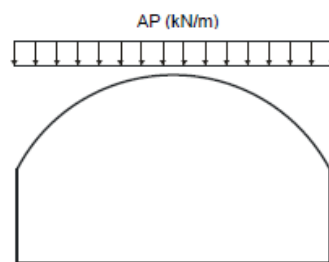


Figura 3.46: Atuação da carga permanente.

$$AP = 0.125 \text{ kN/m}^2 \times 1.62 = 0.203 \text{ kN/m}$$

Lançando-se a carga distribuída de 0.203 kN/m sobre as terças, obtemos o carregamento para o peso próprio através da largura de influência entre terças, como ilustrado na Figura 3.47.

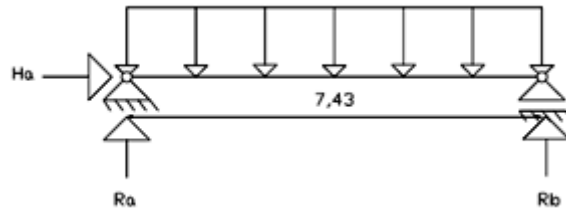


Figura 3.47: Diagrama para determinação das reações de apoio da carga permanente nos nós das terças.

$$\text{Portanto, } R_a = R_b = q \times l/2 = 0.203 \times 7.43 / 2 = 0.75 \text{ kN}$$

$$R_a + R_b = 1.50 \text{ kN}$$

Então, o carregamento para a carga permanente a ser aplicado sobre os nós das terças será: **1.50 kN**.

#### 3.2.4.2.2 - Sobrecarga no telhado (SC)

Segundo recomendações do Anexo B da ABNT - NBR 8800:2008, estabelece-se um valor mínimo para sobrecarga em coberturas comuns, valor este adotado neste projeto:  $q_c = 0,25 \text{ kN/m}^2$ . A Figura 3.48 ilustra a atuação da sobrecarga no telhado.

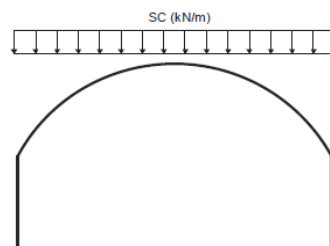


Figura 3.48: Atuação da sobrecarga.

$$SC = 0.25 \text{ kN/m}^2 \times 1.62 = 0.41 \text{ kN/m}$$

Lançando-se a carga distribuída de 0.41 kN/m sobre as terças, obtemos o carregamento para o peso próprio através da largura de influência entre terças, conforme ilustrado na Figura 3.49.

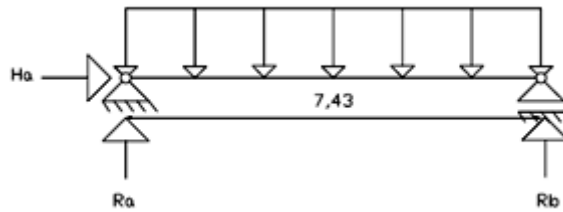


Figura 3.49: Diagrama para determinação das reações de apoio da sobrecarga nos nós das terças.

$$\text{Portanto, } R_a = R_b = q \times l/2 = 0.41 \times 7.43 / 2 = 1.52 \text{ kN}$$

$$R_a + R_b = 3.04 \text{ kN}$$

Então, o carregamento para a sobrecarga a ser aplicado sobre os nós das terças será: **3.04 kN**.

### 3.2.4.2.3 - Ações devidas ao vento

Local da edificação: Uberlândia, M.G

- Pressão Dinâmica:

Velocidade básica do vento:  $V_o = 33,75 \text{ m/s}$ , de acordo com as isopletas da Figura 1 da ABNT- NBR 6123.

- Fator Topográfico ( $S_1$ ):

$S_1 = 1.0$  para terreno plano ou fracamente acidentado.

- Fator de Rugosidade ( $S_2$ ):

Para determinação do fator de rugosidade do terreno, tem-se a seguinte classificação:

Categoria IV → cidades pequenas, subúrbios densamente construídos, áreas industriais desenvolvidas, com muros, subúrbios, com altura média dos obstáculos de 10,0m.

Classe B para a estrutura → maior dimensão da superfície frontal entre 20 e 50 m.

$Z = 12.35$  m (no topo da estrutura)

È obtido um valor de  $S_2$ , através da Tabela 2 da ANBT - NBR6123, para a altura  $z = 12.35$  m →  $S_2 = 0,85$  (por interpolação linear).

- Fator Estatístico ( $S_3$ ):

$S_3 = 1.0$  para a estrutura → Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação (item 5.4 da ABNT- NBR 6123).

- Velocidade característica do vento ( $V_k$ ):

Através da expressão  $V_k = V_o \times S_1 \times S_2 \times S_3$ , obtém-se a respectiva velocidade características do vento  $V_k = 33.75 \times 1,0 \times 0.85 \times 1.0 = 28.69$  m/s.

- Pressão dinâmica ( $q$ ):

Obtida através da expressão  $q = 0.613 \times V_k^2/1000$  →  $q = 0.613 \times (28.69)^2/1000 = 0.50$  kN/m<sup>2</sup>

- Coeficientes aerodinâmicos para as paredes:

a). Coeficiente de pressão externa:

Utilizando a Tabela 4 da NBR6123, obtemos os valores dos coeficientes de pressão externa para as paredes, apresentados na Tabela 3.17 e ilustrados nas Figuras 3.50 e 3.51, sendo:

$$a/b = 59.44/39 \rightarrow 1.52 \quad e \quad h/b = 4.71/39 \rightarrow 0.12$$

Tabela 3.17: Valores dos coeficientes de pressão externa para as paredes.

$\alpha = 0^\circ$			
$A_1$ e $B_1$	$A_2$ e $B_2$	C	D
-0,8	-0,5	+0,7	-0,4
$\alpha = 90^\circ$			
A	B	$C_1$ e $D_1$	$C_2$ e $D_2$
+0,7	-0,4	-0,8	-0,4

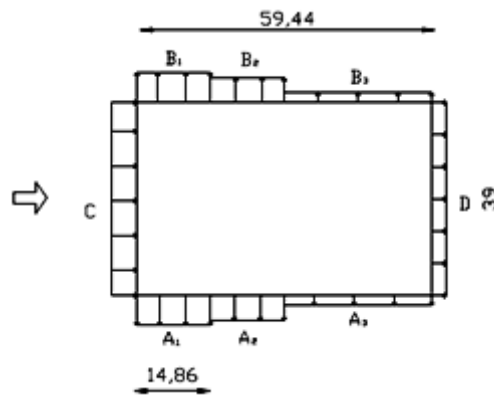


Figura 3.50: Diagrama de coeficientes de pressão externa para vento  $0^\circ$ .

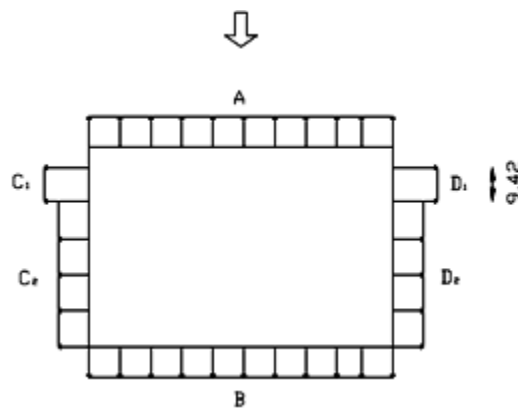


Figura 3.51: Diagrama de coeficientes de pressão externa para vento  $90^\circ$ .

b). Coeficiente de pressão interna:



Segundo o item 6.2.5 da NBR6123 e considerando-se o caso mais desfavorável,  $C_i=0$ , tanto para as paredes quanto para a cobertura.

- Coeficientes aerodinâmicos para a cobertura:

a). Coeficiente de pressão externa:

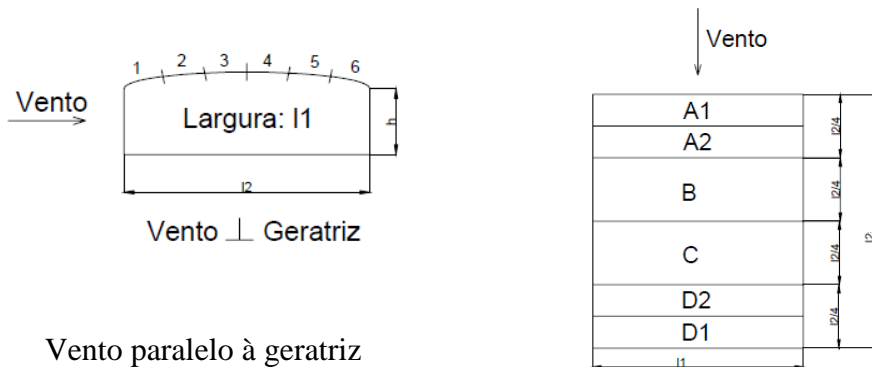
Os valores dos coeficientes de pressão externa para cobertura apresentados na Tabela 3.18 e ilustrados por diagramas na Figura 3.52, foram determinados de acordo com o anexo E – NBR 6123, para coberturas curvas.

$$f/l_2 = 7.64 / 39 = 0.2 \approx (1/5)$$

$$h/l_2 = 4.71 / 39 = 0.1 \approx (1/8)$$

Tabela 3.18: Valores dos coeficientes de pressão externa para cobertura.

Vento perpendicular à geratriz						Vento paralelo à geratriz			
1	2	3	4	5	6	A <sub>1</sub> + A <sub>2</sub>	B	C	D <sub>1</sub> + D <sub>2</sub>
-0.5	-0.5	-0.7	-0.7	-0.5	-0.2	-0.8	-0.6	-0.3	-0.2



$$I_2 / 4 = 59.44 / 4 = 14.86 \text{ m}$$

$$0.1 \times I_1 = 0.1 \times 39 = 3.9 \text{ m}$$

Figura 3.52: Diagramas de coeficientes de pressão externa para vento 0° e 90°.

### 3.2.4.2.4 - Coeficientes de pressão para dimensionamentos dos arcos:

Na Tabela 3.19 foram calculados os coeficientes de pressão ( $C_e - C_i$ ) para majorar a pressão de obstrução inicial ( $q$ ) e em seguida, com esse valor é calculado a carga distribuída a ser lançada sobre as terças ( $F$ ), considerando-se a largura efetiva de influência ( $L_i$ ) entre terças.

Tabela 3.19: Valores dos coeficientes de pressão para dimensionamento dos arcos.

$C_e - C_i$	$q$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q \times (C_e - C_i)$	$L_i$ (m)	$F = (C_e - C_i) \times q \times L_i \rightarrow$ kN/m
0,2	0,5	0,10	1,62	0,162
0,5	0,5	0,25	1,62	0,405
0,7	0,5	0,35	1,62	0,567
0,8	0,5	0,40	1,62	0,648

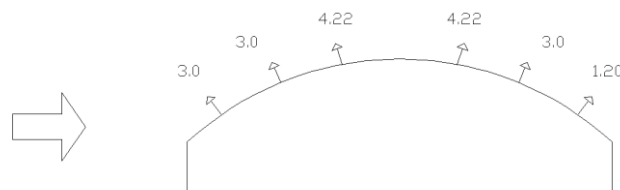
Com a carga distribuída calculada anteriormente ( $F$ ) sobre as terças, obtemos as reações de apoio das mesmas sobre os nós das terças, como mostra a Tabela 3.20.

Tabela 3.20: Valores da carga de vento sobre os nós das terças.

$F = (C_e - C_i) \times q \times L_i \rightarrow$ kN/m	$R_a = R_b$	$R_a + R_b$
0,162	0,60	1,20
0,405	1,50	3,00
0,567	2,11	4,22
0,648	2,40	4,80

Portanto, o carregamento para o dimensionamento dos arcos será o apresentado na Figura 3.53.

Vento a 90°



Vento a  $0^{\circ}$

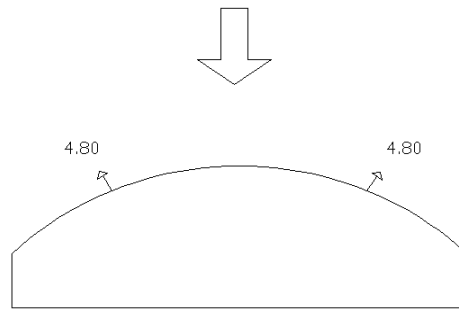


Figura 3.53: Carregamento para dimensionamento dos arcos.

## 4 - ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO

---

No Capítulo 3 foram apresentados todos os parâmetros para o desenvolvimento do trabalho e dimensionamento dos modelos.

Neste capítulo apresentam-se os dimensionamentos dos modelos utilizando-se os coeficientes de majoração das ações e fazendo as combinações últimas das mesmas no software SAP 2000 para verificação das barras mais solicitadas. São apresentados os principais resultados.

### 4.1 – Combinações últimas de ações adotadas

De acordo com a ABNT - NBR8800: 2008 estão prescritas as seguintes combinações de ações:

- COMB 01 →  $1.35 \times G$  (peso próprio) +  $1.5 \times Q$  (sobrecarga)
- COMB 02 →  $1.0 \times G$  (peso próprio) +  $1.4 \times V_{90^\circ}$  (vento transversal)
- COMB 03 →  $1.0 \times G$  (peso próprio) +  $1.4 \times V_{0^\circ}$  (vento longitudinal)
- COMB 04 →  $1.35 \times G$  (peso próprio) +  $1.5 \times Q$  (sobrecarga) +  $1.4 \times 0,6 V_{90^\circ}$  (vento transversal)
- COMB 05 →  $1.35 \times G$  (peso próprio) +  $1.5 \times 0,8 Q$  (sobrecarga) +  $1.4 \times V_{90^\circ}$  (vento transversal)

Para efeito de comparação das análises, adotou-se também uma combinação de serviço denominada COMB CS1, que leva em consideração o peso próprio da estrutura de aço (Gestt-sw) computado diretamente pelo programa de análise estrutural SAP 2000, o peso próprio da cobertura (Gcob) que abrange os pesos das telhas, terças e contraventamentos, e ainda, uma sobrecarga mínima (Qsc2) de  $0.10 \text{ kN/m}^2$  para cada modelo. Essa combinação foi criada para avaliar se nos casos em que a estrutura não passa para as combinações dos Estados Limites Últimos, a estrutura é capaz ou não de suportar a uma combinação mínima de serviço (CS1). Portanto, a combinação de serviço adotada será:

- COMB CS1 → 1.0 x Gest-sw + 1.0 x Gcob + 1.0 Qsc2

## 4.2 - Análises dos Modelos Estruturais

Para exemplificar os modelos de arcos, são apresentadas as modelagens e condições de contorno das estruturas e alguns dos principais resultados das análises estruturais.

Inicialmente foi feito o modelamento das estruturas, construindo-se a geometria a partir dos dados coletados na visita de campo.

A partir daí, definiu-se os materiais, as seções transversais dos elementos e as restrições nodais. Posteriormente, tendo definido os casos de ações e combinações de ações e atribuída essas ações aos elementos, fez-se as análises estruturais dos modelos com o auxílio do software SAP 2000.

Os principais resultados das análises são apresentados a seguir. Em todos os diagramas a cor vermelha representa as barras comprimidas e a cor amarela, as barras tracionadas.

Para as verificações a seguir, foi utilizado o aço ASTM – A36. Por não se ter garantias sobre o tipo de aço utilizado nessas estruturas, procurou-se considerar uma tipologia próxima à verificada nas estruturas ‘in loco’.

### 4.2.1 - Caso 1: Gynasium

Na Figura 4.1 apresenta-se a modelagem e as condições de contorno da estrutura. O arco é formado por dois elementos principais, duas cantoneiras de abas iguais de 2 ½” nas diagonais e perfil U 200 x 75 x 3,75 mm e ainda, coluna de perfil metálico. Como condições de vinculação, a coluna do arco está rotulada na base e apresenta ligações flexíveis com os banzos da viga do arco de cobertura. Todos os nós do arco estão rotulados nas suas extremidades. Os elementos que compõem o arco estão sujeitos somente a esforços axiais, por se tratarem de barras treliçadas, enquanto as colunas estão sujeitas a esforço axial, esforço cortante e momento fletor.

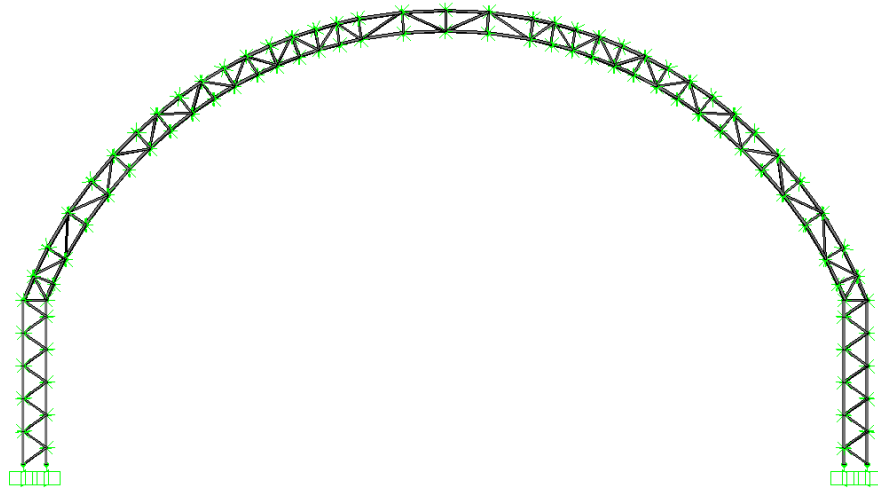


Figura 4.1: Modelagem e condições de contorno da estrutura.

A partir daí, definiu-se as propriedades dos materiais e das barras, as seções transversais dos elementos e as restrições nodais. Posteriormente, tendo definido os casos de ações e combinações de ações e atribuída essas ações aos elementos, fez-se as análises estruturais dos modelos com o auxílio do software SAP 2000 e geraram-se os diagramas de esforços axiais das Figuras 4.2 a 4.7, devido às combinações COMB 01, COMB 02, COMB 03, COMB 04, COMB 05 e COMB SC1 respectivamente.

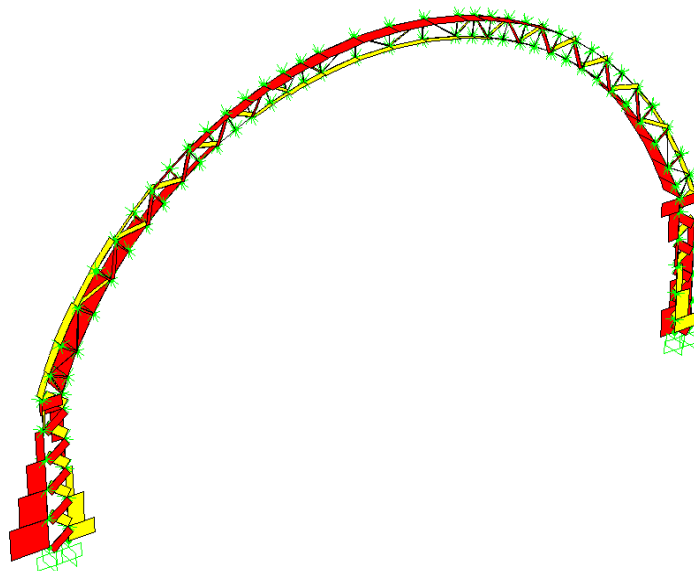


Figura 4.2: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 01(1.35 x G + 1.5 x Q).

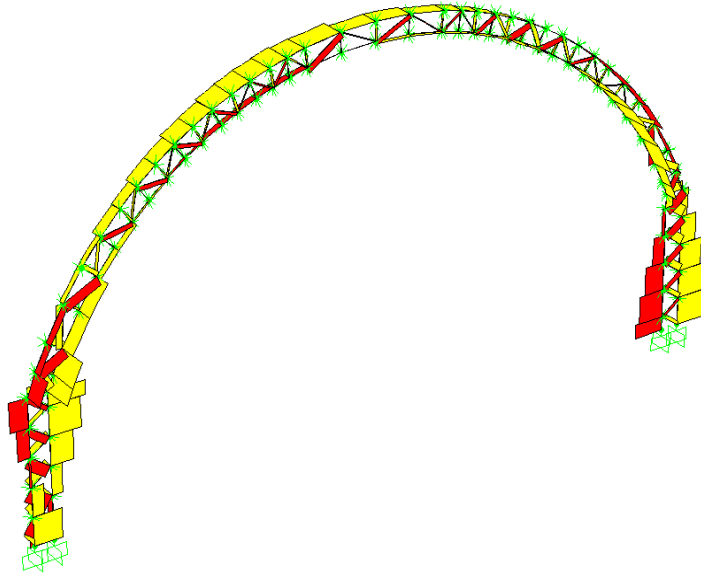


Figura 4.3: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 02 (1.0 G + 1.4 W90°).

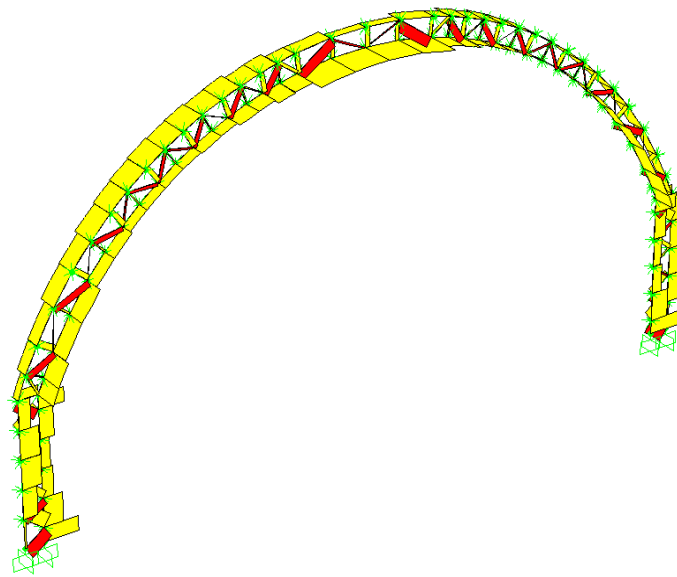


Figura 4.4: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 03 (1.0 G + 1.4 W0°).

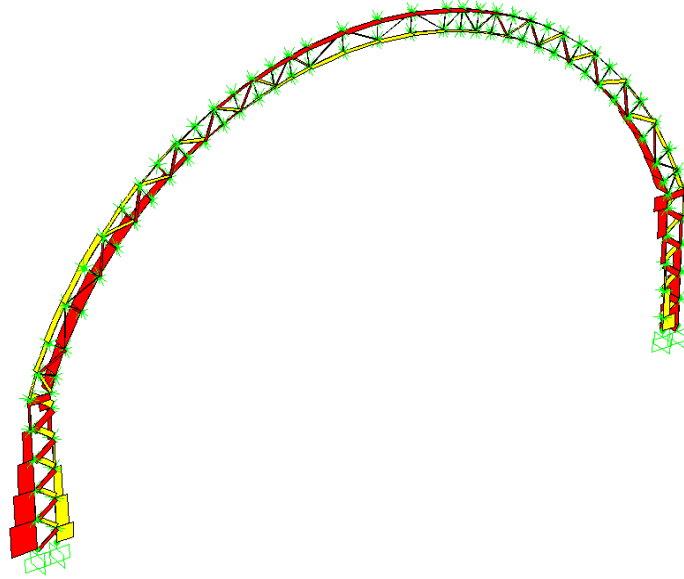


Figura 4.5: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 04 ( $1.35 G + 1.5 Q + 1.4 * 0.6 W90^\circ$ ).

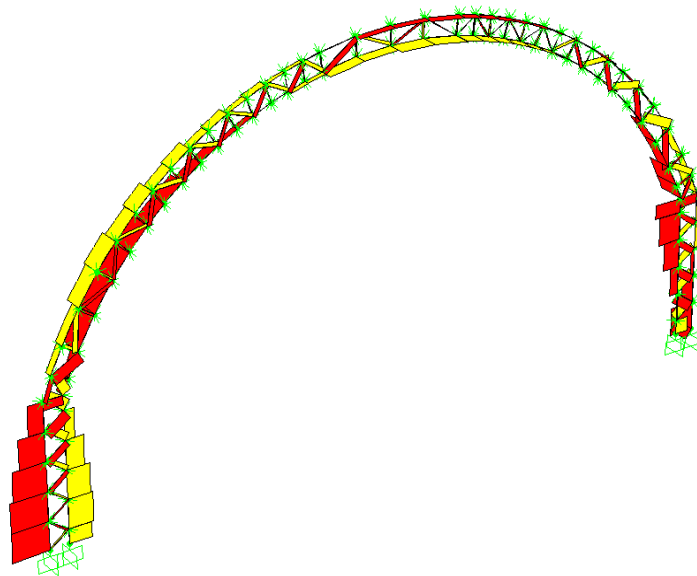


Figura 4.6: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 05 ( $1.35 G + 1.5 * 0.8 Q + 1.4 W90^\circ$ ).



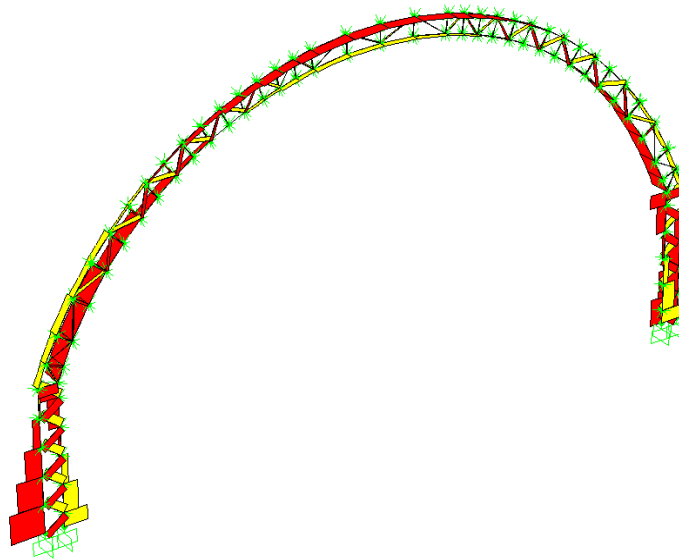


Figura 4.7: Diagrama de esforços axiais devido a COMB CS1 ( $1.0 \times G_{est-sw} + 1.0 \times G_{cob} + 1.0 \times Q_{sc2}$ ).

Nos diagramas foram consideradas as ações variáveis de sobrecarga de cobertura e a ação do vento, e também o peso próprio dos elementos estruturais que compõem o arco, como telhas e terças. Após comparação dos resultados para os diferentes esforços axiais das combinações e analisando-se a obtenção dos esforços em cada barra, juntamente com as ações mais desfavoráveis, pôde-se verificar que os maiores esforços de compressão se referem à COMB 01. Portanto, essa é a situação mais crítica, onde as barras da treliça do arco são mais solicitadas, conforme ilustrado nas Figuras 4.8 e 4.9.

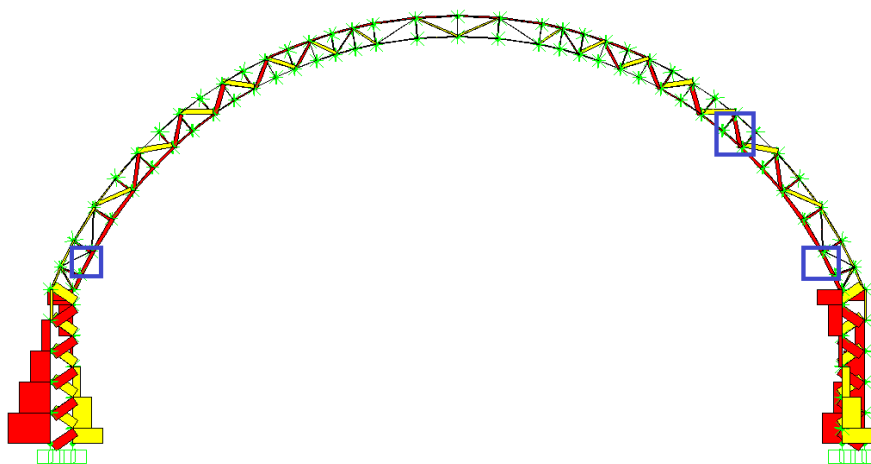


Figura 4.8: Localização das barras mais solicitadas.

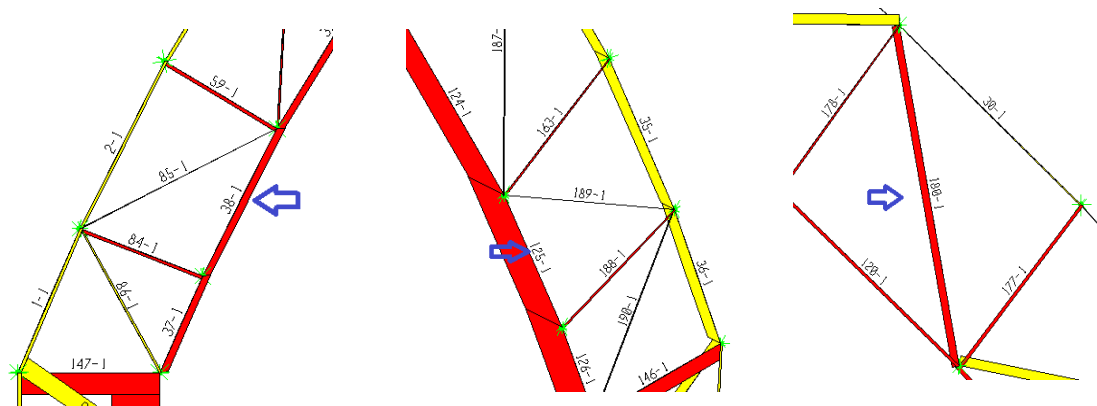


Figura 4.9: Detalhamento da localização das barras mais solicitadas.

#### 4.2.1.1 - Dimensionamento Gynasium

As Tabelas 4.1 a 4.3 apresentam os resultados do dimensionamento à compressão para as barras mais solicitadas de acordo com a combinação 01, cujos valores são iguais a 95.18 kN para barra 125 da treliça ( perfil U – banzo inferior da direita), 92.32 kN para barra 38 da treliça ( perfil U – banzo inferior da esquerda) e 13,70 kN para barra 180 (cantoneira – diagonal). As formulações usadas nas tabelas encontram-se no final dessa dissertação, no Apêndice A. Os coeficientes de flambagem foram considerados iguais a 1.0, tendo em vista que na análise estrutural os nós são considerados por hipótese rotulados, devido às condições encontradas nas estruturas reais.

Observou-se que na estrutura real existem mãos-francesas nas terças, que também desempenham a função de travamento dos nós do banzo inferior das treliças da cobertura, conforme ilustrado por barras de cor azul na Figura 4.10.

Para verificação das barras do modelo, admite-se que os comprimentos de flambagem são diferentes com relação aos dois eixos principais da seção transversal. O comprimento em relação ao eixo x é o comprimento destravado fora do plano do pórtico e o comprimento em relação ao eixo y é o comprimento destravado no plano do pórtico. Na Figura 4.10 indicam-se os pontos do travamento fora do plano do pórtico, através de círculos na cor vermelha.

Tabela 4.1: Análise dos esforços solicitantes máximos das barras principais.

Elemento	Barra	Comb. 01	Comb. 02	Comb. 03	Comb. 04	Comb. 05	Comb. CS1
Banzo inferior	38	-95,18	42,06	19,67	-53,22	-13,75	-43,28
Banzo inferior	125	-95,18	18,96	19,67	-67,07	-36,85	-43,28
Diagonal	180	-13,7	1,50	1,28	-10,43	-6,59	-6,22

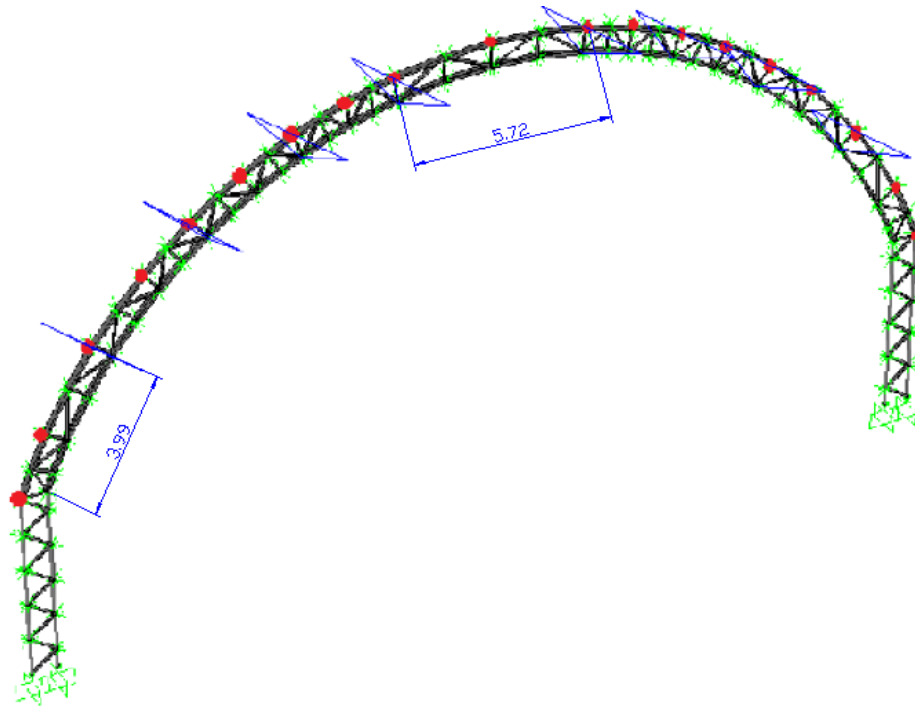


Figura 4.10: Localização de travamentos laterais (mão-francesa) e pontos de travamentos fora do plano do arco.

Os valores dos comprimentos destravados críticos fora do plano do pórtico indicado na Figura 4.10, valem respectivamente 3.99 m para o banzo inferior e 5.72 m para o banzo superior. Esses valores correspondem à distância do arco tomado entre os pontos inicial e final das terças em questão.

Tabela 4.2: Verificação das diagonais da treliça.

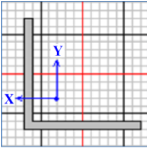
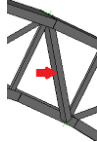
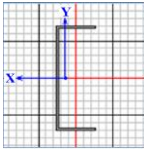
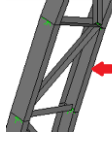
DIMENSIONAMENTO A COMPRESSÃO											
Perfil		Cantoneira de Abas Iguais - L - 63.5 x 4.76				Barra		180			
$N_d$		13,70 kN		<b>Verificação</b>		<b>O.K.</b>		Combinção		COMB 01	
$N_{rd}$		66,3 kN						Elemento		Diagonal	
											
Geometria											
Aba	6,35 cm	e	0,476 cm	$r_x$	1,98 cm	$x_0$	0,00 cm				
Area Bruta ( $A_g$ )	5,80 cm <sup>2</sup>	$K_x L_x$	115,0 cm	$r_y$	1,98 cm	$y_0$	0,00 cm				
M. Inércia ( $I_x$ )	23,00 cm <sup>4</sup>	$K_x L_{x1}$	228,81 cm	$r_0$	2,80 cm	$C_w$	0,03 cm <sup>4</sup>				
M. Inércia ( $I_y$ )	23,00 cm <sup>4</sup>										
Constante de Torção (J)	0,46 cm <sup>4</sup>										
Material		Parâmetros			Força Axial de Flambagem Elastica ( $N_e$ )						
Tipo de Aço		Índice de Esbelteza ( $\lambda_0$ )			$N_{ex}$	$N_{ey}$	$N_{ez}$	$N_{eyz}$			
$f_y$	250 MPa	1,27			888,9	-	-	-			
E	205 GPa										
G	78,9 Gpa										
		Fatores de Redução ( $\chi$ ):				b/t	b/t <sub>lim</sub>	$Q_s$	$Q_a$	Q	
		1	2	3	Final						
		0,51008				AL	13,34	12,9	0,99	-	0,99

Tabela 4.3: Verificação do banco inferior da treliça.

Perfil		Perfil U - 200 x 75 x 3,75				Barra		38		
$N_d$		95,18 kN		<b>Verificação</b>		<b>O.K.</b>		Combinção		COMB 01
$N_{rd}$		103,8 kN						Elemento		Banco inferior
										
Geometria										
Alma	20,00 cm	Mesa	7,5 cm	tw	0,38 cm	tf	0,38 cm			
Area Bruta ( $A_g$ )	12,66 cm <sup>2</sup>	$K_x L_x$	399,0 cm	$r_0$	8,02 cm	$x_0$	5,10 cm			
M. Inércia ( $I_x$ )	748,00 cm <sup>4</sup>	$K_y L_y$	90,0 cm			$y_0$	0,00 cm			
M. Inércia ( $I_y$ )	65,90 cm <sup>4</sup>	$K_z L_z$	399,0 cm			$C_w$	4535 cm <sup>6</sup>			
M. Inércia ( $I_p$ )	0,62 cm <sup>4</sup>									
Material		Parâmetros			Força Axial de Flambagem Elastica ( $N_e$ )					
Tipo de Aço		Índice de Esbelteza ( $\lambda_0$ )			$N_{ex}$	$N_{ey}$	$N_{ez}$	$N_{eyz}$		
$f_y$	250 MPa	1,05			9506,3	16460,9	1650,4	1650,4		
E	205 GPa									
G	78,9 Gpa									
		Fatores de Redução ( $\chi$ ):				b/t	b/t <sub>lim</sub>	bef	$Q_{átor}$	Q
		1	2	3	Final	AA	53,33	42,7	7,5	0,63
		0,63291				AL	19,74	16,0	-	0,90

#### 4.2.2 - Vila Olímpica do SESI

Na figura 4.11 apresenta-se a modelagem e as condições de contorno da estrutura. O arco é formado por cantoneiras duplas de abas iguais nas diagonais de 1 ½” e perfil U 100 x 50 x 4,76 mm. Os nós do arco são rotulados em suas extremidades, assim como as colunas em suas bases. As colunas do arco foram desconsideradas por serem compostas por contrafortes de concreto armado, com rigidez tendendo ao infinito, o que significa que não haverá deslocamentos nos apoios.

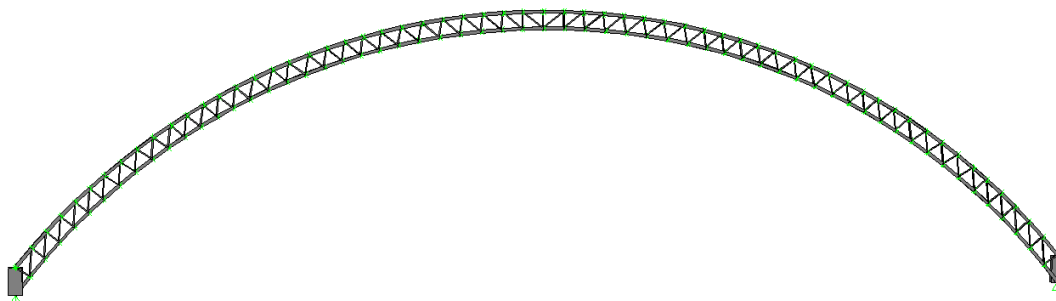


Figura 4.11: Modelagem e condições de contorno da estrutura.

Analogamente ao caso anterior, foram definidas as propriedades dos materiais e das barras, as seções transversais dos elementos e as restrições nodais. Posteriormente, tendo definido os casos de ações e combinações de ações e atribuída essas ações aos elementos, fez-se as análises estruturais dos modelos com o auxílio do software SAP e geraram-se os diagramas das Figuras 4.12 a 4.17, devido às combinações COMB 01, COMB 02, COMB 03, COMB 04, COMB 05 e COMB SC1, respectivamente.

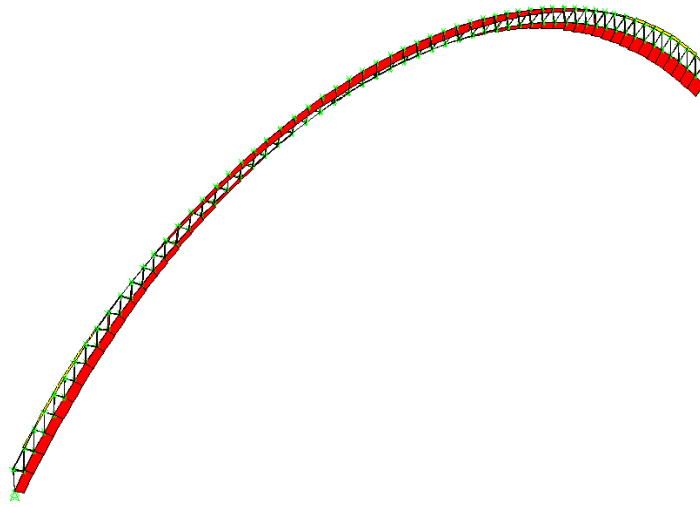


Figura 4.12: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 01(1.35 x G + 1.5 x Q).

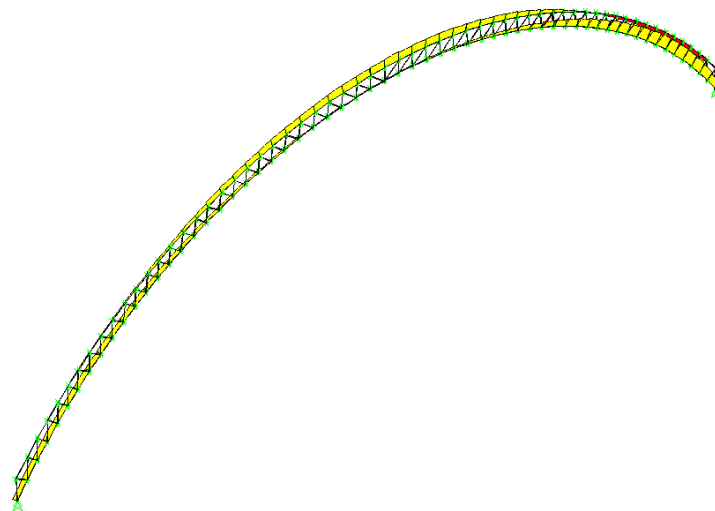


Figura 4.13: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 02 (1.0 G + 1.4 W90°).

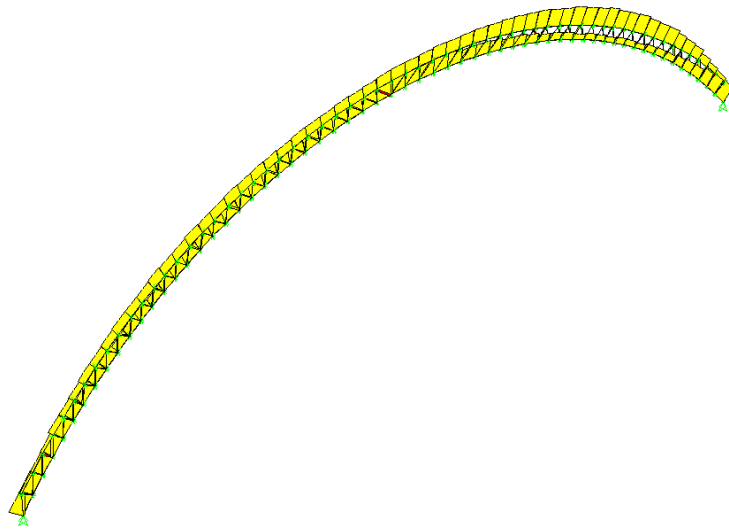


Figura 4.14: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 03 (1.0 G + 1.4 W0°).

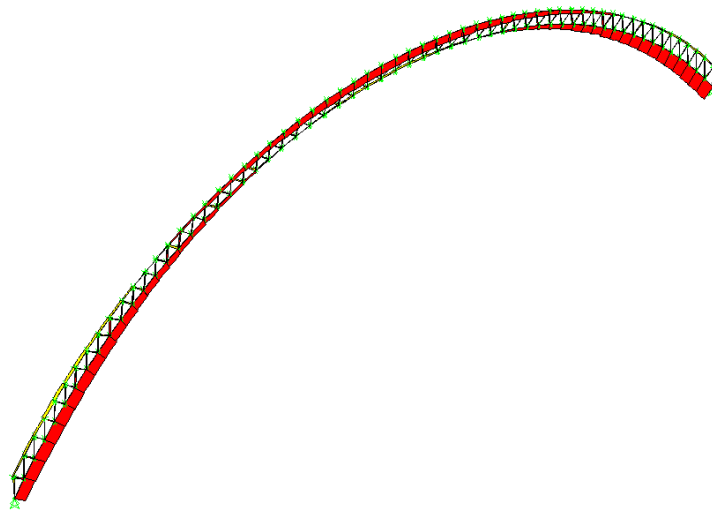


Figura 4.15: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 04 (1.35 G + 1.5 Q + 1.4 \* 0.6 W90°).

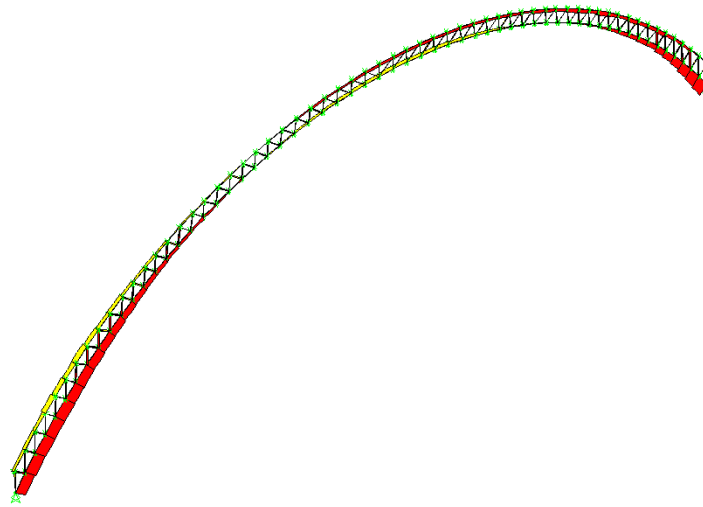


Figura 4.16: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 05 ( $1.35 G + 1.5 * 0.8 Q + 1.4 W90^\circ$ ).

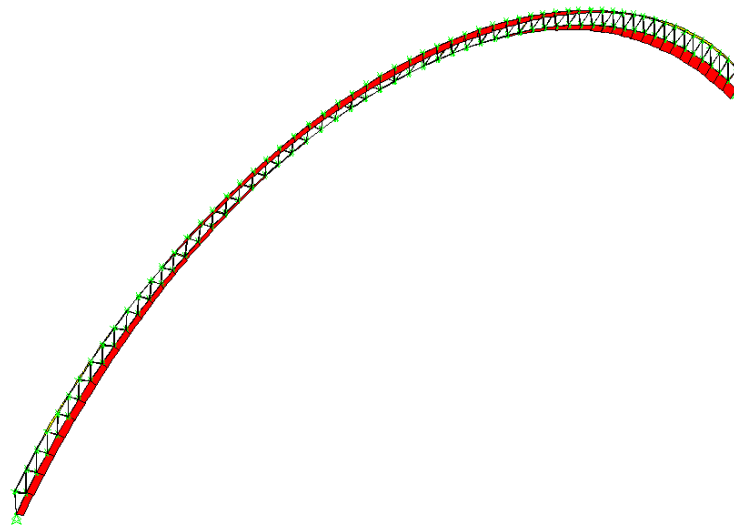


Figura 4.17: Diagrama de esforços axiais devido a COMB CS1 ( $1.0 x G_{est-sw} + 1.0 x G_{cob} + 1.0 Q_{sc2}$ ).

Após comparação dos resultados para os diferentes esforços axiais das combinações e analisando-se a obtenção dos esforços em cada barra, juntamente com as



ações mais desfavoráveis, pôde-se verificar que os maiores esforços de compressão se referem à COMB 01. Logo, essa é a situação mais crítica, onde as barras da treliça do arco são mais solicitadas, conforme ilustrado nas Figuras 4.18 e 4.19.

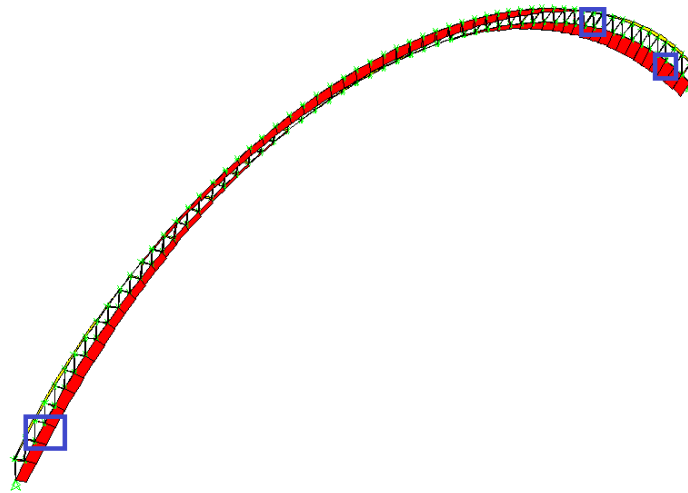


Figura 4.18: Localização das barras mais solicitadas.

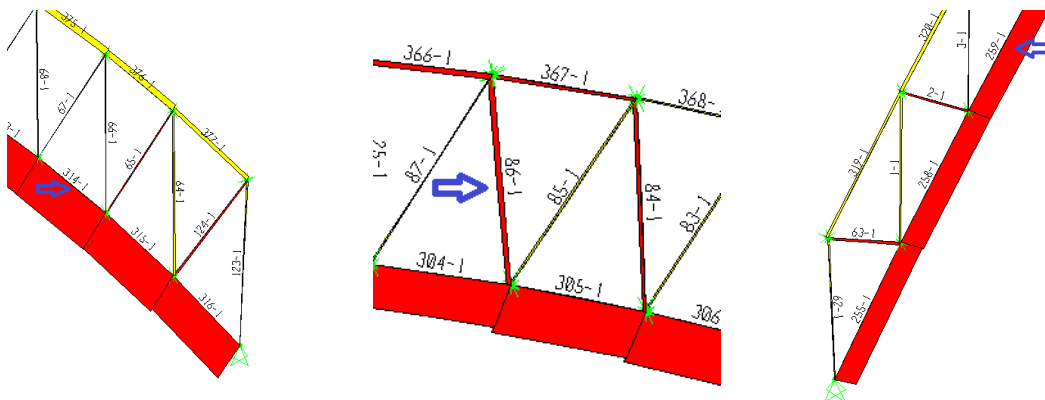


Figura 4.19: Detalhamento da localização das barras mais solicitadas.

#### 4.2.2.1 - Dimensionamento Vila Olímpica do SESI

As Tabelas 4.4 a 4.6 apresentam os resultados do dimensionamento à compressão para as barras mais solicitadas de acordo com a combinação 01, cujos valores são iguais a 98.10 kN para barra 259 da treliça ( perfil U – banzo inferior da esquerda), 98.10 kN para barra 314 da treliça ( perfil U – banzo inferior da direita) e 9.21 kN para barra 86 (cantoneira – diagonal). Todas as formulações usadas nas tabelas encontram-se no final dessa dissertação, no Apêndice A. Os coeficientes de flambagem também foram considerados iguais a 1.0.

Entre os nós do banzo inferior das treliças da cobertura e as terças, são utilizadas mãos-francesas que desempenham a função de travamento lateral dos mesmos, conforme ilustrado por barras de cor azul na Figura 4.20. Na verificação das barras do modelo, os comprimentos de flambagem são diferentes com relação aos dois eixos principais da seção transversal, analogamente ao modelo anterior. A Figura 4.20 ilustra os pontos do travamento fora do plano do pórtico, através de círculos na cor vermelha.

Tabela 4.4: Análise dos esforços solicitantes máximos das barras principais.

Elemento	Barra	Comb. 01	Comb. 02	Comb. 03	Comb. 04	Comb. 05	Comb. CS1
Banzo inferior	259	-98,1	27,99	33,57	-65,53	-31,3	-43,05
Banzo inferior	314	-98,1	27,99	33,57	-65,53	-31,3	-43,05
Diagonal	86	-9,21	3,95	2,12	-5,44	-1,72	-3,96

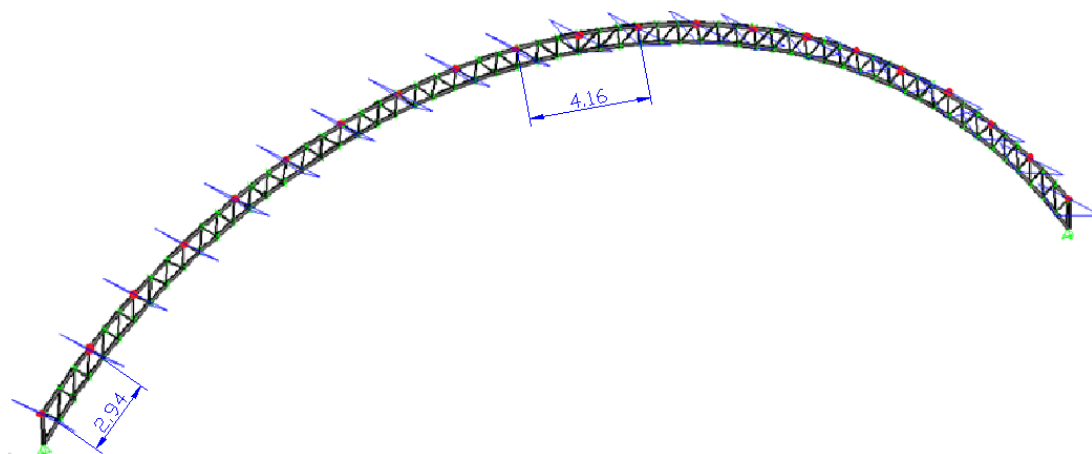


Figura 4.20: Localização de travamentos laterais (mão-francesa) e pontos de travamentos fora do plano do arco.

Os valores dos comprimentos destravados críticos fora do plano do pórtico indicado na Figura 4.20, valem respectivamente 2.94 m para o banzo inferior e 4.16 m para o banzo superior. Os valores correspondem à distância do arco tomado entre os pontos inicial e final das terças em questão.

Tabela 4.5: Verificação das diagonais da treliça.

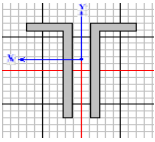
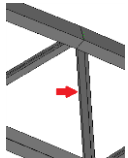
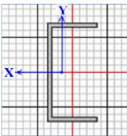
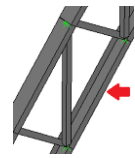
DIMENSIONAMENTO A COMPRESSÃO										
Perfil		Cantoneira de Abas Iguais - L - 38.1 x 3.17				Barra		86		
$N_d$		9,21 kN		Verificação		O.K.		Combinção		
$N_{rd}$		44,0 kN		Elemento		Diagonal		COMB 01		
										
Geometria										
Aba	3,81 cm	e	0,317 cm	$r_x$	1,17 cm	$x_0$	0,00 cm			
Area Bruta ( $A_g$ )	2,32 cm <sup>2</sup>	$K_x L_x$	71,0 cm	$r_y$	1,17 cm	$y_0$	0,00 cm			
M. Inércia ( $I_x$ )	3,33 cm <sup>4</sup>	$K_y L_y$	71,0 cm	$r_0$	1,65 cm	$C_w$	0,01 cm <sup>4</sup>			
M. Inércia ( $I_y$ )	3,33 cm <sup>4</sup>	$K_z L_z$	71,0 cm							
Constante de Torção (J)	0,08 cm <sup>4</sup>									
Material		Parâmetros			Força Axial de Flambagem Elastica ( $N_e$ )					
Tipo de Aço		Índice de Esbeltez ( $\lambda_0$ )			$N_{ex}$	$N_{ey}$	$N_{ez}$	$N_{eyz}$		
$f_y$	250 MPa	0,66			1336,5	1336,5	2306,3	1336,5		
E	205 GPa									
G	78,9 Gpa									
		Fatores de Redução ( $\chi$ ):				b/t	b/t <sub>lim</sub>	bef	$Q_{fator}$	Q
		1	2	3	Final	AA	6,009	42,7	3,8	1
		0,83391				AL	12,02	16,0	-	1,00

Tabela 4.6: Verificação do banzo inferior da treliça.

Perfil	Perfil U - GERDAU - U 100 x 50 x 4,76						Barra	259		
$N_d$	98,10 kN	<b>Verificação</b>				O.K.	Combinação	COMB CS1		
$N_{rd}$	144,9 kN						Elemento	Banzo inferior		
										
<b>Geometria</b>										
Alma	10,00 cm	Mesa	5 cm	tw	0,46 cm	tf	0,46 cm			
Area Bruta ( $A_g$ )	8,63 cm <sup>2</sup>	$K_x L_x$	294,0 cm	$r_x$	3,84 cm	$x_0$	1,48 cm			
M. Inércia ( $I_x$ )	127,50 cm <sup>4</sup>	$K_y L_y$	72,0 cm	$r_y$	1,55 cm	$y_0$	0,00 cm			
M. Inércia ( $I_y$ )	20,86 cm <sup>4</sup>	$K_z L_z$	294,0 cm	$r_0$	4,398 cm	$C_w$	339 cm <sup>6</sup>			
M. Inércia ( $I_p$ )	0,66 cm <sup>4</sup>									
<b>Material</b>		<b>Parâmetros</b>			<b>Força Axial de Flambagem Elastica (<math>N_e</math>)</b>					
Tipo de Aço		Índice de Esbeltez ( $\lambda_0$ )			$N_{ex}$	$N_{ey}$	$N_{ez}$	$N_{eyz}$		
$f_y$	250 MPa	0,85			2984,5	8141,5	3094,9	3094,9		
E	205 GPa									
G	78,9 Gpa									
		<b>Fatores de Redução (<math>\chi</math>):</b>				b/t	b/t <sub>lim</sub>	bef	$Q_{fior}$	Q
		1	2	3	Final	AA	21,74	42,7	5,0	1
		0,73891				AL	10,87	16,0	-	1,00

#### 4.2.3 - Uberlândia Tênis Clube (UTC) com barras coplanares

A Figura 4.21 apresenta a modelagem e as condições de contorno da estrutura. O arco é formado por cantoneiras de abas iguais de 2" e perfil U 250 x 10 x 3,35 mm. Todos os nós do arco são rotulados nas suas extremidades, assim como as colunas em suas bases. As colunas são compostas por perfis metálicos.

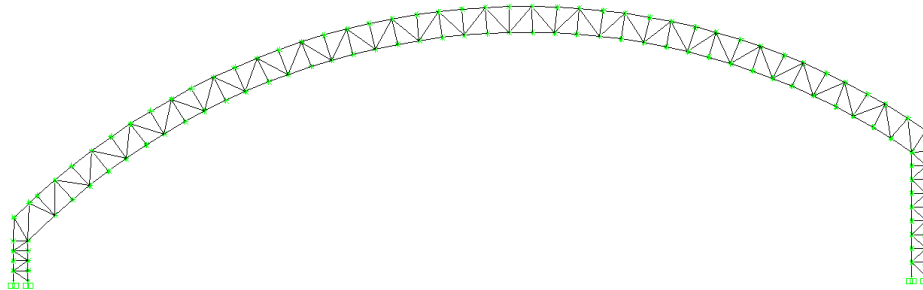


Figura 4.21: Modelagem e condições de contorno da estrutura.

Após definir as propriedades dos materiais e das barras, as seções transversais dos elementos, as restrições nodais, os casos de ações e combinações de ações e atribuída essas ações aos elementos, fez-se as análises estruturais dos modelos com o auxílio do software SAP 2000. Foram gerados os diagramas das Figuras 4.22 a 4.27 devido às combinações COMB 01, COMB 02, COMB 03, COMB 04, COMB 05, COMB SC1, respectivamente.

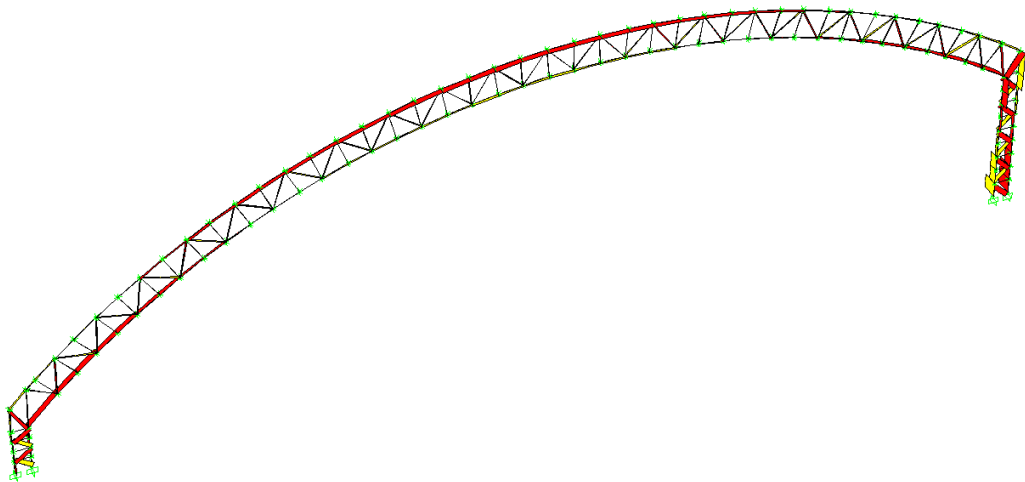


Figura 4.22: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 01(1.35 x G + 1.5 x Q).

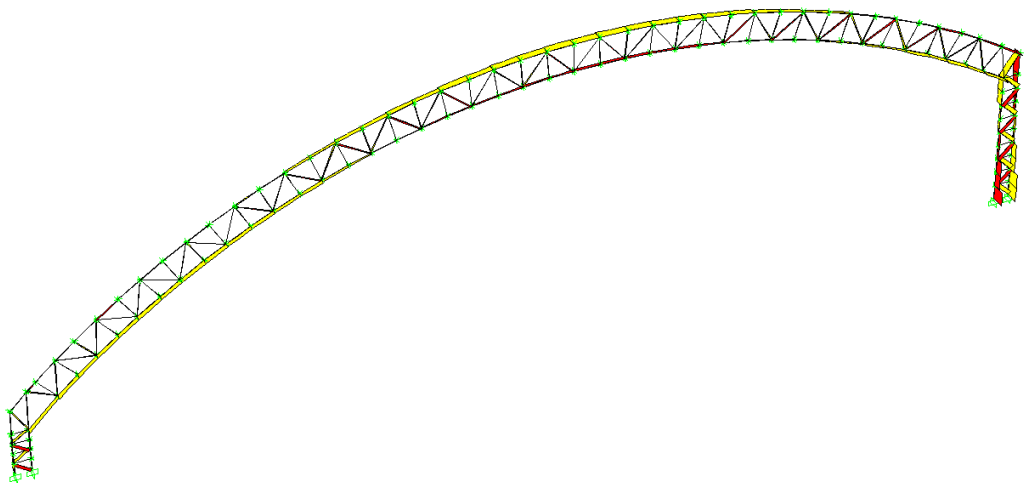


Figura 4.23: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 02 (1.0 G + 1.4 W90°).

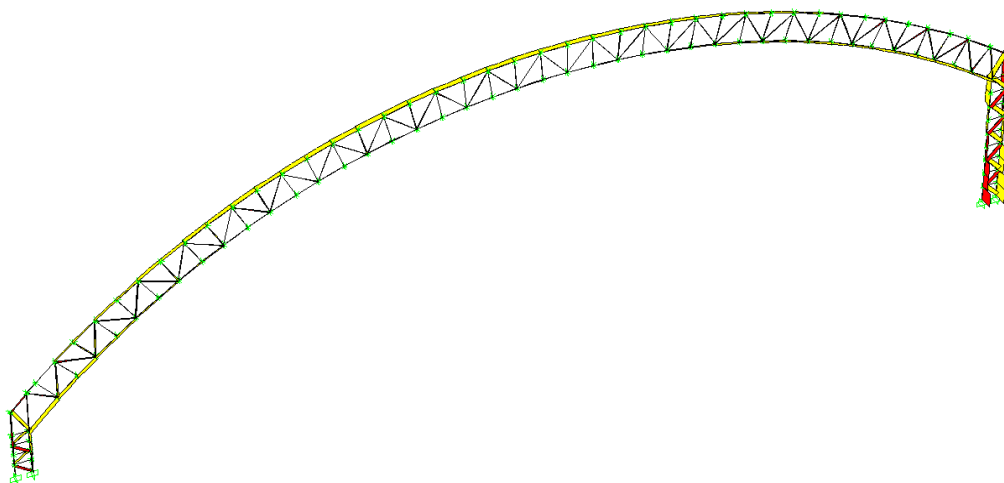


Figura 4.24: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 03 (1.0 G + 1.4 W0°).

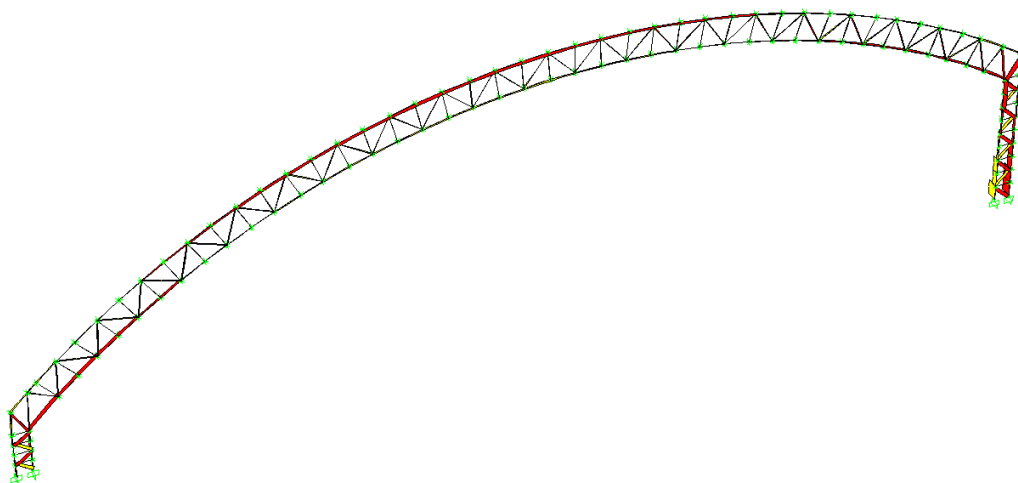


Figura 4.25: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 04 (1.35 G + 1.5 Q + 1.4 \* 0.6 W90°).

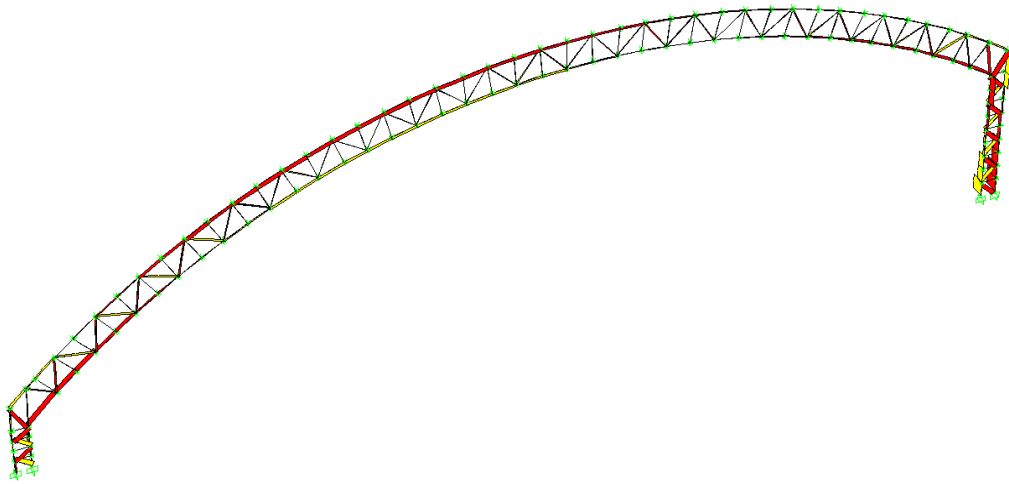


Figura 4.26: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 05 ( $1.35 G + 1.5 * 0.8 Q + 1.4 W90^\circ$ ).

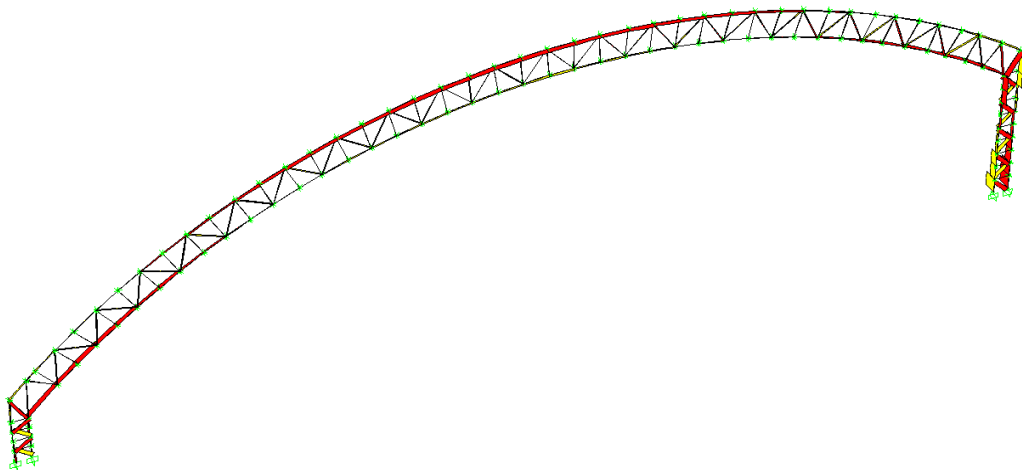


Figura 4.27: Diagrama de esforços axiais devido a COMB CS1 ( $1.0 x G_{est-sw} + 1.0 x G_{cob} + 1.0 Q_{sc2}$ ).

Após comparação dos resultados para os diferentes esforços axiais das combinações e analisando-se a obtenção dos esforços em cada barra, juntamente com as ações mais desfavoráveis, pôde-se verificar que os maiores esforços de compressão se referem à COMB 01, situação mais crítica, onde as barras da treliça do arco são mais

solicitadas, conforme ilustrado nas Figuras 4.28 e 4.29.

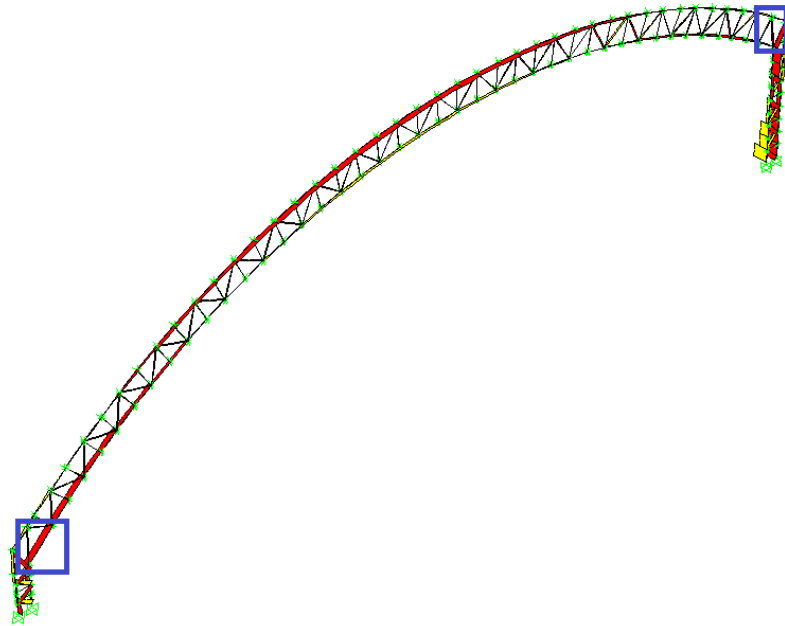


Figura 4.28: Localização das barras mais solicitadas.

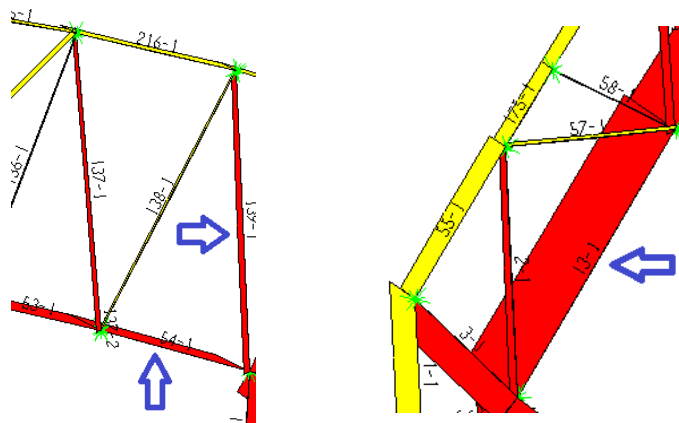


Figura 4.29: Detalhamento da localização das barras mais solicitadas.

#### 4.2.3.1 – Dimensionamento UTC de barras coplanares



As Tabelas 4.7 a 4.11 apresentam os resultados do dimensionamento à compressão para as barras mais solicitadas de acordo com a combinação 01, cujos valores são iguais a 143.34 kN para barra 54 da treliça ( perfil U - banzo inferior da direita), 108.06 kN para barra 13 da treliça ( perfil U - banzo inferior da esquerda) e 24.99 kN para barra 139 (cantoneira – diagonal). Os coeficientes de flambagem foram considerados iguais a 1,0.

No modelo, entre os nós do banzo inferior das treliças da cobertura e as terças, são utilizadas mãos-francesas que desempenham a função de travamento lateral dos mesmos, conforme ilustrado por barras de cor azul na Figura 4.30. Na verificação das barras do modelo, os comprimentos de flambagem são diferentes com relação aos dois eixos principais da seção transversal. O comprimento na direção x é o comprimento destravado fora do plano do pórtico e o comprimento na direção y é o comprimento destravado no plano do pórtico. A Figura 4.30 ilustra os pontos do travamento fora do plano do pórtico, através de círculos na cor vermelha.

Tabela 4.7: Análise dos esforços solicitantes máximos das barras principais.

<b>Elemento</b>	<b>Barra</b>	<b>Comb. 01</b>	<b>Comb. 02</b>	<b>Comb. 03</b>	<b>Comb. 04</b>	<b>Comb. 05</b>	<b>Comb. CS1</b>
Banzo inferior	13	-108,06	18,32	38,82	-78,75	-45,87	-48,32
Banzo inferior	54	-143,34	36,38	60,12	-97,18	-48,70	-64,07
Diagonal	139	-24,99	2,59	11,63	-19,3	-12,37	-11,08

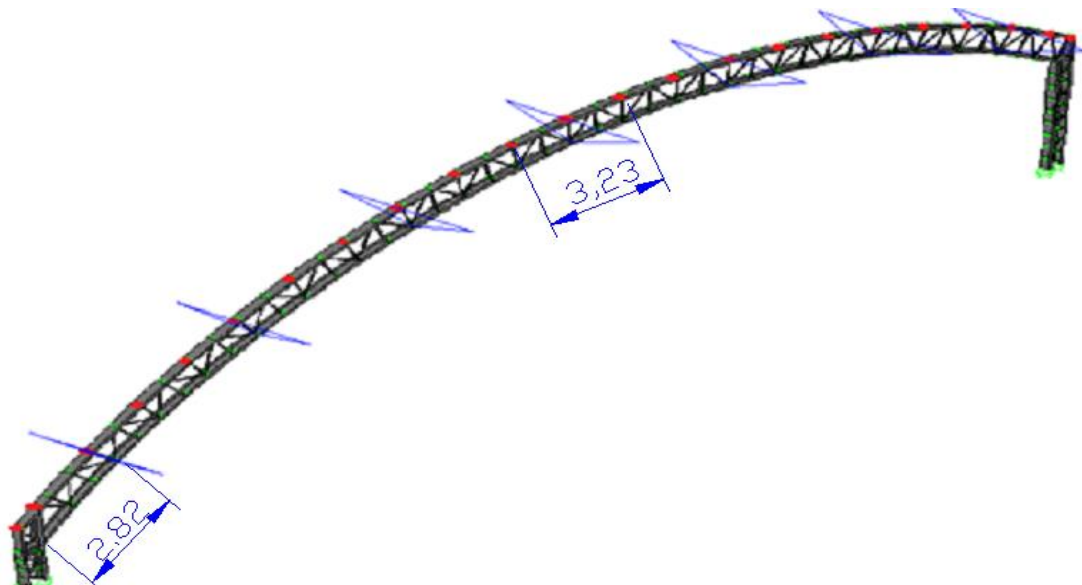


Figura 4.30: Localização de travamentos laterais (mão-francesa) e pontos de travamentos fora do plano do arco.

Os valores dos comprimentos destravados críticos fora do plano do pórtico indicado na Figura 4.30, valem respectivamente 2.82 m para o banzo inferior e 3.23 m para o banzo superior. Esses valores correspondem à distância do arco tomado entre os pontos inicial e final das terças em questão.

Tabela 4.8: Verificação das diagonais da treliça.

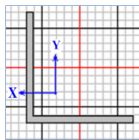
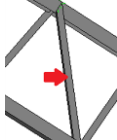
DIMENSIONAMENTO A COMPRESSÃO										
Perfil		Cantoneira de Abas Iguais - L - 51 x 3.17				Barra		139		
$N_d$	24,99 kN	<b>Verificação</b>		<b>O.K.</b>		Combinação		COMB 01		
$N_{rd}$	29,7 kN					Elemento		Diagonal		
										
Geometria										
Aba	5,10 cm	e	0,317 cm	$r_x$	1,60 cm	$x_0$	0,00 cm			
Area Bruta ( $A_g$ )	3,10 cm <sup>2</sup>	$K_x L_x$	119,0 cm	$r_y$	1,60 cm	$y_0$	0,00 cm			
M. Inércia ( $I_x$ )	7,91 cm <sup>4</sup>	$K_{x1} L_{x1}$	204,5 cm	$r_0$	2,26 cm	$C_w$	0,01 cm <sup>4</sup>			
M. Inércia ( $I_y$ )	7,91 cm <sup>4</sup>									
Constante de Torção (J)	0,11 cm <sup>4</sup>									
Material		Parâmetros			Força Axial de Flambagem Elastica ( $N_e$ )					
Tipo de Aço		Índice de Esbeltez ( $\lambda_0$ )			$N_{ex}$	$N_{ey}$	$N_{ez}$	$N_{eyz}$		
$f_y$	250 MPa	1,36			382,9	-	-	-		
E	205 GPa									
G	78,9 Gpa									
		Fatores de Redução ( $\chi$ ):				b/t	b/t <sub>lim</sub>	$Q_s$	$Q_a$	Q
		1	2	3	Final					0,91
		0,46139				AL	16,09	12,9	0,91	-

Tabela 4.9: Verificação do banzo inferior da treliça.

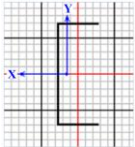

Perfil		Perfil U - U 250 x 10 x 3,35				Barra		13						
		<b>Verificação</b> <span style="background-color: red; color: white; padding: 2px;">O.K.</span>				Combinação		COMB 01						
$N_d$	108,06 kN					Elemento		Banzo inferior						
$N_{rd}$	133,6 kN													
Geometria														
Alma	25,00 cm	Mesa	10 cm	tw	0,34 cm	tf	0,34 cm							
Area Bruta ( $A_g$ )	14,71 cm <sup>2</sup>	$K_x L_x$	127,0 cm	$r_x$	9,76 cm	$x_0$	-5,67 cm							
M. Inércia ( $I_x$ )	1402,00 cm <sup>4</sup>	$K_y L_y$	127,0 cm	$r_y$	3,09 cm	$y_0$	0,00 cm							
M. Inércia ( $I_y$ )	140,70 cm <sup>4</sup>	$K_z L_z$	127,0 cm	$r_0$	11,70 cm	$C_w$	15211,69 cm <sup>6</sup>							
M. Inércia ( $I_p$ )	0,55 cm <sup>4</sup>													
Material		Parâmetros			Força Axial de Flambagem Elastica ( $N_e$ )									
Tipo de Aço		Índice de Esbeltez ( $\lambda_0$ )			$N_{ex}$	$N_{ey}$	$N_{ez}$	$N_{eyz}$						
$f_y$	250 MPa	0,33			175871,0	17649,8	14249,9	14249,9						
E	205 GPa													
G	78,9 Gpa													
Fatores de Redução ( $\chi$ ):					b/t	b/t <sub>lim</sub>	bef	$Q_{fitor}$	Q					
					1	2	3	Final	AA	74,63	42,7	10,0	0,658	0,42
					0,95585				AL	29,85	16,0	-	0,63	

Tabela 4.10: Verificação do banzo inferior da treliça.

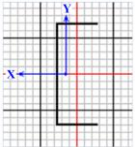

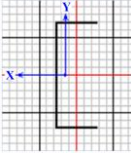
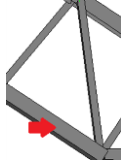
Perfil		Perfil U - U 250 x 10 x 3,35				Barra		54						
		<b>Verificação</b> <span style="background-color: red; color: white; padding: 2px;">Perfil Insuficiente</span>				Combinação		COMB 01						
$N_d$	143,34 kN					Elemento		Banzo inferior						
$N_{rd}$	136,7 kN													
Geometria														
Alma	25,00 cm	Mesa	10 cm	tw	0,34 cm	tf	0,34 cm							
Area Bruta ( $A_g$ )	14,71 cm <sup>2</sup>	$K_x L_x$	89,0 cm	$r_x$	9,76 cm	$x_0$	-5,67 cm							
M. Inércia ( $I_x$ )	1402,00 cm <sup>4</sup>	$K_y L_y$	89,0 cm	$r_y$	3,09 cm	$y_0$	0,00 cm							
M. Inércia ( $I_y$ )	140,70 cm <sup>4</sup>	$K_z L_z$	89,0 cm	$r_0$	11,70 cm	$C_w$	15211,69 cm <sup>6</sup>							
M. Inércia ( $I_p$ )	0,55 cm <sup>4</sup>													
Material		Parâmetros			Força Axial de Flambagem Elastica ( $N_e$ )									
Tipo de Aço		Índice de Esbeltez ( $\lambda_0$ )			$N_{ex}$	$N_{ey}$	$N_{ez}$	$N_{eyz}$						
$f_y$	250 MPa	0,23			358114,3	35939,1	28687,8	28687,8						
E	205 GPa													
G	78,9 Gpa													
Fatores de Redução ( $\chi$ ):					b/t	b/t <sub>lim</sub>	bef	$Q_{fitor}$	Q					
					1	2	3	Final	AA	74,63	42,7	10,0	0,658	0,42
					0,97782				AL	29,85	16,0	-	0,63	

Tabela 4.11: Verificação do banzo inferior da treliça.

Perfil		Perfil U - U 250 x 10 x 3,35						Barra	54	
$N_d$	64,07 kN	<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin-right: 10px;">Verificação</div> <div style="background-color: red; color: white; padding: 2px; margin-right: 10px;">O.K.</div>   </div>						Combinção	COMB CS1	
$N_{rd}$	136,7 kN							Elemento	Banzo inferior	
Geometria										
Alma	25,00 cm	Mesa	10 cm	tw	0,34 cm	tf	0,34 cm			
Area Bruta ( $A_g$ )	14,71 cm <sup>2</sup>	$K_x L_x$	89,0 cm	$r_x$	9,76 cm	$x_0$	-5,67 cm			
M. Inércia ( $I_x$ )	1402,00 cm <sup>4</sup>	$K_y L_y$	89,0 cm	$r_y$	3,09 cm	$y_0$	0,00 cm			
M. Inércia ( $I_y$ )	140,70 cm <sup>4</sup>	$K_z L_z$	89,0 cm	$r_0$	11,70 cm	$C_w$	15211,69 cm <sup>6</sup>			
M. Inércia ( $I_p$ )	0,55 cm <sup>4</sup>									
Material		Parâmetros			Força Axial de Flambagem Elástica ( $N_e$ )					
Tipo de Aço		Índice de Esbeltez ( $\lambda_0$ )			$N_{ex}$	$N_{ey}$	$N_{ez}$	$N_{eyz}$		
$f_y$	250 MPa	0,23			358114,3	35939,1	28687,8	28687,8		
E	205 GPa									
G	78,9 Gpa									
		Fatores de Redução ( $\chi$ ):				b/t	b/t <sub>lim</sub>	bef	$Q_{fitor}$	Q
		1	2	3	Final	AA	74,63	42,7	10,0	0,658
		0,97782				AL	29,85	16,0	-	0,63

Após as verificações, observa-se que nem todas as barras da estrutura atendem aos Estados Limites Últimos (ELU). Porém, a estrutura passa nas verificações ao ser adotada uma sobrecarga de cobertura mínima de 0,10 kN/m<sup>2</sup>, na combinação de serviço (Comb. SC1).

#### 4.2.4 - Uberlândia Tênis Clube (UTC) com barras não coplanares

As Figuras 4.31 a 4.33 apresentam a modelagem e as condições de contorno da estrutura. O modelo apresenta barras não coplanares e dois tipos de barras redondas de aço, equivalentes àquelas usadas em estruturas para concreto armado. As barras internas apresentam diâmetro de 13,3 mm e as barras externas 22,5 mm. As treliças do arco apresentam as diagonais comprimidas para as cargas de gravidade.

Todos os nós do arco são rotulados nas suas extremidades, assim como as colunas em suas bases. As colunas que sustentam o arco são formadas por concreto armado e por terem rigidez tendendo ao infinito, foram desconsideradas uma vez que não haverá deslocamentos nos apoios.

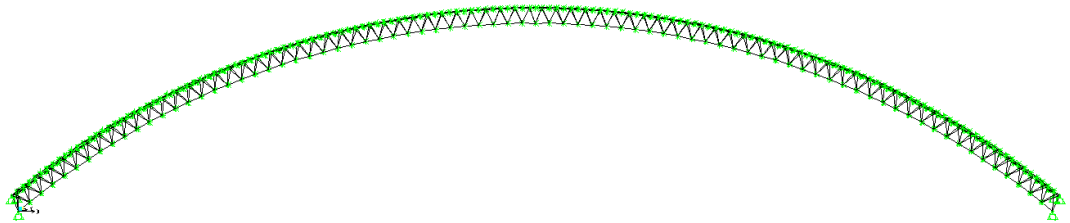


Figura 4.31: Modelagem e condições de contorno da estrutura.

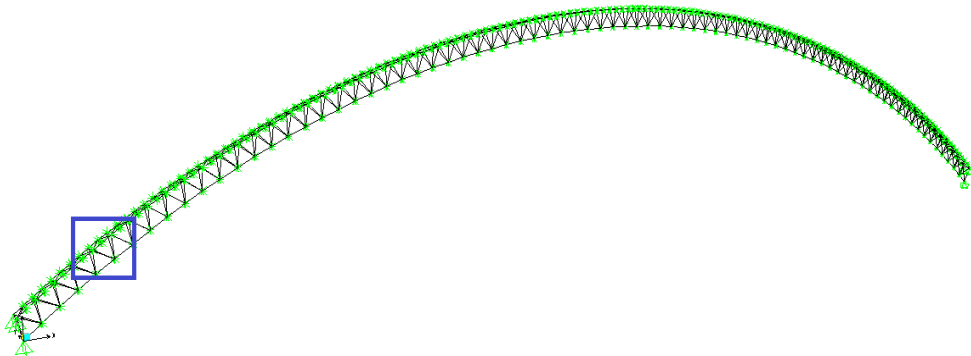


Figura 4.32: Modelagem e condições de contorno da estrutura.

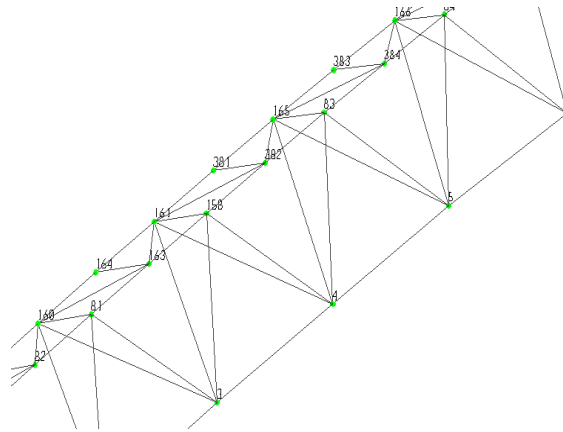


Figura 4.33: Detalhamento da seção transversal treliçada do arco.

A partir daí, definiu-se as propriedades dos materiais e das barras, as seções transversais dos elementos e as restrições nodais. Posteriormente, tendo definido os casos de ações e combinações de ações e atribuída essas ações aos elementos, fez-se as análises estruturais dos modelos com o auxílio do software SAP 2000 e geraram-se os diagramas das Figuras 4.34 a 4.39, devido às combinações COMB 01, COMB 02, COMB 03, COMB 04, COMB 05 e COMB SC, respectivamente.

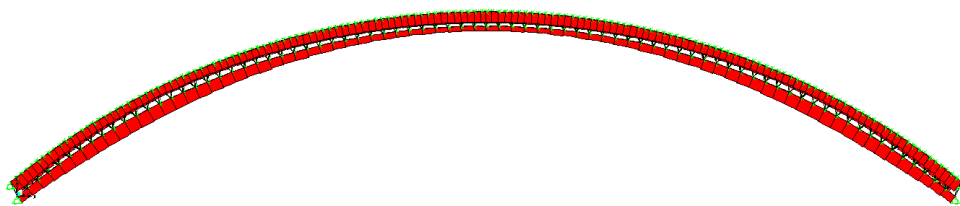


Figura 4.34: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 01(1.35 x G + 1.5 x Q).

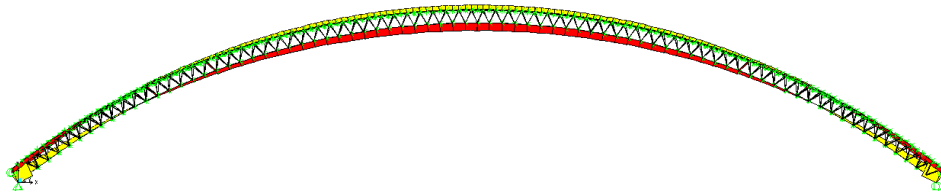


Figura 4.35: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 02 (1.0 G + 1.4 W90°).

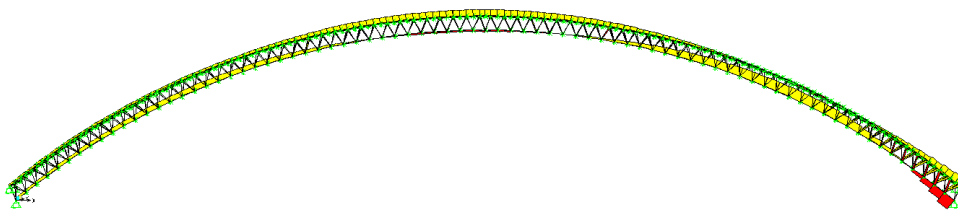


Figura 4.36: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 03 (1.0 G + 1.4 W0°).

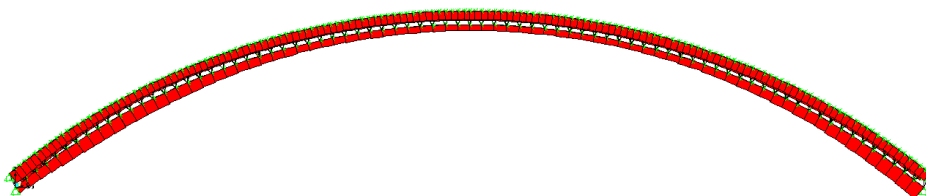


Figura 4.37: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 04 (1.35 G + 1.5 Q + 1.4 \* 0.6 W90°).

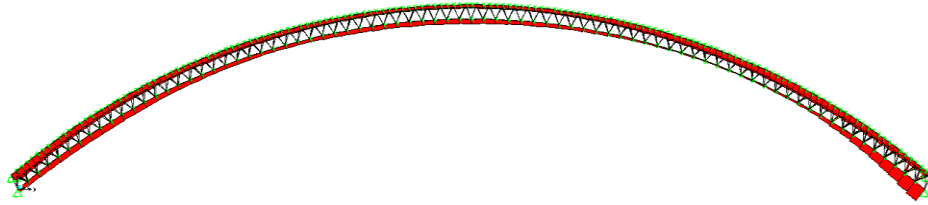


Figura 4.38: Diagrama de esforços axiais devido a COMB 05 ( $1.35 G + 1.5 * 0.8 Q + 1.4 W90^\circ$ ).

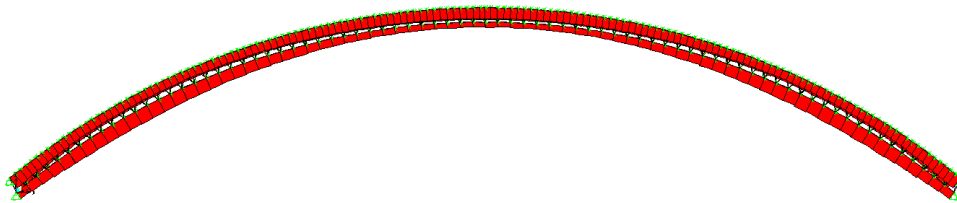


Figura 4.39: Diagrama de esforços axiais devido a COMB CS1 ( $1.0 x Gest-sw + 1.0 x Gcob + 1.0 Qsc2$ ).

A partir dos resultados dos diagramas acima, pôde-se verificar que os maiores esforços de compressão se referem à COMB 01. Portanto, é a situação mais crítica, onde as barras da treliça do arco são mais solicitadas, conforme ilustrado nas Figuras 4.40 e 4.41.

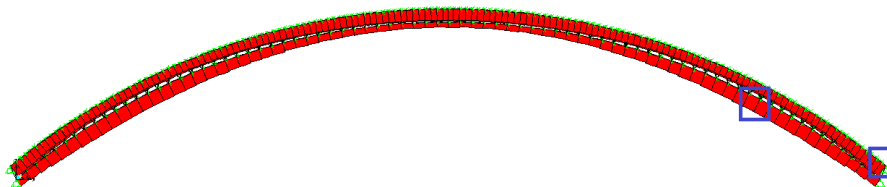


Figura 4.40: Localização das barras mais solicitadas.



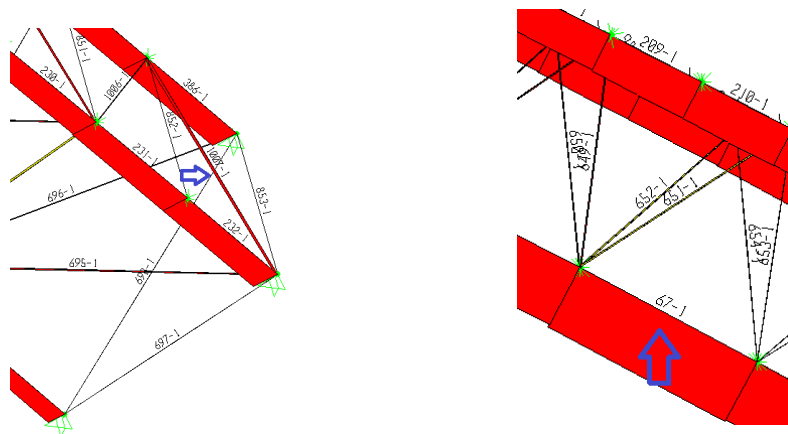


Figura 4.41: Detalhamento da localização das barras mais solicitadas – Barras redondas de aço de 22.5 mm e de 13.3 mm, respectivamente.

#### 4.2.4.1 - Dimensionamento UTC de barras não coplanares

A análise será feita de acordo com o princípio de instabilidade da carga crítica de flambagem de Euler, apresentada no Apêndice B, uma vez que não há norma específica para este tipo de perfil. A Tabela 4.12 apresenta a análise dos esforços solicitantes máximos das barras principais.

A Figura 4.42 ilustra a localização dos pontos do travamento fora do plano do pórtico, através de círculos na cor vermelha.

Tabela 4.12: Análise dos esforços solicitantes máximos das barras principais.

Elemento	Barra	Comb. 01	Comb. 02	Comb. 03	Comb. 04	Comb. 05	Comb. CS1
Barra maior	67	-93,21	37,59	17,93	-50,39	-12,32	-58,84
Barra menor	1007	-10,08	3,99	1,01	-5,49	-1,41	-6,36

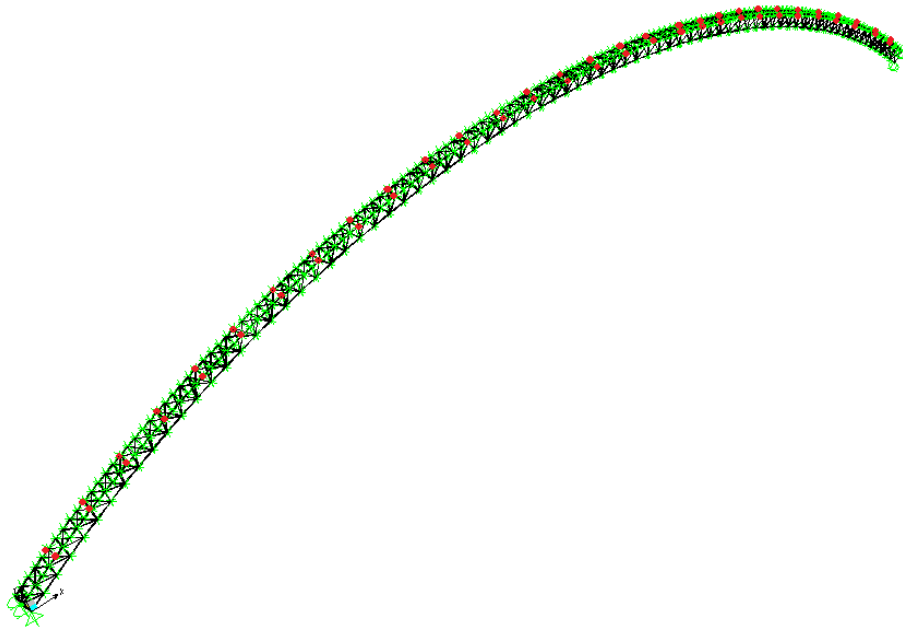


Figura 4.42: Localização dos pontos de travamentos fora do plano do arco.

Os valores dos comprimentos destravados fora do plano do pórtico para o banzo inferior variam de acordo com as distâncias entre os intervalos das barras solicitadas, que valem aproximadamente 0.55 m. Para o banzo superior, os comprimentos destravados fora do plano do pórtico se referem aos intervalos entre os pontos de travamentos de cor vermelha da Figura 4.42.

#### 4.2.4.2 - Verificações da flambagem das barras

De acordo com a carga crítica de Euler, para verificação da flambagem das barras externas, tem-se:

Dados:

$$D = 22,5 \text{ mm}$$

$$L_{\text{barra}} = 0,55 \text{ m} - \text{Barra 76, banzo inferior}$$

$$N_{c,sd} = 93,21 \text{ kN (maior esforço à compressão - Comb. 01)}$$

$$N_{c,sd} = 58,84 \text{ kN (maior esforço à compressão - Comb. CS1)}$$

a) Momento de inércia

$$I = \frac{\pi \cdot r^4}{4}$$
$$I = \frac{\pi \cdot 0,01125^4}{4} = 1,26 \cdot 10^{-8} m^4$$

b) Carga crítica de Euler

$$N_{c,rd} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l^2} = \frac{\pi^2 \cdot 205 \cdot 10^9 \cdot 1,26 \cdot 10^{-8}}{0,55^2} = 84,28 \text{ kN}$$

Então:

$$N_{c,rd} = 84,27 \text{ kN} < 93,21 \text{ kN} = N_{c,sd} \rightarrow \text{NÃO PASSA PARA A COMB 01!}$$

$$N_{c,rd} = 84,27 \text{ kN} > 58,84 \text{ kN} = N_{c,sd} \rightarrow \text{PASSA PARA A COMB CS1!}$$

Agora, para a verificação da flambagem das barras internas, tem-se:

Dados:

$$D = 13,3 \text{ mm}$$

$$L_{\text{barra}} = 0,46 \text{ m} - \text{Barra 1007, banzo superior}$$

$$N_{c,sd} = 10,08 \text{ kN} \text{ (maior esforço à compressão - Comb. 01)}$$

$$N_{c,rd} = 6,36 \text{ kN} \text{ (maior esforço à compressão - Comb. CS1)}$$

c) Momento de inércia

$$I = \frac{\pi \cdot r^4}{4}$$
$$I = \frac{\pi \cdot (6,65 \cdot 10^{-3})^4}{4} = 1,54 \cdot 10^{-9} m^4$$

d) Carga crítica de Euler

$$N_{c,Rd} = \frac{\pi^2 . EI}{l^2} = \frac{\pi^2 . 205 . 10^9 . 1,54 . 10^{-9}}{0,46^2} = 14,73 \text{ kN}$$

Então:

$$N_{c,Rd} = 14,73 \text{ kN} > 10,08 \text{ kN} = N_{c,sd} \rightarrow \text{PASSA PARA A COMB 01!}$$

Os resultados mostram que analogamente ao caso do ginásio do UTC de barras coplanares, nem todas as barras da estrutura atendem aos estados limites últimos (ELU). Mas, a estrutura torna-se segura ao ser adotada uma sobrecarga de cobertura mínima de 0,10 kN/m<sup>2</sup>, na combinação de serviço (Comb. SC1).

### 4.3 - Verificações do Estado Limite de Serviço

A verificação dos deslocamentos horizontal e vertical máximos foi feita com base no critério indicado no Anexo C da NBR 8800:2008 (ABNT, 2008). Considerou-se para o deslocamento vertical máximo a sobrecarga de cobertura que estabelece um valor máximo de L/250 para o caso de estrutura biapoiadas, suportando elementos de cobertura elásticos. Para verificação do deslocamento horizontal máximo, levou-se em conta a ação do vento e estabeleceu-se um valor máximo médio de H/300. As Figuras 4.43 a 4.46 ilustram os resultados do deslocamento horizontal e deslocamento vertical dos nós mais solicitados para cada caso de arco analisado.

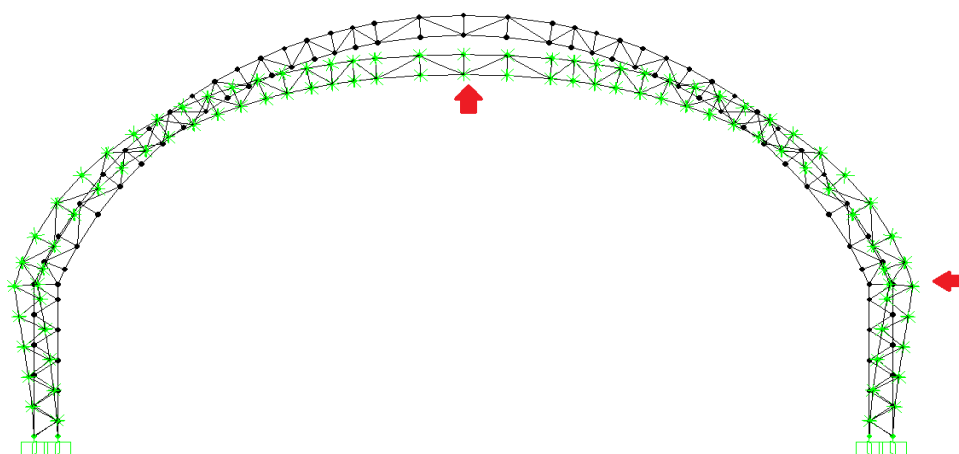


Figura 4.43: Deslocamento horizontal e vertical do arco – Gynasium.

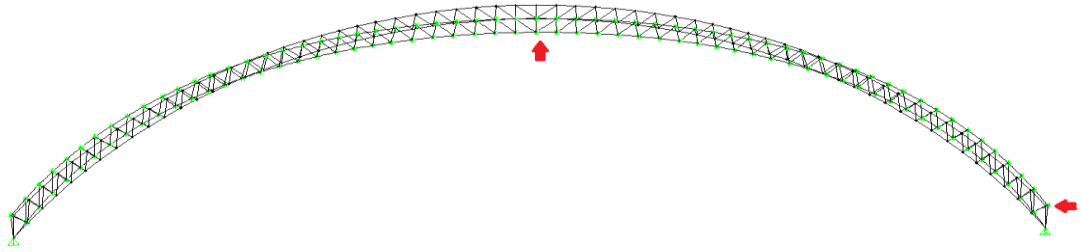


Figura 4.44: Deslocamento horizontal e vertical do arco – Ginásio da Vila Olímpica do SESI.

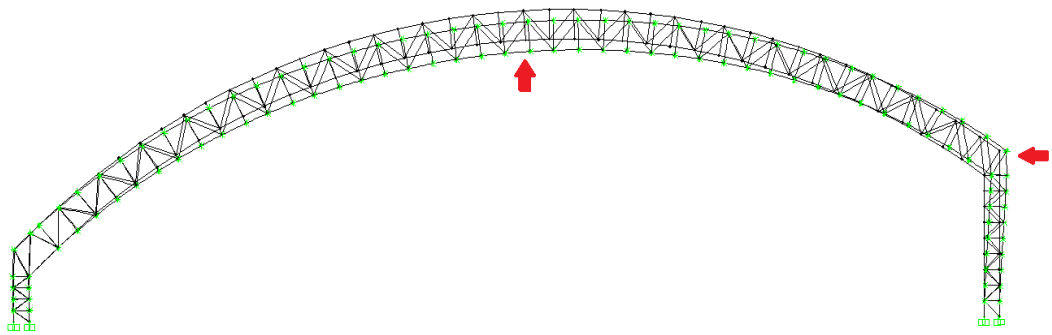


Figura 4.45: Deslocamento horizontal e vertical do arco – UTC de barras coplanares.

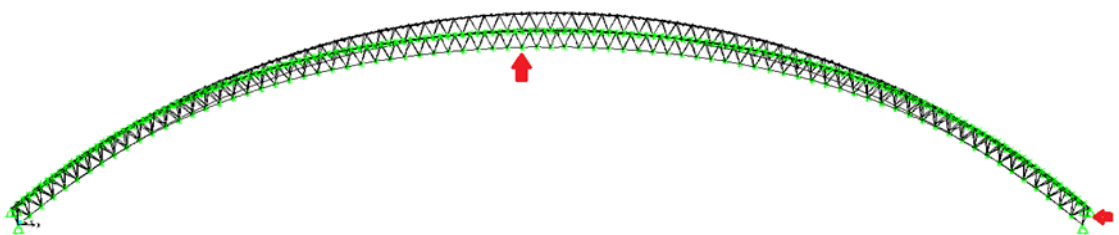


Figura 4.46: Deslocamento horizontal e vertical do arco – UTC de barras não coplanares.

Analisando-se a Tabela 4.13 que mostra os deslocamentos ( $\Delta$ ) em metros dos arcos transversais de cada caso, pode-se verificar que os deslocamentos verticais ( $\Delta V$ ) de todos os arcos atendem ao Estado Limite de Utilização de deslocamentos estabelecidos pela norma NBR 8800:2008 (ABNT, 2008), porém, o mesmo não ocorre para os deslocamentos horizontais ( $\Delta H$ ) do modelo ginásio do UTC de barras coplanares, que excedem o limite máximo estabelecido pela norma.

Tabela 4.13: Deslocamentos horizontais e verticais dos arcos transversais.

DESLOCAMENTOS DOS ARCOS TRANSVERSAIS							
MODELO DE ARCO	VÃO (m)	ALTURA - COLUNA (m)	$\Delta H_{m\acute{a}x}$	$\Delta V_{m\acute{a}x}$	$\Delta H_{SAP}$	$\Delta V_{SAP}$	VERIFICAÇÃO
GYNASIUM - ARCO PARABÓLICO	26	5,34	0,0178	0,104	0,0143	0,0115	Ok!
SESI - ARCO PARABÓLICO	35	3,30	-	0,14	-	0,0129	Ok!
UTC COPLANAR - ARCO CIRCULAR	30,3	1,35	0,0045	0,1212	0,0285	0,0198	OK apenas para $\Delta V_{m\acute{a}x}$ !
UTC NÃO COPLANAR - ARCO CIRCULAR	39	4,71	-	0,156	-	0,0401	Ok!

No caso dos arcos da Vila Olímpica do SESI e ginásio do UTC não coplanar, os deslocamentos horizontais não foram indicados, uma vez que esses arcos não foram modelados junto com as colunas, que são compostas de concreto armado, com rigidez tendendo ao infinito, o que não provoca deslocamentos nos apoios.

## 5 - CONCLUSÕES

---

Neste capítulo apresentam-se as conclusões sobre o estudo realizado e são apresentadas sugestões para trabalhos futuros.

### 5.1 – Conclusões

Nota-se que em todas as estruturas verificadas, a combinação 01 que contempla o peso próprio da estrutura e a sobrecarga mínima exigida pela Norma ABNT NBR 8800: 2008 (ABNT, 2008), levou a pior situação. Pode-se observar que as combinações nas quais foi considerada a ação do vento, não conduziram as piores situações para o Estado Limite Último.

Após realizar as análises estruturais pelo software SAP 2000, e feitas as devidas verificações para cada caso de arco, pôde-se concluir que os esforços nas barras das treliças dos arcos, passaram com certa folga para os dois casos de arcos parabólicos analisados, Gynasium e Vila Olímpica do SESI, de acordo com as normas vigentes, mostrando-se que mesmo tendo sido projetados e construídos há anos atrás, por volta da década de 70, quando os projetistas não dispunham de ferramentas computacionais que temos hoje e nem da Norma NBR 6123:1988 (ABNT, 1988) para a consideração do efeito do vento e também no Brasil a inexistência dos procedimentos de cálculos pelo Método dos Estados Limites, estas estruturas analisadas ficaram a favor da segurança quanto à resistência, estabilidade e deslocamentos.

As verificações que outrora se usava os comprimentos de flambagem como sendo as distâncias entre terças contraventadas, mostra-se um critério de projeto onde não se tem a garantia e suficiente rigidez entre apoios, porque em alguns casos, dependendo do tipo de perfil usado no banzo comprimido, como o perfil U, a flambagem crítica será por flexo-torção e não por flexão como outrora era admitido para flambagens no plano e fora do plano da treliça do arco, que neste caso do perfil U, a priori a direção do deslocamento da barra é indeterminado.

Para os arcos do ginásio UTC com barras coplanares e ginásio do UTC com barras não coplanares, algumas barras comprimidas não passaram nas verificações. Conclui-se que para as exigências normativas atuais (Método dos Estados Limites) e

também as considerações do efeito do vento e as análises computacionais, os projetos com as considerações usadas na origem não se viabilizariam, embora as construções estejam de pé desde a década de 70. Foi considerado o valor da sobrecarga de 0,25 kN/m<sup>2</sup> de acordo com as exigências da Norma ABNT NBR 8800: 2008 (ABNT, 2008), o que levaria a instabilidade de determinadas barras. Porém, supondo-se de forma estimada que a sobrecarga adotada durante o período de projeto tenha sido bem menor, ou seja, adotando-se a combinação mínima de serviço CS1, descrita no Capítulo 4, essas barras agora passam nas verificações.

Em função dos resultados obtidos, pode-se afirmar que a capacidade última das barras dessas estruturas seria capaz de atender aos esforços de uma combinação de serviço como a CS1, mas não atendem ao grau de segurança que deveriam ter considerando-se as combinações últimas prescritas pela atual norma para projeto e dimensionamento de estruturas de aço, a ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008).

Após comparações das diferentes geratrizes dos modelos reais, pôde-se concluir também que as barras das treliças dos arcos parabólicos Gynasium e Vila Olímpica do SESI, as quais funcionam exclusivamente à compressão, trabalham mais eficientemente se comparadas com as barras dos arcos circulares UTC de barras coplanares e UTC de barras não coplanares.

Para o arco do ginásio do UTC de barras coplanares que apresentou deslocamento horizontal acima do limite estabelecido pela norma, a solução para diminuir o deslocamento horizontal, poderia ser a substituição dos perfis das colunas que sustentam o arco, de forma a aumentar a inércia da coluna.

Relativamente às mudanças de sinais que não ocorreram no caso do arco circular UTC com barras não coplanares, entende-se que esse arco funcionou sempre à compressão, o que pode ser atribuído ao raio adotado para o arco que como tal a geratriz do mesmo pode ter sido aproximada à geratriz de um arco parabólico e assim predominaria os esforços de compressão sem alternâncias das naturezas dos esforços.

Portanto, concluiu-se que das quatro estruturas de coberturas em arco analisadas, os arcos parabólicos Gynasium e Vila Olímpica do SESI são seguros, uma vez que passam com folga nas verificações dos Estados Limites Últimos indicados pelas normas de projeto. As demais estruturas, Ginásio do UTC de barras coplanares e UTC de barras



não coplanares, podem ter ficado de pé sem entrar em colapso ao longo dos tempos, devido a várias hipóteses que não é possível detectar nem com os mais sofisticados softwares disponíveis no mercado e nem pelas verificações das normas existentes disponíveis, mas sim, por uma análise macroscópica e a grosso modo, pela visualização e percepção de ligações eventualmente mais rígidas e por sobrecargas ou pesos próprios mais amenos usados como critérios de cálculos na origem dos dimensionamentos.

## **5.2 - Sugestões para trabalhos futuros**

Sugere-se para o desenvolvimento de futuros trabalhos:

- empregar ferramentas computacionais que permitam otimizar as estruturas pela pesquisa dos vários parâmetros variáveis envolvidos, como por exemplo, o raio, os vínculos e as condições de contorno, para avaliar a estrutura do arco com melhor desempenho e conseqüentemente com o menor custo de matéria-prima;
- avaliar os efeitos da análise não-linear geométrica (de segunda ordem), com base na geometria deformada da estrutura, uma vez que foi feita apenas análise elástica linear (de primeira ordem), por se tratar de estruturas de pequenos deslocamentos laterais e usadas para coberturas de ginásios de pequeno e médio porte;
- analisar as ligações em estruturas de arcos;

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 14762 (2010): *Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 6120 (1980): *Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro.

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

CHAVES, M. R. *Avaliação do desempenho de soluções estruturais para galpões leves* (2007). Dissertação de Mestrado, UFOP - MG.

FERRARI, G. A; SILVA, H. P. (2010). *Curso Básico SAP 2000 v. 14*. Departamento de Engenharia Civil, UFV - M. G.

GALAMBOS, T. V. (1998). *Guide to stability design criteria for metal structures*. 5ª ed. Editora: J.Wiley, New York, 911 p.

GUARNIER, C. R. F. (2009). *Metodologias de detalhamento de estruturas metálicas*. Dissertação de Mestrado, UFOP-MG.

HIBBELER, R.C. *Structural analysis*(2009). 7ª Ed. Pearson Prentice Hall. Pearson education, inc. Upper Saddle River, New Jersey.

MCCOMARC, JACK C. (2007). *Structural Analysis using classical and matrix methods*. Traduzido do russo por K. Asryantz . 4ª ed. Editora: J.Wiley, New York, 584 p.

MUKHANOV, K. (1980). *Estruturas Metálicas*. Editora: MIR, Moscou.

PAVLOVIC, L., KRAJNC, A. e BEG, D. ( 2004). *Cost function analysis in the structural optimization of steel frames, Structural and Multidisciplinary Optimization*, 28, 286–295.

PFEIL, WALTER E PFEIL, MICHELE (2009). *Estruturas de aço: dimensionamento prático de acordo com a norma NBR 8800:2008*. 8ª ed. Editora: LTC, Rio de Janeiro.

POLIEDRO (2005). *Apostila de Matemática: curso preparatório de vestibular*.

REBELLO, Y. C. P (2008). *Bases para projeto estrutural na arquitetura*. 2ª ed. São Paulo: Zigurate, 286 p.

RIBEIRO, L.F e SILVA, K.C (1999). *Sistemas Estruturais: apostila da disciplina de CIV 403*. Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas, UFOP – M.G.

SILVA, D. M. e SOUTO, A. K (2007). *Estruturas: uma abordagem arquitetônica*. Editora: UniRitter, Porto Alegre, 148 p.

SILVA, E.L. e SILVA.; SILVA, V.P(2008). *Manual de construção em aço: Dimensionamento de perfis formados a frio conforme NBR14762 e NBR6355*. Rio de Janeiro: IBS/ CBCA.

SILVA, N. C., REQUENA, J. A.V., ASSAN, A. E (1999). *Automação de projetos de treliças metálicas planas*. Artigo publicado na Associação Brasileira da Construção Metálica. São Paulo, n. 39, pg. 32 – 38.

SOUTO, ANDRÉ KRAEMER; SILVA, DAIÇON MACIEL (2000). “*Estruturas. Uma Abordagem Arquitetônica*”. 2ª Edição. Editora Sagra Luzzatto, Porto Alegre, Rio Grande do Sul.

SOUZA, M. G. Q. (2006). *Automação e integração CAD/CAE no projeto de estruturas metálicas, utilizando perfis tubulares*. Dissertação de Mestrado, UNICAMP – S.P.

## APÊNDICE A – FÓRMULAS USADAS NAS VERIFICAÇÕES

---

**Flambagem das barras por flexão, por torção ou por flexo-torção -[NBR 14762 - 7.7.2].**

**Cálculo de Ne:**

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(k_x \cdot L_x)^2}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2}$$

$$N_{et} = \frac{1}{(r_0)^2} \cdot \left[ \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_t \cdot L_t)^2} + G \cdot I_t \right]$$

Perfil monossimétrico: em relação ao eixo x [NBR 14762 - 7.7.2]:

$$N_{ext} = \frac{N_{ex} \cdot N_{et}}{2 \cdot [1 - (x_0/r_0)^2]} \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{1 - 4N_{ex} \cdot N_{et} \cdot [1 - (x_0/r_0)^2]}{(N_{ex} + N_{et})^2}} \right]$$

Onde  $N_e$  é o menor valor entre  $N_{ey}$  e  $N_{ext}$ .

**Modo de flambagem global: flexo-torção**

Cálculo da Área Efetiva

Área efetiva ( $A_{ef}$ ) = Área bruta ( $A$ )

$$A_{ef} = A$$

Nos casos de flambagem por torção ou por flexo-torção, deve-se tomar a curva b  $\rightarrow \alpha = 0,34$ .

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A_{ef} \cdot f_y}{N_e}}$$

$$\beta = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda_0 - 0,2) + \lambda_0^2]$$

$$\rho = \frac{1}{\beta + (\beta^2 - \lambda_0^2)^{0,5}} \leq 1,0$$

A área efetiva será calculada na tensão:  $\sigma = \rho \cdot f_y$

### **Cálculo da Largura Efetiva**

#### **Elemento A.L.**

$$b = b_f - 2t$$

$$\Psi_1 = 1$$

Caso a  $\rightarrow K = 0,43$  (Tabela A3 do anexo)

Cálculo de  $\lambda_p$ :

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{0,95 \cdot \sqrt{\frac{K E}{\sigma}}} \quad [\lambda_p < 0,673]$$

$$b = b_{ef}$$

#### **Elemento AA**

$$b = b_f - 4t$$

$$\Psi_1 = 1$$

Caso a  $\rightarrow K = 4$  (Tabela A4 do anexo)

Cálculo de  $\lambda_p$ :

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{0,95 \cdot \sqrt{\frac{K E}{\sigma}}}, \quad [\lambda_p < 0,673]$$

$$b = b_{ef}$$

**A força normal de compressão resistente de cálculo será:**

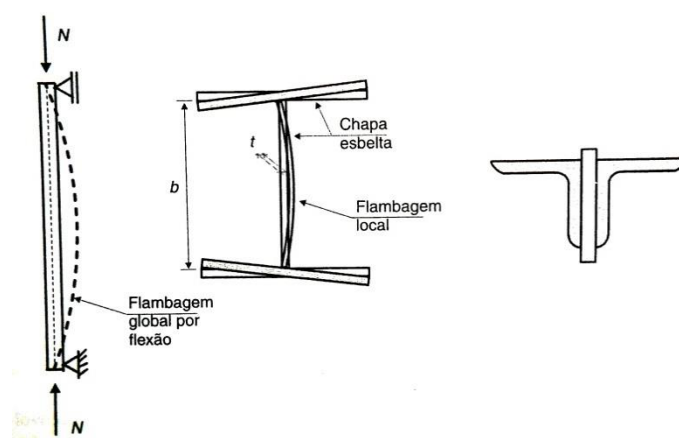
$$N_{c,rd} = \frac{\rho \cdot A_{ef} \cdot f_y}{\gamma}$$

**Portanto:**

$$N_{c,sd} \leq N_{c,rd} \rightarrow \text{OK!}$$

## APÊNDICE B – CARGA CRÍTICA DE EULER

Coluna é uma peça vertical sujeita à compressão centrada. As chapas componentes de um perfil comprimido podem estar sujeitas a flambagem local, que é uma instabilidade caracterizada pelo aparecimento de deslocamentos transversais à chapa, na forma de ondulações. A ocorrência de flambagem local depende da esbeltez da chapa  $b/t$ , conforme ilustrado na Figura B.1 (Pfeil: Pfeil, 2009).



(a) Coluna      (b) Seção simples      (c) Seção múltipla

Figura B.1: Colunas de seção simples e de seção múltipla.

Os deslocamentos laterais produzidos reduzem a capacidade de carga da peça e esse processo é denominado de flambagem por flexão.

Segundo (Pfeil: Pfeil, 2009), os primeiros resultados teóricos sobre instabilidade foram obtidos pelo matemático suíço Leonhardt Euler (1707-1783), que investigou o equilíbrio de uma coluna comprimida na posição deformada com deslocamentos laterais. O resultado obtido está ilustrado pelas duas retas idênticas na Figura B.2 por coluna idealmente perfeita, já que este é válido para as seguintes condições:

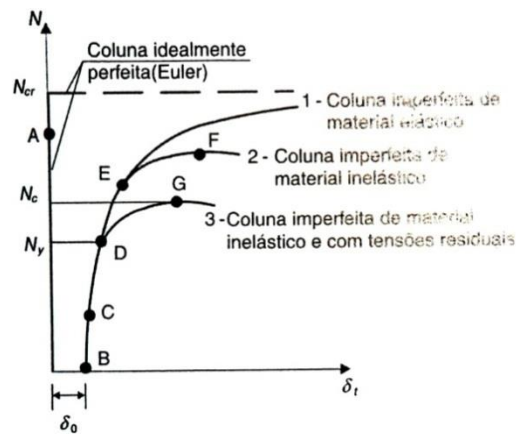


Figura B.2: Coluna perfeita de Euler.

- Coluna isenta de imperfeições geométricas e tensões residuais
- Material de comportamento elástico linear
- Carga perfeitamente centrada.

Nestas condições, a coluna inicialmente reta mantém-se com deslocamentos laterais nulos ( $\delta = 0$ ) até a carga atingir a carga crítica ou carga de Euler dada por (Gere e Timoshenko, 1994):

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l^2}$$

A partir desta carga não é mais possível o equilíbrio na configuração retilínea. Aparecem então deslocamentos laterais, e a coluna fica sujeita à flexocompressão.