

**Universidade de São Paulo
Escola de Engenharia de São Carlos
Departamento de Engenharia de Estruturas**

**SOBRE O PROJETO E A CONSTRUÇÃO DE
ESTRUTURAS METÁLICAS ESPACIAIS**

JOÃO RICARDO MAIA DE MAGALHÃES

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Mestre em Engenharia de Estruturas

ORIENTADOR: Prof. Dr. Maximiliano Malite

São Carlos
1996

Aos meus pais
M^a de Fátima e Luiz Eduardo

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Maximiliano Malite pela dedicação na orientação deste trabalho. Levo comigo a admiração e a amizade conquistada neste breve período do mestrado.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico - CNPq pela bolsa de estudo concedida.

Aos Professores José Jairo de Sáles e Roberto Martins Gonçalves pela atenção sempre dispensada.

À ALUSUD Engenharia, Montagens e Serviços Ltda pelo contínuo interesse no desenvolvimento de pesquisas sobre as estruturas espaciais.

À Martha Suzana de F. Magalhães pela revisão do texto.

Aos colegas e amigos de departamento, em especial a Luiz Fernando L. Ribeiro, Moacir Kripka e Saulo F. A. Barretto, pelas muitas horas de papo 'jogadas fora'.

Ao amigo Orides M. Júnior e a todos os amigos do 'predinho' e 'agregados' pelos bons momentos de convívio e distração.

À querida Luciana por nunca ter deixado faltar carinho e compreensão durante este período.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Bell com a provável primeira estrutura espacial pré-fabricada	3
Figura 1.2 - Torre totalmente montada antes de ser erguida.....	4
Figura 1.3 - Aparato voador constituído de reticulado espacial.....	4
Figura 1.4 - Algumas geometrias mais comuns e suas classificações.....	7
Figura 1.5 - Algumas formas para apoios de coberturas espaciais.....	8
Figura 1.6 - Alguns dos sistemas comerciais mais utilizados.....	10
Figura 1.7 - Detalhes de sistema com nó formado por parafuso e tubos prensados.....	11
Figura 1.8 - Esquema de sistema com nó formado por parafuso e tubos prensados.....	12
Figura 1.9 - Contra-flechas esféricas.....	14
Figura 1.10 - Contra-flecha cilíndrica.....	14
Figura 1.11 - Maquete de hangar desenvolvido por Wachsmann.....	16
Figura 1.12 - Esquema de montagem por elemento.....	18
Figura 1.13 - Centro de Exposições Anhembi sendo montado com a técnica de <i>lift slab</i>	18
Figura 1.14 - Montagem utilizando técnica mista.....	19
Figura 1.15 - Características da cobertura analisada em túnel de vento.....	21
Figura 1.16 - Coeficientes de forma e de força para vento longitudinal.....	22
Figura 1.17 - Coeficientes de forma e de força para vento transversal.....	22
Figura 1.18- Módulo típico de treliça espacial.....	25
Figura 1.19 - Posição das barras vinculares para que haja determinação geométrica.....	26
Figura 1.20 - Apoio em quatro colunas.....	27
Figura 1.21 - Disposição dos apoios adotada no Centro de Exposições Anhembi.....	28
Figura 1.22 - Vista geral do Estádio Coberto de Toronto.....	29
Figura 1.23 - Vista parcial com a cobertura recolhida.....	30
Figura 1.24 - Detalhe de apoio de um dos módulos.....	30
Figura 1.25 - Dimensões gerais para os diversos módulos da cobertura....	31
Figura 1.26 - Esquema de movimentação dos módulos.....	31

Figura 2.1 - Discretização da estrutura 1 em elementos finitos.....	33
Figura 2.2 - Discretização da estrutura 2 em elementos finitos.....	34
Figura 2.3 - Elementos finitos utilizados nas simulações via LUSAS	36
Figura 2.4 - Esquema geral com as seções transversais analisadas.....	38
Figura 3.1 - Cobertura em treliça espacial.....	57
Figura 3.2 - Direções de atuação do vento para efeito de cálculo.....	59
Figura 3.3 - Coeficientes de forma externos, de pressão interna e forças de atrito para direções do vento longitudinal e transversal.....	60
Figura 3.4 - Carregamentos básicos.....	62
Figura 3.5 - Elemento de barra utilizado na análise numérica via LUSAS ..	64
Figura 3.6 - Numeração das barras dimensionadas.....	65
Figura 4.1 - Esquema com os detalhes de extremidade típicos analisados.	77
Figura 4.2 - Momentos de inércia ao longo dos modelos.....	81
Figura 4.3 - Elemento de barra utilizado na simulação numérica.....	81
Figura 4.4 - Detalhes dos nós das barras de aço estudadas.....	85
Figura 4.5 - Numeração dos extensômetros elétricos nas barras de aço....	86
Figura 4.6 - Esquemas com os momentos de inércia das barras considerados nas análises via LUSAS	101
Figura 4.7 - Seção transversal extrema para as estampagens analisadas..	104
Figura 4.8 - Esquema geral do ensaio.....	107
Figura 4.9 - Numeração dos canais: extensômetros elétricos e transdutores de deslocamento.....	108
Figura 4.10 - Variação de inércia para as estampagens analisadas.....	119
Figura 4.11 - Dimensões dos corpos-de-prova para ensaios de tração, conforme ASTM E 8M/94.....	121

LISTA DE GRÁFICOS

Gráficos 2.1 a 2.11 - Deslocamentos ao longo de seções das estruturas 1 e 2.....	38 a 45
Gráficos 2.12 a 2.19 - Esforços axiais equivalentes ao longo de seções das estruturas 1 e 2.....	46 a 50
Gráficos 2.20 e 2.21 - Deslocamentos ao longo ao longo de seções das estrutura 1.....	52 e 53
Gráficos 2.22 e 2.23 - Esforços axiais equivalentes ao longo de seções da estrutura 1.....	53 e 54
Gráfico 4.1 - Curvas de flambagem aplicáveis a barras de seção transversal tubular para o aço USI-SAC-41.....	79
Gráfico 4.2 - Comportamento $N_{cr}^* / N_{cr} \times \lambda$ tomando-se a curva 'a' da NBR 8800.....	82
Gráfico 4.3 - Comportamento $N_{cr}^* / N_{cr} \times \lambda$ tomando-se a curva 'b' do EUROCODE.....	82
Gráfico 4.4 - Comportamento $N_{cr}^* / N_{cr} \times \lambda$ tomando-se a curva de flambagem da AISC-LRFD.....	83
Gráfico 4.5 - Comportamento $N_{cr}^* / N_{cr} \times \lambda$ tomando-se a curva de flambagem do AISC-ASD e AISI.....	83
Gráficos 4.6 a 4.17 - Gráficos com resultados experimentais para barras de aço.....	89 a 100
Gráfico 4.18 - Curvas de flambagem para a liga ASTM-6351	105
Gráficos 4.19 a 4.26 - Gráficos com resultados experimentais para barras de alumínio.....	111 a 118
Gráfico 4.27 - $N_{cr}^* / N_{cr} \times \lambda$ para as duas estampagens utilizadas.....	119

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Reações verticais nos apoios das estruturas 1 e 2.....	51
Tabela 3.1 - Resistência de cálculo para algumas barras com seções tubulares circulares, segundo NBR 8800.....	66
Tabela 3.2 - Planilha para dimensionamento de barras (esforços axiais em kN).....	68
Tabela 3.3 - Momentos fletores para as colunas de apoio (Solicitações nominais).....	73
Tabela 4.1 - Força crítica experimental para os protótipos ensaiados.....	88
Tabela 4.2 - Resistência nominal à força axial (NBR 8800) - Barra A.....	102
Tabela 4.3 - Resistência nominal à força axial (NBR 8800) - Barra B.....	102
Tabela 4.4 - Resistência nominal à força axial (NBR 8800) - Barra C.....	102
Tabela 4.5 - Propriedades mecânicas da liga ASTM-6351 - valores convencionais.....	105
Tabela 4.6 - Força última obtida nos ensaios de compressão das barras de aço.....	109
Tabela 4.7 - Ensaios de tração - resumo de resultados.....	122
Tabela 4.8 - Ensaios de compressão - resumo de resultados.....	123

LISTAS DE FOTOS

Foto 4.1 - Esquema geral do ensaio.....	87
Foto 4.2 - Extremidades de barras com os dois tipos de estampagem analisadas.....	104
Foto 4.3 - Vista geral de uma barra durante o ensaio.....	110
Foto 4.4 - Ensaio de tração: corpo-de prova posicionado na máquina universal.....	122
Foto 4.5 - Ensaio de compressão: corpo-de-prova posicionado na prensa em instante logo após o colapso.....	124

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	i
LISTA DE GRÁFICOS	iii
LISTA DE TABELAS	iv
LISTA DE FOTOS	v
RESUMO	vi
ABSTRACT	vii
INTRODUÇÃO	1
1 ASPECTOS GERAIS DAS ESTRUTURAS ESPACIAIS	3
1.1 Breve histórico.....	3
1.2 Conceitos básicos.....	5
1.3 Algumas vantagens das treliças espaciais.....	9
1.4 Alguns sistemas comerciais.....	10
1.5 Sistemas de vedação e contra-flechas.....	12
1.6 Acabamento e pintura.....	15
1.7 Transporte e montagem.....	16
1.7.1 Técnicas de montagem.....	17
1.8 Ações e normas aplicáveis.....	19
1.9 Breve comentário sobre determinação geométrica das estruturas espaciais.....	24
1.10 Descrição de algumas obras.....	28
1.10.1 Centro de Exposições Anhembi - Brasil.....	28
1.10.2 Estádio Coberto de Toronto - Canadá.....	29
2 ANÁLISE SIMPLIFICADA VIA ANALOGIA DE PLACA	32
2.1 Determinação da espessura da placa equivalente.....	35
2.2 Determinação dos esforços na treliça a partir da placa equivalente.....	37
2.3 Análise dos resultados e conclusões.....	37
3 EXEMPLO DE CÁLCULO DE COBERTURA EM TRELIÇA ESPACIAL	56
3.1 Descrição da edificação.....	56
3.2 Ações.....	58

3.3 Pré-dimensionamento.....	63
3.4 Cálculo dos esforços e dimensionamento das barras da estrutura.....	63
3.5 Dimensionamento das colunas.....	69
3.6 Sobre o efeito da variação da temperatura.....	73
3.7 Considerações sobre o dimensionamento de treliças espaciais.....	73
4 ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DE BARRAS COMPRIMIDAS COM VARIAÇÃO DE INÉRCIA.....	75
4.1 Breve estudo teórico de barras de treliça espacial sujeitas a variação de inércia.....	76
4.1.1 Análise de barras sem a consideração do efeito da variação de inércia ao longo do comprimento.....	77
4.1.2 Análise de barras com a consideração do efeito da variação de inércia ao longo do comprimento.....	80
4.2 Ensaio em barras de aço.....	84
4.2.1 Metodologia de ensaio e instrumentação utilizada.....	85
4.2.2 Resultados experimentais.....	88
4.2.3 Comparação dos resultados experimentais com os teóricos.....	101
4.2.4 Considerações sobre os resultados em barras de aço.....	102
4.3 Ensaio em barras de alumínio.....	103
4.3.1 Metodologia de ensaio e instrumentação utilizada.....	106
4.3.2 Resultados experimentais.....	109
4.3.3 Análise dos resultados.....	119
4.4 Ensaio de caracterização mecânica da liga de alumínio ASTM-6351-T6.....	120
4.4.1 Ensaio de tração.....	121
4.4.2 Ensaio de compressão.....	123
4.4.3 Comentário sobre os ensaios de caracterização mecânica	124
CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES.....	126
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	128

RESUMO

MAGALHÃES, J.R.M. *Sobre o Projeto e a Construção de Estruturas Metálicas Espaciais*. São Carlos, 1996. 148p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

O presente trabalho aborda alguns aspectos estruturais e construtivos das estruturas metálicas espaciais. Inicialmente apresentam-se um breve histórico deste sistema estrutural, algumas informações gerais a respeito das classificações das estruturas espaciais, das 'tipologias' para alguns dos sistemas mais utilizados, assim como exemplos de aplicação destas estruturas. A seguir discutem-se aspectos relativos à análise estrutural, com a apresentação de um breve roteiro de cálculo para uma cobertura em treliça espacial. Finalmente apresentam-se alguns resultados teóricos e experimentais relativos a barras comprimidas de inércia variável ao longo do comprimento.

Palavras-chave: estruturas metálicas, estruturas espaciais, estruturas tridimensionais, treliças espaciais

ABSTRACT

MAGALHÃES, J.R.M. *About the Design and Construction of Metal Space Structures*. São Carlos, 1996. 148p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

In this work, some structural and constructional aspects of metal space structures are presented. Initially, a brief review of this structural system is described together with some general informations about classifications, types and applications of usual systems. In addition, some aspects about structural analysis are discussed, presenting a brief guide for a space truss design. Finally, some theoretical and experimental results are illustrated for a case of axial compression members with variable stiffness.

Keywords: metal structures, space structures, tridimensional structures
space trusses, double-layer grids

INTRODUÇÃO

O que é uma **estrutura espacial** ? Se esta pergunta fosse feita a um leigo em engenharia de estruturas, possivelmente este logo lembraria de um foguete ou coisa do gênero e responderia, corretamente, que é qualquer corpo ou matéria que está no universo.

No entanto, na prática da engenharia de estruturas, várias outras definições são utilizadas, todas esquecendo um significado mais rigoroso das palavras. Dentre estas, uma primeira considera espacial (ou tridimensional) aquela estrutura que, quando ‘discretizada’ em elementos para efeito de cálculo, estes não estão contidos em um único plano. Desta forma, as estruturas de edifícios de múltiplos andares, por exemplo, poderiam ou não serem consideradas como espacial, a depender das hipóteses de cálculo adotadas.

Uma segunda refere-se a um caso particular da primeira, usualmente utilizada para definir estruturas metálicas de cobertura formadas por duas camadas paralelas de barras (banzos) ligadas entre si por outras barras (diagonais). A este tipo de estrutura também é dado o nome de “treliça espacial”. São estas estruturas o objeto de estudo deste trabalho.

Uma terceira definição de estrutura espacial é a de um sistema estrutural tridimensional, constituído por barras, que não possui subsistemas planos definidos.

Convém ressaltar, porém, que uma interpretação mais rigorosa - e correta - do termo “estrutura espacial”, resultaria numa quantidade bem maior de estruturas sob esta definição. No entanto, não se pretende, aqui, utilizar outra terminologia que não seja a de uso corrente na prática, ainda que não seja a mais adequada.

Neste trabalho são apresentados alguns aspectos estruturais e construtivos das treliças espaciais (ou estruturas espaciais).

No primeiro capítulo, apresentam-se um breve histórico deste sistema estrutural, algumas informações gerais a respeito das classificações das estruturas espaciais, das 'tipologias' para alguns dos sistemas mais utilizados, assim como exemplos de aplicação.

No segundo capítulo, discute-se a viabilidade de um dos métodos simplificados utilizados para análise das treliças espaciais, que é a analogia com uma 'placa equivalente'. Para isto, são analisadas duas estruturas onde comparam-se os resultados obtidos via método simplificado de 'placa equivalente', com os obtidos via simulação das estruturas como reticuladas espaciais.

Apresenta-se, no terceiro capítulo, um exemplo de cálculo - em forma de roteiro - de uma cobertura em treliça espacial.

No quarto capítulo, são apresentados resultados teóricos e experimentais obtidos para barras de aço e alumínio axialmente comprimidas, confeccionadas com algumas das 'tipologias' de ligações mais empregadas nas treliças espaciais. São também discutidos alguns aspectos relativos à instabilidade destas barras com variação de inércia ao longo do comprimento.

Finalmente, espera-se que este trabalho possa dar alguma contribuição ao meio técnico, uma vez que a bibliografia brasileira sobre o tema é escassa.

CAPÍTULO 2

ANÁLISE SIMPLIFICADA VIA ANALOGIA DE PLACA

Devido ao fato de as estruturas metálicas espaciais possuírem um elevado número de barras por unidade de volume (alta densidade de barras), em muitos dos casos, para uma rápida avaliação de esforços, deslocamentos ou reações de apoio, faz-se uso de processos simplificados. Dentre estes, o mais comum talvez seja o da transformação da estrutura reticulada espacial em uma placa equivalente. Para algumas configurações geométricas em planta destas estruturas e determinadas condições de apoio, o uso de tabelas gerais para placas permite uma aplicação imediata à resolução do problema em questão. Entretanto, na maioria das vezes, para proceder ao levantamento dos valores de deslocamentos, esforços e reações de apoio na placa equivalente, torna-se indispensável a utilização de programas computacionais.

Alguns outros processos simplificados são aplicados a estruturas do tipo treliça espacial. Cita-se dentre estes a analogia com viga ou grelha.

Convém salientar que, com a disponibilidade de microcomputadores com capacidade de processamento cada vez maior, associada ao surgimento de pré e pós-processadores de elevada eficiência, há a tendência para que a utilização de processos simplificados caia em desuso, tendo em vista a possibilidade de se efetuar com grande rapidez o lançamento da estrutura para o cálculo estrutural, o próprio cálculo estrutural e a obtenção de esforços e deslocamentos, com a possibilidade de um dimensionamento automatizado para a “estrutura real”.

Com o objetivo de comparar resultados de esforços, deslocamentos e reações de apoio através de uma análise teórica simplificada (admitindo uma placa equivalente) com os obtidos em estruturas ‘discretizadas’ em barras, tomaram-se duas estruturas. A primeira delas, mostrada na Figura 2.1, e

denominada de estrutura 1, é composta por um único módulo apoiado em quatro pontos, com balanços externos. Possui uma forma quadrada em planta, com dimensões 50m x 50m e vãos entre apoios de 40m. Uma segunda, composta por três módulos semelhantes ao da primeira estrutura, e denominada estrutura 2, está mostrada na Figura 2.2. As dimensões em planta desta segunda estrutura são 50m x 130m com vão entre apoios de 40m, igualmente.

Para a análise e comparação dos resultados destas estruturas segundo as duas simulações (placa equivalente e treliça espacial), adotou-se um único carregamento, uniformemente distribuído, simulando uma combinação de cargas permanentes e sobrecarga, aplicado nos nós, com o objetivo de se obterem solicitações aproximadas em relação às que ocorrem em estruturas reais.

As estruturas estudadas estão mostradas a seguir com as respectivas redes de elementos finitos adotadas.

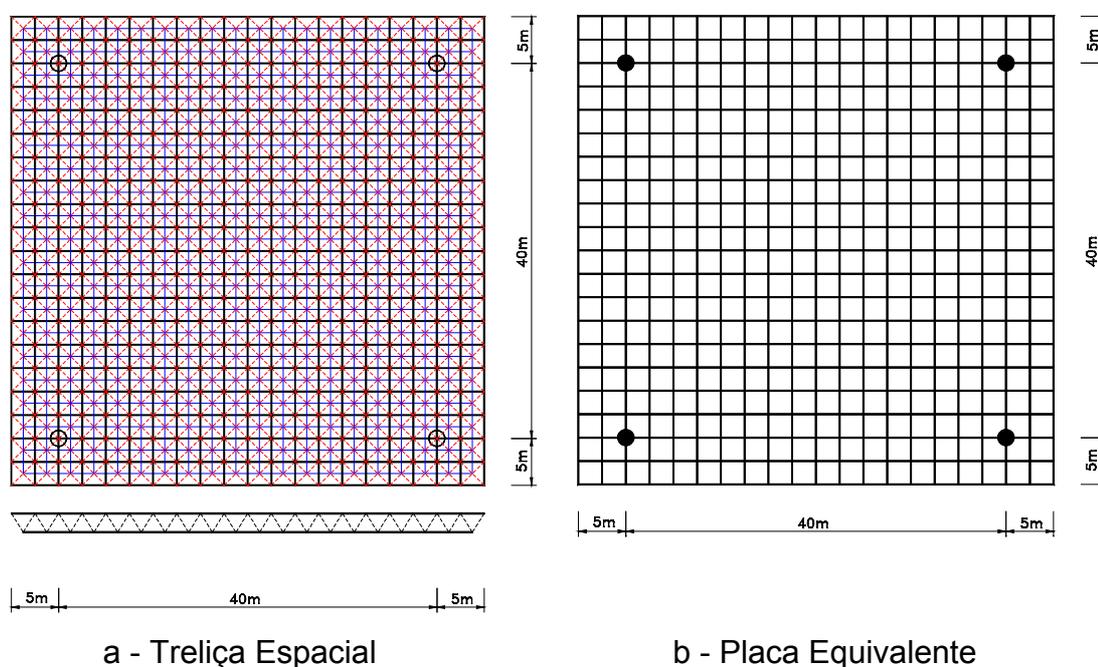
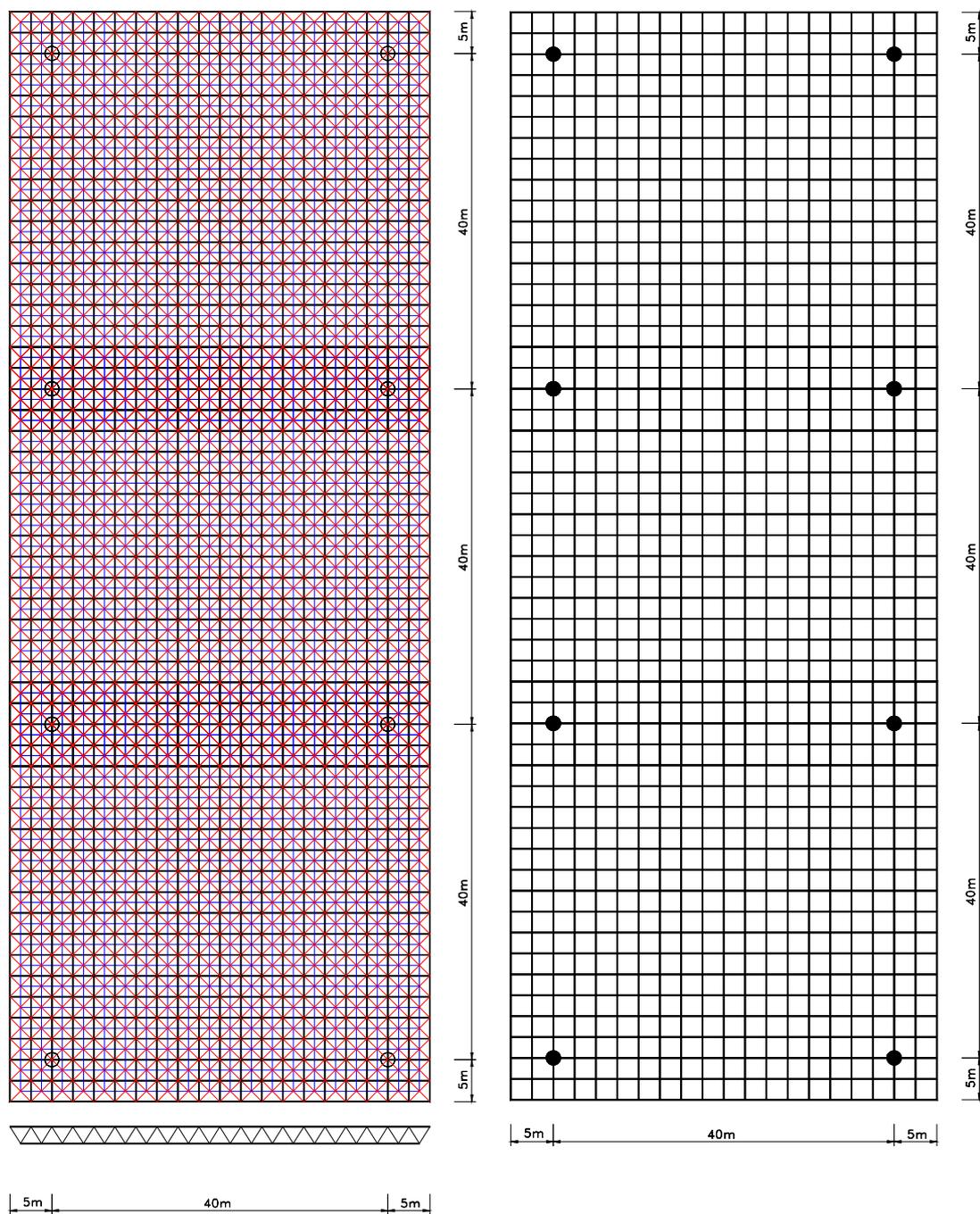


Figura 2.1 - 'Discretização' da estrutura 1 em elementos finitos.



a - Treliza Espacial

b - Placa Equivalente

Figura 2.2 - 'Discretização' da estrutura 2 em elementos finitos.

Adotaram-se, para ações e características geométricas os seguintes valores:

Ações :

Permanente + sobrecarga $\Rightarrow 0,6 \text{ kN/m}^2$ (60 kgf/m²)

Características geométricas de todas as barras (banzos e diagonais).

Seção transversal da barra:

$$\text{Tubo } \varnothing 63,5 \times 3,0\text{mm} \quad \begin{cases} A_g = 5,7 \text{ cm}^2 \\ r = 2,4 \text{ cm} \end{cases}$$

2.1) Determinação da espessura da placa equivalente

Para se obter a espessura da placa equivalente, admitiu-se uma compatibilidade de rigidez à flexão cujo procedimento está indicado a seguir:



a - treliça espacial

$$I_T = 2 \cdot A_g \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^2 = \frac{A_g \cdot d^2}{2} \quad (2.1.1)$$

onde: I_T = momento de inércia da treliça espacial
 I_p = momento de inércia da placa

b - placa equivalente

$$I_p = \frac{b \cdot d_p^3}{12} \quad (2.1.2)$$

$$\text{Fazendo-se: } I_T = I_p \Rightarrow d_p = \sqrt[3]{\frac{6 \cdot A_g \cdot d^2}{b}} \quad (2.1.3)$$

para: $A_g = 5,7 \text{ cm}^2$, $d = 200 \text{ cm}$, $b = 250 \text{ cm}$,

obtém-se: $d_p = 17,62 \text{ cm}$

Como hipóteses básicas adotadas para a resolução dos problemas admitiu-se linearidade física e geométrica.

É importante ressaltar que, para a determinação da rigidez à flexão da placa, fez-se uma simplificação com a não consideração da parcela $(1 - \nu^2)$, ou seja, admitiu-se uma faixa isolada da placa.

Adotaram-se como vinculação de todos os apoios, restrições às translações de deslocamentos em todas as direções, com exceção feita à estrutura 1 que também foi simulada com apoios livres a deslocamentos horizontais e cujos resultados estão mostrados ao final deste capítulo.

Para a simulação como placa equivalente, tomou-se esta com o mesmo material componente da treliça, ou seja, o aço. Como coeficiente de Poisson adotou-se este igual a 0,3.

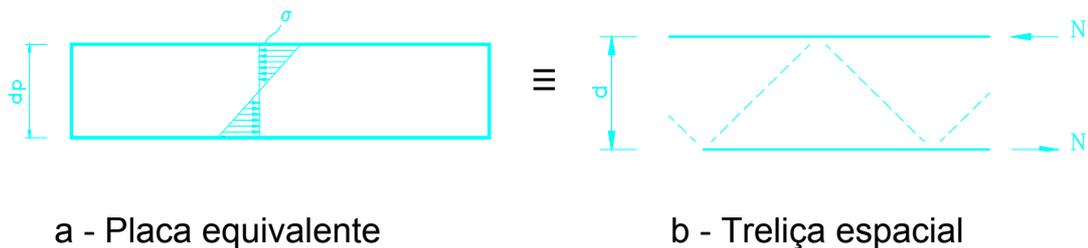
Para a obtenção dos resultados de esforços e deslocamentos nos dois modelos de estrutura e segundo as duas simulações, foi utilizado o programa computacional **LUSAS**. Para estas simulações, foram adotados os elementos BRS-2 (elemento de barra) e o QSI-4 (elemento de casca) mostrados na Figura 2.3 .

Ressalta-se que os resultados obtidos para a 'discretização' dos elementos adotada na placa equivalente (Figuras 2.1b e 2.2b) foram comparados com os obtidos para a mesma estrutura utilizando-se um número quatro vezes maior de elementos. Desta comparação, percebeu-se uma grande proximidade nos resultados para as duas modelações. Portanto, é possível concluir que é adequada a primeira 'discretização' adotada.

Figura 2.3 - Elementos finitos utilizados nas simulações via **LUSAS**.

2.2) Determinação dos esforços na treliça a partir da placa equivalente

A partir dos resultados de tensões nas fibras externas fornecidos pela placa equivalente, a transformação em esforços axiais equivalentes nas barras dos banzos da treliça espacial foi feita segundo o procedimento mostrado a seguir:



a - Placa equivalente

b - Treliça espacial

$$M_p = \sigma \cdot W \quad (2.2.1)$$

$$M_T = N \cdot d \quad (2.2.2)$$

onde: M_p = momento fletor na placa equivalente.

M_T = momento fletor na treliça espacial

Igualando-se os momentos fletores, obtém-se:

$$M_p = M_T$$

$$\sigma \cdot \frac{b \cdot d_p^2}{6} = N \cdot d \quad \Rightarrow \quad N = \sigma \cdot \frac{b \cdot d_p^2}{6 \cdot d} \quad (2.2.3)$$

2.3) Análise dos resultados e conclusões

Para a comparação dos resultados teóricos obtidos segundo as duas análises (treliça espacial e placa equivalente), foram plotados gráficos de deslocamentos e esforços para as duas estruturas estudadas, e para as seções indicadas na Figura 2.4.

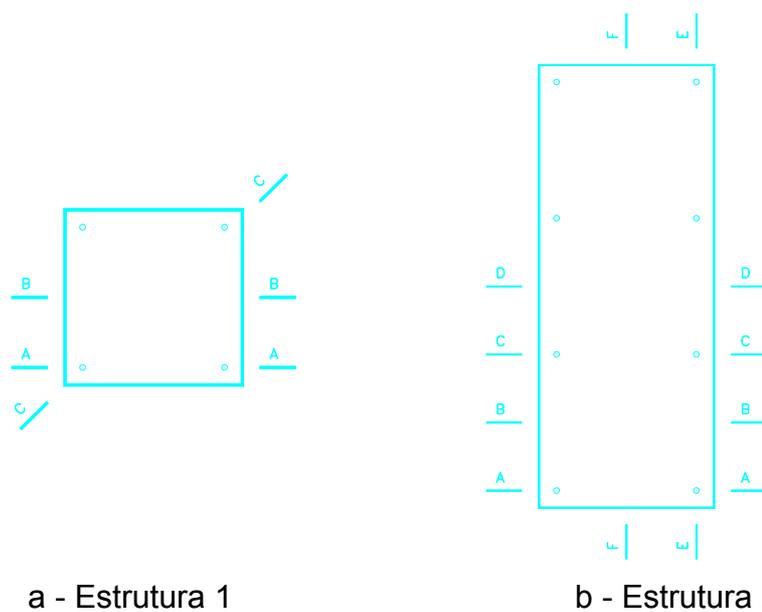


Figura 2.4 - Esquema geral com as seções transversais analisadas.

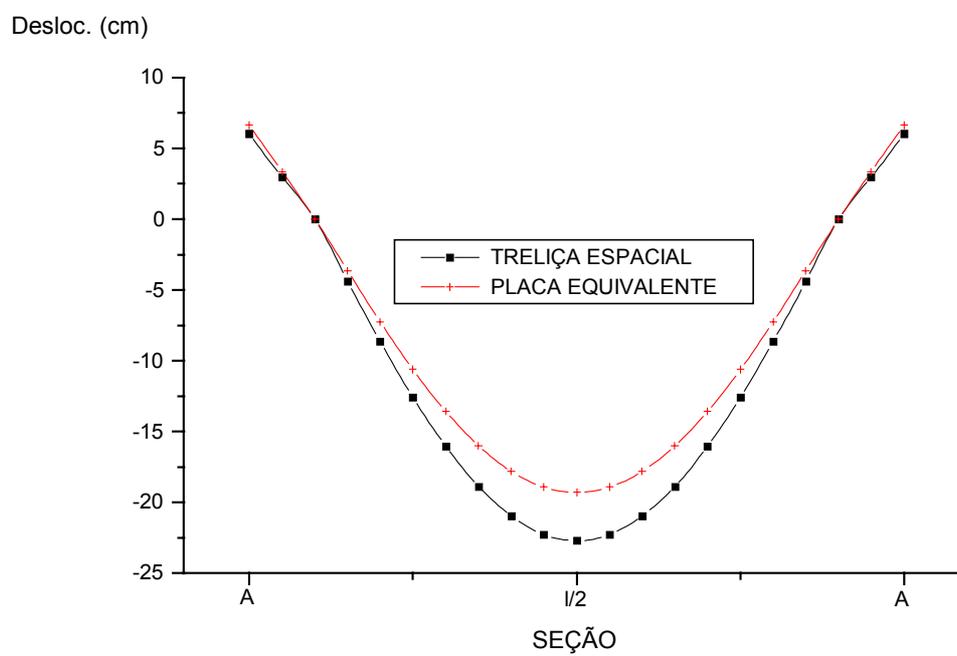


Gráfico 2.1 - Deslocamentos ao longo da seção AA da estrutura 1.

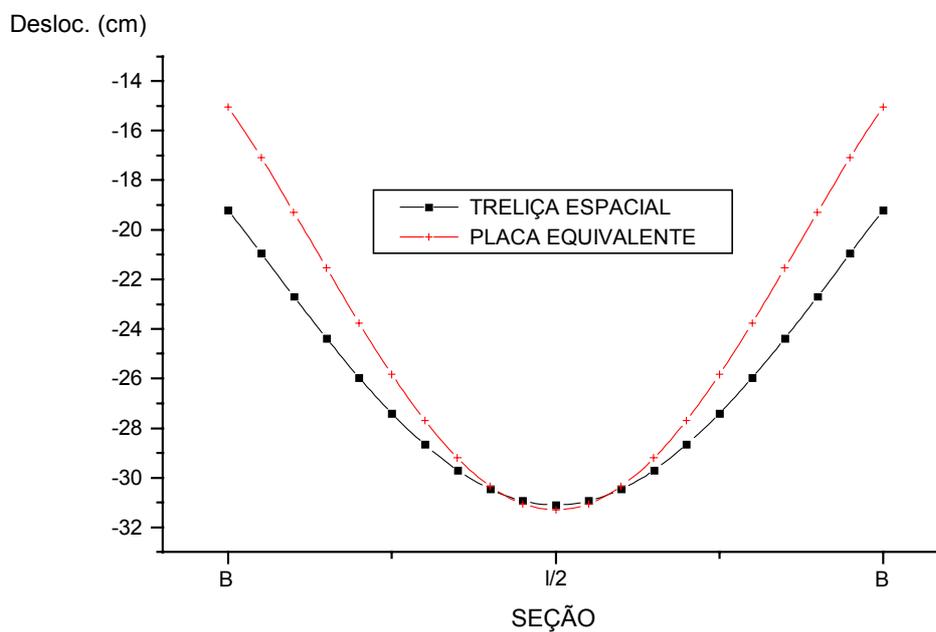


Gráfico 2.2 - Deslocamentos ao longo da seção BB da estrutura 1.

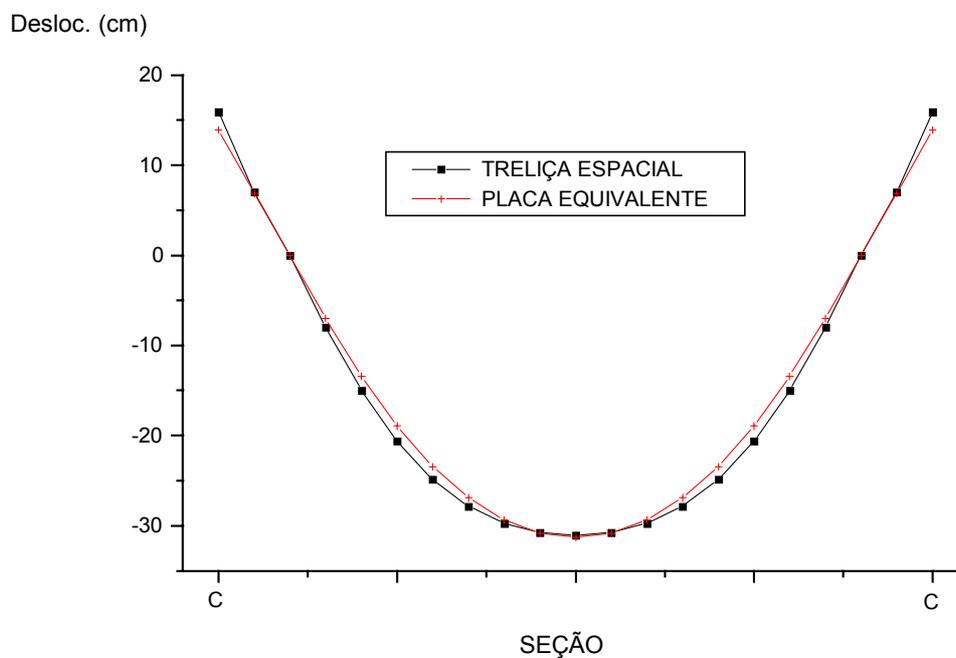


Gráfico 2.3 - Deslocamentos ao longo da seção CC da estrutura 1

Nos Gráficos 2.1 e 2.2 pode-se notar que a simulação através da análise da placa equivalente resultou, de modo geral, em deslocamentos inferiores aos obtidos através da simulação em treliça espacial. Esta diferença máxima é da ordem de 15% para a seção AA e 20% para a seção BB.

Entretanto, é possível perceber uma quase coincidência nos resultados obtidos em ambas as análises para o deslocamento máximo, o qual ocorre no ponto central.

No Gráfico 2.3, nota-se uma proximidade muito grande nos resultados obtidos para as duas análises.

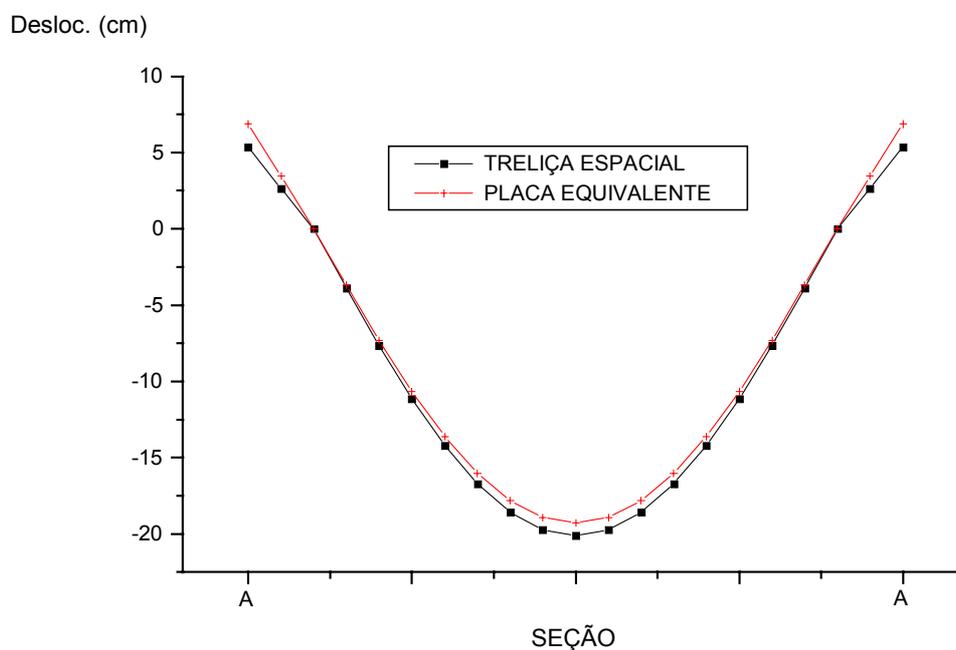


Gráfico 2.4 - Deslocamentos ao longo da seção AA da estrutura 2

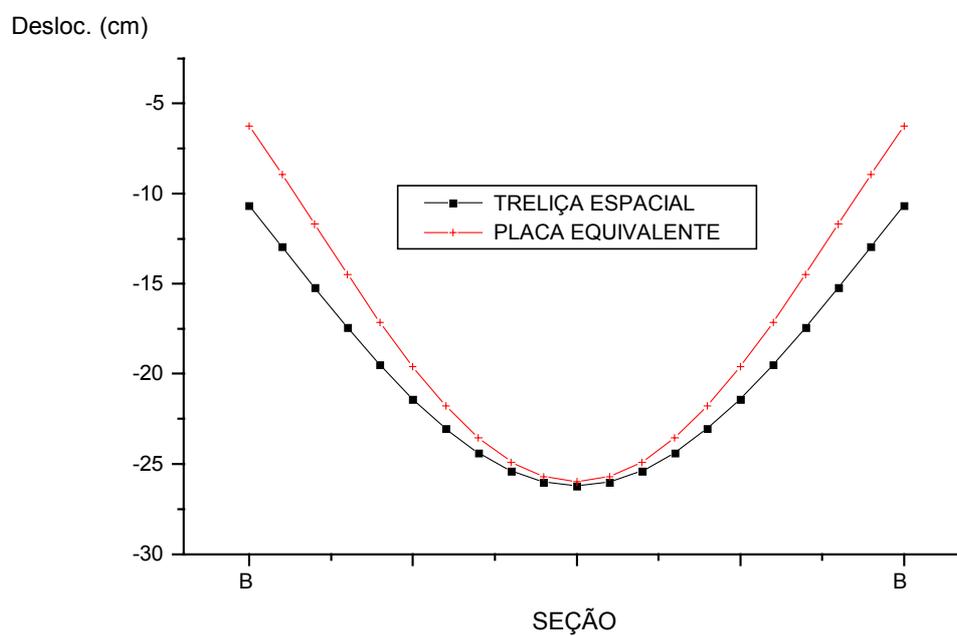


Gráfico 2.5 - Deslocamentos ao longo da seção BB da estrutura 2

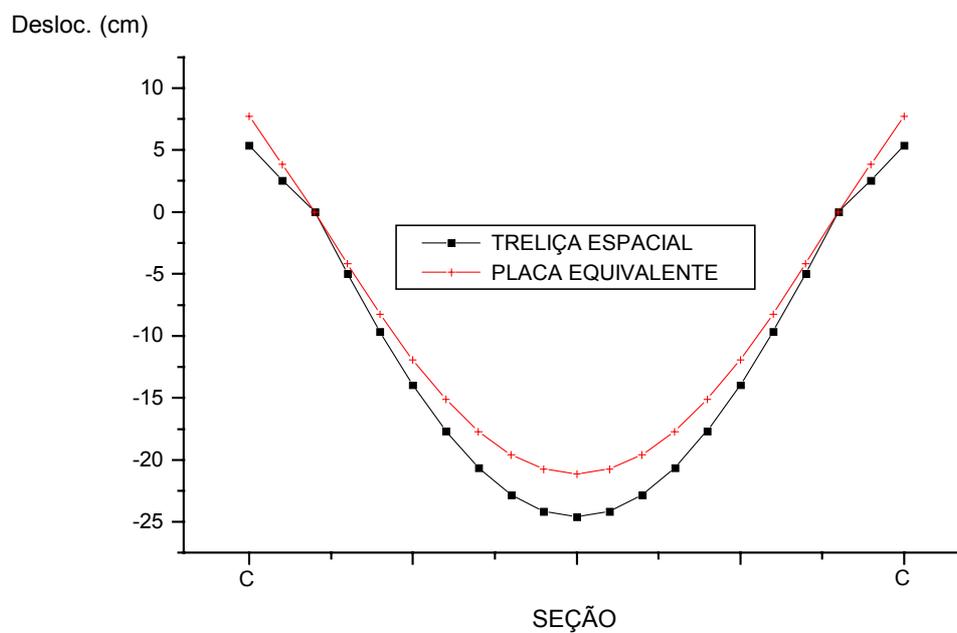


Gráfico 2.6 - Deslocamentos ao longo da seção CC da estrutura 2

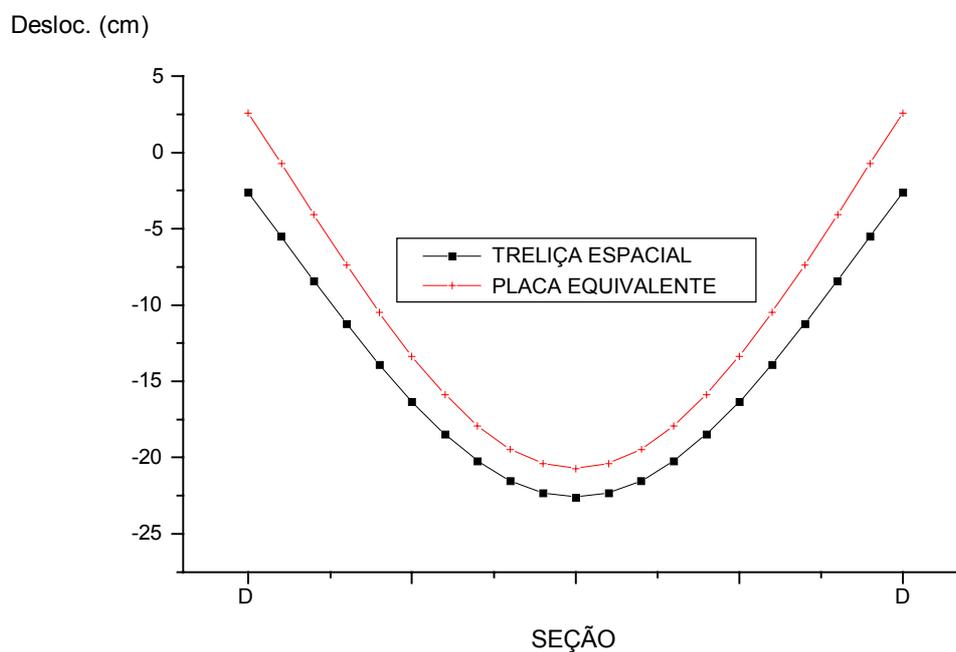


Gráfico 2.7 - Deslocamentos ao longo da seção DD da estrutura 2

Para os resultados de deslocamentos ao longo das seções transversais da estrutura 2 (Gráficos 2.4 a 2.7) nota-se um comportamento semelhante ao observado na estrutura 1, com valores menores de deslocamentos obtidos mediante a análise de placa equivalente em relação aos obtidos considerando-se treliça espacial. Percebe-se também uma semelhança no comportamento de ambas as estruturas quando são comparadas as seções que contêm ou não apoios da estruturas.

Os resultados de deslocamentos máximos obtidos para as seções AA e CC (seções estas que contêm apoios da estrutura 2), segundo as duas formas de análise, foram relativamente próximos, com uma diferença de 4% para a primeira seção e de 15% para a segunda.

Para as seções BB e DD (seções centrais dos módulos), representadas nos Gráficos 2.5 e 2.7, as diferenças para os deslocamentos máximos resultaram em 1% e 8%, respectivamente.

Os Gráficos 2.8 e 2.9, a seguir, trazem os deslocamentos verticais obtidos para a estrutura 2 em duas seções longitudinais. Nestes gráficos, nota-se uma certa proximidade entre os resultados das duas análises.

Nos Gráficos 2.10 e 2.11 estão plotados os deslocamentos verticais para as quatro seções transversais e as duas seções longitudinais estudadas na estrutura 2, obtidos para a análise considerando a estrutura como treliça espacial.

Deles é possível visualizar simultaneamente a posição deslocada da estrutura ao longo das seções analisadas.

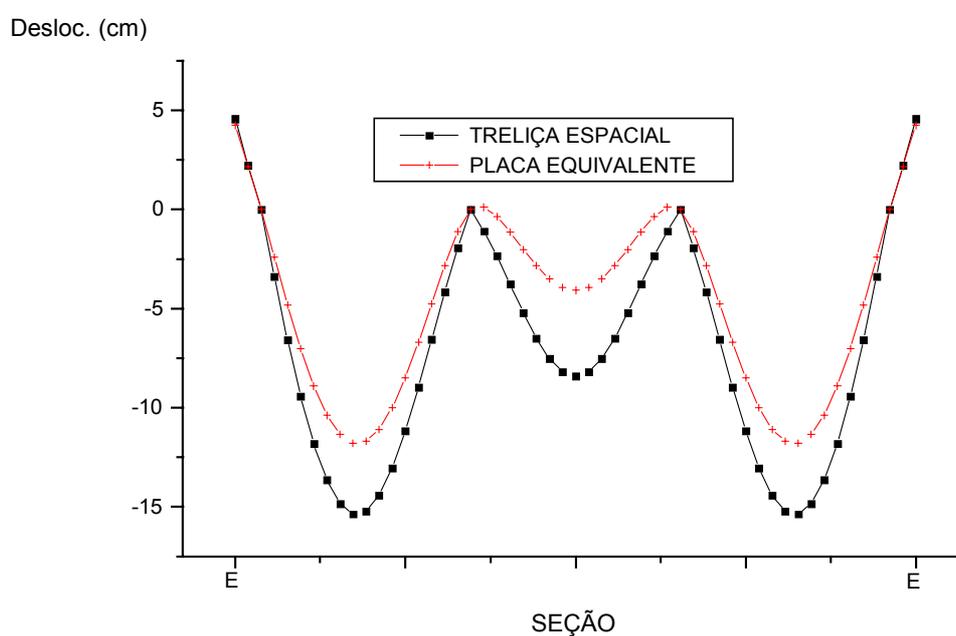


Gráfico 2.8 - Deslocamentos ao longo da seção EE da estrutura 2

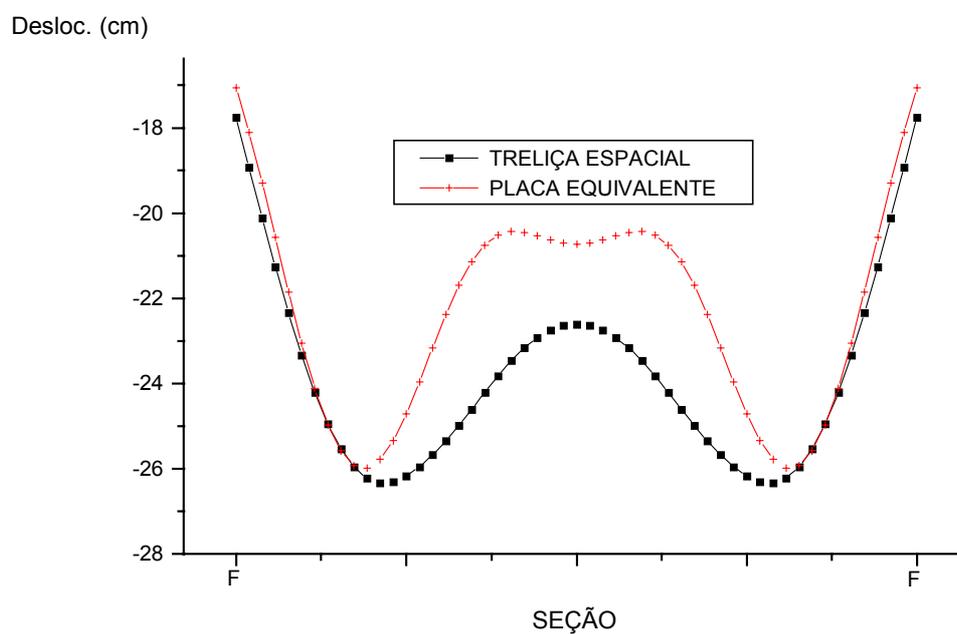


Gráfico 2.9 - Deslocamentos ao longo da seção FF da estrutura 2.

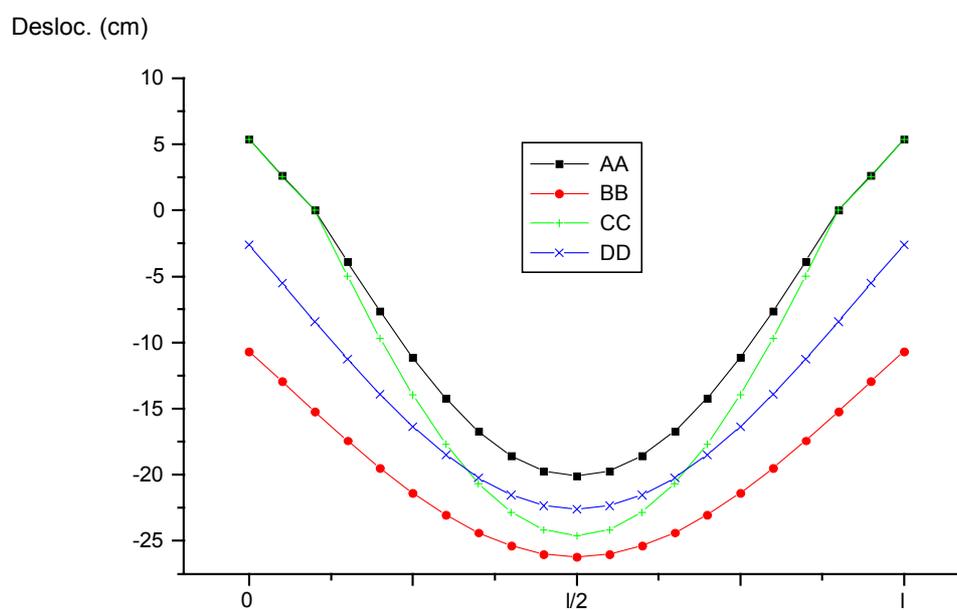


Gráfico 2.10 - Deslocamentos ao longo das seções transversais da estrutura 2

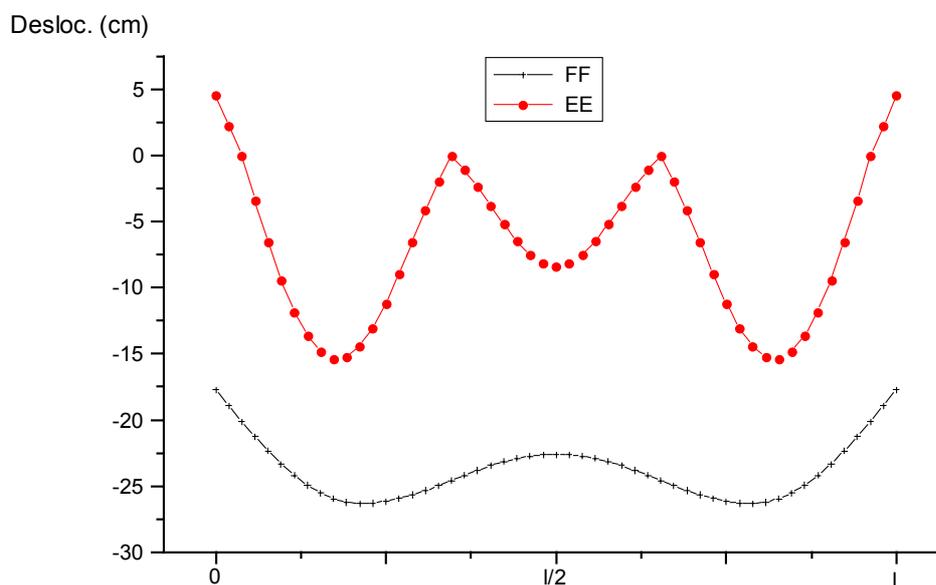


Gráfico 2.11 - Deslocamentos ao longo das seções longitudinais da estrutura 2

A seguir estão plotados gráficos de esforços ao longo das diversas seções indicadas na Figura 2.4. Para a análise como treliça espacial, estão plotados os resultados para barras dos banzos superior e inferior. Ressalta-se que, pelo fato de não haver coincidência das linhas de barras do banzo inferior com as seções estudadas, tomou-se a média dos esforços para as duas linhas de barras adjacentes a estas seções. Os resultados plotados relativos à placa equivalente já estão transformados em esforços equivalentes nas barras, como indicado no item 2.2.

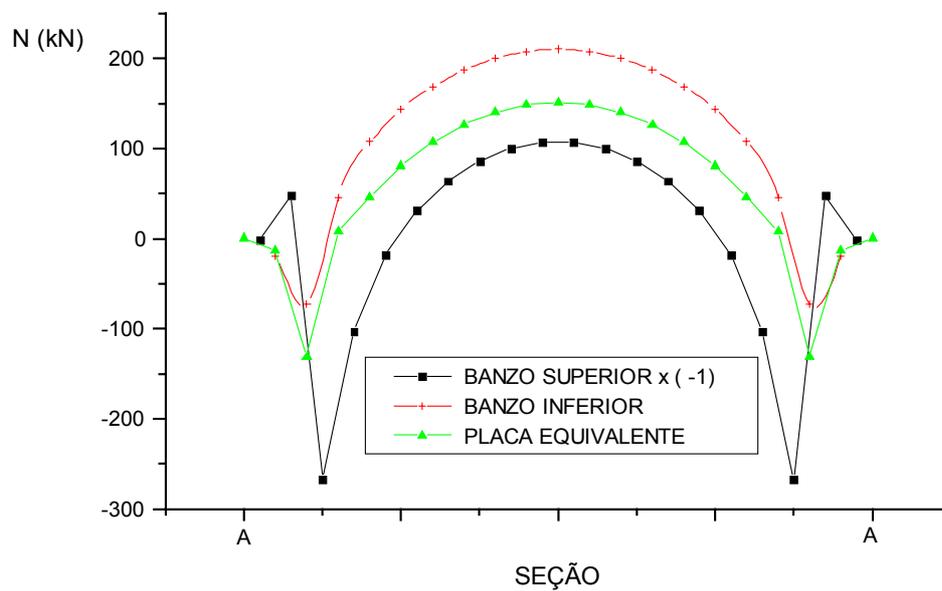


Gráfico 2.12 - Esforços axiais equivalentes ao longo da seção AA da estrutura 1

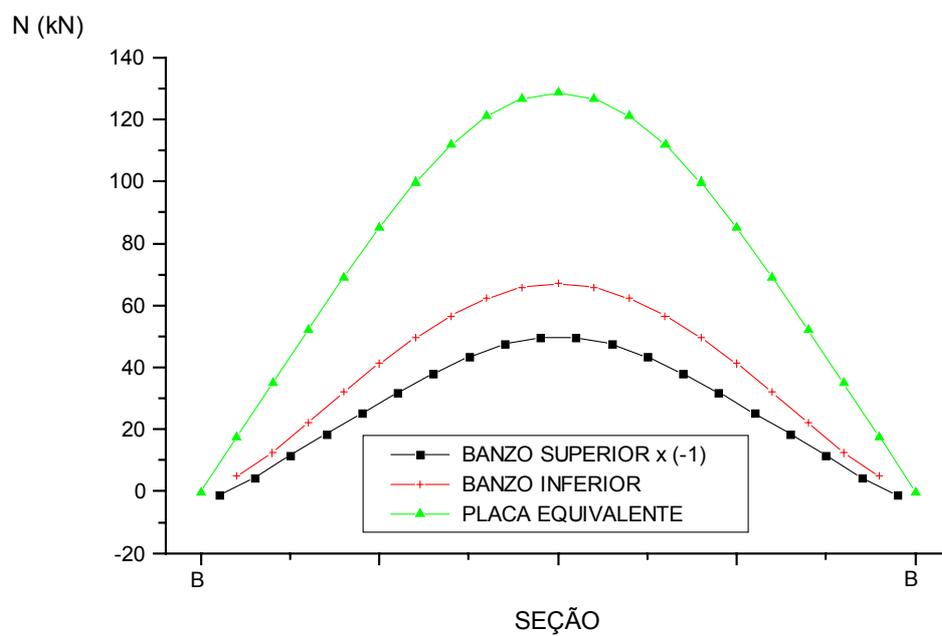


Gráfico 2.13 - Esforços axiais equivalentes ao longo da seção BB da estrutura 1

Do Gráfico 2.12, relativo aos esforços para a estrutura 1 na seção AA, percebe-se que os esforços obtidos pelo processo simplificado adotando-se uma placa equivalente resultaram, de forma geral, uma média entre os obtidos da resolução como treliça espacial, tomando-se os banzos superior e inferior.

Um comportamento diferente ao observado para a seção AA pode ser notado no Gráfico 2.13, relativo à seção BB onde, para o processo simplificado, os esforços equivalentes máximos resultaram aproximadamente duas vezes maiores que os fornecidos pela resolução como treliça espacial.

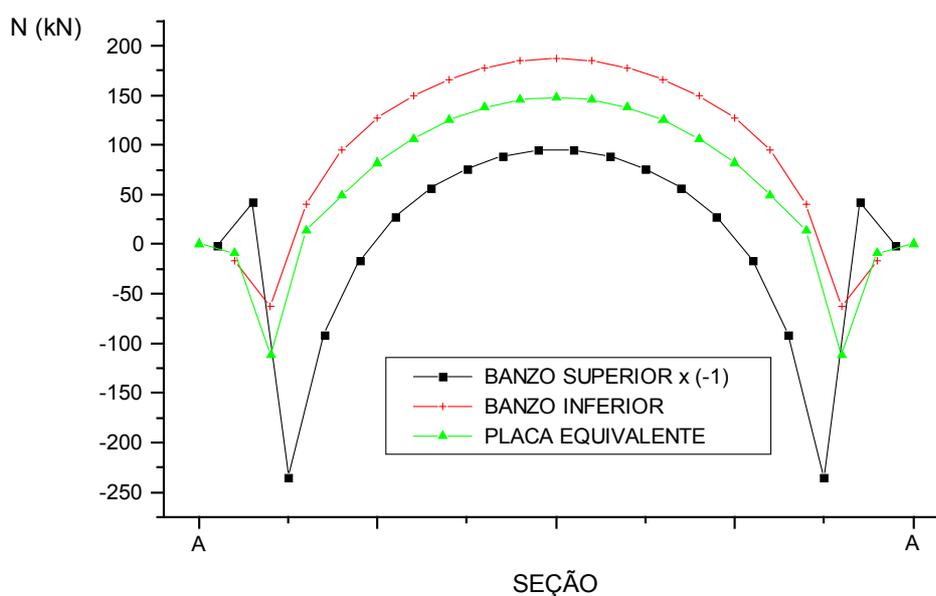


Gráfico 2.14 - Esforços axiais equivalentes ao longo da seção AA da estrutura 2

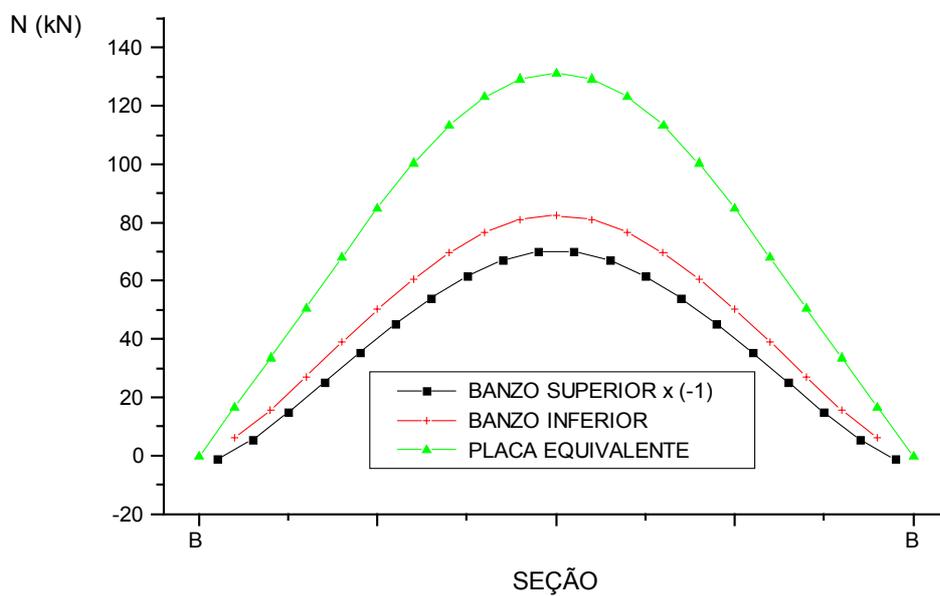


Gráfico 2.15 - Esforços axiais equivalentes ao longo da seção BB da estrutura 2

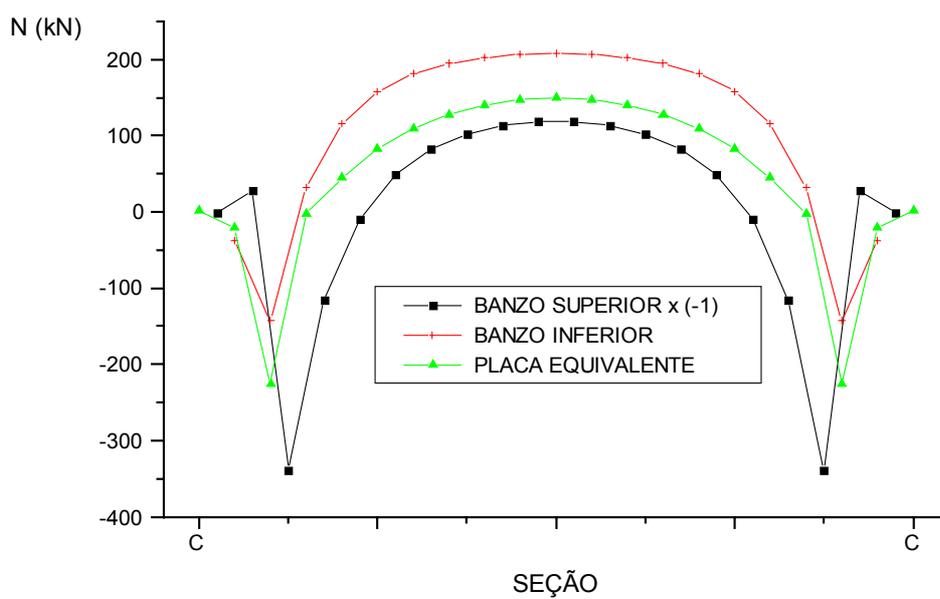


Gráfico 2.16 - Esforços axiais equivalentes ao longo da seção CC da estrutura 2

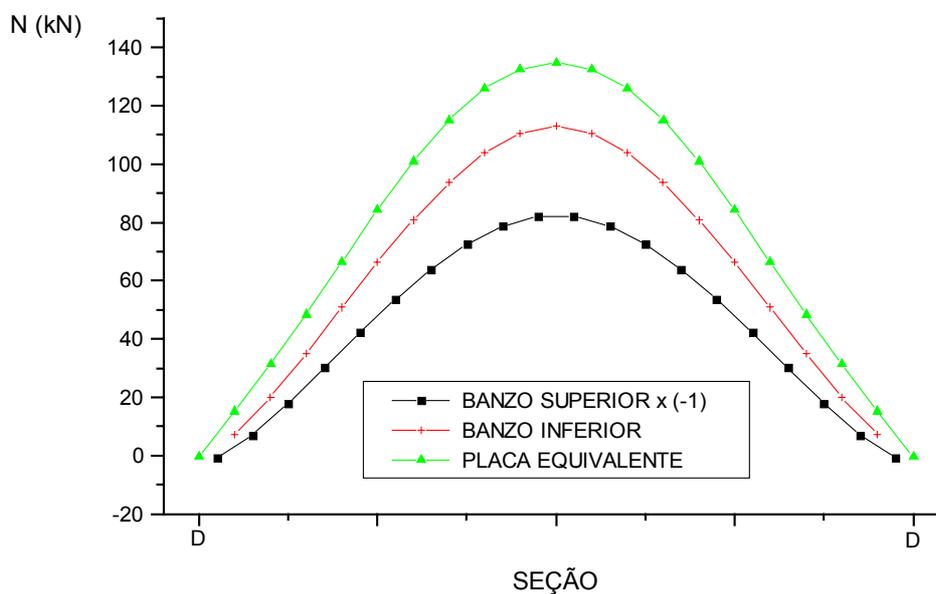


Gráfico 2.17 - Esforços axiais equivalentes ao longo da seção DD da estrutura 2

Os gráficos anteriores, relativos às seções transversais da estrutura 2, revelam um comportamento semelhante ao observado para a primeira estrutura. Nota-se que, para as seções AA e CC, que contêm apoios da estrutura, os resultados dos esforços obtidos segundo o processo simplificado estão situados intermediariamente entre os fornecidos com a consideração da treliça espacial. Isto também pode ser visto no Gráfico 2.18, que traz resultados dos esforços axiais para a seção EE (longitudinal) da estrutura 2.

Para as seções BB e DD, os esforços obtidos a partir da placa equivalente resultaram superiores em relação aos obtidos através da consideração da estrutura reticulada espacial. As diferenças máximas, para os pontos de maiores solicitações, estão em torno de 85% e 70% para as respectivas seções.

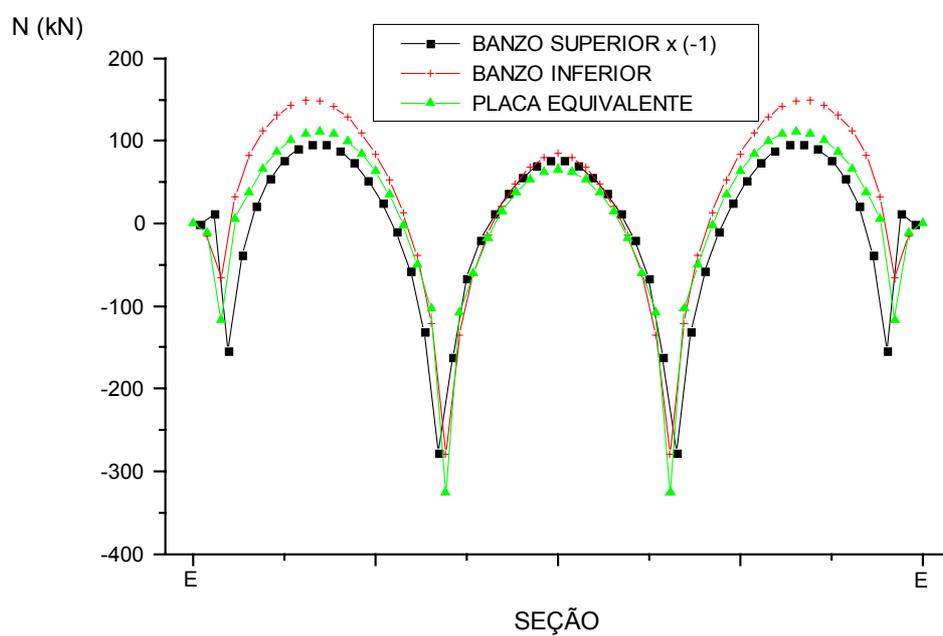


Gráfico 2.18 - Esforços axiais equivalentes ao longo da seção EE da estrutura 2

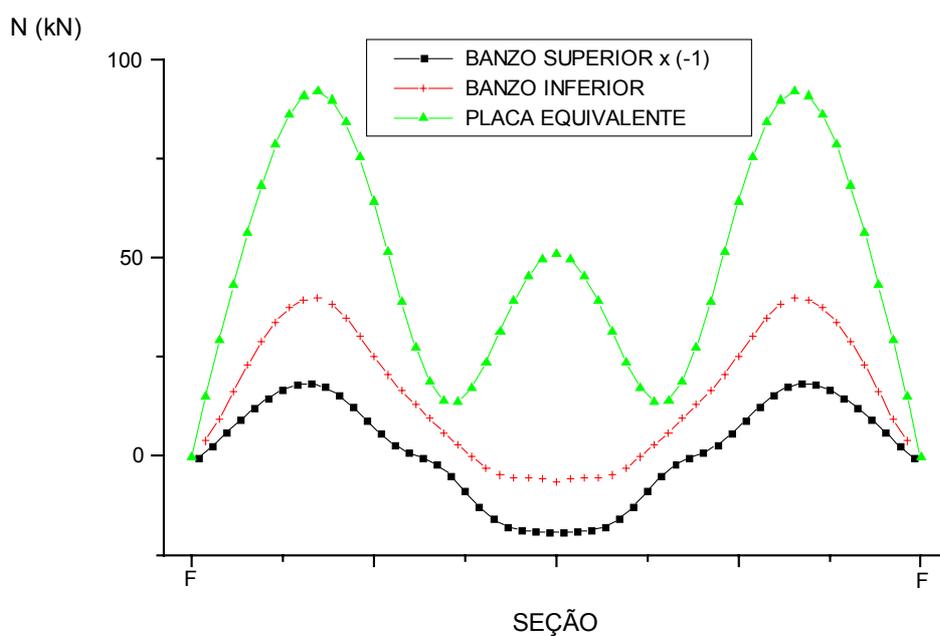


Gráfico 2.19 - Esforços axiais equivalentes ao longo da seção FF da estrutura 2

Para o Gráfico 2.19, nota-se uma grande discrepância entre os resultados obtidos através das duas análises. Ressalta-se, inclusive, a inversão dos esforços da estrutura na região central desta seção para as duas análises.

Os resultados obtidos para as reações verticais nos apoios das duas estruturas e para os dois processos utilizados estão mostrados na Tabela 2.1, a seguir:

Tabela 2.1 - Reações verticais nos apoios das estruturas 1 e 2

		REAÇÕES NOS APOIOS (kN)		
		a - TRELIÇA ESPACIAL	b - PLACA EQUIVALENTE	a/b
ESTRUTURA 1	APOIO DE CANTO	375	375	1,00
ESTRUTURA 2	APOIO DE CANTO	327,3	334,1	0,98
	APOIO INTERM.	647,7	640,9	1,01

Nota-se, a partir da Tabela 2.1, uma proximidade muito grande nos resultados obtidos para as duas análises. A coincidência nos valores para as reações da estrutura 1 já era esperada, pois trata-se de uma estrutura com dupla simetria. Para a segunda estrutura, a comparação entre os resultados obtidos através da consideração da estrutura como treliça reticulada espacial e os fornecidos segundo a simplificação de placa equivalente revela uma diferença entre estes da ordem de 2%. Esta diferença, para fins práticos, é desprezível.

Com a vinculação adotada para os apoios (restrições a deslocamentos horizontais e, naturalmente, verticais), surgem também reações horizontais nestes - no caso da análise como treliça espacial. Para a estrutura 1, esta reação de apoio horizontal resultou 676 kN.

Para a simulação como placa equivalente, a consideração de apoios restringidos ou livres a deslocamentos horizontais não acarreta em alteração

dos resultados, tendo em vista que na resolução do problema, em 1ª ordem, surgem apenas esforços de flexão. Não há, portanto, esforços de membrana para a condição de apoios restringidos.

Os Gráficos 2.20 a 2.23 fornecem resultados para deslocamentos e esforços axiais para as seções AA e BB da estrutura 1, admitindo-se também a condição de apoio livre.

Promovendo-se a liberação destes apoios horizontalmente, em contra partida ao desaparecimento das reações horizontais, a estrutura torna-se mais deslocável, com o deslocamento vertical máximo sendo elevado em 23%, como é possível perceber no Gráfico 2.21.

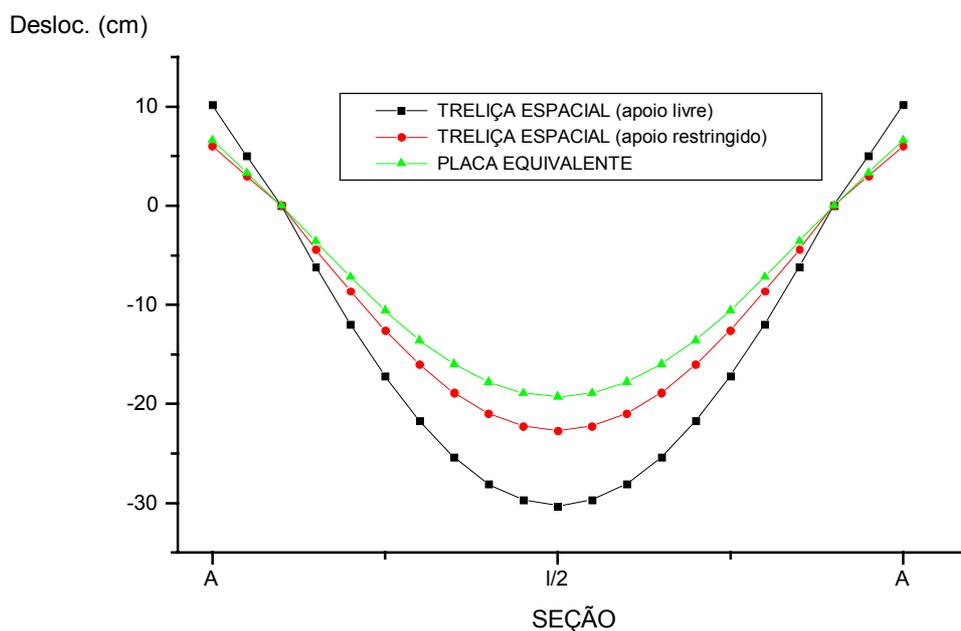


Gráfico 2.20 - Deslocamentos ao longo da seção AA da estrutura 1.

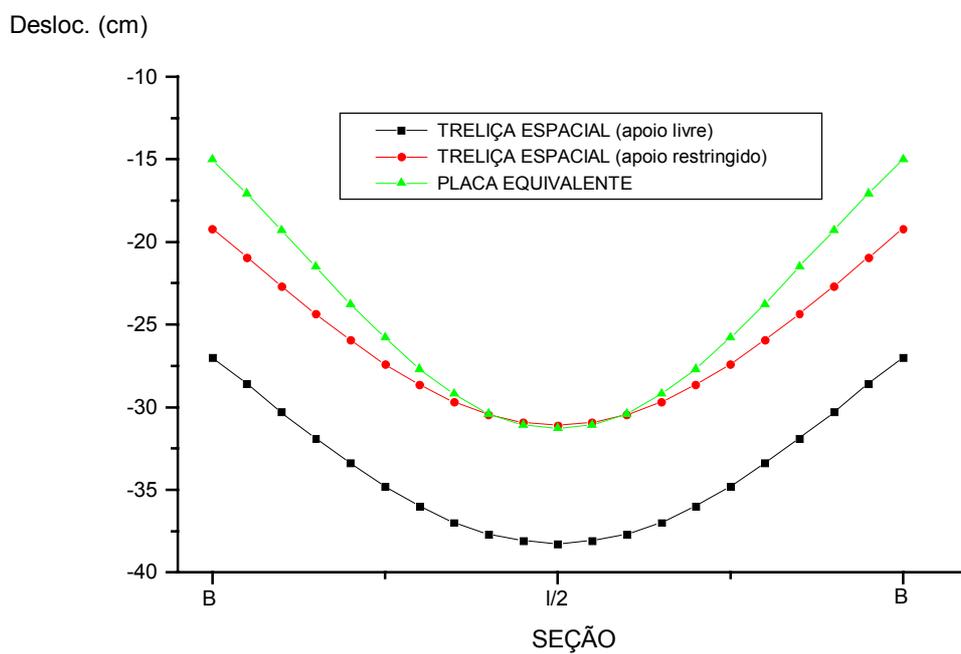


Gráfico 2.21 - Deslocamentos ao longo da seção BB da estrutura 1.

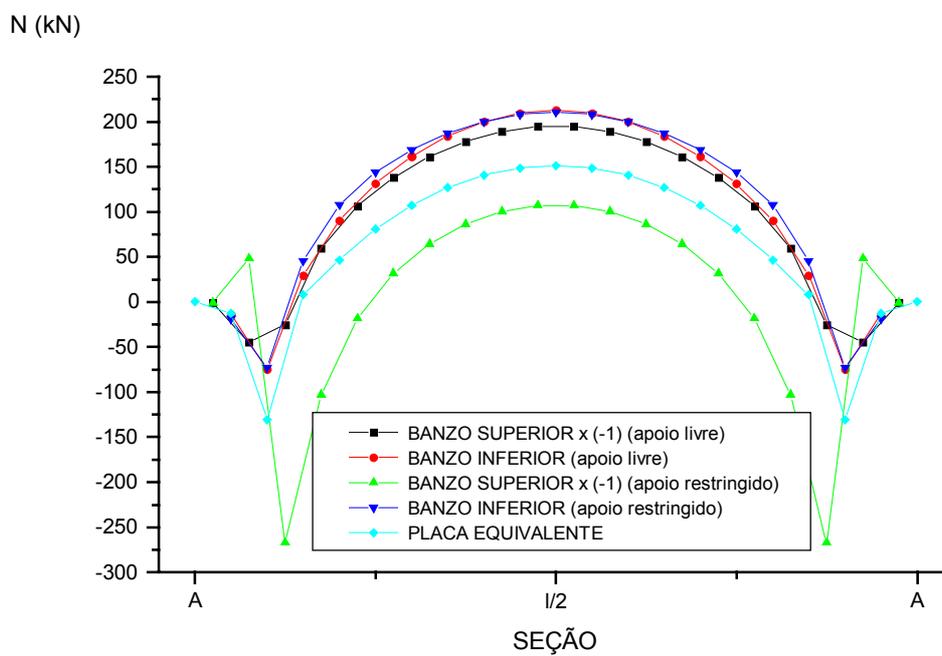


Gráfico 2.22 - Esforços axiais equivalentes ao longo da seção AA da estrutura 1

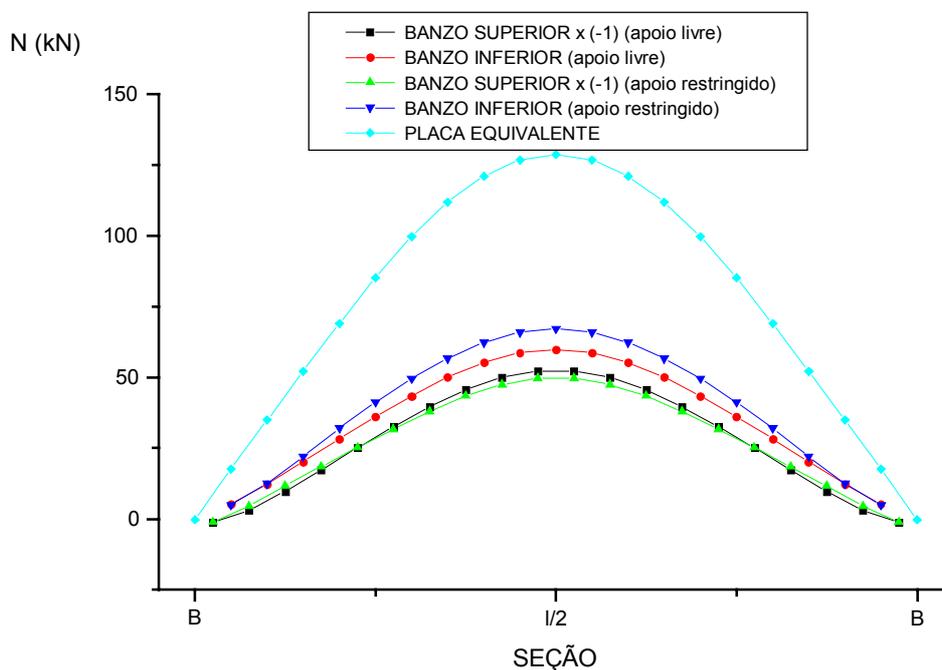


Gráfico 2.23 - Esforços axiais equivalentes ao longo da seção AA da estrutura 1

A partir dos Gráficos 2.22 e 2.23 nota-se a maior proximidade dos resultados entre banzos para a condição de apoio livre. Com a restrição dos deslocamentos horizontais nos apoios, surgem 'esforços de membrana' de tração na estrutura que provocam alívio nos esforços das barras do banzo superior e acréscimos nas barras do inferior.

Convém lembrar que conforme discutido no Cap. 1, para treliças espaciais com esta geometria e sem vinculações horizontais nos apoios, a estrutura admitida como treliça ideal torna-se móvel do ponto de vista geométrico.

Através dos gráficos apresentados neste capítulo juntamente com a Tabela 2.1 é possível concluir que:

Para a determinação dos deslocamentos verticais máximos, o processo simplificado de placa equivalente conduziu a resultados próximos aos obtidos através da análise como treliça espacial com apoios restringidos. A maior discrepância entre os deslocamentos máximos fornecidos pelos dois processos, para as estruturas estudadas, situou-se em 15% (estrutura 1), mostrando ser razoável avaliação de deslocamentos verticais utilizando o processo simplificado de placa equivalente.

Para a condição de apoios livres, os Gráficos 2.20 e 2.21 revelam uma diferença sensível entre as duas análises, não constituindo, o processo simplificado de placa equivalente, uma boa alternativa para a estimativa de deslocamentos verticais.

A avaliação dos esforços axiais equivalentes em barras da treliça espacial a partir das tensões na placa equivalente não conduziu a resultados adequados para algumas das seções estudadas. A diferença observada para os pontos mais solicitados de algumas destas seções foi superior a 100%, com os valores obtidos a partir da placa equivalente maiores que os obtidos via análise como treliça espacial.

Para uma avaliação das reações verticais nos apoios das estruturas, o processo simplificado mostrou-se bastante adequado, com uma diferença máxima observada da ordem de 2%.

É importante destacar que os resultados apresentados referem-se a casos particulares de estruturas com condições específicas de carregamento e de vinculação. Portanto, tais resultados podem não ser aplicados a outros casos, servindo apenas como indicativo de alerta para a utilização desta simplificação na obtenção de alguns resultados.

CAPÍTULO 3

EXEMPLO DE CÁLCULO DE COBERTURA EM TRELIÇA ESPACIAL.

Neste capítulo apresenta-se o desenvolvimento do cálculo estrutural de uma cobertura em treliça espacial, correspondendo a um breve roteiro de cálculo para estruturas deste tipo.

Os procedimentos aqui descritos seguem as recomendações das seguintes normas brasileiras:

[NBR-8800 \[13\]](#) - *Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios*

[NBR-6120 \[10\]](#) - *Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.*

[NBR-6123 \[11\]](#) - *Forças devidas ao vento em edificações.*

[NBR-8681 \[12\]](#) - *Ações e segurança nas estruturas.*

3.1) Descrição da edificação

O exemplo desenvolvido, apresentado na Figura 3.1, possui uma área em planta de 2.500 m² (50m x 50m), com 4 colunas servindo de apoio à estrutura de cobertura e sem fechamento lateral de paredes. A geometria adotada para a malha da estrutura foi a quadrada sobre quadrada (Figura 1.4.a), por ser a de utilização mais frequente.

Como dados gerais da edificação tem-se:

- Localização da edificação:
Região urbanizada da cidade de **São Carlos - SP.**
- Finalidade de utilização:
Comercial.

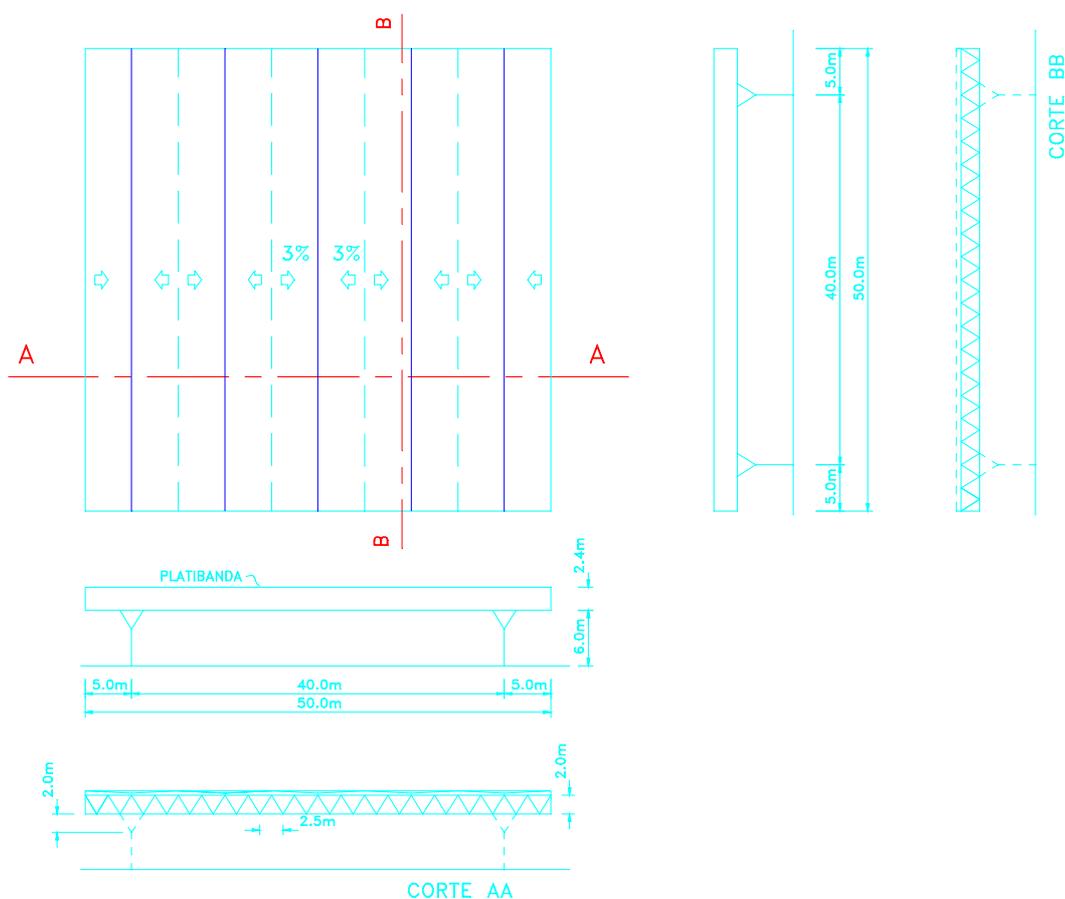


Figura 3.1 - Cobertura em treliça espacial.

Características do reticulado:

- Malha quadrada sobre quadrada (2,5m x 2,5m)
- $\frac{\text{altura}}{\text{vao}} = \frac{2}{40} = \frac{1}{20}$
- Inclinação das diagonais em relação ao plano horizontal $\Rightarrow 48,5^\circ$ (recomendado: 40° a 50°)

Materiais adotados:

Telhas:

Em aço do tipo sanduíche.

Barras:

Tubos em aço qualidade estrutural com $f_y=250$ MPa e conformados a frio com solda contínua de costura.

3.2) Ações:

- Permanentes

Peso próprio da treliça espacial (15 kgf/m ²)	0,15 kN/m ²
Terças + correntes (5,0 kgf/m ²)	0,05 kN/m ²
Telhas de aço (sanduíche) (15 kgf/m ²)	0,15 kN/m ²
Total	<u>0,35 kN/m²</u>
Platibanda (15kgf/m)	0,15 kN/m

- Sobrecarga

Sobrecarga distribuída na cobertura (25 kgf/m ²) (Valor mínimo recomendado pela NBR-8800)	0,25 kN/m²
--	------------------------------

- Vento

- Velocidade básica $\Rightarrow V_0 = 40 \text{ m/s}$
- Fator topográfico: $\Rightarrow S_1 = 1,0$
Terreno plano
- Fator de rugosidade e de dimensões da edificação: $\Rightarrow S_2 = 0,8$
Categoria IV, classe B
Altura da edificação: h=8,0m
- Fator estatístico: $\Rightarrow S_3 = 1,0$
Edificação comercial com alto
fator de ocupação

\Rightarrow Velocidade característica:

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (3.2.1)$$

$$V_k = 40 \times 1,0 \times 0,8 \times 1,0 = \mathbf{32 \text{ m/s}}$$

\Rightarrow Pressão de obstrução

$$q = 0,613 \times V_k^2 = 628 \text{ N/m}^2 \cong \mathbf{0,63 \text{ kN/m}^2}$$

As direções da atuação do vento podem ser observadas na Figura 3.2, a seguir:

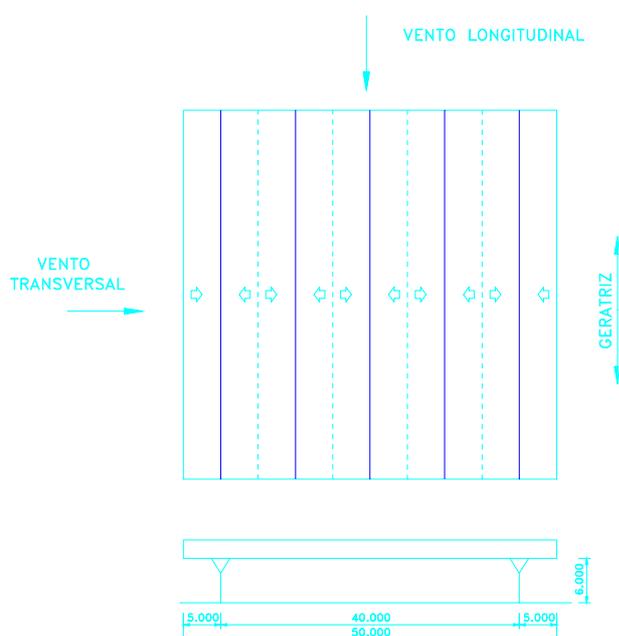


Figura 3.2 - Direções de atuação do vento para efeito de cálculo.

- Coeficientes de forma

Apesar de a cobertura estudada não apresentar fechamentos laterais de paredes, sua consideração como uma cobertura isolada não pode ser feita, tendo em vista que a razão entre a altura e a profundidade é inferior ao limite dado no item 8 da NBR-6123 [11]. Assim sendo, torna-se aplicável o item 8.2.4 da mesma norma, reproduzido a seguir:

“8.2.4 - ‘Para os casos em que a altura h seja inferior ao limite fixado em 8.2.3, ou em que obstruções possam ser colocadas sob ou junto à cobertura, esta deve resistir à ação do vento, na zona de obstrução, calculada para uma edificação fechada e de mesma cobertura, com $C_{pi}=+0,8$, para obstruções na borda de sotavento, e com $C_{pi}=-0,3$, para obstruções na borda de barlavento.”

O limite a que se refere o item 8.2.3 da NBR-6123 [11] é: $h \geq 0,5l_2$

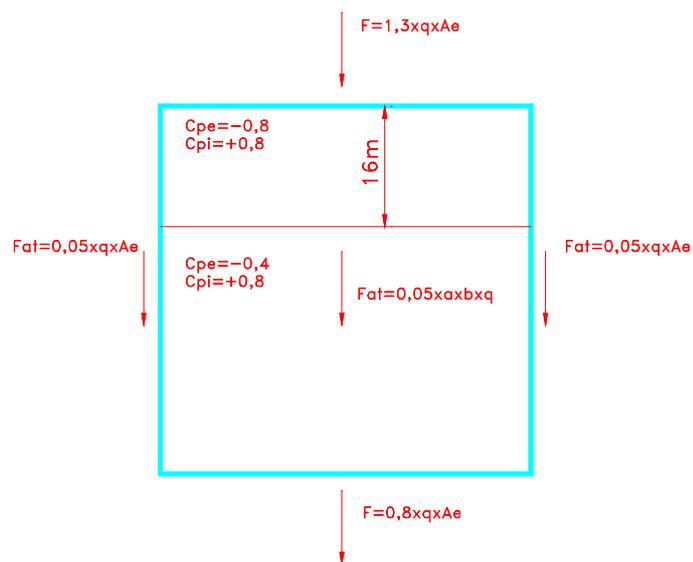
onde: h = altura livre da cobertura

l_2 = profundidade da cobertura

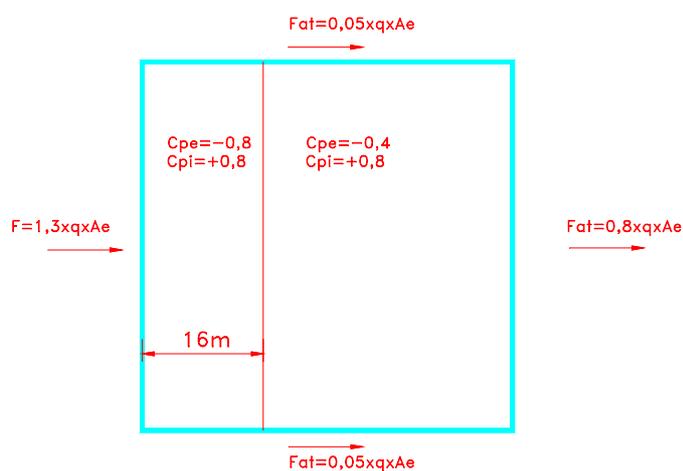
Assim como no Capítulo 1, novamente aqui chama-se a atenção aos elevados valores de C_{pi} sugeridos pela norma para o caso em questão.

Para efeito deste exemplo tomar-se-ão estes coeficientes sugeridos pela NBR-6123 [11], mesmo que os não mais adequados.

Portanto, considerando-se as condições de vento atuando nas direções longitudinal e transversal para a situação em que o efeito da pressão interna é mais desfavorável ($C_{pi}=+0,8$), tem-se os esquemas apresentados na Figura 3.3:



(a) - Vento longitudinal ($\alpha=0^0$)



(b) - Vento transversal ($\alpha=90^0$)

Figura 3.3 - Coeficientes de forma externos, de pressão interna e forças de atrito para as direções de vento longitudinal e transversal.

Na Figura 3.3 é possível notar que, à exceção da força de atrito que atua no plano das telhas para o vento longitudinal (Figura 3.3.a), as duas direções do vento conduzem ao mesmo resultado.

Para efeito do dimensionamento da cobertura descrita, considerar-se-á uma bissimetria desta, com apenas a adoção da solicitação de vento mais desfavorável (vento longitudinal, Figura 3.3.a). Tal simplificação não somente torna o dimensionamento da estrutura mais simples, como também a sua fabricação e montagem são facilitadas.

A simplificação descrita, além de resultar em uma bissimetria da estrutura, não conduz a diferenças nos resultados de esforços nas barras da treliça que justifiquem a consideração de um carregamento básico com o vento agindo transversalmente à estrutura. Outro motivo que reforça esta simplificação é o fato de se ter adotado colunas com seção transversal tubular circular; com isto, as características de resistência à compressão e aos momentos fletores para as colunas são iguais para as duas direções ortogonais principais.

Através da Figura 3.6 é possível notar o agrupamento das barras simétricas para efeito de dimensionamento.

A ação do vento foi admitida perpendicular ao plano da estrutura, uma vez que a inclinação do telhado é de apenas 3%.

A partir dos coeficientes de forma, de pressão e expressões para as forças de atrito apresentados na Figura 3.3.a, das dimensões da estrutura e dos valores para as ações permanentes, sobrecarga e pressão de obstrução obtêm-se os seguintes carregamentos básicos:

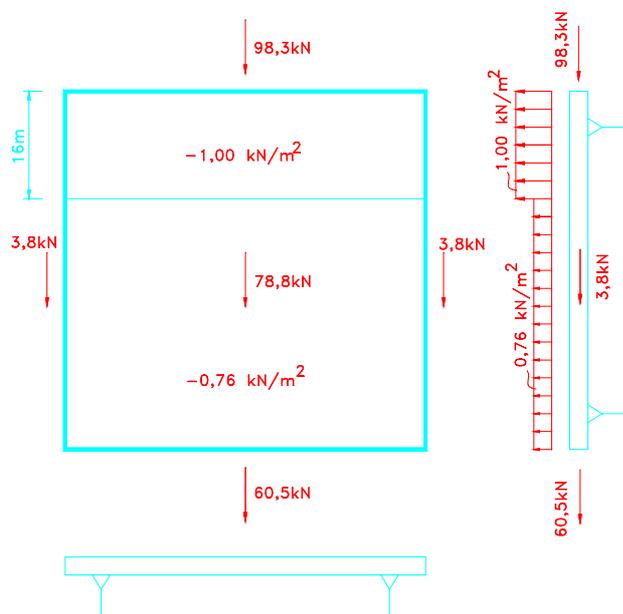
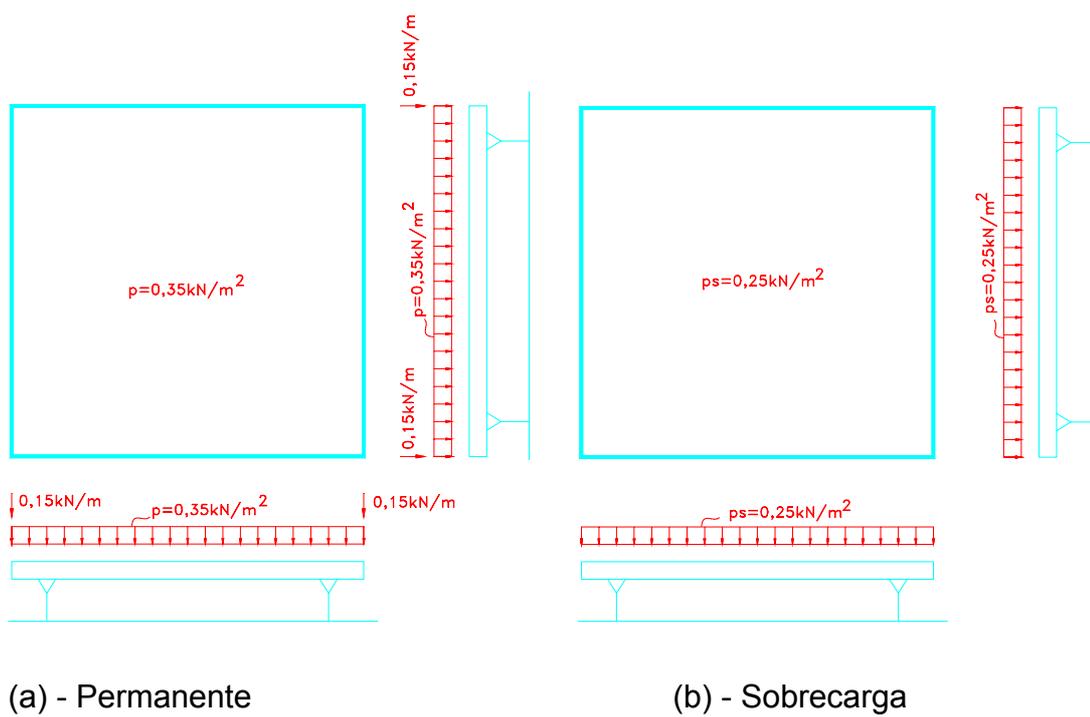


Figura 3.4 - Carregamentos básicos

3.3) Pré-dimensionamento

Para as barras dos banzos superior e inferior, diagonais, barras de apoio e colunas adotaram-se, inicialmente, as seguintes seções transversais:

$$\text{Banzos: } \varnothing 63,5 \times 3,0 \left\{ \begin{array}{l} A_g = 5,7\text{cm}^2 \\ r = 2,14\text{cm} \end{array} \right.$$

$$\lambda_{\text{recom.}} \approx 120$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} = \frac{250}{2,14} = 117$$

$$\text{Diagonais: } \varnothing 63,5 \times 3,0 \left\{ \begin{array}{l} A_g = 5,7\text{cm}^2 \\ r = 2,14\text{cm} \end{array} \right.$$

$$\lambda_{\text{recom.}} \approx 120$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} = \frac{267}{2,14} = 125$$

$$\text{Barras de apoio : } \varnothing 152,4 \times 4,76 \left\{ \begin{array}{l} A_g = 22\text{cm}^2 \\ r = 5,22\text{cm} \end{array} \right.$$

$$\text{Colunas : } \varnothing 800 \times 19 \left\{ \begin{array}{l} A_g = 460\text{cm}^2 \\ I = 3,56 \times 10^5 \text{cm}^4 \end{array} \right.$$

3.4) Cálculo dos esforços e dimensionamento das barras da estrutura

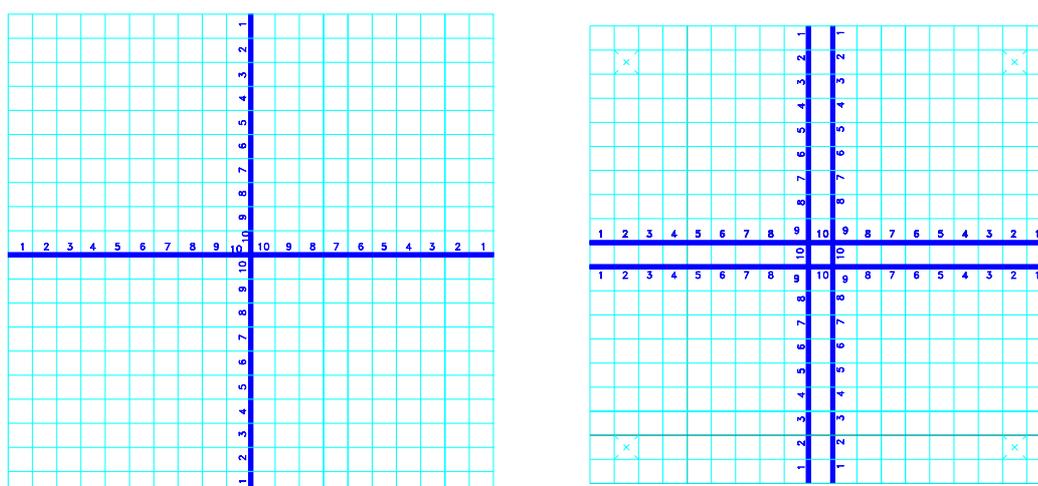
Para o cálculo dos esforços nas barras da estrutura utilizou-se o programa computacional **LUSAS**, assumindo-se um comportamento estrutural com linearidade física e geométrica. O elemento adotado para todas as barras da estrutura foi o BMS3, com seis graus de liberdade por nó. A Figura 3.5 traz um esquema geral deste elemento de barra.

Figura 3.5 - Elemento de barra utilizado na análise numérica via **LUSAS**.

Como vinculação das barras, admitiram-se as extremidades de todas elas livres à rotação (portanto isentas de momentos fletores e torçores), com exceção feita às extremidades inferiores das colunas, onde esta restrição torna-se indispensável.

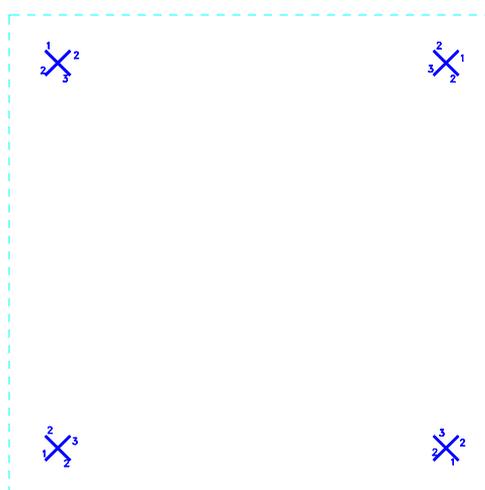
Para as forças distribuídas e concentradas atuando nos diversos planos de vedação da estrutura (abas laterais e telhado) determinou-se a resultante nos nós através da área de influência destes, admitindo as forças uniformemente distribuídas nas respectivas superfícies.

Neste exemplo são feitos o dimensionamento de algumas barras dos banzos e dos apoios, indicadas na Figura 3.6 , e o das colunas, tendo em vista que o procedimento de cálculo é semelhante para o restante das barras da estrutura e que o que se pretende aqui, é apenas apresentar um breve roteiro de cálculo.



(a) - Banzo superior

(b) - Banzo inferior



(c) - Apoios

Figura 3.6 - Numeração das barras dimensionadas

A Tabela 3.1 apresenta as resistências de cálculo à tração e à compressão para algumas das seções transversais tubulares circulares mais comuns. Comparando-se estas resistências de cálculo com as solicitações de cálculo obtidas para as duas combinações de ações contidas na Tabela 3.2, atribui-se, para cada uma das barras analisadas, uma das seções transversais apresentadas.

Ressalta-se que este dimensionamento não considera possíveis reduções nas resistências das barras em função da 'tipologia' das ligações empregadas.

No Capítulo 4 será discutida, de forma breve, a influência da geometria das extremidades de barras na resistência à compressão destas. Será também apresentado um procedimento de cálculo para a determinação desta resistência à compressão com a consideração da variação na geometria da extremidade da barra.

Tabela 3.1 - Resistências de cálculo para algumas barras com seções tubulares circulares, segundo NBR-8800 [13]

SEÇÃO	Ag (cm ²)	r (cm)	Ø _t N _n (kN)	Ø _c N _n (kN) (p/KL=250 cm)*	Ø _c N _n (kN) (p/KL=267 cm)**
Ø 63,5 x 1,90	3,68	2,18	82,7	40,6	37,0
Ø 76,1 x 1,90	4,43	2,62	99,6	63,2	58,3
Ø 88,9 x 2,66	7,21	3,05	162,1	119,0	112,7
Ø 101,6 x 2,66	8,27	3,50	186,0	149,2	143,1
Ø 101,6 x 3,04	9,41	3,49	211,8	168,6	162,9
Ø 114,3 x 3,04	10,63	3,94	239,1	201,3	196,3
Ø 114,3 x 3,80	13,19	3,91	296,8	249,9	242,2
Ø 127 x 3,80	14,71	4,36	330,9	287,6	282,6
Ø 127 x 4,76	18,28	4,33	411,3	357,4	349,2
Ø 152,4 x 4,25	19,78	5,24	445,1	405,9	398,8
Ø 152,4 x 4,76	22,08	5,22	496,7	453,0	445,1
Ø 254 x 4,76	37,27	8,81	838,6	811,7	785,7

NOTAS:
* KL = 250cm para as barras de banzos.
** KL = 267cm para diagonais e barras de apoio.
Ø_t N_n = Resistência de cálculo à tração
Ø_c N_n = Resistência de cálculo à compressão

As combinações de ações consideradas para os três carregamentos básicos dados foram:

Combinação 1

1,4 x Permanente + 1,5 x Sobrecarga

Combinação 2

0,9 x Permanente + 1,4 x Vento sucção

Em caso de ocorrência de vento de sobrepressão dever-se-ia ainda considerar as seguintes combinações:

Combinação 3

1,4 x Permanente + 1,5 x Sobrecarga + 1,4 x 0,6 x Vento sobrepressão

Combinação 4

1,4 x Permanente + 1,4 x Vento sobrepressão + 1,5 x 0,65 x Sobrecarga

Nota: Coeficientes de ponderação γ e fatores de combinação ψ segundo a NBR-8800 [13]

- ação permanente de grande variabilidade: $\gamma_g = 1,4$ (ou 0,9)
- ação variável decorrente do uso: $\gamma_q = 1,5$; $\psi = 0,65$
- vento: $\gamma_q = 1,4$; $\psi = 0,60$

3.5) Dimensionamento das colunas

3.5.1) Solicitações de cálculo:

$$\text{Combinação 1} \left\{ \begin{array}{l} N_d = -551,1\text{kN} \\ Md_x = 182.700\text{kN.cm} \quad Vd_x = 456,6\text{kN} \\ Md_y = 182.700\text{kN.cm} \quad Vd_y = 456,6\text{kN} \\ Md_R = 258.377\text{kN.cm} \quad Vd_R = 645,7\text{kN} \end{array} \right.$$

$$\text{Combinação 2} \left\{ \begin{array}{l} N_d = 600,7\text{kN} \\ Md_x = 206.800\text{kN.cm} \quad Vd_x = 506,8\text{kN} \\ Md_y = 202.700\text{kN.cm} \quad Vd_y = 517,1\text{kN} \\ Md_R = 289.575\text{kN.cm} \quad Vd_R = 724,0\text{kN} \end{array} \right.$$

onde: Md_R = momento fletor de cálculo resultante
 Vd_R = força cortante de cálculo resultante

3.5.2) Verificação da resistência da barra:

Para barras submetidas à flexão composta, a NBR-8800 [13], em seu item 5.6.1.3, impõe que as equações de interação dadas a seguir sejam satisfeitas:

$$\frac{Nd}{\phi \cdot N_n} + \frac{Md}{\phi_b \cdot M_n} \leq 1,0 \quad (3.5.1)$$

$$\frac{Nd}{\phi_c \cdot N_n} + \frac{C_m Md}{\left(1 - \frac{Nd}{0,73 \cdot N_e}\right) \phi_b \cdot M_n} \leq 1,0$$

(3.5.2)

A segunda equação de interação só necessita ser verificada para o caso de flexo-compressão.

Assim sendo, para o caso analisado tem-se para a combinação 1 uma solitação de flexo-compressão, e para a combinação 2, uma solitação de flexo-tração.

$$\text{Testando } \phi \text{ 900 x 19 mm} \left| \begin{array}{l} A_g = 526\text{cm}^2 \\ I = 510.440\text{cm}^4 \\ W = 11343\text{cm}^3 \\ Z = 14.749\text{cm}^3 \\ r = 31,15\text{cm} \end{array} \right.$$

3.5.2.1) Resistência de cálculo à tração

$$\phi_t \cdot N_n = 0,9 \times A_g \times f_y = 0,9 \times 526 \times 25 = \mathbf{11.835 \text{ kN}}$$

3.5.2.2) Resistência de cálculo à compressão

Esbeltez local:

$$\left(\frac{D}{t}\right) = \frac{900}{19} = 47,4$$

$$\left(\frac{D}{t}\right)_{\max} = \frac{0,11 \cdot E}{f_y} = 90,2$$

como $\left(\frac{D}{t}\right) < \left(\frac{D}{t}\right)_{\lim}$, resulta $Q=1,0$

$$\lambda = \frac{K \cdot L}{r} = \frac{2,1 \times 400}{31,15} = 27$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{Q \cdot f_y}{E}} = 0,30 \xrightarrow{\text{curva "a"}} \rho = 0,978$$

$$\phi_c \cdot N_n = 0,9 \times Q \times \rho \times A_g \times f_y = 0,9 \times 1,0 \times 0,978 \times 526 \times 25 = \mathbf{11.575 \text{ kN}}$$

3.5.2.3) Resistência de cálculo ao momento fletor (anexo D, NBR-8800 [13])

- Flambagem local da parede

$$\lambda = \frac{D}{t} = \frac{900}{19} = 47,4$$

$$\lambda_P = \frac{0,087 \cdot E}{f_y} = \frac{0,087 \times 20.500}{25} = 71,3$$

- Flambagem lateral com torção (FLT) (não se aplica ao caso).

como $\lambda < \lambda_p$, $\Rightarrow M_n = M_{pl}$

$$M_{pl} = Z \times f_y = 14.749 \times 25 = 368.725 \text{ kN.cm}$$

$$\therefore \phi_b \cdot M_n = 0,9 \cdot M_{pl} = \mathbf{331.853 \text{ kN.cm}}$$

Substituindo-se os valores das solicitações de cálculo para a combinação 2 e as resistências de cálculo obtidas anteriormente na Eq. 3.5.1, obtém-se:

$$\frac{600,7}{11.835} + \frac{289.575}{331.853} = 0,05 + 0,87 = 0,92 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

Para a combinação 1 há somente a necessidade de verificação da Eq. 3.5.2, tendo em vista que a solicitação de cálculo mais desfavorável para a Eq. 3.5.1 é a obtida para a combinação 1. Portanto:

$$\frac{551,1}{11.575} + \frac{0,85 \times 258.377}{\left(1 - \frac{551,1}{0,73 \times 146.110}\right) \times 331.853} = 0,05 + 0,67 = 0,72 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

É interessante atentar para as elevadas solicitações de flexão obtidas nestas colunas.

Uma alternativa para minimizar estes elevados esforços nas colunas é levá-las até o banzo superior, conferindo aí os apoios do reticulado de cobertura.

3.5.2.4) Verificação ao esforço cortante

Para seções tubulares circulares a NBR-8800 [13], em seu item 5.1.1.4, recomenda para a área efetiva de cisalhamento:

$$A_w = 0,5 \cdot A_g \quad (3.5.2)$$

Portanto,

$$A_w = 0,5 \times 526 = 263 \text{ cm}^2$$

Aplicando-se a expressão da NBR-8800 [13] para a resistência de cálculo ao esforço cortante, obtém-se:

$$\phi_v \cdot V_n = 0,9 \times 0,6 \times A_w \times f_y = \mathbf{3.550 \text{ kN}}$$

Assim sendo,

$$\phi_v \cdot V_n = 3.550 \text{ kN} > V_d = 724 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

3.5.2.5) Verificação dos deslocamentos verticais máximos.

Os deslocamentos verticais máximos (valores nominais) obtidos para o nó central da cobertura para as ações permanentes e sobrecarga são:

$$\text{Permanente} \Rightarrow \delta_{\text{máx}} = 13,3 \text{ cm}$$

$$\text{Sobrecarga} \Rightarrow \delta_{\text{máx}} = 9,6 \text{ cm}$$

A NBR-8800 [13] sugere para edifícios não industriais, um limite máximo de deslocamento, provocado por sobrecarga, em barras biapoioadas de pisos e coberturas, suportando construções e acabamentos não sujeitos à fissuração, de $\frac{1}{300}$ do vão.

Extrapolando-se esta recomendação a toda a estrutura de cobertura tem-se:

$$\frac{\delta}{\text{vão}} = \frac{9,6}{4000} = \frac{1}{417} < \frac{1}{300} \quad \text{OK!}$$

É recomendável, entretanto, que se promova uma contra-flecha na cobertura, de modo que os deslocamentos provocados pelas ações permanentes e uma parcela dos provocados pela sobrecarga sejam compensados.

Para composição destes efeitos sugere-se:

$$100\% \text{ Permanente} + 50\% \text{ Sobrecarga}$$

Aplicando-se ao problema em questão, tem-se:

$$\delta_{\text{cf}} = 13,3 + 0,5 \times 9,6 \cong 18 \text{ cm}$$

3.6) Sobre o efeito da variação da temperatura

Em estruturas do tipo treliça espacial, muitas vezes há a necessidade da consideração do efeito da variação de temperatura no dimensionamento das barras, tendo em vista as elevadas dimensões em planta destas estruturas. Este efeito torna-se mais relevante principalmente nos esforços de flexão desenvolvidos nas colunas de apoio.

Para o exemplo desenvolvido, a Tabela 3.3 apresenta os resultados de momentos fletores para os carregamentos básicos indicados na Figura 3.4 e os causados por uma variação uniforme de temperatura de 20° C em toda a estrutura.

Tabela 3.3-Momentos Fletores para colunas de apoio.
(Solicitações nominais)

CARREGAMENTO	MOMENTO FLETOR (kN.cm)
PERMANENTE	105.000
SOBRECARGA	74.200
VENTO	274.365
TEMPERATURA	12.820

É possível perceber na tabela 3.3 que o momento fletor provocado pelo efeito da variação de temperatura corresponde a aproximadamente 5% do obtido para a ação do vento, e a 12% se comparado a ação permanente. Neste exemplo, optou-se por não considerar este efeito nas combinações de ações para simplificar a apresentação deste roteiro, visto que os esforços provocados por esta variação de temperatura não foram significativos.

3.7) Considerações sobre o dimensionamento de treliças espaciais

O dimensionamento apresentado apenas se refere a um primeiro passo do processo. Como passo seguinte dever-se-ia, após a determinação das seções transversais para todas as barras, novamente processar a estrutura com estas novas seções para, em seguida, fazer outra verificação de resistência, atualizando as seções que porventura necessitem de

alteração. Este procedimento deve ser repetido até que, para dois processamentos consecutivos, não haja necessidade de alteração das seções transversais das barras.

As treliças espaciais, com certa frequência, possuem uma quantidade de barras da ordem de alguns milhares (o exemplo estudado possui 3.200 barras). Por isto, torna-se muito trabalhoso o dimensionamento destas estruturas sem o auxílio de programas computacionais que permitam uma automatização deste processo.

CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

A utilização das treliças espaciais tende cada vez mais a ser uma alternativa estrutural interessante, tendo em vista algumas vantagens (citadas no primeiro capítulo) que este sistema estrutural oferece, associadas a uma disponibilidade cada vez maior de microcomputadores de elevado desempenho que, juntamente com *softwares* para pré e pós-processamento, tornam a tarefa de análise estrutural mais rápida e acurada. Por isto também, métodos simplificados para análise estrutural de treliças espaciais tendem a cair em desuso.

Entretanto, há que se ressaltar a necessidade de se conhecer melhor, do ponto de vista estrutural, algumas das 'tipologias' destes sistemas empregados no Brasil, em virtude de algumas premissas empregadas no cálculo estrutural podem não estarem sendo satisfeitas, comprometendo assim o nível de segurança desejado.

Tem-se observado, na prática cotidiana de projetos de treliças espaciais que, para a análise estrutural, estas vêm sendo consideradas como treliças ideais e que, para o dimensionamento das barras, vem sendo adotado o comprimento de flambagem destas igual ao comprimento geométrico (distância entre nós). Esta consideração é conservadora, pois para a quase totalidade das 'tipologias' de nós empregadas, há uma certa restrição ao giro, o que reduz o referido comprimento de flambagem.

Por outro lado, para a maioria destas 'tipologias', as barras que compõem a estrutura apresentam uma variação de inércia em suas extremidades. Conforme discutido no quarto capítulo, este efeito pode acarretar uma grande redução da resistência à compressão destas barras. Por isto, é oportuno registrar a importância de um aprofundamento do estudo teórico e experimental de estruturas em que as barras possuam variação de inércia ao longo do comprimento. Não somente torna-se interessante a

continuidade do estudo de barras isoladas, como também o estudo de modelos pouco reduzidos e de protótipos de treliças espaciais, para que o comportamento global da estrutura seja avaliado.

Estudos paramétricos em busca do desenvolvimento de métodos simplificados para a obtenção da resistência à compressão de barras com variação de inércia tornam-se interessantes, tendo em vista que esta resistência não somente é função da esbeltez e da variação de inércia ao longo da barra, como também, de dimensões da seção transversal (diâmetro e espessura). Isto pode ser notado a partir da comparação dos percentuais de redução da resistência à compressão dados no Gráfico 4.2 (pg 83), para barras com dimensões ϕ 76,2mm x 2,25mm e detalhe 2, com os mostrados nas Tabelas 4.3 e 4.4 (pg 102), para barras com mesmo tipo de detalhe e dimensões ϕ 101mm x 3,0mm e ϕ 114mm x 4,25mm.

Pesquisas em torno do desenvolvimento de novas 'tipologias' para nós de treliças espaciais podem produzir resultados interessantes do ponto de vista estrutural e econômico, tendo em vista que, enquanto a quase totalidade dos sistemas comerciais possui um melhor comportamento estrutural associado a elevados custos de fabricação, outros sistemas, dentre os quais o mostrado nas Figuras 1.7 e 1.8, têm um baixo custo de fabricação em detrimento da eficiência estrutural e conseqüentemente do nível de segurança.

Tabela 3.2 - Planilha de dimensionamento de barras (esforços axiais em kN)

BARRAS	CARREGAMENTOS BÁSICOS			COMB. 1	COMB. 2	SEÇÃO	OBSERVAÇÕES
	PERMANENTE	SOBRECARGA	VENTO				
BANZO INFERIOR							
BI 1	3,3	2,6	-11,8	8,6	-13,5	Ø 63,5 x 1,9	
BI 2	8,1	6,2	-24,2	20,7	-26,6	Ø 63,5 x 1,9	
BI 3	13,0	9,9	-36,3	33,0	-39,1	Ø 63,5 x 1,9	
BI 4	17,5	13,1	-46,4	44,1	-49,3	Ø 76,1 x 1,9	
BI 5	21,6	16,1	-55,0	54,4	-57,6	Ø 76,1 x 1,9	
BI 6	25,4	18,9	-62,7	64,0	-65,0	Ø 88,9 x 2,66	
BI 7	28,9	21,4	-71,0	72,5	-73,4	Ø 88,9 x 2,66	
BI 8	31,7	23,4	-77,7	79,5	-80,3	Ø 88,9 x 2,66	
BI 9	33,6	24,8	-82,2	84,1	-84,9	Ø 88,9 x 2,66	
BI 10	34,2	25,2	-83,8	85,7	-86,5	Ø 88,9 x 2,66	
BANZO SUPERIOR							
BS 1	0,9	0,5	-4,4	2,0	-5,3	Ø 63,5 x 1,9	
BS 2	-2,3	-2,1	6,9	-6,3	7,6	Ø 63,5 x 1,9	
BS 3	-7,5	-5,9	19,5	-19,3	20,6	Ø 63,5 x 1,9	
BS 4	-13,3	-10,2	33,6	-33,9	35,0	Ø 63,5 x 1,9	
BS 5	-18,9	-14,2	46,8	-47,7	48,6	Ø 76,1 x 1,9	
BS 6	-23,8	-17,8	58,6	-60,1	60,6	Ø 76,1 x 1,9	
BS 7	-28,2	-21,0	68,9	-70,9	71,0	Ø 88,9 x 2,66	
BS 8	-31,9	-23,6	77,4	-80,0	79,7	Ø 88,9 x 2,66	
BS 9	-34,5	-25,5	83,6	-86,6	86,0	Ø 88,9 x 2,66	
BS 10	-36,0	-26,5	86,9	-90,1	89,4	Ø 88,9 x 2,66	
DIAGONAIS DE APOIO							
A 1	115,8	81,8	-306,9	284,7	-325,5	Ø 254 x 4,76	adotado o mesmo perfil de A3
A 2	-68,5	-46,1	176,3	-164,9	185,3	Ø 254 x 4,76	adotado o mesmo perfil de A3
A 3	-280,7	-198,3	728,8	-690,4	767,7	Ø 254 x 4,76	
Notas:							
(+) → Tração (-) → Compressão							

