

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**Análise teórica e experimental de
treliças espaciais**

Alex Sander Clemente de Souza

Orientador: Roberto Martins Gonçalves

**Tese de doutorado apresentada à Escola de
Engenharia de São Carlos da Universidade de
São Paulo como parte dos requisitos para
obtenção do título de Doutor em Engenharia
de Estruturas**

São Carlos - SP
2003

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pelos obstáculos que colocados em minha trajetória a fim de tornar-me mais forte para prosseguir.

À minha família pelo apoio e reconhecimento.

Ao professor *Roberto Martins Gonçalves*, que mesmo se intitulando "*Desorientador*", deu grandes contribuições para o meu desenvolvimento profissional e pessoal.

Aos demais professores do Departamento de Estruturas, agradeço pela atenção e presteza que sempre me dispensaram.

Aos funcionários do Departamento de Estruturas, em especial *Rosi Jordão* (secretária da pós-graduação) e *Maria Nadir Minatel* (Bibliotecária) cujas marcas são a paciência insuperável e o atendimento gentil às nossas necessidades e a *Francisco Carlos Guete de Brito* pela elaboração de vários desenhos apresentados neste trabalho.

Aos técnicos do Laboratório de Estruturas pelo auxílio imprescindível para o desenvolvimento dos ensaios experimentais, especialmente ao *Luiz Varela*, *Mario Botelho*, *Juliano Linares dos Santos* e *Fabiano Dornelas*.

Aos amigos (não citarei nomes pois seria necessário um anexo) conquistados durante esses anos de convívio alegre e solidário.

À FAPESP e ao CNPq pelo apoio financeiro para realização da pesquisa.

À Unilins e à Fundação Paulista de Tecnologia e Educação pelo suporte financeiro para participação em eventos científicos.

Agradecimento especial à minha amada esposa *Silvana De Nardin*, que está sempre ao meu lado dando-me força, incentivando-me e apoiando-me em todos os momentos.

SUMÁRIO

RESUMO	vii
ABSTRACT	ix
CAPÍTULO 1: INTRODUÇÃO	1
1.1 Objetivos e justificativas	5
1.2 Apresentação do trabalho	7
CAPÍTULO 2: COMENTÁRIOS SOBRE A REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	9
2.1 Introdução	9
2.2 Evolução Das Pesquisas	9
2.3 Evolução Das Pesquisas No Brasil	31
CAPÍTULO 3: PROJETO, ANÁLISE E CONSTRUÇÃO	51
3.1 Introdução	51
3.2 Tipos de treliças espaciais	52
3.2.1 <i>Classificação das treliças espaciais quanto ao arranjo dos elementos em elevação</i>	52
3.2.2 <i>Classificação das treliças espaciais quanto ao arranjo dos elementos em planta</i>	53
3.3 Definição das relações dimensionais	57
3.4 Materiais e seções	59
3.5 Apoios	60
3.6 Ligações	63
3.6.1 <i>Dispositivos de ligação</i>	63
3.6.2 <i>Dispositivos de ligação utilizados no Brasil</i>	72
3.6.2.1 <i>Nós patenteados</i>	73
3.6.2.2 <i>Nó típico</i>	74
3.6.2.3 <i>Nó típico com chapa complementar</i>	77
3.6.2.4 <i>Nó de aço</i>	78
3.6.2.5 <i>Nó com chapa de extremidade (ponteiras)</i>	79
3.6.2.6 <i>Outros tipos de nós</i>	82

3.6.3 <i>Dimensionamento dos elementos tubulares comprimidos</i>	87
3.6.3.1 Comprimentos de Flambagem para barras de treliças espaciais	88
3.6.4 <i>Análise de treliças espaciais</i>	93
3.6.4.1 Comportamento de treliças espaciais	94
3.6.4.2. Comportamento linear	94
3.6.4.3 Comportamento não-linear	95
3.6.4.4 Influência da rigidez das ligações no comportamento da estrutura	97
3.6.4.5 Métodos e modelos de análise	98
3.6.4.6 Métodos experimentais	98
3.6.5 <i>Aspectos construtivos</i>	100
3.6.5.1 Fabricação	101
3.6.5.2 Execução de contraflechas	102
3.6.5.3 Elementos de fechamento e de piso	103
3.6.5.4 Montagem	105
3.6.5.4 Acabamento proteção e pintura	106
CAPÍTULO 4: ANÁLISE NUMÉRICA: METODOLOGIA	109
4.1 <i>Análise numérica protótipos: metodologia</i>	109
4.1.1 <i>Elementos finitos utilizados</i>	110
4.1.2 <i>Variação de seção nas extremidades das barras</i>	112
4.1.3 <i>Excentricidade nas ligações</i>	113
4.1.4 <i>Não-linearidade física</i>	114
4.1.5 – <i>Avaliação da metodologia de análise</i>	115
4.2 <i>Análise numérica nó típico: metodologia</i>	124
4.2.1 <i>Modelagem do nó típico</i>	125
4.2.1.1 Geometria e malha de elementos finitos	125
4.2.1.2 Vinculação entre as barras – problema de contato	130
4.2.1.3 Critérios para análise não-linear física	133
4.2.1.4 Resultados para a treliça PROT1	134
4.2.1.5 Resultados para a treliça PROT2	141
CAPÍTULO 5: ANÁLISE EXPERIMENTAL: METODOLOGIA	145
5.1 <i>Descrição das estruturas ensaiadas</i>	145
5.2 <i>Detalhamento e montagem dos protótipos</i>	148

5.2.1 Treliza TE1	150
5.2.2 treliza TE1-R	151
5.2.3 treliza TE2	152
5.2.4 treliza TE2-R	154
5.2.5 treliza TE3	155
5.2.6 treliza TE3-1	157
5.2.7 treliza TE4	157
5.2.8 Treliza TE4-1	159
5.2.9 Treliza TE4-2	159
5.2.10 Treliza TE5	160
5.3 Reforço para o nó típico	162
5.4 Instrumentação	164
5.4.1 Aplicação e medição de força	164
5.4.2 Deslocamentos	166
5.4.3 Deformações	168
5.4.3.1 – Treliza TE1 – extensometria	169
5.4.3.2 – Treliza TE1-R – extensometria	170
5.4.3.3 – Treliza TE2 – extensometria	171
5.4.3.4 – Treliza TE2-R – extensometria	172
5.4.3.5 – Treliza TE3 – extensometria	173
5.4.3.6 – Treliza TE3-1 – extensometria	174
5.4.3.7 – Treliza TE4 – extensometria	175
5.4.3.8 – Treliza TE4-1 – extensometria	176
5.4.3.9 – Treliza TE4-2 – extensometria	177
5.4.3.10 – Treliza TE5 – extensometria	178
5.5 Materiais	179
5.5.1 Caracterização do Material	179
5.5.1.1 Caracterização do aço utilizado nos tubos	179
5.5.1.2 Caracterização do aço utilizado nos nós	180
5.6 Previsão de carregamento	182
CAPÍTULO 6: ANÁLISE EXPERIMENTAL	187
6.1 Treliza espacial TE1 (nó típico)	187
6.1.1 Modos de colapso	187
6.1.2 Deslocamentos TE1	189
6.1.3 Deformações TE1	191

6.2 Treliça espacial TE1-R (nó típico-reforço)	195
6.2.1 Modos de colapso TE1-R	195
6.1.2 Deslocamentos TE1-R	196
6.1.3 Deformações TE1-R	198
6.3 Treliça Espacial TE2 (nó típico)	202
6.3.1 Modos de ruína TE2	202
6.3.2 Deslocamentos TE2	203
6.3.3 Deformações TE2	206
6.4 Treliça Espacial TE2-R (nó típico com reforço)	209
6.4.1 Modos de colapso TE2-R	209
6.4.2 Deslocamentos TE2-R	210
6.4.3 Deformações TE2-R	213
6.5 Treliça Espacial TE3 (nó de aço nos vértices)	220
6.5.1 Modos de Colapso TE3(nó de aço nos vértices)	220
6.5.2 Deslocamentos TE3(nó de aço nos vértices)	221
6.5.3 Deformações TE3	224
6.6 Treliça Espacial TE3-1	226
6.6.1 Modos de ruína TE3-1	227
6.6.2 Deslocamentos TE3-1	228
6.6.3 Deformações TE3-1	230
6.7 Treliça Espacial TE4 (nó de aço)	234
6.7.1 Modos de ruína TE4	234
6.7.2 Deslocamentos TE4	236
6.7.3 Deformações TE4	238
6.8 Treliça Espacial TE4-1 (nó de aço)	241
6.8.1 Modos de ruína TE4-1	241
6.8.2 Deslocamentos TE4-1	243
6.8.3 Deformações	245
6.9 Treliça Espacial TE4-2 (nó de aço)	248
6.9.1 Modos de colapso TE4-2	248
6.9.2 Deslocamentos TE4-2	250
6.9.3 Deformações TE4-2	252
6.10 Treliça Espacial TE5 (ponteira)	254
6.10.1 Modos de colapso TE5	255
6.10.2 Deslocamentos TE5	256
6.10.3 Deformações TE5	258

6.11 Ensaio de nós isolados	260
6.12 Comparação entre as treliças ensaiadas	263
CAPÍTULO 7: ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL	269
7.1 Análise linear	269
7.2 Análise Não-Linear	274
7.2.1 Treliça TE-1(nó típico)	278
7.2.2 Treliça TE1-R (nó típico com reforço)	280
7.2.3 Treliça TE2 (nó típico)	281
7.2.4 Treliça TE2-R (nó típico com reforço)	282
7.2.5 Treliças TE3 e TE3-1 (nó de aço nos vértices)	282
7.2.6 Treliça TE4 e TE4-1 (nós de aço)	284
7.2.7 Treliça TE5	285
7.3 Análise do nó típico	288
7.3.1 Análise do nó treliça TE1	288
7.3.2 Análise do nó treliça TE2	296
CAPÍTULO 8 : COMENTÁRIOS FINAIS E CONCLUSÕES	303
8.1 Sugestões de continuidade	310
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	313
BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR	322
APÊNDICE A	325

RESUMO

SOUZA, A.S.C. (2003). **Análise teórica e experimental de treliças espaciais**. São Carlos, 2003. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

Este trabalho apresenta um estudo sobre o comportamento de treliças espaciais formadas por elementos tubulares de seção circular, com ênfase no desempenho das tipologias de ligação utilizadas no Brasil. Foram ensaiadas experimentalmente 9 treliças espaciais com vãos de 7,5 x 15,0m e uma de 7,5m x 7,5m com altura de 1,5m, variando-se o tipo de ligação entre barras, com o objetivo de caracterizar e comparar o comportamento dos sistemas de ligações mais comuns (nó típico – extremidade estampada, nó de aço e nó com chapa de ponteira).

A análise teórica, via elementos finitos, tem como objetivo aferir a validade dos modelos numéricos normalmente utilizados e refiná-los incluindo as características do comportamento estrutural observadas em ensaio.

A análise numérica segue duas abordagens: análise global da estrutura incluindo os efeitos não-lineares, excentricidade na ligação e variação de seção nas extremidades das barras; com isso o comportamento das treliças ensaiadas foi representado de forma satisfatória. A análise do comportamento do nó típico, modelado tridimensionalmente com elementos de casca, possibilitou analisar a interação entre as barras na região nodal por meio de elementos de contato. Com esta modelagem, apesar das simplificações, foi possível reproduzir o modo de colapso observado experimentalmente.

Palavras chave: treliça espacial, estrutura espacial, treliça tridimensional, ligações, análise experimental.

ABSTRACT

SOUZA,A.S.C. (2003). **Theoretical and Experimental Analysis of Space Trusses**. São Carlos.2003 Thesis (Doctorate), The School of Engineering at São Carlos, University of São Paulo-Brazil.

This paper presents a study of the behavior of tubular circular section space trusses with the main emphasis placed on the performance of the various truss typologies used in Brazil. Nine space trusses with plan dimensions of 7.5m x 15.0m and one with plan dimensions of 7.5mx7.5m and height of 1.5m were tested. The joint type was varied with the objective to characterize and compare the behavior of the more common types of connection systems (typical node – stamped end, steel node, and end plate node).

The theoretical analysis employing finite elements was adopted mainly to ascertain the validity of various numerical models commonly employed and hence refining them by including the some basic characteristics of the observed structural behavior.

The numerical analysis employed was based on two methodologies: a global structural analysis that takes into account the effects of non-linearity, eccentricities at connection, and the variation of the end bars cross section. In this manner the actual behavior of the tested trusses was well represented. The analysis of the behavior of a typical node, modeled using tri-dimensional finite shell elements made it possible to analyze the interaction between bars that converge at the nodal region by applying contact elements. Despite its simplicity, predicted results of the collapse mode obtained by using the proposed model, very well reproduce the experimental observation.

Key words: Space truss, Space structure, connections, experimental analysis.

INTRODUÇÃO capítulo 1

Estruturas reticuladas tridimensionais são estruturas formadas por elementos lineares (barras) dispostos em planos diversos. As treliças tridimensionais, objeto de estudo deste trabalho, são um caso particular das estruturas reticuladas tridimensionais, sendo formadas por duas ou mais malhas planas, em geral paralelas, conectadas por meio de diagonais e/ou montantes. As conexões devem ser rotuladas e os carregamentos aplicados aos nós. A Figura 1.1 ilustra exemplos de treliças tridimensionais.



Figura 1.1 – Reticulados tridimensionais (treliças tridimensionais)

É comum os termos "*treliça espacial*" e "*estrutura espacial*" para referir-se às treliças tridimensionais. Esse conflito de terminologias deve-se a traduções de textos em inglês, que nem sempre são feitas de forma adequada. Aliado a isto, existe a simplificação, muitas vezes adotada na comunicação oral, contribuindo para a disseminação destas terminologias.

Neste texto, decidiu-se utilizar o termo "*treliça espacial*" para designar as treliças tridimensionais, visto que o mesmo já está enraizado e é utilizado no meio técnico-científico brasileiro.

As primeiras estruturas reticuladas tridimensionais surgiram após o século XVIII, coincidindo com o início da utilização do ferro fundido como material estrutural.

O uso do aço nas estruturas reticuladas tridimensionais tem início por volta de 1811 com a cúpula de BELLANGE e BRUNET. Atualmente, o aço e as ligas de alumínio são os materiais mais empregados na construção dessas estruturas.

No início do século XX Alexandre Graham Bell desenvolveu um sistema estrutural em treliças espaciais formado por barras de aço com dimensões iguais, conectadas por nós simples e repetitivos, permitindo a total pré-fabricação da estrutura e vislumbrando, desde então, as vantagens da construção industrializada. Na Figura 1.2 uma foto de Bell com sua treliça espacial.

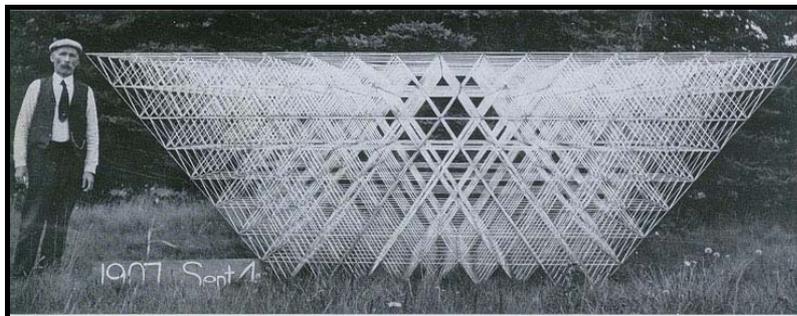


Figura 1.2 – Treliça espacial: Alexandre Graham Bell (1907) – Fonte: DU CHATEAU (1984)

Entre 1942-43 surge o primeiro sistema industrializado de ligação para treliças espaciais. Criado na Alemanha, o sistema MERO é formado por uma esfera de aço onde são conectadas, por meio de parafusos, barras de seção tubular circular. O sistema MERO foi amplamente difundido em todo o mundo, inclusive no Brasil, onde se encontram vários exemplos de obras construídas com o sistema alemão.

Salienta-se que o nó, sistema de ligação entre barras, sempre foi uma das principais dificuldades para o desenvolvimento e utilização das treliças espaciais.

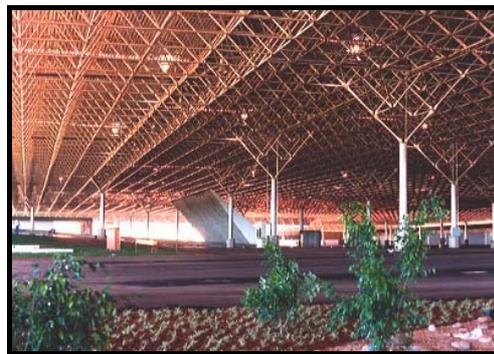
Outro obstáculo ao desenvolvimento e utilização das treliças espaciais era a dificuldade de se determinar os esforços internos e deslocamentos nestas estruturas devido ao grande número de barras e ao alto grau de indeterminação estática. Este problema foi minimizado com a popularização do uso dos computadores, aliado ao desenvolvimento de técnicas numéricas que permitem análises estruturais mais rápidas e precisas.

Restava ainda, até a década de 60, uma certa dúvida sobre as vantagens da utilização das treliças espaciais. Os arquitetos eram defensores do sistema, principalmente devido à sua leveza e beleza, o que permitia maior integração da estrutura ao ambiente arquitetônico desejado. No entanto, alguns engenheiros, embora reconhecessem méritos nas treliças espaciais, referiam-se a elas como estruturas exóticas ou não convencionais.

Na década de 60, foi criado pelo ASCE (American Society of Civil Engineers) um grupo de estudo sobre estruturas reticuladas tridimensionais que promoveu, desenvolveu e divulgou uma série de pesquisas sobre treliças espaciais, abordando diferentes aspectos de seu comportamento, projeto e construção. A partir de então, as pesquisas e a utilização de treliças espaciais em aço e alumínio foram difundidas e se desenvolveram de diferentes formas, em vários países do mundo.

No Brasil, o desenvolvimento e a utilização de treliças espaciais teve grande impulso com a construção, na cidade de São Paulo, do Centro de Exposições do Anhembi, no final da década de 60. A treliça espacial, projetada pelo engenheiro canadense Cedric Marsh, é composta por cerca de 48.000 barras tubulares de alumínio para uma área coberta de 62.500m² sendo, até hoje, a maior estrutura em alumínio do mundo.

Nas décadas seguintes, as estruturas espaciais se multiplicaram no Brasil, com obras de relevante importância e repercussão internacional como por exemplo: a estrutura da cobertura da Cervejaria Brahma, no Rio de Janeiro, que é a maior treliça espacial do mundo com 132.000 m² de área coberta (vãos livres de 30m e 60m) e o Pavilhão de Feiras e Exposições de Brasília com 57.000 m² de área coberta, montada em apenas 100 dias _ Figura 1.3.



Cervejaria Brahma – Rio de Janeiro

Centro de Exposições de Brasília

Figura 1.3 – Obras de referência no Brasil - Fonte: www.Alusud.com.br

A grande maioria das treliças espaciais construídas no Brasil é formada por elementos de seção tubular circular com extremidades amassadas

(estampagem) para “facilitar” as ligações. As ligações entre as barras são feitas com a superposição das extremidades estampadas das mesmas, unidas por um único parafuso, sendo denominada neste texto de “nó típico”.

Utiliza-se também, nós formados pela associação de chapas planas, (nós de aço) ligadas diretamente às extremidades amassadas dos tubos, ou por meio de “chapas de ponteira” soldadas internamente ao tubo, neste caso sem estampagem das extremidades (nós com ponteira).

Os principais tipos de ligação utilizados no Brasil e que serão estudados neste trabalho estão apresentados na Figura 1.4.

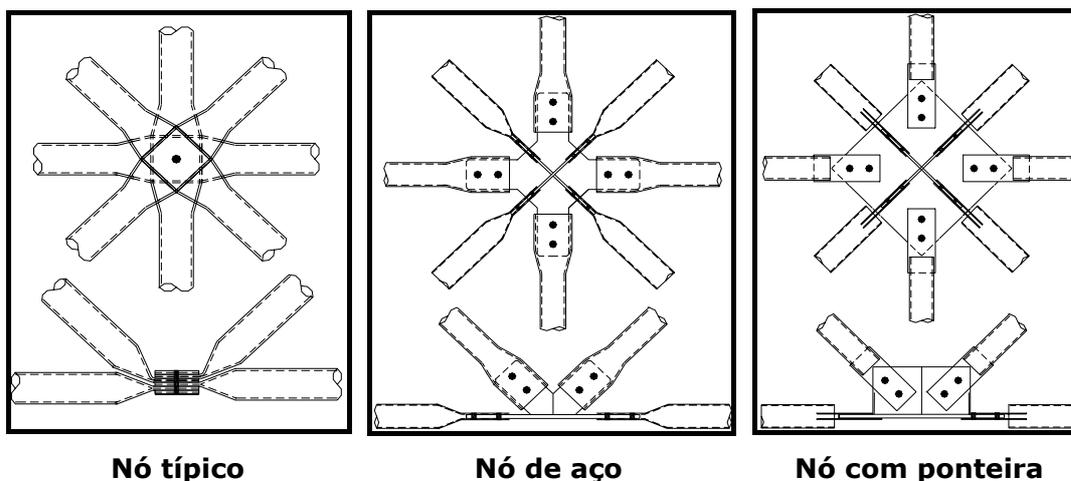
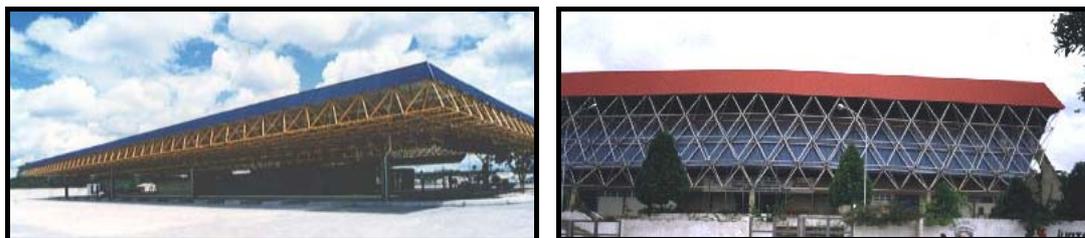


Figura 1.4 – Denominações das ligações comumente utilizadas no Brasil

Ressalta-se que as denominações indicadas para esses sistemas de ligação são utilizadas no âmbito da Escola de Engenharia de São Carlos, e por não serem padronizadas pode-se encontrar os mesmos nós com denominações diferentes.

As treliças espaciais são utilizadas sobretudo em cobertura de grandes áreas livres como ginásios esportivos, parques de exposições, hangares, supermercados, aeroportos, terminais rodoviários, etc.

Na Figura 1.5 estão apresentados exemplos de aplicação de treliças espaciais em coberturas de terminal rodoviário e ginásio de esportes.



Terminal Rodoviário de Russas-Ce Ginásio de Esportes de Juazeiro-Ce

Figura 1.5 – Aplicação de treliças espaciais em coberturas

A popularidade e o grande volume de obras projetadas e construídas com esse sistema estrutural corroboram para a disseminação do termo genérico "*estruturas espaciais*" como sinônimo de treliças tridimensionais.

Apesar da quantidade e da importância de algumas estruturas em treliças espaciais construídas no Brasil, pesquisas voltadas à realidade da construção metálica brasileira, visando o conhecimento e o aprimoramento desse sistema estrutural, bem como o desenvolvimento de novas técnicas e dispositivos de ligação são escassas e recentes.

Ficou evidenciada a carência de pesquisas quando da ocorrência, nos últimos anos, de acidentes com treliças espaciais, resultando em colapso parcial e até total destas estruturas. Muitos questionamentos foram feitos sobre as causas desses sinistros, mas poucas respostas bem fundamentadas teoricamente foram encontradas.

Portanto, este trabalho insere-se neste contexto, buscando determinar de forma clara, o comportamento de treliças espaciais e suas ligações, enfatizando as tipologias comumente utilizadas no Brasil.

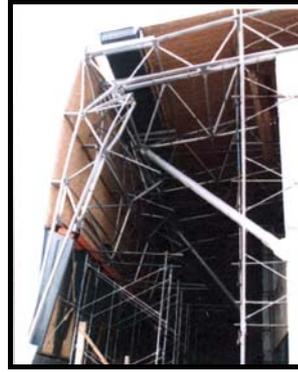
1.1 OBJETIVOS E JUSTIFICATIVAS

A proposição deste trabalho decorre do crescente uso de treliças espaciais no Brasil, que se contrapõe a uma carência muito grande de pesquisas que venham determinar, de maneira mais clara, o comportamento destas estruturas em seus diversos aspectos.

A partir de 1995, O Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos passou a ser solicitado, por órgãos públicos e empresas privadas, a participar de trabalhos técnicos e assessorias envolvendo treliças metálicas espaciais, quase sempre relacionados ao colapso total ou parcial destas estruturas. A Figura 1.6 apresenta dois exemplos: colapso global do centro de convenções de Manaus em 1994 e o colapso parcial da cobertura, ainda na fase de montagem, do aeroporto internacional de Belém, ocorrido no início de 1999.



Centro de Convenções de Manaus



Aeroporto de Belém

Figura 1.6 – Acidentes com treliças espaciais

Alguns desses trabalhos geraram artigos técnicos/científicos publicados em congressos e revistas nacionais e internacionais e influenciaram o início de uma linha de pesquisa abordando as treliças espaciais em aço e alumínio, voltada à realidade da construção metálica brasileira, sendo já concluídas cinco dissertações de mestrado: MAGALHÃES(1996), SOUZA(1998), MAIOLA(1999), VENDRAME(1999) e SOUZA, A.N.(2002).

Dando seqüência à linha de pesquisa em estruturas espaciais, este trabalho tem como objetivos:

1 – Desenvolver e ampliar o estado da arte sobre as pesquisa em treliças espaciais no Brasil e no mundo;

2 – Discutir os critérios de projeto adotados para treliças espaciais bem como os métodos de análise empregados e as técnicas construtivas usuais, incluindo a fabricação e montagem;

3 – Apresentar os principais sistemas de ligação utilizados em treliças espaciais, discutindo o comportamento estrutural, critérios projetivos e as vantagens e desvantagens de cada sistema;

4 – Analisar, teórica e experimentalmente, treliças espaciais compostas pelos três tipos de nós mais utilizados no Brasil, que são:

- ◆ **nó típico** - formado pela superposição de barras de seção tubular com extremidades estampadas unidas por um único parafuso;
- ◆ **nó de aço** - constituído de barras de seção tubular com extremidades amassadas, conectadas por parafusos, a um elemento formado por aletas de aço soldadas;
- ◆ **nó de aço com chapa de ponteira** - neste caso, as barras são conectadas a um nó de aço por meio de chapas (ponteiras) soldadas internamente nas extremidades das barras sem amassamento.

Determinar as características desses sistemas de ligação quanto a modos de colapso, distribuição de tensões e rigidez, buscando parâmetros que permitam avaliar a influência de alguns fatores no comportamento do nó, tais como: diâmetro dos tubos, espessura das chapas nos nós de aço e de ponteira e a utilização de um único parafuso no nó típico. Esses estudos permitirão avaliar, comparativamente, o desempenho estrutural das ligações ensaiadas.

5 – Com base em simulações numéricas, via elementos finitos, e resultados experimentais em protótipos com nós típicos, propor formas de reforço para melhorar o desempenho estrutural desse sistema de ligação. Esse estudo em especial tem fundamental importância face ao grande número de problemas e até o colapso de treliças espaciais que utilizam o nó típico como sistema de ligação entre barras.

6 – Aferir a validade dos modelos teóricos normalmente adotados pelos projetistas de estruturas, ou seja, treliça ideal em análise elástica linear, e propor modelos mais realistas para avaliação dos esforços internos e deslocamentos em treliças espaciais.

7 – Modelagem do comportamento local do nó típico utilizando elementos finitos de casca, considerando a interação entre as barras, na região nodal, utilizando elementos de contato. Para a modelagem numérica será utilizado o programa Ansys 5.5.

1.2 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho foi dividido em oito capítulos. No capítulo 1 apresentou-se uma introdução geral sobre treliças espaciais e os objetivos pretendidos.

Uma revisão bibliográfica dos principais trabalhos sobre treliças espaciais no Brasil e no exterior é apresentada no capítulo 2.

O capítulo 3 discute aspectos do projeto, da análise e da construção de treliças espaciais.

No capítulo 4 apresenta-se a metodologia empregada para realizar a análise teórica dos protótipos ensaiados. Os resultados teóricos e experimentais, obtidos por outros autores, foram utilizados para aferir os modelos de análise propostos.

Os materiais e a metodologia utilizados na análise experimental de treliças espaciais desenvolvida nesta tese são apresentados no capítulo 5.

Os resultados da análise experimental são apresentados e discutidos no Capítulo 6, onde também é estudado, comparativamente, o desempenho dos sistemas de ligação estudados.

No capítulo 7 são discutidos e comparados os resultados teóricos e experimentais. No capítulo 8 apresentam-se os comentários finais e as conclusões deste estudo.

2.1 INTRODUÇÃO

Apresenta-se, neste capítulo, um panorama geral das pesquisas realizadas e em desenvolvimento no Brasil e no exterior sobre treliças metálicas espaciais. Diferentes aspectos do comportamento estrutural, projeto, construção e utilização de treliças espaciais são pesquisados em vários centros universitários, espalhados em vários países.

Apresenta-se um resumo, em forma de tabela, dos principais trabalhos sobre treliças espaciais seus autores e origens.

Os principais trabalhos que tratem de temas relacionados diretamente com os objetivos desta tese serão discutidos com mais profundidade em capítulos pertinentes.

2.2 EVOLUÇÃO DAS PESQUISAS

Treliças espaciais não são um sistema estrutural novo, desde o século passado centenas dessas estruturas têm sido construídas de diferentes formas. No entanto, trabalhos técnicos sobre estruturas espaciais eram publicados de forma isolada e com terminologias diversificadas, dificultando o conhecimento e o desenvolvimento deste sistema estrutural.

Nos anos 60 realizou-se o primeiro Simpósio sobre Estruturas Espaciais na Universidade de Surrey – Inglaterra, organizado pelo Prof. Z.S. MAKOWSKI um dos pioneiros e principais pesquisadores sobre estruturas espaciais.

Posteriormente o ASCE (American Society of Civil Engineers) criou um comitê para estudos e divulgação de pesquisas sobre estruturas espaciais. Esses acontecimentos promoveram a integração e o intercâmbio entre pesquisadores, nortearam as pesquisas posteriores, individualizando e classificando linhas de pesquisas, homogeneizando tipologias e terminologias de estruturas espaciais.

Na tabela 2.1 apresenta-se uma série de acontecimentos científicos que contribuíram para a divulgação das pesquisas em estruturas reticuladas tridimensionais.

Tabela 2.1 – Acontecimentos científicos importantes

Ano	Eventos científicos
1966 Surrey-UK	Realização do 1 st International Conference on Space Structures na Universidade de Surrey – Inglaterra. Destaque para o Prof. Z.S. Makowski, organizador do evento, por suas publicações de relevante importância desde a década de 50.
1967 EUA	Criado pelo ASCE um Comitê para estudos e divulgação das estruturas reticuladas tridimensionais (space structures).
ASCE (1972) EUA	O Comitê para estudo de estruturas reticuladas tridimensionais do ASCE reúne e divulga uma lista contendo os 253 trabalhos mais significativos realizados nos últimos 10 anos. Os artigos e teses foram divididos em cinco grupos: análise, projeto, arquitetura e histórico, estabilidade e construção.
1975 Surrey-UK	2nd International Conference on Space Structures na Universidade de Surrey – Inglaterra
ASCE(1976) EUA	O comitê para estudos de estruturas reticuladas tridimensionais publica um estado da arte sobre estruturas espaciais. Trata-se de uma síntese de diversas pesquisas até então realizadas nos EUA, abordado aspectos históricos, métodos e modelos de análise empregados, critérios de projeto e aspectos construtivos.

Ano	Eventos científicos
1984 Surrey-UK	Realiza-se em Londres a 3th International Conference on Space Structures reunindo 180 trabalhos desenvolvidos por cerca de 250 especialistas de mais de trinta países. Os trabalhos foram divididos em oito categorias: generalidades, configuração e geração automática, desenvolvimento analítico, dinâmica, estabilidade e estados limites, otimização, análise de tensoestruturas, estudos e evoluções da arquitetura, desenvolvimento de projeto e construção de estruturas em aço, alumínio e madeira. Essas conferências envolvem estruturas tridimensionais de modo geral, com temas relacionados a treliças espaciais, cúpulas, torres, tensoestruturas e pênseis.
1985 Surrey-UK	Inicia-se a publicação da revista <i>International Journal of Space Structures</i> , editada por Z.S. Makowski, especializada em estruturas tridimensionais constituindo-se em mais um veículo para divulgação e transferência de tecnologia sobre treliças espaciais, cúpulas, domos, estruturas em cabos e torres de transmissão.
1993 Surrey-UK	Publicação dos anais do 4th International Conference on Space Structures reunindo, em dois volumes, grande quantidade de artigos relacionados a vários tipos de estruturas reticuladas tridimensionais.
2002 Surrey-UK	Realização do 5th International Conference on Space Structures. Foram apresentados trabalhos sobre vários tipos e vários aspectos das treliças espaciais. Destaca-se o grande número de pesquisa sobre tensoestruturas, que não é objeto de estudo desta tese. É interessante observar a participação de trabalhos vinculados a empresas e escritórios de projeto europeus.

Percebe-se que as pesquisas englobavam todos as tipos de estruturas espaciais; só após os eventos citados anteriormente as linhas de pesquisas foram sendo individualizadas e os diferentes tipos de estruturas espaciais ou estruturas tridimensionais definidas.

Segundo MAKOWSKI(1969) estruturas tridimensionais podem ser divididas em três grupos:

1 – Estruturas em cabos (tensoestruturas)

2 – Estrutura lamelares

3 – Estrutura reticuladas, que são formadas por barras unidas entre si por nós articulados ou engastado. Nesta categoria incluem-se: cúpulas treliçadas, domos, torres de transmissão e as treliças espaciais.

Uma expressiva quantidade de trabalhos tem sido realizada e publicada sobre estruturas tridimensionais, e em particular sobre treliças espaciais. Diversos aspectos do comportamento, projeto e construção são abordados nestes trabalhos.

Os objetivos desta revisão bibliográfica são: identificar quais os principais aspectos das treliças espaciais têm sido estudados no Brasil e no exterior, tendo-se uma idéia do estado atual do conhecimento sobre esse sistema estrutural; identificar os centros de pesquisas, bem como os pesquisadores que se dedicam ao estudo de treliças espaciais e como suas pesquisas têm se desenvolvido até os dias atuais.

Para alcançar esses objetivos descreve-se sucintamente, em ordem cronológica (Tabela 2.2) os principais trabalhos sobre treliças espaciais desenvolvidos no século XX e início deste século.

Tabela 2.2 – Principais pesquisas realizadas

Pesquisador/ano	Observações sobre as pesquisas realizadas
MAKOWSKI(1969) Universidade de Surrey –UK	Publica o livro <i>Structuras espaciales de acero</i> que é uma introdução ao estudo das estruturas espaciais, trazendo os conceitos básicos do comportamento estrutural, incluindo aspectos construtivos de treliças espaciais, domos e cúpulas treliçadas.
DADDI(1969) Universidade de Genova –Itália.	Descreve as características gerais dos sistemas reticulados tridimensionais, destacando suas vantagens e viabilidade econômica em relação aos sistemas planos convencionais. Apresenta as diretrizes básicas para projetos de treliças espaciais, e exemplos de obras construídas na Itália. O artigo foi publicado na revista <i>Costruzione Metalliche</i> fundada em 1949 por pesquisadores, construtores e projetistas de estruturas metálicas italianos. Esta

	<p>publicação foi responsável pela divulgação de novas tecnologias construtivas e de projetos de treliças espaciais podendo citar-se: MORINI (1976), NUSINER & PESENTE(1987), GANDOLFI (1989), GIORDANO(1992), BRUZZESE & RAUSO(1993), MALECI(1994), BALLERINI(1995), POSOCCO(1997) entre outros.</p>
<p>FLOWER & SCHMIDT (1971) Universidade de Melbourne –Austrália</p>	<p>Apresenta as bases de um procedimento simplificado para análise de treliças espaciais, que consiste em fazer uma analogia do reticulado com um meio contínuo, ou seja, analogia de placa.</p> <p>A espessura da placa equivalente pode ser obtida por uma simples equivalência de rigidez à flexão. Estudos realizados pelo autor constataram que a rigidez da alma (diagonais) tem pouca influência no comportamento da treliça espacial e que a analogia de placa fornece uma estimativa satisfatória do comportamento das estruturas analisadas.</p> <p>Os deslocamentos obtidos com analogia de placa resultaram, em média, 15% inferiores ao modelo discreto. O autor recomenda cautela no uso desse processo, ressaltando que seus resultados não devem ser extrapolados para todas as tipologias de treliças espaciais.</p> <p>Durante muitos anos, antes da popularização do uso dos computadores, esses métodos simplificados eram bastante utilizados, devido às dificuldades inerentes a solução de treliças espaciais com grande número de elementos e alto grau de indeterminação estática. Atualmente, por razões óbvias, esse procedimento está em desuso.</p>
<p>MORINI (1976) Projetista – Milão</p>	<p>Discute sobre as tipologias de treliças espaciais mais utilizadas na época, ressaltando que o detalhe dos nós (ligação entre barras) é uma dificuldade comum a todos os sistemas construtivos estudados.</p>

<p>MAKOWSKI(1981) Universidade de Surrey –UK</p>	<p>Publica o livro: <i>Analysis design and construction of double-layer grids</i> que reúne treze autores da Inglaterra, França, Alemanha e Nova Zelândia. São abordados os seguintes temas: histórico e desenvolvimento das treliças espaciais, análise limite e não-linear, análise via analogia de placa, análise via método dos elementos finitos, otimização do projeto, fabricação e montagem, sistemas de ligações, e industrialização de sistemas estruturais tridimensionais.</p>
<p>SCHMIDT & MORGAN (1982) Univ. Melbourne – Austrália.</p>	<p>Reúne e discute resultados experimentais de vinte estruturas espaciais em modelos reduzidos e protótipos com vão de até 9,0m em aço e alumínio, com diferentes sistemas de ligação entre barras. Os objetivos principais da pesquisa eram determinar os modos de colapso destas estruturas e comparar o carregamento último experimental com os obtidos teoricamente. Foram observados, de modo geral, carregamento último entre 13% e 37% inferiores aos previstos teoricamente com modelo de treliça em análise não-linear. Sendo mais críticas as estruturas cuja colapso ocorre por flambagem dos elementos comprimidos.</p>
<p>IFFLAND(1982) Projetista New York – NY</p>	<p>Apresenta e discute alguns parâmetros que devem ser analisados, ainda na fase de anteprojeto, para otimizar o projeto e a construção de treliças espaciais. Segundo o autor os principais fatores que interferem no sucesso do projeto são: arranjo dos elementos em planta e em elevação, sistema de ligação, o tipo de seção transversal das barras, tipos de apoio e relações vão/altura e vão/módulo. Nesta mesma linha de pesquisa tem-se como referência os trabalhos de SALAJEGHEH(1984), LAN & QIAN (1986), AGERSKOV(1986), XI-LIANG & FAN(1987).</p>

<p>SMITH(1984) Universidade de Connecticut</p>	<p>Descreve e modela o comportamento não-linear de treliças espaciais, discute o fenômeno <i>snap through</i> e a possibilidade de colapso repentino em treliças espaciais. Desenvolveu um algoritmo de solução do problema não-linear, específicos para treliças espaciais, cujos resultados foram comparados com os resultados experimentais de SCHMIDT et. al.(1976). Outros pesquisadores que estudam modelos e técnicas para analisar o comportamento não-linear de treliças espaciais são: PAPADRAKAKIS(1983), MADI(1984), HILL et al.(1989), e YANG & YANG(1997).</p>
<p>GERRITS(1984) Universidade de Delft – Holanda</p>	<p>Apresenta e descreve os principais tipos de treliças espaciais construídas na Holanda. Alguns sistemas de ligação utilizados na Holanda assemelham-se bastante com o nó de aço e nó com chapas de ponteira utilizados no Brasil, no entanto, não se encontram referências holandesa sobre estudos do comportamento estrutural desses sistemas de ligação. Detalhes dos sistemas de ligação utilizados na Holanda são apresentados no capítulo 3.</p>
<p>CODD(1984) Projetista –Austrália</p>	<p>Apresenta detalhes de ligação, com superposição de barras com extremidades estampadas, empregadas em seu país. Porém, sem informações suficientes sobre o desempenho estrutural desses detalhes de ligações. Apresenta também sistemas de ligação para treliças espaciais constituídas por elementos de seção formada a frio não circulares, que segundo o autor é uma alternativa econômica em relação as treliças espaciais tubulares. Os sistemas de ligação utilizados na Holanda e apresentados por COOD(1984) serão discutidos no capítulo 3.</p>
<p>KARCZEWSKI et. al.(1984) Universidade Warsaw – Polônia</p>	<p>Apresenta os procedimentos e os resultados de ensaios em nós formados por chapas de aço, utilizados em treliças espaciais. O destaque deste trabalho é o dispositivo desenvolvido para ensaiar nós</p>

isolados, com até oito barras, Figura 2.1

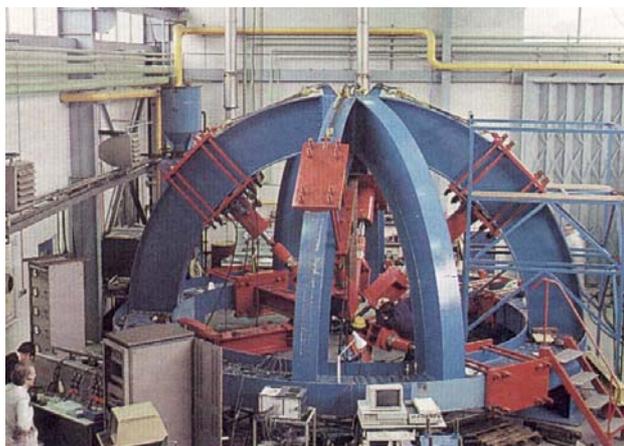


Figura 2.1 – Dispositivo para ensaio de nós

Foram ensaiados cinco modelos de nós, variando-se as espessuras das chapas. O objetivo era analisar a distribuição de tensões, principalmente na região do parafuso, e a capacidade resistente dos nós comparando esses resultados com os obtidos na análise teórica.

Os nós foram analisados teoricamente, via método dos elementos finitos, admitindo um comportamento elastoplástico perfeito para o aço e desprezando possíveis imperfeições nas chapas ou excentricidade de carregamento. As diferenças entre resultados teóricos e experimentais foram consideradas satisfatórias.

SAKA & HEKI(1984)
Universidade de
Osaka - Japão

Estudo teórico e experimental sobre a influência da rigidez e das dimensões do nó sobre o comportamento de treliças espaciais. Apresenta um modelo de barra para análise de treliças espaciais composto de três partes: um trecho que representa a barra, um trecho rígido que representa o nó, ligando estes dois trechos um elemento de mola simulando a rigidez da ligação.

Outras referências sobre o tema são: TANIGUCHI & SAKA(1993) e AMARI & DAVOID(2002).

<p>MADI(1984) Universidade da Jordânia</p>	<p>Apresenta um resumo e uma discussão sobre modelos constitutivos de material utilizados na análise não-linear de estruturas espaciais de aço.</p>
<p>COLLINS (1984)</p>	<p>Inicia uma investigação teórica e experimental em treliças espaciais com objetivo de analisar os mecanismos de colapso, o comportamento pós-crítico e o colapso incremental nestas estruturas.</p> <p>Foram ensaiadas quatro treliças espaciais, em modelo reduzido, com dimensões em planta de 1800mm e 250mm de altura, com cinco módulos de 360mm. As estruturas foram apoiadas nos quatro vértices com ligações soldadas entre barras. A aplicação do carregamento foi realizada com controle de deslocamentos.</p> <p>Em regime elástico as estruturas apresentaram comportamento linear e simetria, podendo ser aproximado por um simples modelo de treliça. Em regime inelástico a simetria foi perdida, fato atribuído às imperfeições estruturais ou de ensaio. Em todos os testes a ruína ocorreu por flambagem dos elementos comprimidos. Em alguns casos observou-se um colapso incremental muito rápido. Após a flambagem da primeira barra em 30 segundos as demais barras flambaram e a estrutura colapsou.</p>
<p>MURTHA-SMITH(1986) Universidade de Connecticut</p>	<p>Desenvolveu um método para analisar a ruína progressiva (ou seja, propagação de falha nos elementos da estrutura que a leva ao colapso) de treliças espaciais devido à perda da capacidade resistente de um dos elementos nestas estruturas. O método avalia o efeito da perda de um dos elementos sobre a segurança da estrutura. Os fatores de segurança dos elementos remanescentes e da estrutura, foram avaliados usando a análise linear e não-linear.</p> <p>O autor analisa um modelo de treliça espacial removendo diferentes elementos. Constatou-se que a</p>

	<p>retirada de um elemento compromete a segurança de grande quantidade dos elementos remanescentes, principalmente se o elemento retirado for uma das diagonais de apoio ou banzos da região central.</p> <p>Outros autores que investigam o fenômeno do colapso incremental em treliças espaciais são: MARSH(1986), HANAOR & MARSH(1989) e BLANDFORD(1996).</p>
<p>DUBINA(1991) Universidade de Timisora – Romênia</p>	<p>Discute e analisa a possibilidade do uso de elementos com seções do tipo L e U conformadas a frio, destacando o estudo das ligações entre barras. Um estudo mais detalhado de treliças espaciais é apresentado por DUBINA(1993). Outros pesquisadores que estudam as treliças espaciais constituídas por elementos de perfis formados a frio não tubulares são: CODD(1992), CHAPMAN et. al.(1993) e GEORGIVSKI et. al.(1998).</p>
<p>MURTHA-SMITH & LEARY(1993) Universidade de Connecticut</p>	<p>Analisaram numericamente, o comportamento de treliças espaciais variando os seguintes parâmetros:</p> <ul style="list-style-type: none"> - quantidade e localização dos apoios; - relação vão/módulo; - relação altura/vão, - relação maior vão/menor vão. <p>Dos parâmetros analisados, a localização dos apoios tem maior influência no comportamento das treliças espaciais e na propagação de colapso. A pior situação é aquela com apoios somente nos vértices. Os demais parâmetros não têm influência significativa na propagação da ruína nas treliças espaciais.</p>
<p>DAKOV & TCHUKANOVE(1993) Bulgária</p>	<p>Desenvolveram um estudo teórico e experimental sobre a consequência de defeitos de fabricação e montagem de nós esféricos no comportamento final das treliças espaciais. Os principais defeitos apontados e analisados pelos autores são: falta de ajuste barra-nó, imperfeições nas barras, excentricidades de fabricação e montagem.</p>

<p>EL – SHEIKH & MaConnel(1993) Universidade de Dundee</p>	<p>Apresenta um estudo teórico e experimental sobre o comportamento e a viabilidade da utilização de treliças espaciais funcionando em conjunto com laje de concreto, formando um sistema misto de piso para edifícios. Exemplos de obras construídas com este sistema são apresentados por GIULIANI & GIULIANI(1996). O trabalho conjunto entre treliça metálica espacial e laje de concreto pode ser utilizado com vantagens em tabuleiros de pontes. Esta possibilidade foi analisada e discutida por: SEBASTIAN et. al.(1993) e ASHRAF et. al.(1993). El-SHEIKH trabalha também em outras linhas de pesquisas relacionadas com treliças espaciais: desenvolvimento de novos sistemas de ligações El-SHEIKH(1996, 1996a); sensibilidade às imperfeições e perdas repentina de elementos El-SHEIKH(1997) e comportamento dinâmico El-SHEIKH(1998).</p>
<p>LANDOLFO E MAZOLLANI(1993)</p>	<p>Realizaram uma série de ensaios experimentais objetivando desenvolver novos sistemas de ligação. Como resultados desses estudos foram desenvolvidos o <i>Vestrut</i> e o <i>Cubotto</i>, sistemas de ligação com nós de aço esféricos. Outros sistemas de ligações desenvolvidos na Itália, porém nem sempre embasados em ensaios experimentais, são: <i>Griagan</i> – GANDOLFI(1989,1991), <i>Waco</i> – De MARTINO(1992) e <i>Gel</i> – APRILE & BENEDITTI(1998). Todos esses sistemas de ligação serão discutidos no capítulo 3.</p>
<p>IMAI et. al. (1993) Kawatetsu Steel Coppration - Japão</p>	<p>Apresenta os procedimentos e metodologia teórica e experimental utilizados para o desenvolvimento de um sistema de ligação tipo nó esférico denominado KT- SYSTEM. O sistema é formado por uma esfera oca de aço onde são conectadas barras de seção circular em diversas direções. São apresentadas as principais características desse novo sistema, procedimentos para projeto e detalhes construtivos.</p>

<p>IWATA & KAMIYAMA(1993). Nippon Steel Corporation</p>	<p>Empresa japonesa que também investiu no desenvolvimento e comercialização de um sistema de ligação tipo nó esférico denominado NS SYSTEM, cujos estudos realizados para seu desenvolvimento e aplicação são apresentados em IWATA & KAMIYAMA(1993).</p>
<p>MALA E SERRETE(1996) Universidade de Connecticut -EUA</p>	<p>Apresenta uma revisão sobre análise estática, dinâmica e térmica de treliças espaciais e tópicos especiais sobre o projeto dessas estruturas. Trata-se de um estado da arte sobre as técnicas de análise, incluindo análise não-linear e de estabilidade. No que se refere à análise estática, são discutidas as ações em treliças espaciais, os modelos de análise (matricial, elementos finitos, analogia com meio contínuo), critérios para consideração das não-linearidades física e geométrica e para análise de carregamento crítico. São discutidas as ações que provocam resposta dinâmica na estrutura, principalmente vento e sismo, e as técnicas utilizadas para aferir esta resposta. Discutem-se também os efeitos dinâmicos na estrutura, causados pela sua instabilidade, ou de seus elementos.</p>
<p>EL-SHEIKH(1996) Universidade de Dundee- Escócia</p>	<p>Discorre sobre as pesquisas realizadas para o desenvolvimento do sistema de ligação Catrus. O autor coloca esse sistema como uma alternativa de custo inferior aos sistemas patenteados sem comprometimento da segurança estrutural.</p> <p>As treliças construídas com o sistema Catrus utilizam tubos de seção retangular no banzo superior, barras chatas no banzo inferior e tubos circulares com extremidades estampadas e dobradas nas diagonais; os elementos são conectados juntos, por meio de um único parafuso. Detalhes da geometria e do comportamento do sistema Catrus serão analisados no capítulo 3.</p>

<p>CUOCO (1997) ASCE – Comitê para estudos de estruturas espaciais</p>	<p>Publicação do ASCE sobre critérios para projeto de treliças espaciais. Aborda definições gerais sobre a geometria e as tipologia de treliças espaciais. Os métodos e procedimentos de análise são discutidos, incluindo aspectos relacionado com o comportamento não-linear e resposta a ações dinâmicas. Apresenta ainda uma vasta bibliografia sobre treliças espaciais.</p>
<p>EL-SHEIKH(1997) Universidade de Dundee- Escócia</p>	<p>Realiza um estudo teórico dos efeitos de imperfeições iniciais nas barras sobre o comportamento de treliças espaciais de duas e três camadas. Foram analisadas teoricamente vinte estruturas, com dimensões e condições de apoio diferentes, introduzindo-se 22 barras com imperfeições iniciais de $\pm 0,1\%$ do comprimento, distribuídas entre banzos e diagonais.</p> <p>As imperfeições foram modeladas com a aplicação de forças fictícias nos nós, que seriam causadas pelas barras com imperfeições.</p> <p>As estruturas foram analisadas via elementos finitos, utilizando o programa ABAQUS, incluindo a não-linearidade do material.</p> <p>Foram observadas reduções significativas na capacidade resistente e na ductilidade da estrutura devido às imperfeições iniciais nas barras. Para imperfeições no banzo inferior há reduções na capacidade resistente acima de 8,0%; no banzo superior a redução chega a 14% e nas diagonais próximas aos apoios observaram-se reduções de até 50,0% na capacidade resistente da estrutura.</p> <p>Observou-se também, que as treliças espaciais com duas camadas são mais sensíveis às imperfeições que as treliças espaciais com três camadas.</p> <p>O autor ressalta que na prática, o problema das imperfeições é mais complicado devido ao caráter aleatório da intensidade, tipo e localização das mesmas.</p>

<p>HORIZONO et al.(1998) Universidade de Kumamoto - Japão</p>	<p>Apresenta resultados de ensaios experimentais em nós esféricos ocos com o objetivo de relacionar as deformações no nó com a força de arrancamento do parafuso (dispositivo de conexão nó-barra) e avaliar a resistência última destes. O modo de ruína predominante foi a ruptura do parafuso, que faz a ligação nó-barra, com grandes deformações plásticas do nó.</p> <p>Quando a relação diâmetro/espessura do nó é elevada, observa-se a ocorrência de ruptura desses elementos.</p> <p>Realizou-se uma análise teórica, via método dos elementos finitos, utilizando o programa ABAQUS cujos resultados foram coerentes com os obtidos experimentalmente.</p>
<p>APRILE E BENEDETTE(1998) Universidade de Ferrara e Universidade Bologna –Itália</p>	<p>Tece importantes considerações sobre a aplicação do alumínio em treliças espaciais. Discute conceitos básicos relacionados à geometria da estrutura, sistemas de ligação, condições de apoio, métodos e modelos de análises. Apresenta as características estruturais e critérios de projeto do sistema de ligação GEO, que é amplamente utilizado nas estruturas espaciais em alumínio construídas na Itália. Apresenta critérios de normas europeias para o dimensionamento de elementos tubulares de alumínio submetidos a esforços axiais.</p>
<p>EL-SHEIKH(1999) Universidade de Dundee- Escócia</p>	<p>Realizou ensaios numéricos em treliças espaciais com diferentes configurações e condições de apoio, com o objetivo de avaliar a distribuição de esforços nas diagonais e o efeito do colapso desses elementos sobre o comportamento global da estrutura.</p> <p>As análises numéricas realizadas, via método dos elementos finitos, permitiram as seguintes observações: a distribuição de forças internas nas diagonais é muito mais uniforme que nos banzos; com exceção das diagonais próximas aos apoios,</p>

	<p>danos ou imperfeições nestes elementos não causam reduções significativas na capacidade resistente da estrutura; os elementos de alma (diagonais) têm pouca influência no comportamento global da estrutura, com exceção das diagonais próximas aos apoios, sobretudo em treliças espaciais apoiadas somente nos vértices.</p>
<p>WANG & LI (1999) Universidade de Singapura - China</p>	<p>Apresentam uma comparação, em termos de comportamento estrutural e viabilidade econômica, entre alguns sistemas estruturais para cobertura de grandes vãos. Discute a utilização de estruturas reticuladas tridimensionais com três camadas substituindo as estruturas com duas camadas, quando a altura torna-se elevada.</p> <p>Para os reticulados planos (treliças espaciais) analisados, o uso de três camadas diminui o comprimento e os esforços nas barras, conseqüentemente diminui o consumo de aço, além de tornar a estrutura mais estável. O mesmo não foi observado nos reticulados curvos (cúpulas), que apesar de melhorar a estabilidade, apresentou consumo de aço superior à alternativa com duas camadas.</p> <p>O acréscimo no número e complexidade das ligações é uma desvantagem das treliças espaciais com três camadas.</p>
<p>MAALEK (1999) Universidade de Teehran – Iran</p>	<p>Apresenta os procedimentos experimentais adotados para o controle de qualidade da treliça espacial de três camadas do Hangar da Iran-Air. A estrutura tem dimensões em planta de 70m x 75m com altura total de 6,5m e é formada por barras de seção circular interligadas por nós esféricos de aço desenvolvido especialmente para esta obra. Foram realizados testes experimentais nas barras, nós e parafusos com o objetivo de caracterizar o comportamento estrutural e os modos de falha destes elementos, verificando se</p>

	sua resistência última está de acordo com as resistências estabelecidas em projetos.
HANAOR (1999) Instituto de Tecnologia de Israel	Reporta as investigações para detecção das causas do colapso da ponte Maccabiah em Israel. A treliça espacial com 25m de vão que sustentava o tabuleiro da ponte ruiu fazendo dezenas de feridos e três mortos. Foi apontado como principal causa do colapso a instabilidade de alguns nós na região central da ponte, ocasionando a flambagem prematura dos banzos comprimidos.
EL-SHEIKH(2000) Universidade de Dundee- Escócia	<p>Apresenta métodos simplificados para análise dinâmica de treliças espaciais, baseados em analogias de viga e de placa.</p> <p>A analogia de viga consiste em substituir a treliça espacial por uma viga que lhe seja equivalente, sendo aplicada para estruturas cuja relação entre vãos seja superior a 2, e com apoios ao longo da menor direção. Neste caso, assume-se que somente as barras dos banzos, paralelas à direção principal contribuem para a resistência às ações dinâmicas.</p> <p>Para estruturas com relação entre vãos inferior a 2, com apoios somente nos vértices ou distribuídos nas bordas, o reticulado tridimensional deve ser substituído por uma placa equivalente.</p> <p>Esses métodos foram desenvolvidos para prever o comportamento dinâmico por meio de simples cálculos manuais e tem mostrado precisão razoável (diferenças máximas de 15%) para o cálculo da frequência natural, quando comparados com os valores calculados pelo método dos elementos finitos.</p>
MARSH (2000) Universidade Concórdia – Canadá	Faz várias observações sobre o projeto de treliças espaciais desde do lançamento da estrutura passando por sua análise e dimensionamento, relatando observações e experiências adquiridas com pesquisas e projetos de treliças espaciais. É um dos poucos trabalhos a citar a possibilidade, com restrições, do

	<p>uso de barras tubulares com extremidades estampadas. O autor é responsável pelo projeto da cobertura do Centro de Convenções de Anhebi São Paulo – Brasil, uma das maiores estruturas espaciais, em alumínio, do mundo.</p>
<p>HANAOR et al. (2000) Instituto de Tecnologia de Israel</p>	<p>Apresentam um procedimento analítico para avaliar a influência da rigidez da ligação sobre a flambagem elástica de barras comprimidas de treliças espaciais. O modelo proposto dá uma boa indicação da sensibilidade dos elementos comprimidos à instabilidade da ligação e aponta para a necessidade de análise mais rigorosas, uma vez que para alguns detalhes de nós o coeficiente de flambagem das barras pode superar 1.3.</p>
<p>EL- SHEIKH & EL-KASSAS (2002) Universidade de Dundee- Escócia</p>	<p>Comparam o desempenho estrutural de estruturas espaciais reticuladas com diferentes curvaturas. Investigando como a curvatura pode alterar o comportamento da estrutura no que se refere a modos de falha, ductibilidade, rigidez e distribuição de esforços entre os elementos. Foram analisadas estruturas treliçadas com uma, duas e três camadas com diferentes condições de apoios. Quanto maior a curvatura, menor o esforço nas barras e mais uniforme a distribuição de esforços.</p>
<p>WHITE (2002) Alan-White Design – Glasgow-UK</p>	<p>Apresenta a possibilidade da utilização, de treliças espaciais modulares, como plataforma elevada de trabalho, auxiliando na montagem de pontes e edifícios. São apontados como vantagens a redução no peso, a facilidade de montagem, manuseio e transporte, conseqüentemente, reduzindo custos. O autor apresenta o desenvolvimento teórico e experimental do sistema patenteado pela empresa Alan-White Design e algumas aplicações.</p>

Com a revisão bibliográfica realizada é possível identificar quatro grandes linhas de pesquisa que se relacionam diretamente com os objetivos deste trabalho:

- Análise numérica de treliças espaciais;
- Análise experimental de treliças espaciais;
- Desenvolvimento de sistemas de ligação;
- Critérios de projeto, construção e montagem.

Um aspecto interessante, observado na revisão bibliográfica, é o grande número de pesquisas realizadas fora do meio acadêmico, por projetistas e empresas fabricantes de treliças espaciais, o que não é comum no Brasil, como também a interação entre empresas e centros de pesquisas.

Os trabalhos que estão relacionados com os métodos numéricos e procedimentos de análise aplicáveis a treliças espaciais tiveram início com a proposição de métodos simplificados como analogia de placa, discutido nos trabalhos de: FLOWER & SCHMIDT (1971), ALDEA & SOARE(1993), BHAGAVAN & GOPALKRISHNAN(1993) e EL-SHEIKH(2000), que aplica o método simplificado de analogia com meio contínuo para realizar análise dinâmica de treliças espaciais.

Com a popularização do uso dos computadores, aliado ao desenvolvimento de métodos numéricos, proliferaram as pesquisas no sentido de melhor representar o comportamento das estruturas por meio de modelos mecânicos.

Passou-se, então, à formulação de modelos incluindo não-linearidades físicas e geométricas, imperfeições iniciais e excentricidade nas ligações, com soluções baseadas, principalmente, no método dos elementos finitos.

Vários autores apresentam formulações específicas para análise não-linear de treliças espaciais como, por exemplo: SMITH(1982), PAPADRAKAKIS(1983), SEE & McCONNEL(1986), HILL et al.(1989), CHANDRA et al.(1989), MADI(1984), BLANDFORD(1996,1997), YANG & YANG(1997) e LIEW et al.(1997).

É interessante ressaltar que esses trabalhos são realizados, a maioria, por pesquisadores da área de métodos numéricos, não existindo correlação com resultados experimentais, são trabalhos essencialmente teóricos. A rigidez do sistema de ligação e as excentricidades nos nós influenciam sensivelmente o comportamento das treliças espaciais, muitas vezes esses aspectos não são incluídos nesses estudos.

SAKA & HEKI(1984) estudaram o efeito das dimensões e rigidez do nó sobre o comportamento de treliças espaciais. Desenvolveram um modelo teórico cujas barras da treliça eram compostas por três partes: um trecho central com rigidez constante, trechos rígidos nas extremidades e molas de rotação ligando

os dois anteriores. Foram comparados resultados teóricos com resultado obtidos em ensaios de modelos reduzidos de treliça espacial com dimensões em planta de 1320mm x 1320mm e 233mm de altura. Segundo o autor, resultados teóricos e experimentais foram muito próximos, porém, não foi explicitado como determinar experimentalmente a rigidez de uma determinada ligação. Em treliças espaciais a rigidez da ligação depende de vários fatores como, por exemplo, rigidez e nível de solicitação das barras, além disso, variam de nó para nó; portanto, deve-se examinar com atenção estudos desta natureza.

Alguns trabalhos numéricos em que existe interação com resultados experimentais e com as tipologias de treliças espaciais normalmente construídas, são realizados com programas de computador desenvolvidos pelos próprios pesquisadores ou programas comerciais, como por exemplo, o ABAQUS, que nos últimos anos tem sido largamente utilizado na Europa.

Os ensaios experimentais em treliças espaciais encontrados na literatura, de maneira geral, objetivam analisar os modos de colapso destas estruturas, com ênfase no estudo do colapso incremental¹, que ocorre devido a flambagem sucessiva dos elementos comprimidos. A maioria desses experimentos é realizada em modelos reduzidos de treliças espaciais e com sistemas de ligações patenteadas como em: SCHMIDT & MORGAN(1982), SAKA & HEKI(1984), COLLINS(1984), que não corresponde a realidade brasileira.

No desenvolvimento e avaliação de sistemas de ligações as análises experimentais são freqüentes. Para esse fim, na maioria dos casos, são ensaiados protótipos em escala real como os realizados por: CHAPMAN et al.(1993), EI-SHEIKH(1996) e LANDOLFO & MAZZOLANI(1993).

Encontra-se também caracterização de sistemas de ligações por meio de ensaios em nós isolados e no conjunto barra-nó como os trabalhos de KARCZEWSKI et. al.(1984), BÜYÜKTASSKIN et al. (1998), HORIZONO et al.(1998), MAALEK(1999) e TANIGUCHI et al.(1993) que realizou ensaio em nós de aço esféricos com o objetivo de determinar a rigidez e a curva momento rotação desta ligações para implementar um modelo matemático semelhante ao proposto por SAKA & HEKI(1984).

Muitos trabalhos descrevem soluções estruturais desenvolvidas por projetistas para treliças espaciais, construídas em diversos países do mundo. Um

¹ Colapso incremental é a designação utilizada para descrever o fenômeno pelo qual o colapso da estrutura ocorre devido a perda sucessiva e em cadeia dos elementos (tracionados e ou comprimidos) que a compõem.

grande número de detalhes de ligações não patenteados são utilizados, todos bem diferentes daqueles comumente utilizados no Brasil, com exceção dos apresentados por GERRITS(1984) e CODD(1984). Semelhante ao que ocorre no Brasil, esses sistemas de ligações são utilizados sem estudos que comprovem sua eficiência estrutural e as hipóteses de projeto assumidas. Alguns artigos relatam acidentes envolvendo colapso parcial ou total de treliças espaciais, muitas vezes relacionados ao comportamento ineficiente do sistema de ligação.

Um dos acidentes mais importantes, pelo fato de ter alertado o meio técnico americano para a necessidade de pesquisas específicas, foi o colapso total da estrutura que compunha a cobertura do HATFORD COLISEUM (Connecticut-USA) ocorrido em janeiro de 1978.

Muitos pesquisadores fazem referência a este acidente estrutural. THORNOTON & LEW(1984) que são os responsáveis pela empresa que realizou a investigação das causas do acidente, apresentam as principais observações e análise realizadas, bem como as hipóteses para explicar o colapso da estrutura.

A estrutura tinha dimensões em planta de 110m x 92m, altura da malha de 3m e se apoiava em quatro pilares espaçados de 82m. Para conter lateralmente os banzos, que tinham comprimentos de aproximadamente 9m foram criadas barras intermediárias que não tinham rigidez suficiente para cumprir esta função, o que ocasionou a flambagem prematura dos elementos comprimidos levando a estrutura a ruína. A Figura 2.3 apresenta esquematicamente o modo de falha observado, e a Figura 2.4 uma foto da estrutura após o colapso.

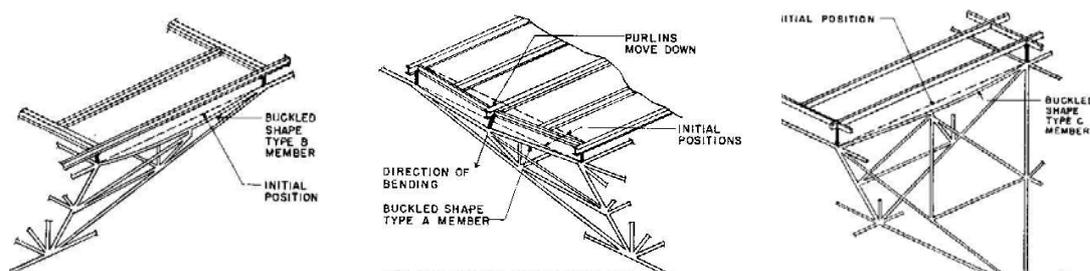


Figura 2.3 - Modos de falha observados na estrutura do HATFORD COLISEUM. Fonte: THORNOTON & LEW(1984)

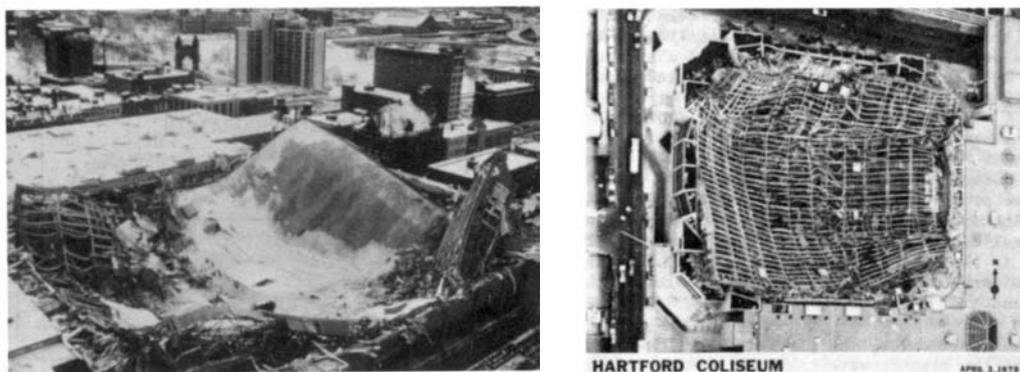


Figura 2.4 - Estrutura do HATFORD COLISEUM após ruína. Fonte: THORNOTON & LEW(1984)

HANAOR(1999) relata as prováveis causas da ruína de uma passarela de pedestre em treliça espacial ocorrida em 1997 em Israel, deixando 60 feridos e 3 mortos. A treliça espacial tinha 35m de comprimento por 5,0m de largura, era constituída por elementos tubulares com chapas soldadas nas extremidades e conectadas a nós formados por chapas planas de aço soldadas. A Figura 2.5 apresenta um esquema geral da estrutura e um detalhe da ligação.

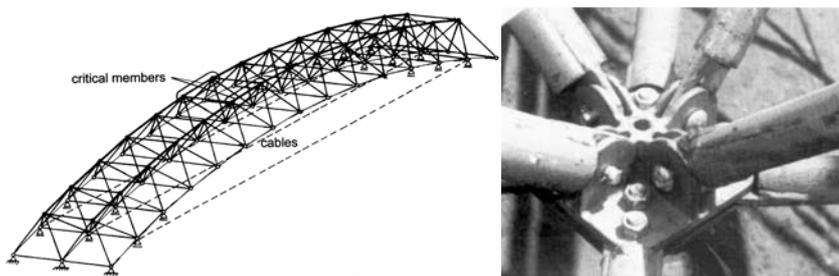


Figura 2.5 - Esquema geral da passarela e detalhe de ligação . Fonte: HANAOR(1999)

O colapso da estrutura iniciou-se pela região central com uma deformação abrupta de aproximadamente 30cm, estabilizando-se por cerca de 3s e logo após ocorrendo o colapso total da estrutura. No momento do colapso a passarela se encontrava totalmente ocupada. A Figura 2.6 apresenta a estrutura após o colapso.

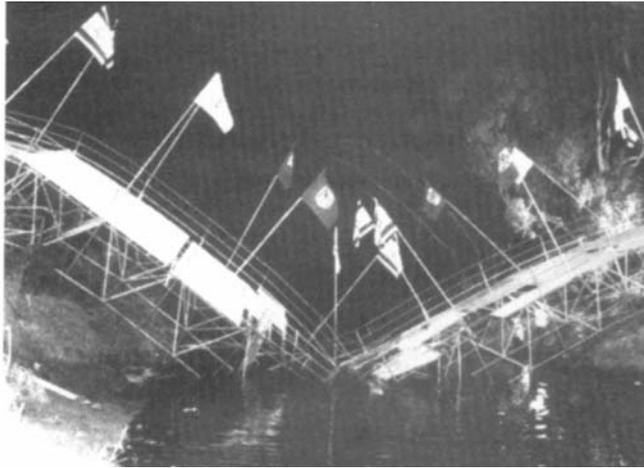


Figura 2.6 - Passarela de pedestre após o colapso. Fonte: HANAOR(1999)

Várias falhas foram encontradas na estrutura tanto na fase de projeto quanto na construção. No entanto, a principal causa do colapso foi associada a rotações excessivas dos nós que provocaram flambagem das barras centrais do banzo superior e ruptura de soldas nas ligações junto aos apoios.

LAN(1994) faz uma descrição de acidentes com treliças espaciais ocorridos na China desde década de 60 até início da década de 90. Dentre as várias causas inerentes a cada estrutura específica, o autor destaca que, de modo geral, esses problemas são conseqüências do aumento exagerado da utilização deste sistema estrutural sem desenvolvimento de estudos, pesquisas e especificações técnicas adequadas.

Segundo KAMINETZKY(1991) apud HANAOR(1999) todos as falhas que ocorrem nas estruturas são provenientes de erros humanos, que podem ser classificados em três categorias: erros intencionais (sabotagem); erros por negligência e erros por falta de conhecimento (ignorância).

No caso de treliças espaciais a falta de conhecimento quase sempre está relacionada à ignorância em relação ao comportamento da estrutura, sobretudo das ligações, e dos modos de colapso inerentes, reforçando a necessidade de pesquisas nesta linha.

2.3 EVOLUÇÃO DAS PESQUISAS NO BRASIL

As treliças espaciais construídas no Brasil apresentam uma particularidade que são os sistemas de ligação. O sistema de ligação denominado "nó típico" é o mais freqüente, sendo constituído pela superposição de barras de seção circular com extremidades amassadas conectadas por meio de um único parafuso.

Existem, no Brasil, registros de construções com treliças espaciais anteriores à década de 60. No entanto, as pesquisas sobre esse sistema estrutural são muito recentes e restritas a poucos centros universitários.

Nos últimos anos têm ocorrido no Brasil uma série de problemas estruturais com treliças espaciais, envolvendo colapso parcial ou total dessas estruturas, pode-se citar os acidentes mais recentes:

- Colapso total da cobertura do Centro de Convenções de Manaus – 1994;
- Colapso total da cobertura do ginásio de esportes Nilson Nelson em Brasília – 1996;
- Colapso parcial da cobertura parque aquático na cidade de São Paulo;
- Colapso parcial da cobertura do Aeroporto Internacional de Belém – 1999.

As pesquisas em treliças espaciais no Brasil, sobretudo na Escola de Engenharia de São Carlos, surgiram da necessidade de analisar as possíveis causas desses problemas, corrigi-los e evitá-los em novas construções. A tabela 2.3 apresenta um panorama geral das pesquisas em treliças espaciais no Brasil.

Tabela 2.3 – Principais pesquisa realizadas no Brasil

Pesquisador/ano	Observações sobre as pesquisas realizadas
GONÇALVES et al. (1995) Escola de Engenharia de São Carlos	Apresentam resultados experimentais de ensaios de compressão em tubos com extremidades estampadas e com chapas de ponteiros, retiradas da estrutura do Centro de Convenções de Manaus após sua ruína. Constata-se que esses modelos de extremidades provocam altas concentrações de tensões e redução na capacidade resistente da barra. Simulações numéricas via MEF das barras e extremidades ensaiadas são apresentadas em: GONÇALVES & RIBEIRO(1996). Uma discussão sobre as causas do acidente com a estrutura

	do Centro de Convenções de Manaus é apresentada em FAKURY et al. (1999).
MAGALHÃES(1996) Escola de Engenharia de São Carlos	Primeira dissertação de mestrado da recém criada linha de pesquisa em treliças espaciais na Escola de Engenharia de São Carlos. Trata-se de um estado da arte do projeto e construção. O autor publicou também outros trabalhos complementares: MAGALHÃES et al.(1996), MAGALHÃES et. al.(1997) e MAGALHÃES & MALITE(1996).
MALITE et al.(1996) Escola de Engenharia de São Carlos	Realização de ensaios de compressão em corpos-de-prova e barras de aço e alumínio com extremidades estampadas. Estes estudos foram solicitados pela empresa Alusud e tinham como objetivo comparar a resistência da barra para diferentes padrões de estampagem de extremidade. Um confronto entre análise experimental e teórica dos tubos de aço é apresentado por MALITE et al.(1997).
BATISTA E BATISTA (1997) Universidade Federal do Rio de Janeiro	Realizaram ensaios experimentais para determinar os mecanismos de colapso em uma junta típica de treliças espaciais (nós com chapas de ponteira). Baseados nos resultados experimentais BATISTA et al. (1997) propõem reforços para essas juntas, o que permitiu reabilitar a estrutura de uma calota esférica em aço com diâmetro de 100,0m.
SOUZA(1998) Escola de Engenharia de São Carlos	Dando continuidade às pesquisas em estruturas espaciais na Escola de Engenharia de São Carlos conclui a dissertação de mestrado, <i>Contribuição ao Estudo das Estruturas Metálicas Espaciais</i> . Neste trabalho apresenta-se um estudo sobre elementos tubulares com extremidades estampadas, ou seja, com variação de inércia ao longo do comprimento. Todos os resultados experimentais em barras comprimidas disponíveis são reunidos e comparados com resultados teóricos, buscando uma estimativa para redução da capacidade resistente e da variação do coeficiente de flambagem. Apresenta-se também

	análise numérica de estruturas, utilizando modelos que considerem a variação de inércia nas barras e os efeitos não-lineares físicos e geométricos. Os resultados da simulação numérica foram comparados com dados experimentais de ensaios em protótipos de treliça espaciais com vãos de 7,5m e altura de 1,5m.
D'ESTE (1998) PUC -RIO	Apresenta resultados experimentais em treliças espaciais formadas por barras tubulares e extremidades amassadas. Foram ensaiadas quatro treliças espaciais com dimensões em planta de 12,0m x 12,0m e altura de 1,5m. Em todas as estruturas ensaiadas o carregamento último experimental resultou muito inferior ao previsto teoricamente. O modo de colapso característico foi a formação de rótulas plásticas nas extremidades estampadas dos tubos ou a instabilidade das chapas de ligação.
MAIOLA (1999) Escola de Engenharia de São Carlos	Apresenta uma análise teórica e experimental em protótipos de treliças espaciais com elementos tubulares e sistemas de ligação em "nó típico" e nó de aço, com o objetivo de comparar o desempenho destes sistemas e determinar os modos de colapso. Foram ensaiados quatro protótipos com vãos de 7,5m, altura de 1,5 e módulo piramidal com 2,5m de base. Dos quatro protótipos em dois foi utilizado "nó típico", em um o nó de aço e no quarto utilizou-se os dois sistemas de ligação conjuntamente.
SILVA (1999) Universidade Federal de Ouro Preto	Desenvolve um estudo teórico experimental sobre o comportamento de barras tubulares de seção circular com extremidade estampadas submetidas a compressão, com o objetivo de determina o coeficiente de flambagem para estas barras quando inseridas em uma treliça espacial.
VENDRAME (1999) Escola de Engenharia de São Carlos	Conclui a dissertação de mestrado <i>contribuição ao estudo das cúpulas treliçadas</i> , que apresenta um estado da arte sobre as cúpulas treliçadas, os tipos e classificação, comportamento e ligações; e ainda

	<p>desenvolveu um exemplo de cálculo de cúpula treliçada incluindo a determinação da ação do vento. Neste trabalho realiza-se um análise numérica tridimensional do nó típico do protótipo ensaiado por MAIOLA(1999). Foi simulado numericamente, utilizando elementos finitos de casca, um nó completo da estrutura inserido na mesma modelada inicialmente com elementos de barra. O objetivo era estudar o comportamento local do nó, chegando-se a resultados bastante satisfatório. Para melhorar esse modelo é sugerida a inclusão da interação parafuso – tubo e do escorregamento entre barras que podem ser simulados utilizando-se elementos de contato.</p>
<p>SOUZA & GONÇALVES(2000) Escola de Engenharia de São Carlos</p>	<p>Análise numérica via FEM de protótipo de treliças com nó típico utilizando elementos de barras tridimensionais e considerando a variação de inércia nas barras, excentricidades na ligação e as não-linearidades física e geométrica. O objetivo principal era avaliar quais as características destas estruturas que mais influenciam o seu comportamento e não podem ser desprezadas na modelagem estrutural. O modelo que mais aproximou resultados teóricos e experimentais foi o que englobou não-linearidade do material, variação de seção nas barras e excentricidade nas ligações. O modelo de treliça ideal normalmente adotado em projetos não é adequado para prever o comportamento de treliças espaciais com nós típicos.</p>
<p>AGUIAR (2002) Universidade de Brasília</p>	<p>Desenvolve um programa de dimensionamento automático de treliças espaciais considerando não-linearidade geométrica da estrutura. O programa desenvolvido vem preencher uma carência de ferramentas específicas para análise destas estruturas. No entanto, ainda há muito a ser feito como, por exemplo, considerar os efeitos da variação de seção nas extremidades das barras, a rigidez da ligação e a possibilidade de instabilidade do nó.</p>

<p>SOUZA, A.N.(2002) Escola de Engenharia de São Carlos</p>	<p>Apresenta um trabalho sobre a concepção de projetos de treliças espaciais onde compara o desempenho estrutural de diferentes arranjos. Foram projetadas e calculadas cerca de 30 treliças espaciais variando alguns parâmetros como: altura, dimensões dos módulos, tipo e distribuição dos apoios e tipo de malha. Desta forma, o autor pode comparar consumo de material, deslocamentos máximos, distribuição de esforços na malha e reações de apoio, na tentativa de nortear a escolha adequada dos principais parâmetros envolvidos no projeto de uma treliça espacial.</p>
<p>SOUZA & BATISTA (2002) Universidade Federal do Rio de Janeiro</p>	<p>Apresenta uma análise teórica e experimental sobre a viabilidade da utilização de treliças espaciais conectadas a lajes de concreto formando um sistema misto de piso que, segundo o autor, pode ser uma alternativa eficiente para lajes de grandes vãos.</p>

Em 1994 o colapso total da estrutura do Centro de Convenções de Manaus, cujas causas foram investigadas por especialistas da Escola de Engenharia de São Carlos e da Universidade Federal de Minas Gerais, deixaram muitas questões sobre o comportamento estrutural e segurança das treliças espaciais construídas no Brasil e evidenciaram a total ausência de recomendações normativas e pesquisa sobre este sistema estrutural.

A estrutura em questão era formada por barras de seção tubular em aço, com altura da malha de 3,0m e dimensões em planta de 110,0m x 128,0m com apoios em pilares de concreto, espaçados de 12,0m com balaços de 34,0m na direção longitudinal. Na direção transversal a estrutura possuía vão livre de 110,0m, (Figura 2.7).

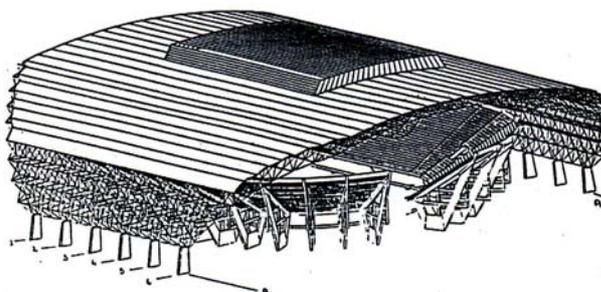


Figura 2.7 – Esquema geral da estrutura do Centro de Convenções de Manaus - Fonte: FAKURY et al. (1999)

O início das investigações, por GONÇALVES et al. (1995), para apurar as causas do acidente consistiram em ensaios experimentais de compressão em barras de aço com extremidades estampadas e chapas de ponteiras, retiradas da estrutura após o colapso, com o objetivo de comparar a força normal resistente a compressão da barra com aquela especificada em projeto. Constatou-se que esses modelos de extremidades provocam altas concentrações de tensões e redução na capacidade resistente da barra em relação a força normal resistente, calculada considerando seção constante ao longo do comprimento. Observou-se também que muitos aspectos do comportamento das treliças espaciais não eram claros e que os modelos teóricos de cálculo normalmente adotados não representavam satisfatoriamente o comportamento da estrutura.

MAGALHÃES (1996), motivado pelo vasto campo de pesquisa que surgiria em treliças espaciais, defende a dissertação de mestrado intitulada: *Sobre o projeto e a construção de estruturas metálicas espaciais*, que provavelmente é um dos primeiros trabalhos sobre treliças espaciais no Brasil. Discorre sobre os principais aspectos do projeto e construção de treliças espaciais incluindo descrição de obras e exemplos de projetos. O autor apresenta também uma análise teórica e experimental de barras comprimidas de aço e alumínio utilizadas em treliças espaciais, comprovando a redução na capacidade resistente das barras em função da variação de seção nas extremidades estampadas ou com chapas de ponteiras. A análise teórica inclui um procedimento, baseado no EUROCODE 3(1992), para determinação da força normal resistente à compressão de barras de seção circular com variação de seção nas extremidades.

Segundo o EUROCODE 3 (1992), a força normal resistente para elementos que apresentem variações de inércia pode ser calculada utilizando as mesmas curvas de resistência para elementos de inércia constante. No entanto, a esbeltez reduzida ($\bar{\lambda}$) deve ser corrigida para levar em conta a variação de inércia. Fazendo uma analogia do EUROCODE 3 (1992) com a NBR-8800(1986) tem-se:

Barras com inércia constante	Barras com inércia variável
$\bar{\lambda} = \frac{kL}{r} \sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 E}} = \sqrt{\frac{f_y}{f_e}}$	$\bar{\lambda}^* = \sqrt{\frac{f_y}{f_e^*}}$
f_e = tensão de flambagem elástica (EULER)	f_e^* = tensão de flambagem elástica com variação de inércia

A determinação da tensão de flambagem elástica f_e^* é muito trabalhosa, pois envolve equações bastante complexas e/ou simulações numéricas via MEF. As dificuldades agravam-se para o caso de elementos tubulares de seção circular com extremidades estampadas, uma vez que a variação de inércia, nestes elementos, não segue um padrão definido, de maneira que possibilite sua medição e equacionamento.

O padrão de estampagem na extremidade das barras é função do tipo de ferramenta utilizada para esse fim, podendo gerar diferentes percentuais de redução no momento de inércia da seção.

Com o objetivo de verificar a influência do padrão de estampagem de extremidade na força normal resistente a compressão da barra, MALITE et al.(1996) ensaiaram barras de seções circulares de aço, cujos detalhes de estampagens estão apresentadas na Figura 2.8.

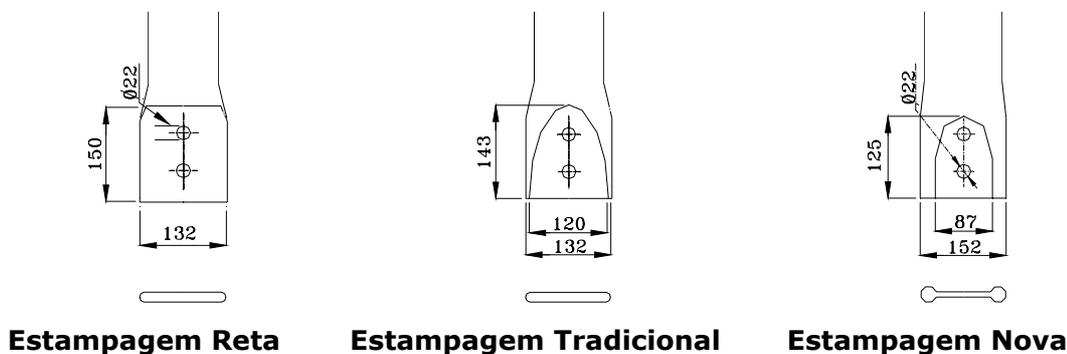


Figura 2.8 – Extremidades de barras ensaiadas - MALITE et al.(1996)

As barras com estampagem reta apresentam menores resistências a compressão devido à maior variação na seção estampada. O gráfico da Figura 2.9 apresenta uma comparação da força normal resistente teórica e experimental para os três padrões de estampagens.

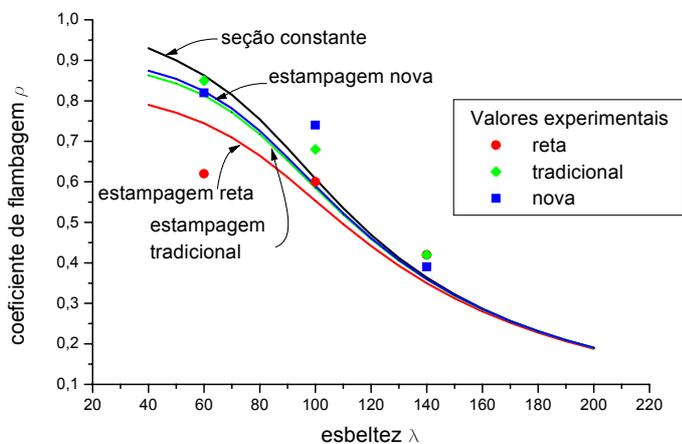


Figura 2.9 – Comparação do parâmetro de flambagem para as barras ensaiadas por MALITE et al.(1996) – $f_y = 250\text{MPa}$ (nominal)

SOUZA (1998) apresenta um estudo sobre elementos tubulares com extremidades estampadas submetidos a compressão. Todos os resultados experimentais em barras comprimidas disponíveis na Escola de Engenharia de São Carlos são reunidos e comparados com resultados teóricos, buscando uma estimativa para redução da capacidade resistente e da variação do coeficiente de flambagem da barra. A Tabela 2.4 apresenta um resumo dos resultados teóricos e experimentais para barras de seção circular comprimidas, com vários detalhes de extremidades.

Tabela 2.4 - Resultados teóricos e experimentais em barras comprimidas

<i>Tubo</i>	λ	<i>Extremidade</i>	<i>Material</i>	<i>N_{exp}</i> (kN)	<i>N_{teórico}</i> (kN)	<i>N_{teórico*}</i> (kN)	<i>N_{exp}/</i> <i>N_{teórico}</i>	<i>N_{exp}/</i> <i>N_{teórico*}</i>
φ76x2,26	159	R	Aço	20,8	33,4	19,7	0,62	1,06
φ101x3,0	125	P	Aço	160	96,7	88,8	1,65	1,80
φ114x4,25	112	P	Aço	276,5	168,2	163,5	1,64	1,69
φ110x2,5	86	R	Alumínio	87,4	82	72	1,07	1,21
φ110x2,5	86	N	Alumínio	90,7	82	73,8	1,11	1,23
φ110x2,5	71	R	Alumínio	65	118	111	0,55	0,59
φ110x2,5	71	T	Alumínio	92,6	118	113,3	0,78	0,82
φ110x2,5	71	N	Alumínio	75,3	118	114	0,64	0,66
φ110x2,5	46	R	Alumínio	75,6	177	161	0,43	0,47
φ110x2,5	46	T	Alumínio	73,3	177	163,2	0,41	0,45
φ110x2,5	46	N	Alumínio	105,7	177	167	0,60	0,63
φ88x2,65	60	R	Aço	109,6	134,64	92,37	0,81	1,18
φ88x2,65	60	T	Aço	151,7	134,64	117,4	1,13	1,29
φ88x2,65	60	N	Aço	146,3	134,64	128,38	1,09	1,14
φ88x2,65	100	R	Aço	108	95,5	86,1	1,13	1,25
φ88x2,65	100	T	Aço	121	95,5	92,4	1,27	1,31
φ88x2,65	100	N	Aço	130,6	95,5	92,4	1,37	1,41
φ88x2,65	140	R	Aço	74,33	56,4	54,8	1,32	1,36
φ88x2,65	140	T	Aço	74,33	56,4	56,4	1,32	1,32
φ88x2,65	140	N	Aço	69,67	56,4	56,4	1,24	1,24

P – Chapa de ponteira **R**- estampagem reta **T** - estampagem tradicional **N** - estampagem nova. **N_{teórico}** *- normal resistente à compressão admitindo variação de seção

Inicialmente foi realizada uma análise teórica considerando barras birotuladas e seção constante ao longo do comprimento segundo a norma

brasileira NBR 8800(1986), utilizando as propriedades físicas nominais dos materiais. Em seguida a força normal resistente à compressão foi calculada teoricamente considerando a variação de rigidez na barra devido à estampagem. Esse processo consiste em corrigir o parâmetro de esbelteza reduzida, adotando uma tensão de flambagem elástica com inércia variável, determinada via FEM com o programa LUSAS.

Há uma grande variabilidade dos resultados experimentais. Encontram-se resultados experimentais da ordem de 40%, em média, superiores aos obtidos teoricamente admitindo seção constante e seção variável. No entanto, em vários casos, principalmente para índices de esbelteza inferiores a 70, a força normal resistente de ensaio chega a ser duas vezes menor que os valores obtidos teoricamente. Isto mostra a grande influência da variação de seção no comportamento de barras comprimidas de treliças espaciais e alerta para os cuidados que se fazem necessários para o dimensionamento destes elementos.

Outro fato que merece destaque é a redução na força normal resistente teórica quando se considera a variação de seção nas extremidades das barras que pode superar 50%, sendo mais significativas para barras com valores de esbelteza inferiores a 70. Para barras com esbelteza superior a 80 essa redução não ultrapassa os 10%.

No trabalho desenvolvido por SILVA (1999) foram ensaiados nove módulos de treliças espaciais com 2000mm de vão e 707mm de altura. Os módulos são constituídos por barras de seção circular com extremidades estampadas conectadas por nós de aço. A Figura 2.10 apresenta uma vista geral do ensaio; as dimensões do modelo e detalhes dos nós e das extremidades das barras estão na Figura 2.11.



Figura 2.10 - Módulos ensaiados por SILVA (1999) – visão geral

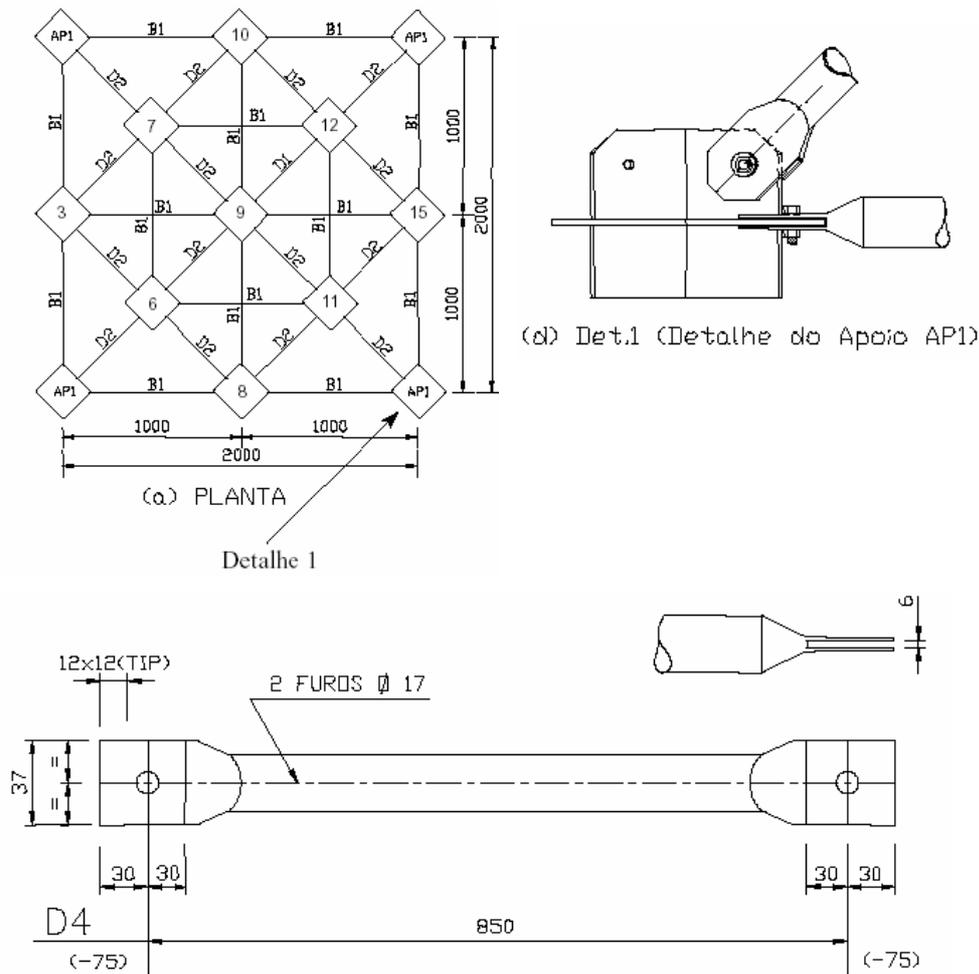


Figura 2.11 - Módulos ensaiados por SILVA(1999)

O objetivo do trabalho era avaliar o comportamento de barras de seção circular com extremidades estampadas submetidas à compressão, considerando as condições de vinculação na estrutura, o que podem ser mais representativos que ensaios em barras isoladas.

A Tabela 2.5 resume os resultados teóricos e experimentais de força normal resistente de compressão. Os resultados teóricos foram determinados segundo a NBR 8800 (1986) admitindo seção constante e extremidades bi-rotuladas. Os resultados experimentais foram determinados partindo-se de deslocamentos medidos na seção central da barra e admitindo comprimentos de flambagem de nó a nó, de centro de furo a centro de furo e do trecho de seção constante.

Tabela 2.5 – Resultados experimentais SILVA (1999)

Ensaio	Barra	Esbeltez	Pu _{exp} (kN)	Pu _{teo} (kN)	Pu _{exp} / Pu _{teo}
912B	φ 25,4 x 1,2mm	85	20,13	17,17	1,17
		99	14,21	14,36	0,99
		116	9,68	11,27	0,86
912C	φ 25,4 x 1,2mm	85	20,38	17,17	1,19
		99	14,42	14,36	1
		116	9,86	11,27	0,87
912D	φ 25,4 x 1,2mm	121	13,11	22,82	0,57
	φ 19 x 1,9mm	139	9,51	17,59	0,54
		164	6,73	13,10	0,51
912E	φ 25,4 x 1,2mm	99	37,27	30,54	1,22
	φ 19 x 1,9mm	115	27,17	24,39	1,11
		135	19,35	18,56	1,04
912F	φ 19 x 1,9mm	121	12,92	12,06	1,07
		139	9,35	9,29	1
		164	6,59	6,93	0,95
912G	φ 25,4 x 1,2mm	121	13,19	22,82	0,57
	φ 19 x 1,9mm	139	9,58	17,59	0,54
		164	6,78	13,10	0,52
912H	φ 25,4 x 1,2mm	99	36,54	30,54	1,19
	φ 19 x 1,9mm	115	26,55	24,39	1,09
		135	18,82	18,56	1,01

O procedimento adotado para determinação da força normal resistente experimental só é coerente quando se admite comprimento de flambagem de nó a nó. Nestes casos, encontram-se reduções na força normal resistente experimental da ordem de 48% em relação aos valores teóricos. Nos demais casos para a correta determinação da força normal resistente experimental seria necessária a medição de deslocamentos transversais em outros pontos ao longo do comprimento das barras.

Os ensaios de SILVA (1999) introduziram uma novidade, que é uso de dois tubos concêntricos (ensaios 912D, 912E, 912G e 912F). Essa solução seria uma alternativa a escassez de diâmetros comerciais, no entanto, os resultados experimentais não foram satisfatórios quando comparado aos teóricos.

As investigações sobre o colapso de um Ginásio de Esporte levaram BATISTA & BATISTA (1997) a realizarem ensaios experimentais para

determinação dos mecanismos de colapso das juntas ou nós (nós com chapa de ponteira) utilizados nestas estruturas. Foram ensaiados módulos estruturais simulando um trecho da treliça espacial real, detalhes dos módulos ensaiados são apresentados na Figura 2.12.

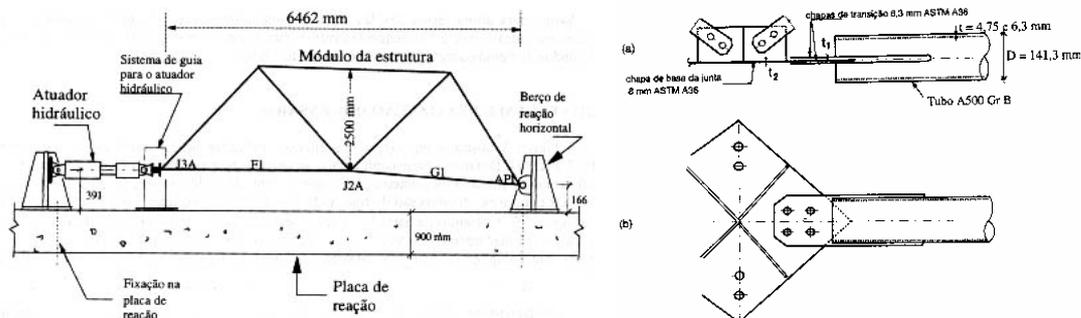


Figura 2.12– Módulos ensaiados por BATISTA & BATISTA (1997)

As dimensões do módulo ensaiado foram determinadas de maneira que as condições de vizinhança fossem representadas o mais fielmente possível, com a mínima quantidade de elementos.

O mecanismo de colapso observado foi a formação de charneiras plásticas nas chapas de ligação (ponteiras) e nas chapas que compõem o nó. Esse fenômeno ocorreu devido à flexão perpendicular ao plano das chapas, cuja rigidez foi insuficiente para absorver essa solicitação.

Baseado nos resultados experimentais, BATISTA et al. (1997) propõem reforços para essas juntas, permitindo reabilitar a estrutura do ginásio, que era uma cobertura em forma de calota esférica em aço, com diâmetro de 100,0m. O reforço consiste, basicamente, em enrijecer as chapas de ligação por meio de chapas soldadas, impedindo a formação das charneiras plásticas observadas experimentalmente.

Ensaio em barras isoladas apesar de fornecerem resultados importantes não representavam as condições de vinculação das barras quando inseridas na estrutura e não possibilitava qualquer avaliação do efeito da variação de seção nestes elementos sob o comportamento global da estrutura.

Em ensaios de trechos de estruturas como os realizados por BATISTA & BATISTA (1997) existe a dificuldade de se reproduzir as condições de vizinhança impostas pelo restante da estrutura.

A alternativa para dar seqüência às pesquisas experimentais é a realização de ensaios em protótipos de treliças espaciais, que permitam observações mais precisas sobre comportamento global da estrutura, além de medições de deformações e deslocamentos nas regiões nodais mais solicitadas.

Os inconvenientes dos ensaios em protótipos são as dimensões relativamente grandes, necessitando de amplos espaços e equipamentos especiais, aumentando os custos. Outro fator que não se pode negligenciar é a relação entre as dimensões do protótipo, principalmente a relação altura/vão, que podem alterar o comportamento das treliças espaciais, que deve ser análogo a uma placa delgada.

SOUZA (1998) realiza análise numérica de estruturas, utilizando modelos que considerem a variação de inércia nas barras e os efeitos não lineares físicos e geométricos. Os resultados da análise numérica foram comparados com resultados experimentais em um protótipo de treliça espacial com 7,5m x 7,5m de vãos e 1,5m de altura com ligações em "nó típico". Neste trabalho, que inaugura uma nova etapa nos estudos das treliças espaciais, conclui-se que o nó tem influência significativa no comportamento global da estrutura e que são necessários modelos de análise mais refinados para avaliar este comportamento.

D'ESTE (1998) apresenta resultados experimentais em estruturas formadas por barras tubulares com extremidades amassadas, nós típicos e nós de aço. Foram ensaiadas quatro treliças espaciais com dimensões em planta de 12,0m x 12,0m e altura de 1,5m. O arranjo dos elementos era do tipo quadrado sobre quadrado diagonal.

Em todas as estruturas ensaiadas o carregamento último experimental resultou muito inferior ao previsto teoricamente. O modo de ruína característico foi a formação de rótulas plásticas nas extremidades estampadas dos tubos ou a instabilidade das chapas de ligação (falha do nó). A Tabela 2.6 apresenta um resumo dos resultados teóricos e experimentais.

Tabela 2.6 – Resultados teóricos e experimentais - D'este (1998)

Ensaio	Ligação	F_{exp} (kN)	F_{teo} (kN)	F_{exp}/ F_{teo}
1	Nós típicos (em toda a estrutura)	99,5	139,21	0,72
2	Nós típicos e nós de aço nos apoios (chapa dupla - dois planos de corte nos parafusos)	129,23		0,93
3	Nós típicos e nós de aço nos apoios (chapa simples - um plano de corte nos parafusos)	72,32		0,52
4	Nós típicos e nós de aço na região próxima aos apoios.	99,18		0,71

A força última teórica foi determinada partindo-se da capacidade resistência à força normal das barras, calculada segundo a NBR 8800 (1986), e os esforços nas barras avaliados por meio de análise elástica linear.

Os resultados experimentais mostraram que: as tipologias de ligações apresentadas se mostraram ineficientes para uso estrutural, o comprimento da extremidade estampada dos tubos é excessivamente grande e os nós têm rigidez insuficiente para absorver as solicitações que lhe são impostas.

Em outro trabalho os autores propõem a utilização do sistema de ligação apresentado na Figura 2.13.

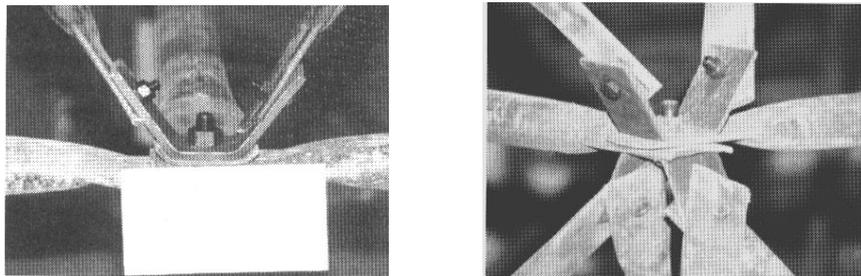


Figura 2.13 – Sistemas de ligações propostos por D’ESTE(1998)

Esse sistema é semelhante ao nó típico citado anteriormente. A diferença é que, ao contrário do nó típico, a ponta da diagonal não é dobrada. É apontado como vantagem desse sistema de ligação, em relação ao nó de aço soldado, a redução do número de parafusos e, conseqüentemente, mão-de-obra. Segundo o autor, o sistema de ligação é bastante competitivo para estruturas com vãos de até 35m.

MAIOLA (1999) apresenta uma análise teórica e experimental em protótipos de treliças espaciais formadas por elementos tubulares com sistema de ligação em “nó típico” e nó de aço, com o objetivo de comparar o desempenho destes sistemas e determinar os modos de colapso.

Foram ensaiados quatro protótipos com vãos de 7,5m e altura de 1,5m com módulo piramidal de 2,5m de base, (Figura 2.14). A Tabela 2.7 apresenta as principais características dos protótipos.

Tabela 2.7 - Características dos protótipos ensaiados por MAIOLA(1999)

Trelliça	Seções dos elementos			Ligações
	Banzo	Diagonal	Diag. apoio	
PROT1	ϕ 76x2,0	ϕ 60x2,0	ϕ 88x2,65	Nó típico (excêntrico)
PROT2	ϕ 76x2,0	ϕ 60x2,0	ϕ 76x2,0	Nó típico (excêntrico)
PROT3	ϕ 76x2,0	ϕ 60x2,0	ϕ 88x2,65	Nó de aço (centrado)
PROT4	ϕ 76x2,0	ϕ 60x2,0	ϕ 88x2,65	Nó típico e nó de aço

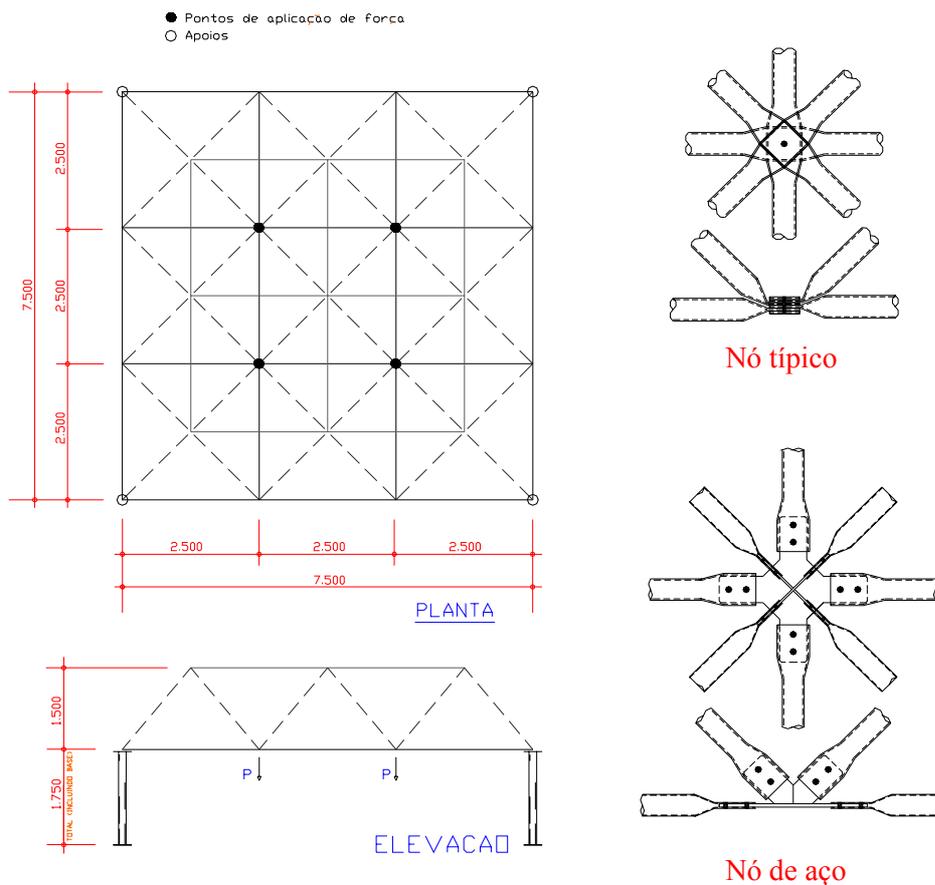


Figura 2.14 – Dimensões protótipos MAIOLA(1999)

Dos quatro protótipos, em dois foi utilizado “nó típico” (PROT1 e PROT2), em um o nó de aço (PROT3) e no quarto utilizou-se os dois sistemas de ligação conjuntamente (PROT4) conforme Figura 2.15.

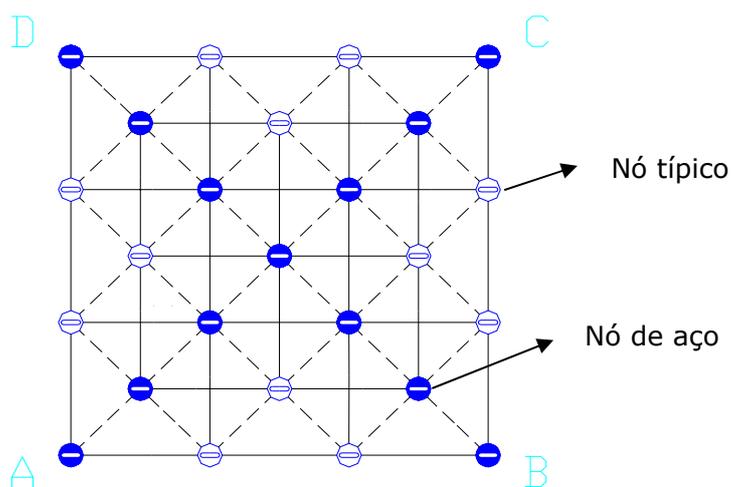


Figura 2.15 – Posicionamento dos nós típicos e nós de aço no PROT 4 ensaiado por MAIOLA (1996)

Os protótipos com nós típicos apresentaram comportamento força aplicada x deslocamento fortemente não-linear e a falha se caracterizou pela ruína do nó, para um carregamento 40% inferior ao previsto teoricamente. Observou-se, na região nodal, plastificação das extremidades das barras, rotações excessivas dos nós e parafusos, separação e escorregamento entre barras. A Figura 2.16 apresenta o comportamento força aplicada x deslocamento da estrutura e uma foto com o modo de colapso observado.

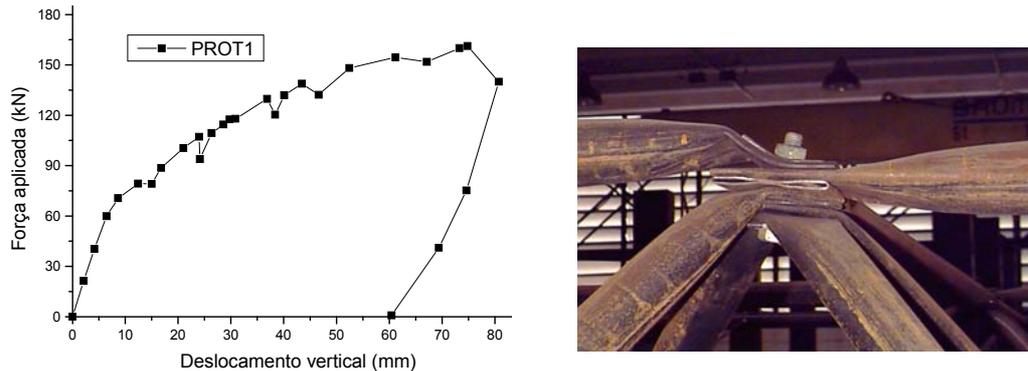


Figura 2.16– Comportamento força aplicada x deslocamento e modo de ruína para treliça espacial com nós típicos

Pelo gráfico da Figura 2.16 é fácil perceber que os modelos de cálculo normalmente adotados, treliça ideal em análise elástica, não são adequados para prever o comportamento destas estruturas. Portanto, são necessários modelos que incorporem as excentricidades e variações de inércia inerentes a essa tipologia de ligação, bem como efeitos não lineares físicos e geométricos.

O protótipo com nó de aço apresenta melhor comportamento quando comparado com resultados teóricos, a estrutura resultou mais rígida e a ruína ocorreu por flambagem do banzo comprimido, o que é mais desejável. A figura 2.17 apresenta o modo de ruína observado.



Figura 2.17 – modo de ruína para treliça espacial com nós de aço

Na Figura 2.18 apresenta-se o comportamento força aplicada x deslocamento para os quatro protótipos ensaiados.

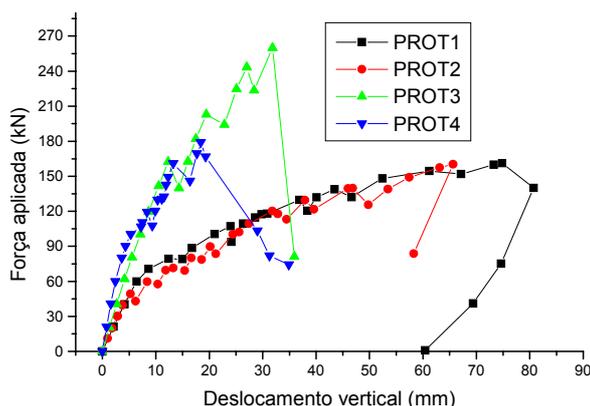


Figura 2.18 – Força aplicada x deslocamento –MAIOLA(1999)

Como pode ser observado, pelo gráfico da Figura 2.17, as estruturas constituídas por nós típicos apresentam resistência e rigidez à flexão inferiores às estruturas com nó de aço. O protótipo misto (nó de aço e nós típicos) apresenta resistência com valores compreendidos entre os obtidos para os outros dois sistemas.

Vale ressaltar que os protótipos têm elevada relação altura/vão (1:5) e como consequência, são muito sensíveis ao efeito das forças cortantes, prejudicando conclusões sobre os nós centrais em regiões da estrutura com predominância de flexão. Lembrando que a ruína, no caso de treliças com nós típicos, ocorreu no nó de canto junto às diagonais de apoio, onde normalmente, em projeto, são reforçadas barras e nós.

A Tabela 2.8 compara resultados experimentais e teóricos obtidos com modelo de treliça em regime elástico linear. O carregamento último é definido como o carregamento que causa, na barra mais solicitada da estrutura, a força normal resistente à compressão, calculada segundo a NBR-8800(1986).

Tabela 2.8 – Resultados teóricos x experimentais - MAIOLA (1999)

Ensaio	Ligação	F_{teo} (kN)	F_{exp} (kN)	F_{exp}/ F_{teo}
PROT1	Nós típicos (em toda a estrutura com diagonais de apoio reforçada)	260,0	161,3	0,62
PROT2	Nós típicos (em toda a estrutura)	244,90	160,2	0,65
PROT3	Nós de aço (em toda a estrutura)	260,00	259,9	1,0
PROT4	Nós típicos e nós de aço (figura 2.14)		180,0	0,69

As treliças espaciais com nós típicos apresentam resistência muito abaixo das previsões teóricas, além de rigidez à flexão reduzida acarretando deslocamentos excessivos.

VENDRAME(1999) realiza uma análise numérica, via elementos finitos, do nó típico do protótipo ensaiado por MAIOLA (1999). Foi simulada numericamente, via programa ANSYS utilizando elementos finitos de casca, um nó completo da estrutura inserido na mesma, modelada inicialmente com elementos de barra - Figura 2.19.

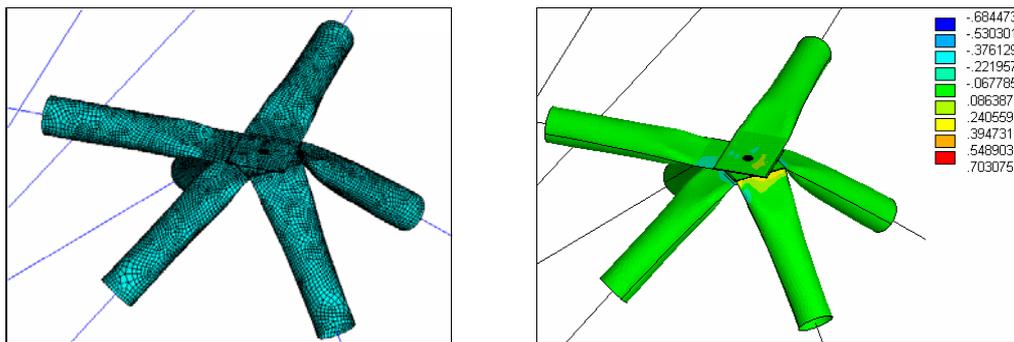


Figura 2.18 – Detalhes da análise numérica - VENDRAME (1999)

Na modelagem desenvolvida, os pontos nodais da estampagem de extremidade foram acoplados, ou seja, não foram considerados os escorregamentos entre barras e a interação entre barras e parafuso. Mesmo com essas simplificações, o modelo apresenta dificuldades de geração da geometria e da malha de elementos finitos, e uma quantidade muito grande de elementos, apresentando problemas de convergência e um tempo de processamento excessivo (cerca de 96h). O gráfico da Figura 2.20 apresenta a resposta força aplicada x deslocamento obtida teoricamente em comparação com resultados experimentais.

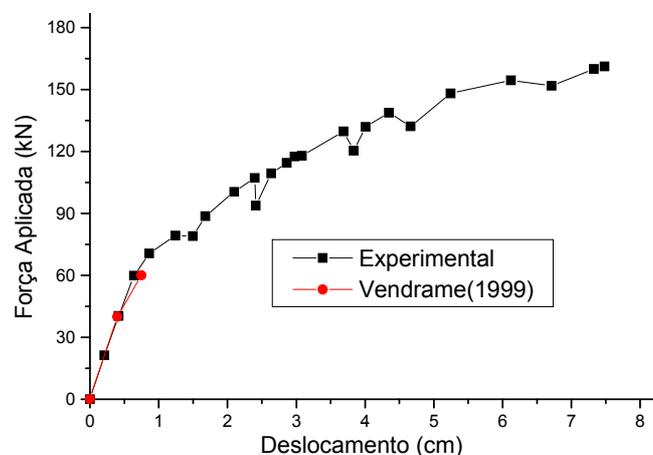


Figura 2.20 – Resultados teóricos e experimentais para deslocamentos

Como pode se observar na Figura 2.20, o modelo teórico não consegue atingir o carregamento crítico experimental. Embora na fase inicial do carregamento, os resultados teóricos e experimentais sejam quase coincidentes, não é possível tirar conclusões sobre o desempenho do modelo acima desse limite, que corresponde a um terço do carregamento último experimental.

Para avaliar o comportamento global da estrutura não se justifica o uso de modelos com esse nível de sofisticação. No entanto, objetivando estudar o comportamento local das ligações, modelagens como as desenvolvidas por VENDRAME (1999) são imprescindíveis.

No Brasil, as pesquisas sobre treliças espaciais estão fortemente embasadas em análise experimental, isto se faz necessário devido à dificuldade de avaliar o comportamento estrutural das tipologias de ligações utilizadas, com os modelos teóricos tradicionais. É imprescindível dispor de dados de ensaios de laboratório para aperfeiçoar os modelos existentes.

No Brasil as pesquisas estão em fase inicial de desenvolvimento, com um vasto campo de estudos enfocando aspectos importantes das treliças espaciais que venham a incrementar o conhecimento e a utilização dessas estruturas. Uma linha de pesquisa estratégica, mas em contrapartida carente de estudos, é o aperfeiçoamento dos sistemas de ligação correntes e o desenvolvimento de novos sistemas, que aliem baixo custo com eficiência estrutural e facilidade de fabricação e montagem.

PROJETO, ANÁLISE E CONSTRUÇÃO capítulo 3

3.1 INTRODUÇÃO

Observa-se, nas últimas décadas, um expressivo desenvolvimento e utilização de treliças espaciais para as mais diversas aplicações como, por exemplo, ginásios de esportes, pavilhões de exposições, hangares e etc. Ou seja, coberturas onde são necessárias grandes áreas livres, resultando em vãos de comprimentos elevados.

A escolha do sistema estrutural em treliça espacial deve-se a algumas de suas características, que resultam em vantagens estruturais e construtivas em relação aos sistemas planos convencionais.

As principais vantagens da utilização de treliças espaciais são apontadas por MAKOWSKI (1981):

- Comportamento tridimensional permite uma distribuição de esforços bastante homogêneo entre as barras que compõem a estrutura, permitindo a padronização das seções e redução de peso próprio da estrutura;
- Possuem grande rigidez a flexão, alto grau de indeterminação estática e podem apresentar grande número de barras redundantes, o que segundo o autor pode representar uma reserva de segurança do sistema;
- Podem ser fabricadas em pequenas partes ou elementos de peso próprio reduzido facilitando o transporte e a montagem, resultando na redução de custos;
- O espaço entre os banzos superiores e inferiores pode ser utilizado para passagem de instalações diversas;

- As treliças espaciais propiciam grande liberdade aos arquitetos, permitindo que se projete grandes vãos, atendendo à necessidade de espaço e tirando partido arquitetônico da estrutura, cujo aspecto visual pode ser integrado às edificações, conferindo-lhes estética e funcionalidade.

Para se explorar da melhor forma possível as vantagens das treliças espaciais, como em qualquer sistema estrutural, é necessário um projeto coerente. O projeto deve considerar a integração da estrutura com a arquitetura aliando durabilidade com economia de material, fabricação e montagem.

Neste capítulo, discute-se os principais parâmetros envolvidos no projeto de treliças espaciais, no que diz respeito à definição da geometria e do sistema estrutural, materiais e seções, ligações, dimensionamento dos elementos, análise estrutural e os processos de fabricação e montagem, ressaltando a interdependência entre estes parâmetros.

3.2 TIPOS DE TRELIÇAS ESPACIAIS

O comportamento estrutural das treliças espaciais é função do arranjo dos elementos que a compõem. Para se obter uma treliça espacial é possível distribuir de diferentes formas os elementos ou barras, tanto em planta como em elevação. A seguir são apresentadas e discutidas as formas de arranjo mais comuns.

3.2.1 Classificação das treliças espaciais quanto ao arranjo dos elementos em elevação.

Em elevação, as treliças espaciais podem ser formadas por duas ou três malhas (também denominadas de camadas) de banzos, conforme apresentado na Figura 3.1.

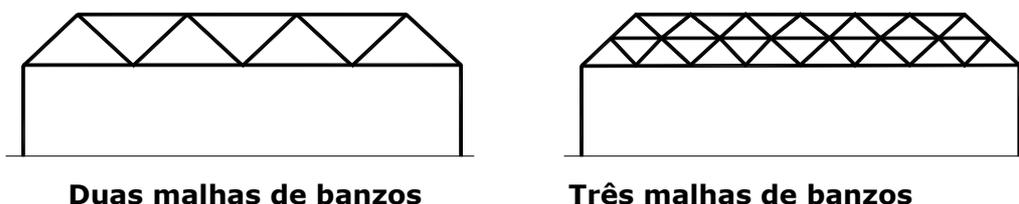


Figura 3.1 – Treliças espaciais com duas e três malhas de banzos

O uso de duas malhas de banzo é o mais comumente adotado nas aplicações práticas. No entanto, as treliças espaciais com três malhas de banzo podem ser uma alternativa econômica em substituição as de duas malhas

quando, em função de vãos elevados, a altura da estrutura torna-se grande. A utilização de treliças espaciais com três camadas pode reduzir os comprimentos das barras, homogeneizar os esforços nas barras e, conseqüentemente, reduzir o consumo de material, além de torná-las mais estáveis. Vale ressaltar que esta análise deve levar em conta outros aspectos interdependentes como, por exemplo, o sistema de ligação.

Existe ainda a possibilidade da utilização de três camadas somente no alinhamento dos apoios, onde os esforços são mais elevados. Análises realizadas por SOUZA, A.N.(2002) demonstram que a utilização da terceira camada no alinhamento dos apoios torna a estrutura mais rígida à flexão, em relação a treliças com duas camadas, e a distribuição de esforços nas barras resulta mais homogênea.

Segundo MAKOWSKI (1987), a empresa alemã Mero tem como padrão utilizar treliças com três camadas para vãos superiores a 60m. Um exemplo apresentado pelo autor é o ginásio de esportes Phillips-Halle no oeste da Alemanha, que cobre uma área de 75m x 66m sem apoios intermediários, resultando numa estrutura com consumo de aço de 36kg/m².

Quando se utilizam três camadas aumenta-se o número e a complexidade dos nós ou sistema de ligação entre barras; segundo IFFLAND (1982) o custo das ligações pode representar de 25% a 35% do custo total de uma treliça espacial e portanto, este aspecto não pode ser negligenciado no processo de decisão do número de camadas a utilizar.

3.2.2 Classificação das treliças espaciais quanto ao arranjo dos elementos em planta.

A classificação das treliças espaciais quanto ao arranjo dos elementos em planta está relacionada com a figura geométrica formada pela interseção das barras dos banzos, e pela direção destas barras. Alguns arranjos geométricos empregados em treliças espaciais apresentados por ZIGNOLI (1981), IFFLAND(1982), MAKOSWKI(1981), AGERSKOV(1981), LAN & KIAN(1989) e WALKER(1986), são descritos e discutidos a seguir:

Quadrado sobre quadrado sem diagonais esconsas

Este arranjo estrutural que tem como base de formação um cubo, nada mais é do que treliças planas paralelas e perpendiculares ligadas entre si formando um reticulado tridimensional, como pode ser observado na Figura 3.2.

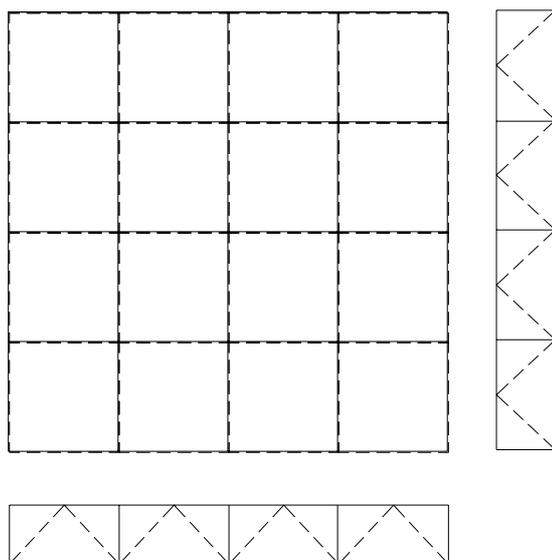


Figura 3.2 – Arranjo quadrado sobre quadrado sem diagonais esconsas

As ligações entre barras resultam simples, facilitando a fabricação e montagem da estrutura. Esse arranjo apresenta baixa rigidez à torção devido à ausência de diagonais esconsas, o que também pode comprometer a estabilidade da estrutura, sendo necessárias estruturas auxiliares de travamento.

Quadrado sobre quadrado

É o arranjo predominante no Brasil e um dos mais utilizados também em outros países. É formado por duas malhas paralelas, superior e inferior (banzos), com a mesma geometria, defasadas meio módulo entre si e conectadas por diagonais esconsas. Detalhe deste arranjo está apresentado na Figura 3.3.

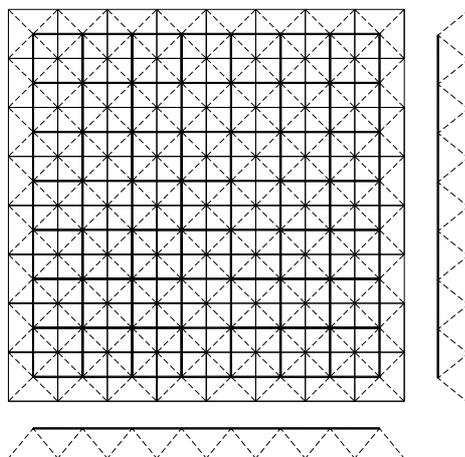


Figura 3.3 – Arranjo quadrado sobre quadrado

O elemento básico na lei de formação deste arranjo de treliça espacial é uma pirâmide de base quadrada. Para cada nó podem convergir até oito barras em planos diversos, dificultando o detalhamento da ligação. Como será discutido adiante, grande parte dos sistemas de ligação disponíveis, e em desenvolvimento, são aplicáveis ao arranjo quadrado sobre quadrado. Em estruturas retangulares alongadas, os esforços são maiores ao longo da maior direção; neste caso, com o uso deste arranjo é comum resultar barras de banzo com diâmetros muito diferentes, gerando bruscas transições na região das ligações. Transições bruscas de diâmetro na ligação podem comprometer seu desempenho, além de ser esteticamente desagradável.

Quadrado sobre quadrado com aberturas internas

Alternativamente pode se remover banzos e diagonais em algumas regiões da treliça com arranjo quadrado sobre quadrado, diminuindo a densidade de barras na estrutura e resultando no arranjo apresentado na Figura 3.4.

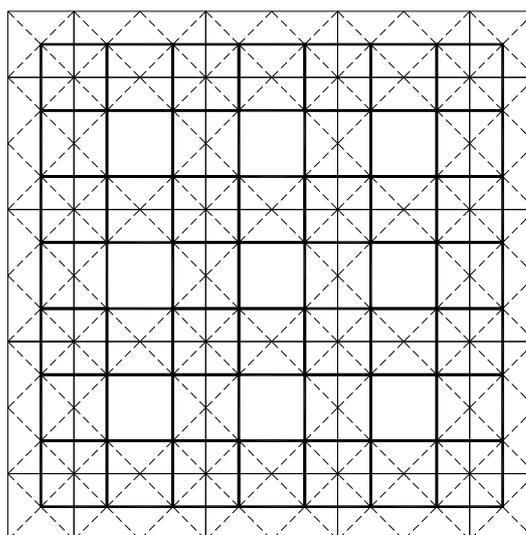


Figura 3.4 - Quadrado sobre quadrado com aberturas internas

Desta forma, pode-se reduzir o peso próprio da estrutura sem prejuízo significativo na sua rigidez à flexão.

Quadrado sobre quadrado diagonal

A malha que forma o banzo superior é constituída por elementos paralelos aos lados da treliça, enquanto os elementos do banzo inferior formam um ângulo de 45° com estes lados, ou vice-versa, conforme pode-se observar na Figura 3.5.

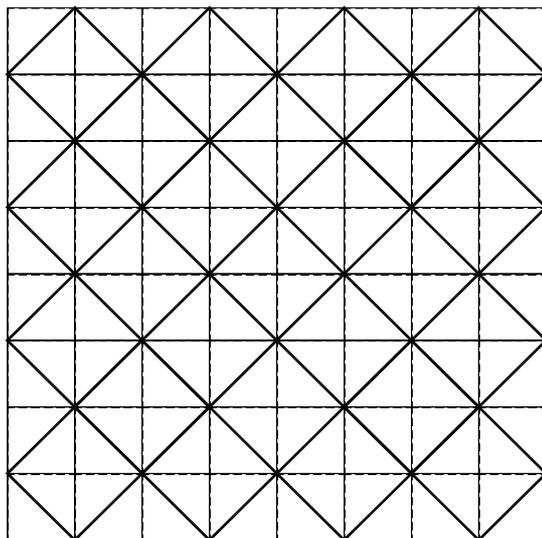


Figura 3.5 - Quadrado diagonal sobre quadrado

Este arranjo é bastante utilizado em países da Europa, sendo apontado como vantagem, o fato de se poder utilizar as barras do banzo comprimido com comprimento inferior as do banzo tracionado, minimizando problemas de flambagem e facilitando a uniformização e padronização das seções. Em contrapartida, este arranjo pode resultar em aumento na densidade de barras e nós na estrutura.

Quadrado diagonal sobre quadrado diagonal

Neste arranjo tanto as barras do banzo inferior como do superior formam ângulos de 45° com os lados da treliça.

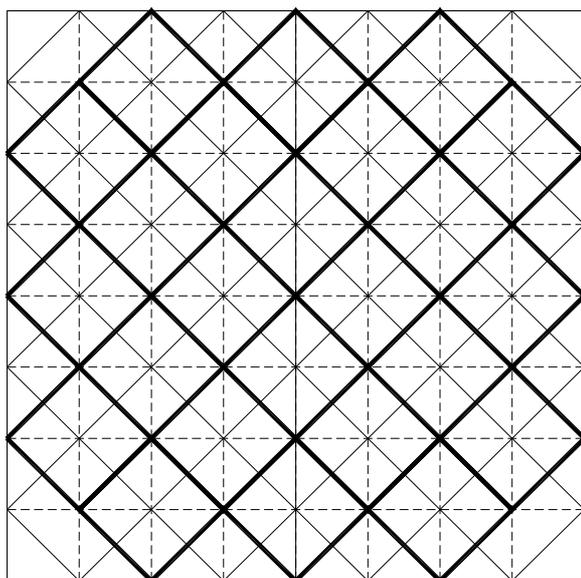


Figura 3.6 - Quadrado diagonal sobre quadrado diagonal

A utilização de arranjo com banzos em diagonal, ou seja, com barras do banzo a 45° com os lados torna-se difícil em edificações com planta não retangular ou com aberturas. Em estruturas de planta retangular alongada, onde a tendência é que a estrutura seja mais solicitada na maior direção, este arranjo pode ser vantajoso resultando em melhor homogeneidade de esforços nos banzos.

O arranjo que resultar em menor número de barras e principalmente de nós, independente do consumo de material (peso total da estrutura), pode ser a solução mais econômica.

Diferentes arranjos dos elementos conduzem a diferentes distribuições de esforços entre as barras, e diferentes rigidezes globais da estrutura. Em geral, arranjos com barras em diagonal resultam em estruturas mais rígidas.

Além do arranjo dos elementos, outros fatores como altura da treliça, comprimento das barras ou módulo e inclinação das diagonais são parâmetros importantes que devem ser avaliados com rigor.

3.3 DEFINIÇÃO DAS RELAÇÕES DIMENSIONAIS

Definido o arranjo da treliça espacial, o próximo passo do projeto é definir algumas dimensões geométricas que têm significativa influência na resposta estrutural, consumo de material, definição do sistema de ligação e nos processos de fabricação e montagem. Neste aspecto os parâmetros mais importantes são a relação altura/vão, inclinação das diagonais, comprimento do módulo e relação entre módulo e vão. O módulo é definido como a distância entre nós, medida em planta.

Relação altura/vão

A relação altura/vão depende principalmente da rigidez do sistema de ligação empregado, do tipo de arranjo dos elementos e das condições de apoio e carregamento da estrutura. Por essa razão, as recomendações encontradas na literatura são muito variáveis, conforme pode ser observado na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Recomendações para a altura da treliça em relação ao vão

Altura da Treliça	Autor (ano)
$\frac{\ell}{30}$ a $\frac{\ell}{40}$	DADDI (1969) MORONI (1976)
$\frac{\ell}{20}$ a $\frac{\ell}{40}$	MAKOWSKI (1981)
$\frac{\ell}{20}$ a $\frac{\ell}{25}$	ZIGNOLI (1981)
$\frac{\ell}{15}$ a $\frac{\ell}{20}$	WALKER (1986) AGERSKOV (1986)
$\frac{\ell}{20}$ a $\frac{\ell}{60}$	IFFLAND (1982)
$\frac{\ell}{10}$ a $\frac{\ell}{20}$	MARSH (2000)

Para os arranjos de treliças espaciais construídos no Brasil é comum adotar a altura entre $\frac{\ell}{15}$ a $\frac{\ell}{20}$, onde ℓ é o maior vão da treliça.

Módulo e relação vão/módulo

As dimensões do módulo, que definem o comprimento dos banzos, são influenciadas por vários fatores como: vão, carregamentos, tipo de elementos de fechamento, tipos de ligação, facilidade de transporte e aparência arquitetônica. Segundo MAKOWSKI (1981), o comprimento usual dos módulos variam de 1,0m a 1,5m para vão de 30m a 40m. Para vãos superiores a 50m este comprimento pode superar os 3,0m. MARSH(2000) recomenda utilizar módulos com comprimentos variando entre h e 2h onde h é a altura da treliça.

Inclinação das diagonais

A inclinação das diagonais está diretamente relacionada e é determinada pelo módulo e pela relação altura/vão. Esses parâmetros devem ser determinados de tal forma que a inclinação das diagonais em relação ao plano horizontal esteja compreendida entre 30° e 60°.

Para inclinações inferiores a 30° os esforços e o comprimento das diagonais tornam-se elevados, e para inclinações superiores a 60° a densidade

de barras resulta muito grande. Outra preocupação com relação à inclinação das diagonais é a interferência de barras na região da ligação.

Alguns trabalhos têm sido realizados no sentido de determinar quais seriam as relações dimensionais ótimas para treliças espaciais, ou seja, qual a relação altura/vão e número de módulos conduziriam a uma estrutura mais econômica. Dentre estes trabalhos vale citar: AGERSKOV(1986), LAN & QUIAN(1986), MAKOWSKI & LEUNG(1987) e XI-LIANG & FAN(1987).

Muitos destes trabalhos admitem que a estrutura ótima, ou seja, a estrutura mais econômica é aquela que apresenta o menor consumo de material. Alerta-se para o fato de que outros aspectos, como por exemplo, a quantidade e complexidade do sistema de ligação podem ser preponderantes na composição dos custos. Além do fato de que, muitas vezes, imposições arquitetônicas definem a geometria da estrutura.

LAN & KIAN(1986) desenvolveram, por meio de técnicas de otimização, expressões empíricas para se determinar a relação altura/vão e o número de módulos, para diferentes arranjos de treliças espaciais, que conduziriam a uma estrutura mais econômica - Tabela 3.2. Ressalta-se que neste caso a estrutura mais econômica é a que apresenta menor consumo de material.

Tabela 3.2 – Determinação da altura e módulo - LAN & KIAN(1986)

Arranjo dos elementos	Número de módulos	Vão/altura
Quadrado sobre quadrado	$\frac{A + 70}{11}$	$\frac{510 - A}{34} \pm 2$
Quadrado diagonal sobre quadrado diagonal	$\frac{A + 117}{17}$	

A = menor vão em m

Para o exemplo de uma treliça espacial com 30m de vão, a altura estaria entre 1875mm e 2500mm, ou seja, relação altura/vão compreendida entre

$\frac{1}{12}$ a $\frac{1}{16}$ que é coerente com as recomendações apresentadas na Tabela 3.1.

3.4 MATERIAIS E SEÇÕES

O aço é o material mais utilizado na construção de treliças espaciais. O alumínio também é utilizado, no entanto, em menor escala devido ao seu custo elevado.

A princípio, qualquer tipo de seção transversal pode ser utilizada nos elementos de uma treliça espacial. A opção por uma determinada seção depende principalmente do sistema de ligação.

Predominantemente, as treliças espaciais são construídas com barras de seção tubular circular. Existem exemplos (Figura 3.7) de treliças espaciais com perfis em dupla cantoneira e perfis tipo U, tanto laminados quanto formados a frio.

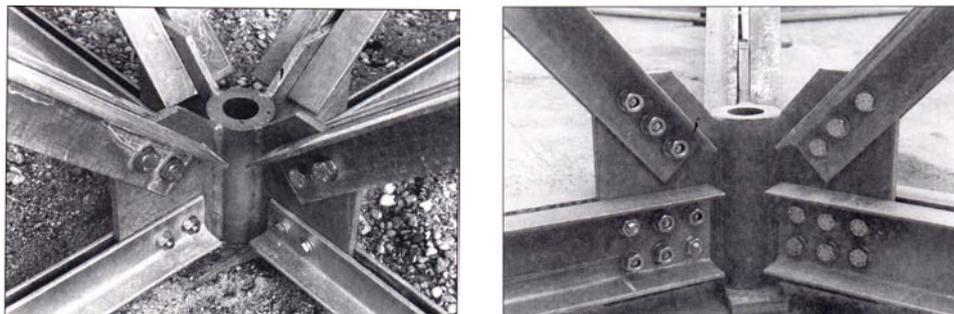


Figura 3.7 - Treliças espaciais com barras em seção L e U

É possível também utilizar diferentes tipos de seções transversais numa mesma treliça espacial. Por exemplo, o sistema Catrus desenvolvido por EL-SHEIKH (1996) que utiliza tubos de seção circular nos banzos superiores e diagonais, com barras chatas ou perfis U nos banzos inferiores.

3.5 APOIOS

Os tipos de apoio, bem como a quantidade e localização dos mesmos são fatores importantes para o êxito de um projeto de treliça espacial. A Figura 3.8 apresenta os tipos de apoios mais comuns.

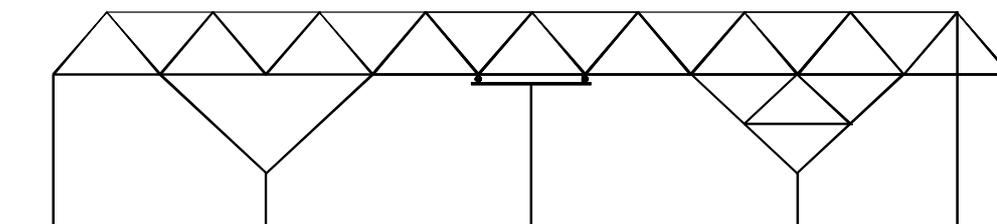


Figura 3.8 – Tipos de apoios mais comuns

As treliças espaciais podem ser apoiadas em pilares de concreto ou de aço, diretamente em um nó do banzo inferior ou superior. Na Figura 3.9 é apresentado um detalhe típico deste tipo de apoio.

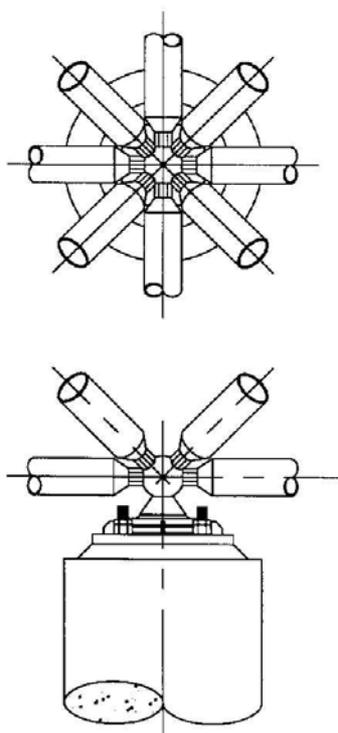


Figura 3.9 – Detalhe de apoio de treliça espacial em pilar de concreto – Fonte: CUOCO(1997).

Quando as reações de apoio assumem valores elevados é usual adotar elementos adicionais para absorver essas reações, aliviando as diagonais que convergem para o nó de apoio. Esses elementos podem ser vigas de transição utilizando dois nós para apoio, ou pirâmides invertidas, também conhecidas como “pés de galinha” (Figura 3.10), dividindo as reações de apoio em quatro nós.



Figura 3.10 – Detalhe de apoio de treliça espacial utilizando pirâmide invertida

Geralmente os apoios são distribuídos no perímetro da estrutura ou somente nos vértices permitindo grandes áreas sem interferência de pilares. A localização dos apoios define a relação de aspecto da estrutura, ou seja, a relação comprimento/largura, que tem grande influência na distribuição de esforços nas treliças espaciais. Como regra geral, a melhor localização de apoios é aquela com espaçamentos da mesma ordem de grandeza nas duas direções. A existência de balanços laterais pode ser uma boa solução na medida que minimiza os momentos fletores no meio do vão e, conseqüentemente, reduz os esforços axiais nas barras. A definição do comprimento do balanço merece cuidados, sobretudo para as ações de vento de sucção. A ação do vento de sucção nos balanços pode produzir esforços elevados nesta região, exigindo variações bruscas de diâmetros de barras que, como já foi discutido, não é recomendável por razões estruturais e estéticas.

3.6 LIGAÇÕES

O tipo de ligação a ser utilizado em estruturas espaciais é resultado da combinação dos seguintes fatores: forma da estrutura, disposição dos elementos e tipos de seção transversal.

Normalmente os esforços solicitantes em treliças espaciais são determinados considerando nós rotulados. Detalhes de ligação que garantam esse comportamento são muito difíceis e portanto, a rigidez da ligação influencia sensivelmente o comportamento da estrutura.

Em estruturas metálicas, de modo geral, as ligações entre elementos costumam ser um item oneroso em termos de custos, principalmente quando não são adequadamente concebidas.

Em treliças espaciais, o nó (sistema de ligação entre barras) sempre foi um fator complicador, seja do ponto de vista estrutural ou econômico, sendo uma das principais dificuldades para o desenvolvimento e utilização desse sistema estrutural.

3.6.1 Dispositivos de ligação

Para se avaliar a eficiência de um sistema de ligação, segundo APRILE & BENEDETTI(1998) é necessário considerar os seguintes aspectos:

1. Capacidade resistente do sistema;
2. Minimização dos materiais empregados;
3. Tecnologia de manufatura adotada;
4. Nível de pré-fabricação do sistema;
5. Facilidade de transporte e montagem.

Pode-se dividir os sistemas de ligação em dois grandes grupos. O primeiro é aquele em que os aspectos apresentados acima são avaliados e caracterizados experimentalmente, tendo sua eficiência estrutural comprovada; são geralmente sistemas de ligação patenteados. O segundo grupo engloba detalhes de ligações, geralmente empíricos, projetados na base da intuição e experiência, sem quaisquer estudos que confirmem seu comportamento, ou baseado em hipóteses simplistas.

Não é comum o uso de ligações completamente soldadas, já que estas apresentam custos elevados e dificuldades construtivas, quando comparada a ligações parafusadas. Um exemplo de ligação soldada pode ser visto na Figura 3.11.

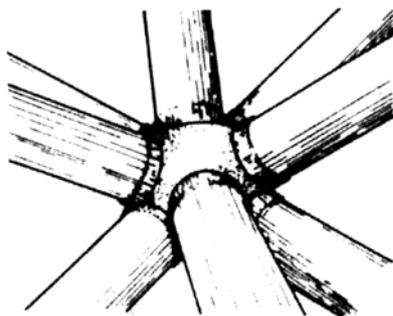


Figura 3.11 - Sistema de nó OKTAPLATE (Alemanha) – Fonte: Makowski(1968)

Segundo LIU(1993), nós esféricos soldados são freqüentemente utilizados em treliças espaciais construídas na China. O autor apresenta recentes aplicações, bem como as características principais do sistema de ligação denominado WHSJ.

A maioria dos sistemas de nós patenteados são desenvolvidos para estruturas formadas por elementos de seção tubular. Neste caso, segundo IWATA & KAMIYAMA(1993) o sistema pode ser dividido em: elemento estrutural (tubo), nó esférico (ou de formato aproximadamente esférico) e dispositivo conector, Figura 3.12.

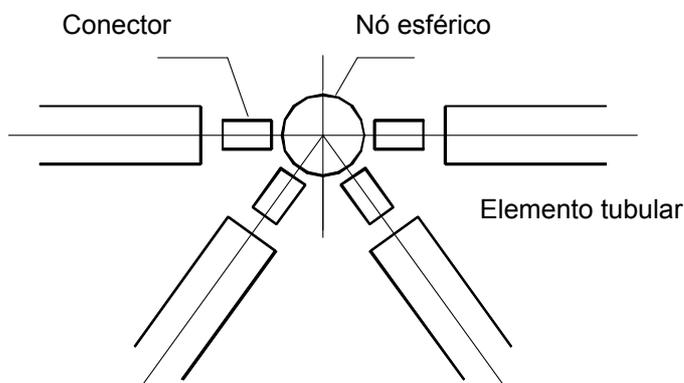


Figura 3.12 – Componentes de um sistema de ligação parafusado tipo nó esférico. Fonte: IWATA & KAMIYAMA(1993)

Segundo APRILE & BENEDETTI(1998) esses sistemas com nós esféricos são os mais adequados para as treliças espaciais devido às seguintes características:

1. Permitem uma produção altamente padronizada minimizando erros de fabricação e de montagem;

2. Os modelos teóricos de análise normalmente adotados se aproximam razoavelmente do modelo físico resultante;
3. Constitui uma solução arquitetônica interessante do ponto de vista estético.

O sistema MERO foi um dos primeiros sistemas de ligação patenteados para estruturas espaciais, desenvolvido na Alemanha em 1942-43 pelos Engenheiros **MENGERINGHAUSEN** e **ROHBAUWWISE**. O MERO é formado por uma esfera de aço com dimensões padronizadas, função dos diâmetros das barras a serem ligadas; podem ser conectadas com este sistema até dezoito barras em planos diferentes, sem gerar excentricidades na ligação.

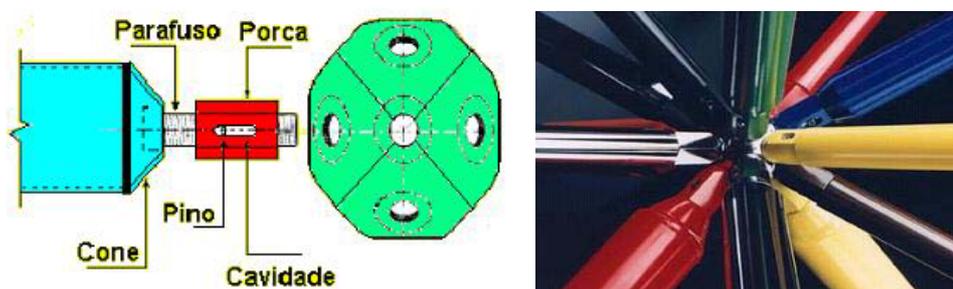
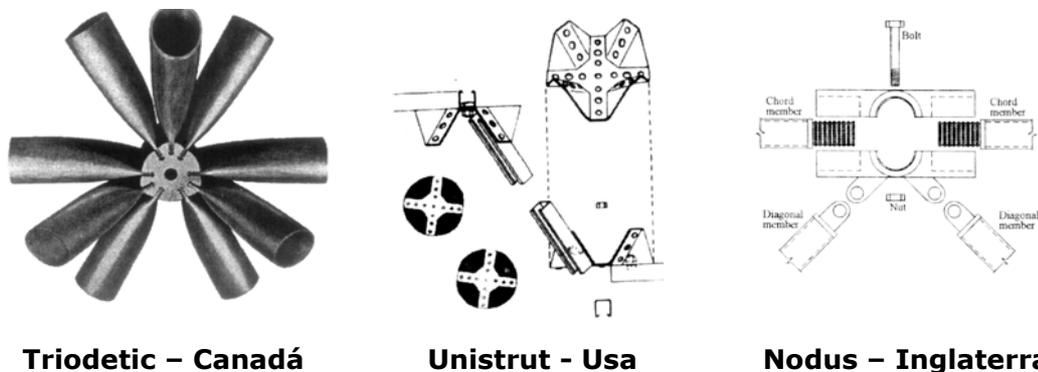


Figura 3.13 – Sistema de ligação Mero (Alemanha) Fonte: El-Sheikh(1996)

O nó MERO é de uso difundido em todo mundo, inclusive no Brasil, onde se encontram várias estruturas que utilizam o sistema alemão.

Seguindo a tendência da industrialização e padronização das treliças metálicas espaciais, no início dos anos 50 são desenvolvidos os sistemas de ligação TRIODETIC no Canadá e o UNISTRU nos Estados Unidos, e na década de 70 desenvolve-se o sistema NODUS na Inglaterra. Esses sistemas apresentam uma geometria diferente daqueles formados por nós esféricos, como pode-se observar na Figura 3.14.



Triodetic – Canadá

Unistrut - Usa

Nodus – Inglaterra

Figura 3.14 – Sistemas de ligação Triodetic, Unistrut e Nodus – Fonte: Makowski(1981)

O TRIODETIC foi desenvolvido principalmente para utilização em estruturas espaciais tubulares em alumínio. Esse sistema de ligação não utiliza soldas nem parafusos, o nó é formado por um elemento extrudado, semelhante a um cubo de bicicleta, onde são introduzidas barras com extremidades amassadas por meio de um martelete automático. Ensaio experimentais com o sistema Triodetic demonstram que o nó consegue desenvolver resistência última equivalente a 92% da resistência da barra. Esse sistema de ligação tem sido utilizado no Canadá e em vários outros países desde a década de 60, tendo se mostrado estruturalmente eficiente e economicamente competitivo.

O UNISTRUT é, na realidade, um sistema construtivo para treliças espaciais formadas por unidades piramidais, utilizando barras de seção tipo U, ligadas por meio de chapas pré-formadas (formato de concha). As unidades ou módulos são leves, facilitando o transporte e a montagem da estrutura, reduzindo custos. O Unistrut foi desenvolvido pela Universidade de Michigan - USA como parte de uma pesquisa que objetivava desenvolver sistemas construtivos de baixo custo para construção de escolas. Em 1955 foi colocado no mercado da construção civil e é hoje um dos sistemas construtivos para treliças espaciais mais populares dos Estados Unidos.

O sistema NODUS foi desenvolvido pela empresa inglesa British Steel Corporation em parceria com a universidade de Surrey. Testes experimentais com o Nodus indicam que o nó tem resistência, em média, 15% superior à resistência das barras, ou seja, em estruturas com sistema de ligação Nodus o modo de falha predominante é por instabilidade dos elementos comprimidos ou escoamento dos tracionados.

O interesse no desenvolvimento de novos sistemas de ligação para estruturas espaciais permanece até os dias atuais. GAMANIS(2002) descreve os procedimentos teóricos e experimentais empregados nos últimos 10 anos para desenvolvimento do sistema de ligação SKYTECH SYSTEM 2000, que é um nó esférico conectado às barras por meio de parafuso, semelhante ao nó MERO. Há uma predominância de estudos e pesquisas para desenvolvimento de nós esféricos parafusados. Os nós esféricos podem ser compostos por esferas compactas como o KT- SYSTEM ou esferas ocas como o NS-SYSTEM apresentados na Figura 3.15.

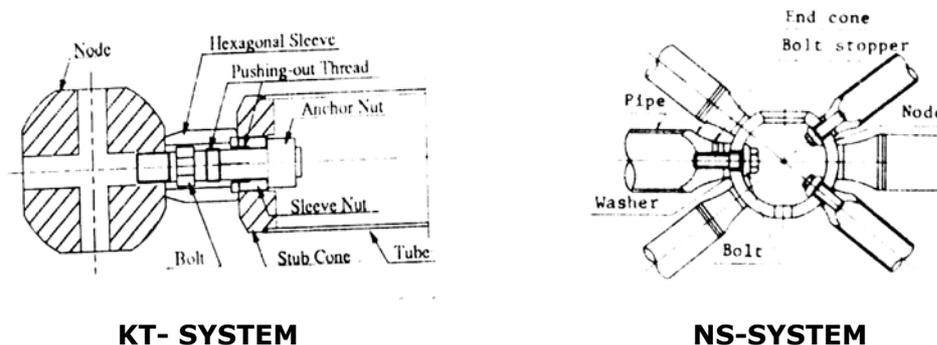
**KT- SYSTEM****NS-SYSTEM**

Figura 3.15 – Sistemas de ligação KT- SYSTEM e o NS-SYSTEM- Fontes: IMAI et al.(1993) e IWATA &KAMIYAMA(1993)

O sistema de conexão denominado VESTRUT foi caracterizado por meio de análise experimental realizada por LANDOLFO e MAZZOLANI(1993). O Vestrut tem o mesmo conceito do MERO, sendo composto por duas esferas achatadas, separadas por um disco central e conectadas por um parafuso de alta resistência (Figura 3.15). A conexão nó - barra é feita através de uma barra de ligação de aço de alta resistência. Baseado no Vestrut, foi desenvolvido pela mesma empresa italiana o sistema CUBOTTO, também apresentado na Figura 3.15.

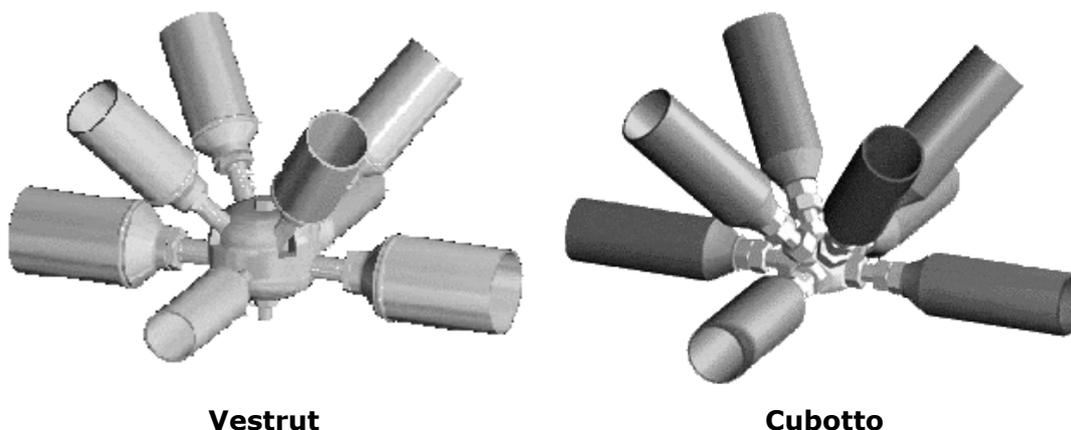
**Vestrut****Cubotto**

Figura 3.15 - Detalhe do sistema de nó VESTRUT e CUBOTTO – Fonte: www.vestrut.com

Para caracterização desses novos sistemas de ligação, LANDOLFO e MAZZOLANI(1993) realizaram ensaios de tração no nó isolado e no conjunto barra - nó, confirmando a previsão teórica de que a ruína ocorre na barra e o escorregamento entre nó e barra é desprezível. Ensaíram treliças espaciais com dimensões de 2,4m por 7,2m em planta e 2,8m de altura; essas dimensões foram adotadas para verificar o comportamento dos nós, principalmente os de apoio, sob o efeito predominante de esforço cortante na estrutura.

Para avaliar o comportamento dos nós em treliças cuja flexão é predominante, foram ensaiados protótipos com dimensões em planta de 42,0m por 4,8m e altura de 2,8m, conforme apresentado na Figura 3.16.

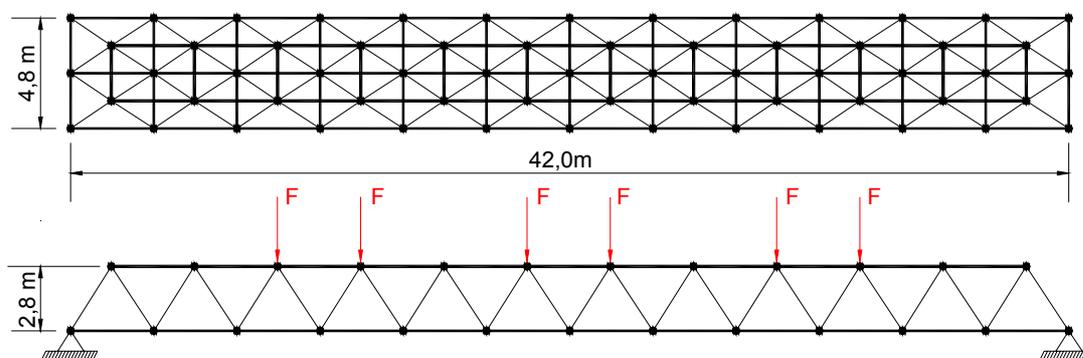


Figura 3.16 – Esquema de ensaio para caracterização do sistema de ligação Vestrut – Fonte: LANDOLFO e MAZZOLANI(1993)

As estruturas foram ensaiadas com aplicação de carregamentos estáticos e dinâmicos. Alguns nós apresentaram rotações no plano horizontal, e a ruína da estrutura foi caracterizada pela instabilidade dos elementos comprimidos.

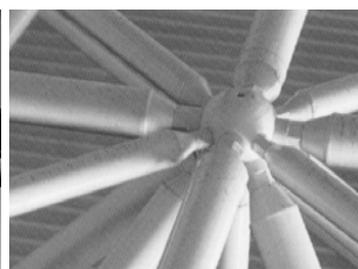
Atualmente, no mercado mundial de estruturas espaciais existe uma grande variedade de sistemas de ligação, cuja filosofia é originária do sistema Mero (ou seja, nós esféricos) como, por exemplo, os sistemas Orona, Ortz e Palc apresentados na Figura 3.17.



ORONA SYSTEM
(Espanha) Fonte:
Catálogo Orona (1998)



ORTZ SYSTEM
(Ingraterra) -Fonte:
www.lanik.com

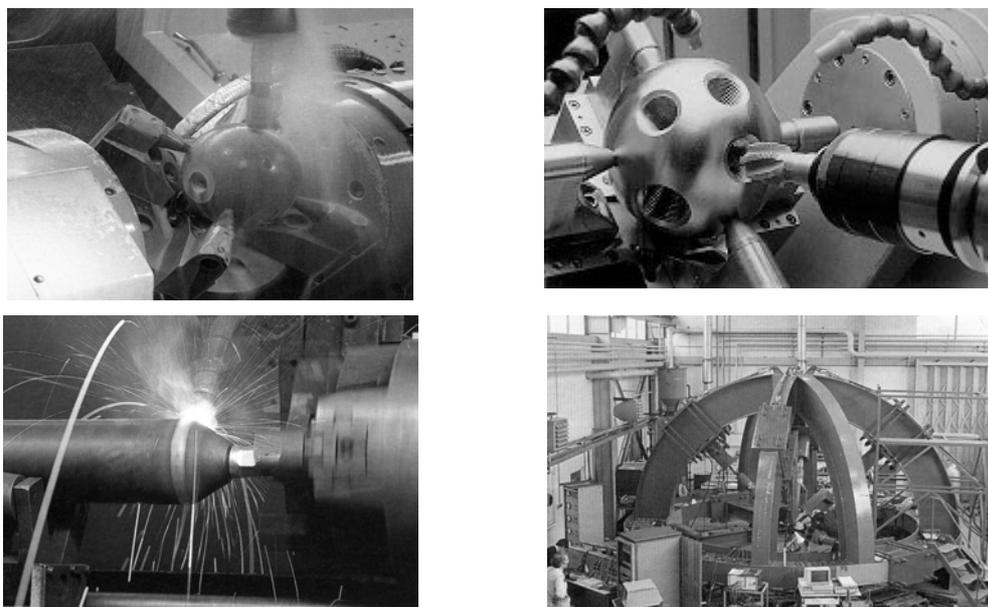


PALC (Espanha) Fonte:
Catálogo Aristrain(1998)

Figura 3.17 – Sistemas de ligação tipo nó esférico

Ironicamente, uma das desvantagens dos sistemas tipo nó esférico é o alto custo em consequência de refinados processos de fabricação, utilizando equipamentos e mão-de-obra especiais. Na Figura 3.18 estão apresentadas

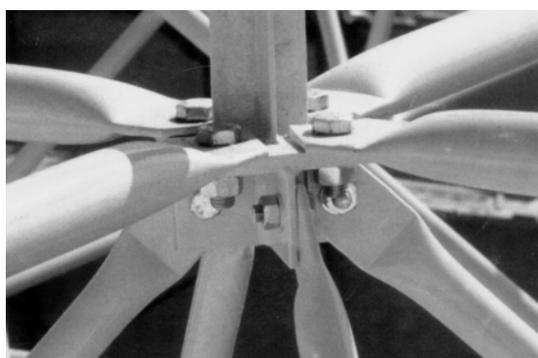
algumas fases da fabricação e controle de qualidade de sistemas de ligação tipo nós esféricos.



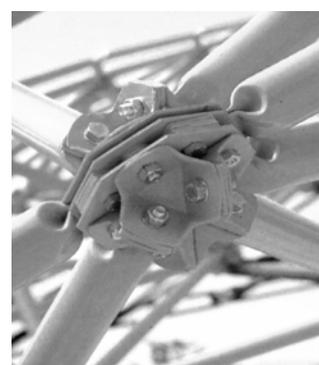
**Figura 3.18 – Fabricação dos sistemas de ligação tipo nó esférico –
Fonte: Orona (1998)**

Devido ao custo dos sistemas tipo nós esféricos, pesquisadores, empresas e projetistas têm buscado soluções para ligações em treliças espaciais que aliem eficiência estrutural, economia e facilidade de fabricação e montagem. Ressalta-se que algumas vezes o aspecto estrutural é negligenciado em nome da redução de custos.

Em alguns sistemas de ligação, bastante comuns, o nó é formado por associação de chapas planas que são conectadas às barras através de parafusos. As figuras abaixo apresentam alguns desses sistemas.



**Figura 3.19 - Sistema de ligação
Italiano**



**Figura 3.20 - Sistema de ligação
ECO (Itália)**

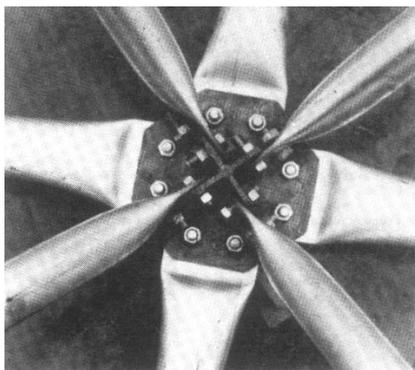


Figura 3.21 - Sistema de ligação OCTATUBE (Holanda) – Fonte: Gerrits(1994)

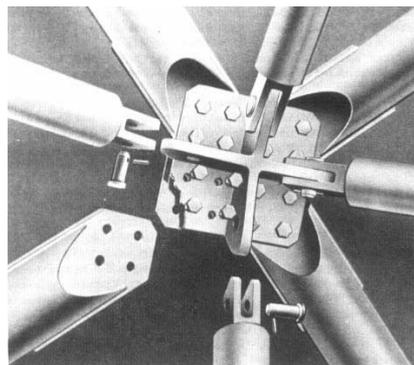


Figura 3.22 - Sistema de ligação RAI JOINT – (Holanda) - Fonte: Gerrits(1994)

Segundo GERRITS(1984), o sistema de ligação Octatube (Figura 3.21) foi bastante utilizado nas décadas de 70 e 80, em treliças espaciais construídas na Holanda, tendo surgido como uma alternativa que apresentava vantagens tanto do ponto de vista econômico quanto construtivo, se comparados a sistemas patenteados. Entretanto, o autor não faz qualquer referência quanto ao seu desempenho estrutural, apesar de haver mais de 500.000m² de estruturas espaciais construídas com esse sistema até meados da década de 80. O sistema Octatube é muito semelhante ao “Nó de Aço” utilizado no Brasil.

O RAI JOINT (Figura 3.22), também utilizado em obras holandesas, é um sistema de ligação eficiente do ponto de vista estrutural e construtivo e pode ser encarado como uma variação do “Nó com Ponteira” utilizado em estruturas espaciais brasileiras. Os projetistas holandeses utilizam esse sistema de ligação em treliças espaciais com vãos livres de 50,0m a 100,0m.

As ligações em estruturas espaciais podem ser realizadas sem qualquer tipo de dispositivo especial (um nó propriamente dito); neste caso, as barras são sobrepostas e conectadas juntas por meio de parafusos. Neste tipo de detalhe de nó, muitas vezes é necessário reduzir a seção nas extremidades dos elementos, para facilitar a ligação entre eles. As Figuras 3.23 a 3.25 exemplificam este tipo de ligação.

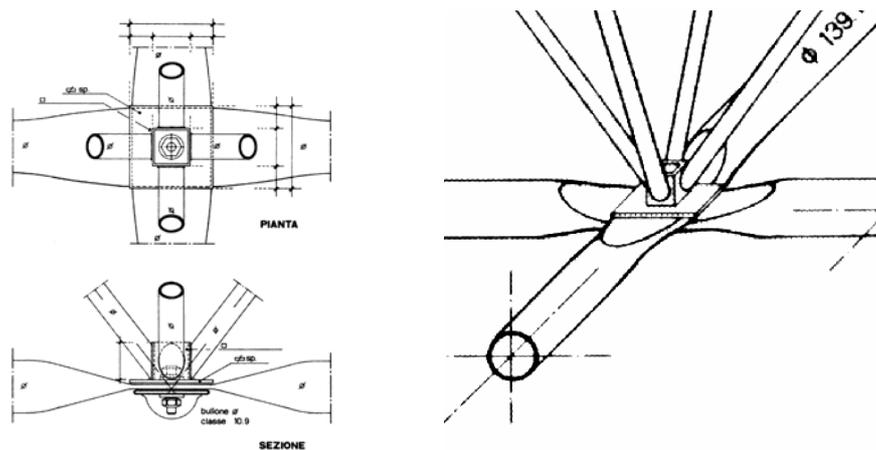


Figura 3.23 - Sistema de ligação GRIAGAN (Itália) - Fonte: GANDOLFI(1991)

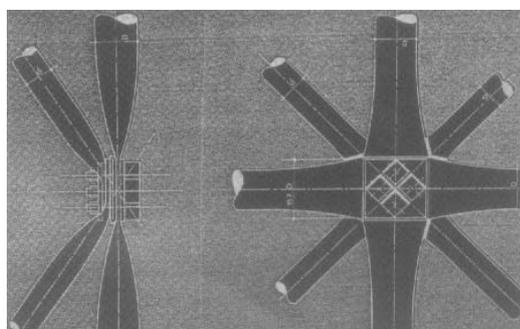


Figura 3.24 – Sistema de ligação WACO – (Itália) Fonte: De MARTINO(1992)

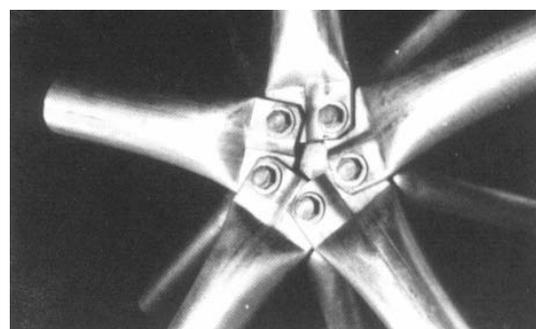


Figura 3.25 - Sistema de ligação Australiano Fonte: COOD(1984)

Os sistemas de ligação apresentados nas Figuras 3.23 e Figura 3.24 são, do ponto de vista geométrico, muito semelhantes ao "Nó Típico" utilizado no Brasil. Do ponto de vista estrutural, não se dispõe de dados que permitam a comparação de desempenho entre os sistemas.

O sistema WACO foi desenvolvido para ser utilizado nas ligações das estruturas espaciais de alguns edifícios da Universidade de Nápoles na Itália.

O nó da Figura 3.25 é utilizado com frequência nas estruturas espaciais construídas na Austrália. Segundo COOD(1984) apresentam bom comportamento estrutural aliado a facilidades construtivas com reduções significativas de custo, se comparados com sistemas patenteados.

EL-SHEIKH (1996) realizou um estudo teórico-experimental para o desenvolvimento do sistema de ligação CATRUS. O autor coloca esse sistema como uma alternativa, de custo inferior, aos sistemas patenteados sem comprometimento da segurança estrutural. As treliças construídas com o

sistema Catrus utilizam tubos de seção retangular no banzo superior, barras chatas nos banzos inferiores e tubos circulares com extremidades estampadas e dobradas nas diagonais; os elementos são conectados juntos, por meio de um único parafuso, conforme apresentado na Figura 3.26.



Figura 3.26 - Sistema de ligação CATRUS – Fonte:
www.personal.dundee.ac.uk/~aielshei/

Como pode ser observado na Figura 3.26, as barras dos banzos são contínuas na região nodal e o sistema produz excentricidades na ligação.

Para avaliar o comportamento estrutural do sistema Catrus, foram ensaiadas três treliças espaciais com dimensões em planta de 400cm x 400cm, sendo cinco módulos de 80cm e altura de 57cm. Em todas as estruturas ensaiadas, o carregamento último experimental resultou maior que o teórico. Observou-se que a ruína da estrutura é do tipo dúctil, com grandes deslocamentos, diferente de treliças espaciais com nós esféricos, que apresentam colapso repentino. Os resultados obtidos indicam uma boa redistribuição de esforços entre as barras e uma boa estabilidade do nó, fato atribuído à continuidade dos banzos na região da ligação, que contrabalança os problemas advindos das excentricidades.

3.6.2 DISPOSITIVOS DE LIGAÇÃO UTILIZADOS NO BRASIL

No Brasil, com exceção de algumas obras que utilizam o sistema MERO e alguns sistemas de ligação patenteados, as ligações em treliças espaciais são realizadas com amassamento (estampagem) das extremidades das barras, que são justapostas para formar um nó conectadas por um único parafuso.

Utilizam-se também ligações através de chapas de aço isoladas (ponteiras) ou associações de chapas formando um nó capaz de receber barras em várias direções (nó de aço).

Os principais sistemas de ligação utilizados no Brasil serão descritos a seguir. Ressalta-se que algumas denominações de detalhes de nós apresentados aqui não são padronizadas, o que não impede que se encontre, em textos ou catálogos técnicos, o mesmo nó com outras denominações.

3.6.2.1 Nós patenteados

Como foi mencionado, existem no Brasil obras construídas com o MERO porém, atualmente, praticamente não se utiliza esse sistema.

Nos últimos anos têm surgido empresas brasileiras preocupadas em desenvolver sistemas de ligação para treliças espaciais. É o caso da Bemo do Brasil detentora da patente do sistema de ligação BEMO-VARITEC, formado por nós fundidos em aço - Figura 3.27.

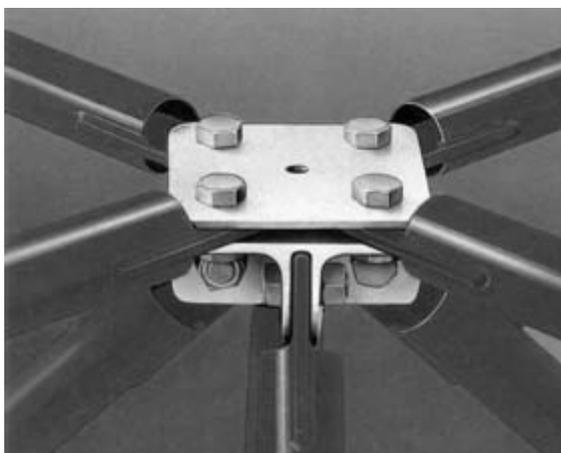


Figura 3.27 – Sistema de Ligação BEMO-VARITEC – Fonte: www.bemo.com.br

O sistema BEMO-VARITEC é formado por um nó em aço fundido, onde são conectadas por parafusos, barras de seção circular com chapas de ponteiros soldadas em suas extremidades. Esse sistema de ligação é muito parecido, pelos menos em termos geométricos, com o sistema holandês RAI JOINT.

Outro sistema de ligação desenvolvido no Brasil é o AXIS (Figura 3.28), utilizado em estruturas espaciais em alumínio, produzido e comercializado pela empresa Perfil do Rio Grande do Sul.

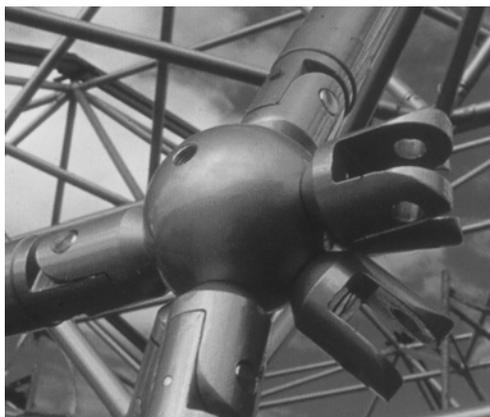


Figura 3.28 - Sistema de Ligação AXIS – Fonte: catálogo Perfil

O ALUAÇO SPACE é outro sistema de ligação tipo nó esférico comercializado no Brasil (Figura 3.29), e constituído por esferas de aço torneadas, com capacidade para unir até catorze barras em planos diferentes.



**Figura 3.29 – Sistema de ligação ALUAÇO SPACE – Fonte:
www.aluaço.com.br**

A comercialização desses sistemas patenteados no Brasil é muito recente e, portanto, sua utilização ainda é bastante limitada.

3.6.2.2 Nó típico

É o mais comum e também o que merece mais atenção quanto ao seu desempenho dentre os sistemas de ligação brasileiros. A Figura 3.30 apresenta um exemplo desta conexão, em que oito barras com extremidades amassadas são unidas por um único parafuso.

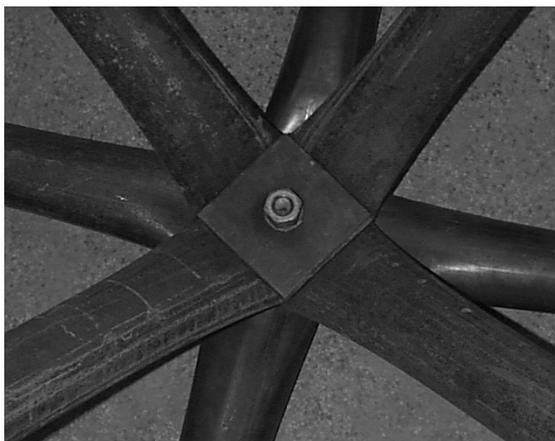


Figura 3.30 - Nó típico

Esse sistema de nó apresenta alguns problemas. Em primeiro lugar, o fato das barras serem ligadas por apenas um parafuso. Em segundo lugar, é fácil perceber excentricidades na ligação, o que provoca o surgimento de momentos fletores nas barras, que pode acarretar plastificação precoce nas extremidades amassadas das mesmas, sobretudo nas diagonais que também têm as extremidades dobradas. A plastificação precoce, oriunda da flexão devido a forças normais excêntricas e à variação de inércia das extremidades, reduz a capacidade resistente das barras comprometendo a eficiência da ligação, podendo ocasionar o colapso da estrutura. A Figura 3.31 apresenta a configuração final de um nó típico após colapso parcial da estrutura.



Figura 3.31 - Nó típico após colapso parcial da estrutura

Ensaio em protótipos com nós típicos, realizados por MAIOLA(1999), mostraram que o colapso da estrutura ocorre na ligação. Verificou-se plastificações nas extremidades amassadas e escorregamento entre as barras que são conectadas por um único parafuso. O escorregamento relativo entre as barras que formam o nó produz aumento significativo nos deslocamentos verticais da estrutura. A Figura 3.32 apresenta a configuração de ruína dos nós nos protótipos ensaiados.



Figura 3.32 – Configuração de nós típicos após ruína – Fonte: MAIOLA(1999)

A principal razão para o uso desse sistema de ligação é o seu baixo custo aliado à simplicidade construtiva, porém recomenda-se cautela no uso desta ligação em estruturas de grandes vãos. O comprimento do trecho estampado deve ser o menor possível para minimizar os efeitos da variação de inércia da barra.

Do ponto de vista geométrico, os sistemas WACO e o nó australiano apresentados nas Figuras 3.24 e 3.25 são semelhantes ao nó típico, no entanto, a utilização de um único parafuso neste sistema de ligação o torna bastante incomum.

CUENCA(2002) descreve o projeto de um ginásio de esportes construído na Espanha. A estrutura é uma treliça espacial com curvatura geodésica com 2800m² de área coberta, que utiliza uma ligação semelhante ao nó típico - Figura 3.33.

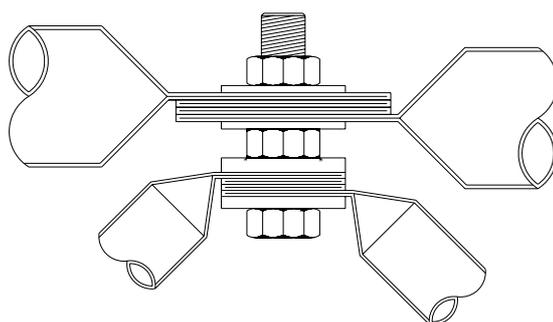


Figura 3.33 – Sistema de ligação utilizado em ginásio de esportes na Espanha – fonte: CUENCAS(2002)

O autor, arquiteto responsável pelo projeto, destaca vantagens construtivas e econômicas para justificar a adoção deste sistema de ligação. No entanto, não há referência sobre o comportamento estrutural da ligação e da estrutura como um todo. O afastamento entre os banzos e diagonais, obtidos

pela utilização de uma arruela, seria para reduzir a excentricidade na ligação. Entretanto, além da excentricidade, existe o fato da baixa rigidez da ligação e a redução na capacidade das barras devido à estampagem de extremidade.

3.6.2.3 Nó típico com chapa complementar

O nó típico com chapa complementar é semelhante ao detalhe típico apresentado na Figura 3.30, a diferença é que são utilizadas chapas horizontais para ligar as barras do banzo (Figura 3.34). Essas chapas são empregadas quando os esforços nos banzos são elevados e, de tal ordem, que o uso de apenas um parafuso torna-se inviável, ou seja, um único parafuso não tem resistência suficiente para o esforço solicitante, sendo necessário maior número de parafusos a fim de aumentar a capacidade da ligação.



Figura 3.34 - Nó típico com chapa complementar

Esta ligação apresenta, além dos aspectos relatados para o nó típico, um problema adicional que é o fato das chapas que fazem a ligação dos banzos possuírem baixa rigidez à flexão fora do seu plano. Para os banzos comprimidos, a menor excentricidade perpendicular ao plano da chapa pode comprometer o desempenho da ligação.

A Figura 3.35 apresenta a configuração de um destes nós após um colapso estrutural.



Figura 3.35 – Colapso de um nó típico com chapa complementar

3.6.2.4 Nó de aço

Dentre os sistemas de ligação não patenteados utilizados no Brasil, o nó de aço é o que tem melhor desempenho, produzindo efetivamente um nó de melhor comportamento estrutural. As fotos da Figura 3.36 apresentam um nó de aço na estrutura. E na Figura 3.37, detalhes esquemáticos de nós de aço.



Figura 3.36 - Nós de aço

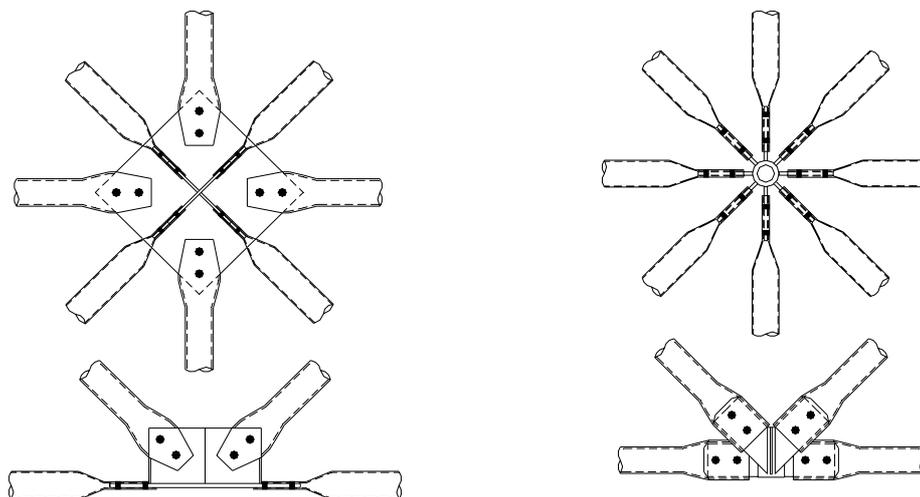


Figura 3.37 - Detalhes esquemáticos de nós de aço.

Outro tipo de nó de aço também utilizado é apresentado na Figura 3.38, que é um nó cuja base é formada por duas chapas circulares, octogonais ou retangulares.



Figura 3.38 – Nó de aço com chapa circular e octogonal

As chapas de composição utilizadas para formar o nó podem ser convenientemente dimensionadas de modo que confirmem boa rigidez ao conjunto.

Não existem problemas com excentricidade, uma vez que as barras concorrem para um único ponto. Resta neste sistema somente, o problema da variação de inércia nas extremidades das barras que, segundo SOUZA(1998), é pouco significativa para índices de esbeltez superiores a 70 e bastante significativa para valores de esbeltez inferiores a 70.

Ensaio realizado por MAIOLA (1999) mostraram que a ruína em treliças espaciais com nós de aço ocorre por instabilidade ou escoamento dos elementos, confirmando o bom desempenho estrutural deste sistema de ligação. A Figura 3.39 apresenta o modo de ruína de um protótipo de treliça espacial com nó de aço.



Figura 3.39 – Ruína treliça espacial com nós de aço – Fonte: MAIOLA(1999)

Percebe-se que, com a utilização do nó de aço, ao contrário do nó típico, é possível explorar plenamente a capacidade resistente das barras e evitar que o colapso da estrutura ocorra nas ligações.

3.6.2.5 Nó com chapa de extremidade (ponteiras)

Trata-se de um nó de aço, no entanto, as extremidades das barras não são estampadas. Neste caso criam-se elementos de transição barra-nó que são chamadas chapas de ponteira (ou chapas de extremidade). Por essa razão, em geral, treliças com chapas de ponteira resultam em maior consumo de aço e trabalho de fabricação - Figura 3.40.

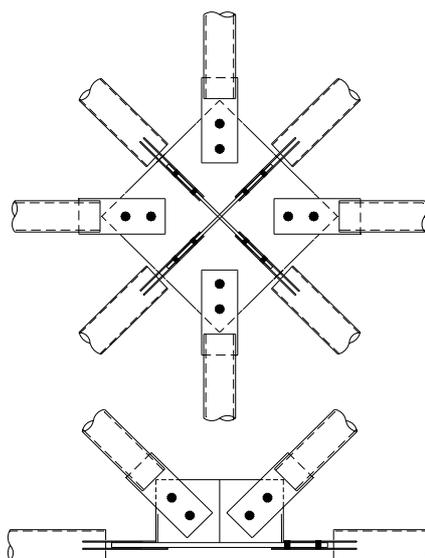
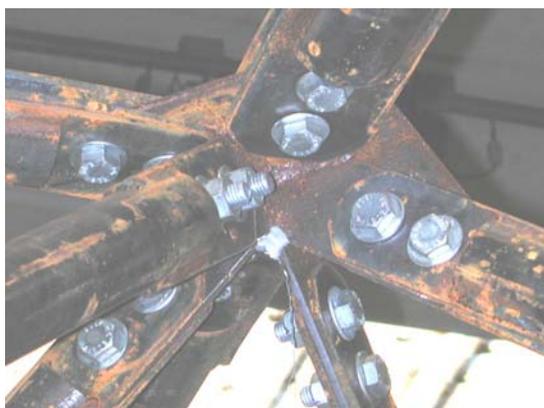
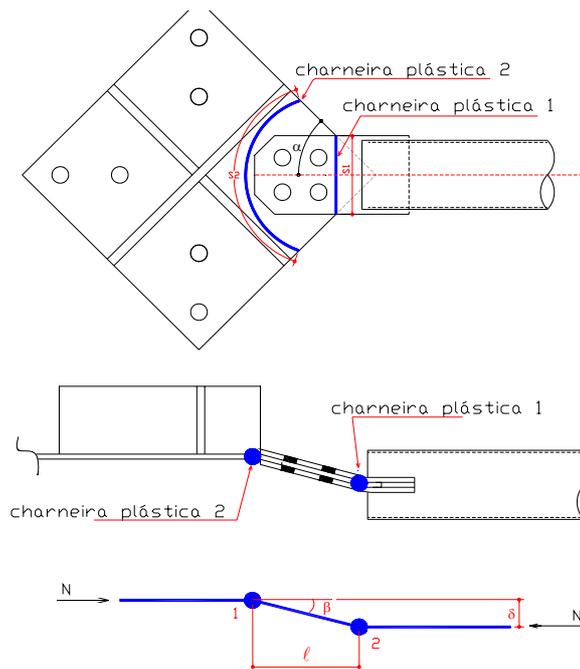


Figura 3.40 - Nó com chapa de ponteira

Exceto devido a problemas construtivos, este detalhe de nó não introduz excentricidades nas ligações e, sendo convenientemente detalhado, apresenta desempenho satisfatório podendo ser utilizado em estruturas de grande porte.

As chapas de extremidade devem apresentar rigidez à flexão perpendicular a seu plano compatível com a rigidez da barra. Barras com extremidades em ponteiras com chapas muito esbeltas podem apresentar reduções na capacidade de força normal resistente, comprometer a estabilidade do nó e o desempenho da estrutura.

Os ensaios realizados por BATISTA & BATISTA(1997) mostraram que os mecanismos de colapso de ligações com chapas de ponteira podem ser associados à formação de charneiras plásticas nestas chapas e nas chapas de nó, provocadas por flexão perpendicular ao plano destes elementos - Figura 3.41.



**Figura 3.41 – Mecanismos de colapso em nó com chapa de extremidade -
Fonte: BATISTA & BATISTA(1997)**

Baseado em observações experimentais, o colapso da ligação ocorrerá com a formação completa das charneiras plásticas 1 e 2 (Figura 3.41). Para esta situação, o momento de plastificação total é dado por:

$$M_p = 2 \int_0^{t/2} f_y S y dy = \frac{S t^2}{4} f_y \quad (3.1)$$

$$\text{e por equilíbrio } M_p = N \delta \quad (3.2)$$

Resultando nas seguintes resistências para charneiras na posição 1(chapa de extremidade) e posição 2 (chapa de nó):

Chapa de extremidade

$$N_{r,d} = \frac{S t}{2 \delta} f_y \quad (3.3)$$

Chapa de nó

$$N_{r,d} = \frac{\alpha l t}{4 \delta} f_y \quad (3.4)$$

onde:

S: comprimento da charneira plástica

t: espessura da chapa

f_y : resistência ao escoamento do material

δ : excentricidade de fabricação $\delta \geq t/3$

ℓ : comprimento da chapa de extremidade

Uma alternativa para minimizar o problema de formação de charneiras plásticas e aumentar a rigidez da ligação é a adoção de chapas (aletas), soldadas perpendicularmente às ponteiras e que funcionam como enrijecedores melhorando o desempenho da ligação.

A foto da Figura 3.42 apresenta uma ligação com chapas de ponteira enrijecidas com aletas perpendiculares.

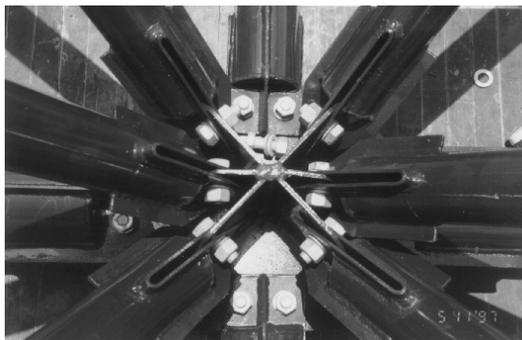


Figura 3.42 - Ponteiras com aletas perpendiculares enrijecedoras.

3.6.2.6 Outros tipos de nós

A criatividade, aliada ao conhecimento, pode conduzir a soluções diversificadas. Por essa razão é comum encontrar detalhes de ligação de uso particularizado e diferente da classificação até então adotada neste trabalho, como o exemplo apresentado na Figura 3.43.



Figura 3.43 - Detalhe de ligação da treliça espacial do posto de serviço em Uberaba-MG

Pode-se observar que existe uma grande diversidade de sistemas de ligação (nós) que podem ser utilizados em treliças espaciais. A escolha de um

sistema específico pode ser determinada por fatores estruturais como também por fatores estéticos e econômicos.

A utilização dos sistemas patenteados tipo nós esféricos pode trazer vantagens construtivas e estruturais mas, em contrapartida, pode apresentar custo elevado tornando seu uso inviável. Além disso, não se encontra, com facilidade, no mercado de estruturas brasileiro, os sistemas de ligação tipo nós esféricos.

No Brasil o uso de ligações tipo nós esféricos é bastante restrito, principalmente pelo reduzido número de empresas detentoras de patentes destes tipos de ligação. Utiliza-se, predominantemente, nas treliças espaciais construídas no Brasil sistemas de ligação baseados em hipóteses simplistas. Esses tipos de ligações necessitam de reduções de seção nas extremidades dos elementos, seja por estampagem destas extremidades ou pela utilização de chapas de ponteira. A falta de critério no detalhamento destes nós pode comprometer o desempenho da ligação e provocar problemas na estrutura.

Cabe salientar que existem vários milhões de m^2 de estruturas espaciais com nós típicos construídas no Brasil. A principal razão da utilização destes sistemas de ligação é o baixo custo.

Com a construção de treliças espaciais com alturas cada vez menores e conseqüente redução de esbeltez das barras, algumas deficiências dos vários sistemas de ligação, utilizados no Brasil, têm sido ampliadas. Com isso, o conhecimento sobre o comportamento da ligação e cuidados adicionais no projeto e na fabricação devem ser adotados. Na Tabela 3.3 estão resumidas as principais características dos nós utilizados no Brasil, os problemas que podem advir do seu uso e os cuidados que devem ser observados.

Tabela 3.3 - Principais características das ligações utilizadas no Brasil

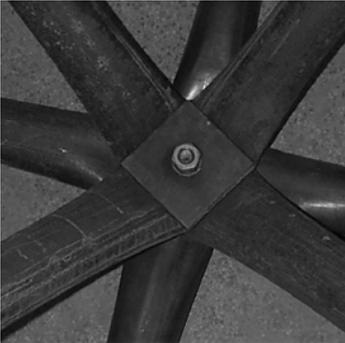
Ligação	Características	Observações/recomendações
<p data-bbox="371 357 506 384">Nó típico</p> 	<ol style="list-style-type: none"> <li data-bbox="667 357 1328 437">1. O colapso da estrutura é governado pela falha da ligação; <li data-bbox="667 459 1328 539">2. Escorregamento entre barras aumenta os deslocamentos verticais; <li data-bbox="667 561 1328 691">3. Variações de seção nas barras reduz a rigidez do nó e causa deformações excessivas nesta região; <li data-bbox="667 713 1328 798">4. As deformações e redução na rigidez do nó são amplificadas pelas excentricidades; <li data-bbox="667 820 1328 900">5. Apresenta facilidade de fabricação e montagem. 	<ol style="list-style-type: none"> <li data-bbox="1386 357 2011 539">1. Cautela no projeto da estrutura, pois os modelos de cálculo correntes são baseados na capacidade das barras e não do nó; <li data-bbox="1386 561 2011 743">2. São necessárias contra-flechas, com variação para minimizar os deslocamentos verticais devido ao escorregamento entre barras; <li data-bbox="1386 766 2011 887">3. O comprimento da extremidade estampada da barra deve ser o menor possível.
<p data-bbox="311 924 566 999">Nó típico - chapa complementar</p> 	<ol style="list-style-type: none"> <li data-bbox="667 924 1055 951">1. Semelhante ao nó típico; <li data-bbox="667 973 1328 1102">2. Flambagem ou flexão fora do plano da chapa complementar pode conduzir à ruína do nó e, conseqüentemente, da estrutura. 	<ol style="list-style-type: none"> <li data-bbox="1386 924 2011 1053">1. Além das observações referentes ao nó típico, deve-se analisar convenientemente a rigidez à flexão da chapa complementar; <li data-bbox="1386 1075 2011 1257">2. Quando for detectada a necessidade de chapa complementar é uma boa hora para se avaliar a possibilidade de usar outro tipo de nó.

Tabela 3.3 - Principais características das ligações utilizadas no Brasil (cont..)

Ligação	Características	Observações/recomendações
<p data-bbox="360 422 512 451">Nó de aço</p> 	<ol style="list-style-type: none"> <li data-bbox="667 422 1346 502">1. O colapso da estrutura pode ocorrer devido à falha da barra ou do conjunto barra-nó; <li data-bbox="667 523 1346 655">2. Não há excentricidades na ligação, salvo devido a problemas construtivos ou imperfeições iniciais; <li data-bbox="667 676 1346 756">3. A resistência do conjunto barra-nó é muito influenciada pelas imperfeições iniciais do nó; <li data-bbox="667 777 1346 909">4. A variação de seção nas extremidades das barras tem grande influência na determinação da capacidade resistente destes elementos; <li data-bbox="667 930 1346 1062">5. Requer maiores trabalhos de fabricação e montagem em relação ao nó típico, aumentando custos. 	<ol style="list-style-type: none"> <li data-bbox="1404 422 2007 502">1. A resistência do nó deve ser compatível com a resistência das barras; <li data-bbox="1404 523 2007 655">2. A variação de seção por estampagem de extremidade nas barras deve ser a menor possível; <li data-bbox="1404 676 2007 809">3. Devem ser adotados procedimentos adequados de fabricação e montagem, a fim de minimizar as imperfeições iniciais.
<p data-bbox="548 1220 1720 1249">Tabela 3.3 - Principais características das ligações utilizadas no Brasil (cont..)</p>		

Ligação	Características	Observações/recomendações
<p data-bbox="309 252 566 284">Nó com ponteira</p> 	<ol style="list-style-type: none"> <li data-bbox="667 260 1346 387">1. O colapso da estrutura ocorre, predominantemente, pelo esgotamento da capacidade resistente das barras; <li data-bbox="667 403 1346 531">2. Salvo devido a imperfeições de fabricação e montagem, a ligação resulta sem excentricidade; <li data-bbox="667 547 1346 675">3. Baixa rigidez à flexão das chapas de ponteira pode reduzir a força normal resistente à compressão das barras e a rigidez da ligação; <li data-bbox="667 691 1346 786">4. Maior consumo de material e horas de fabricação em relação ao nó típico; <li data-bbox="667 802 1346 898">5. Há concentração de tensões na barra junto ao corte, onde é soldada a chapa de ponteira. 	<ol style="list-style-type: none"> <li data-bbox="1402 260 2016 435">1. A resistência e rigidez do nó e das chapas de ponteira deve ser compatível com a resistência da barra para os esforços solicitantes; <li data-bbox="1402 451 2016 579">2. As chapas de ponteira devem ter rigidez à flexão suficiente para não perderem estabilidade fora do seu plano; <li data-bbox="1402 595 2016 786">3. Caso seja necessário espessura elevada para as ponteiras, podem ser utilizados enrijecedores transversais aumentando a rigidez à flexão da ponteira e do nó; <li data-bbox="1402 802 2016 930">4. Devem ser adotados procedimentos adequados de fabricação e montagem, a fim de minimizar as imperfeições iniciais; <p data-bbox="1361 946 2016 1074">Recomendam-se cuidados especiais na execução do rasgamento da barra para colocação das chapas de ponteiras.</p>

3.6.3 Dimensionamento dos elementos tubulares comprimidos

As barras comprimidas de treliça espacial, em geral, são dimensionadas admitindo comprimento total entre nós e coeficiente de flambagem igual a 1. Como foi visto na revisão bibliográfica, a força normal resistente à compressão pode apresentar reduções significativas em função da variação de seção nas extremidades, o que foi comprovado experimentalmente em ensaios de barras comprimidas com extremidades estampadas e chapas de ponteira - MAGALHÃES(1996), MALITE et al.(1997), SOUZA(1998) e SOUZA et al.(2000).

É possível determinar a força normal resistente à compressão de barras com variação de seção utilizando a norma brasileira NBR(8800) e modificando o parâmetro de rigidez reduzida $\bar{\lambda}$. O parâmetro $\bar{\lambda}$ deve ser determinado levando-se em consideração a variação de inércia ao longo da barra no cálculo da tensão crítica de flambagem elástica. Neste caso tem-se:

Barras com seção constante ao longo do comprimento:

$$\bar{\lambda} = \frac{kL}{r} \sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 E}} = \sqrt{\frac{f_y}{f_e}}$$

Barras com seção variável ao longo do comprimento:

$$\bar{\lambda}^* = \sqrt{\frac{f_y}{f_e^*}}$$

f_e = tensão de flambagem elástica (EULER)

f_e^* = tensão de flambagem elástica modificada pela variação de inércia

Determinado o parâmetro $\bar{\lambda}^*$, podem ser utilizadas as mesmas curvas de resistência apresentadas na NBR(8800) para barras com seção constante.

A tensão de flambagem elástica com variação de inércia f_e^* pode ser determinada via método dos elementos finitos.

Uma forma, mais simples, de considerar a redução de resistência devido à variação de seção nas barras é alterando o comprimento efetivo de flambagem. No próximo item discutem-se as principais recomendações e os aspectos que influenciam na determinação do comprimento efetivo de flambagem de barras comprimidas de treliças espaciais.

3.6.3.1 Comprimento de Flambagem para barras de treliças espaciais

Um aspecto importante é o fato de haver diferenças de comportamento entre uma barra isolada e uma barra inserida na estrutura. Neste caso, as características da ligação podem conduzir a coeficientes de flambagem diferentes dos valores teóricos normalmente adotados.

O comprimento efetivo de flambagem e as variações de seção são as principais dificuldades no dimensionamento de barras tubulares com extremidades estampadas e comprimidas de treliças espaciais, necessitando cuidados especiais.

O comprimento efetivo de flambagem de barras de treliças espaciais é influenciado pela relação entre as rigidezes das barras que concorrem em um determinado nó, intensidade dos esforços nestas barras, inclinação das diagonais, variação de seção e, principalmente, a rigidez da ligação.

Em função da rigidez da ligação, o comprimento de flambagem das barras de treliças espaciais pode apresentar valores sensivelmente diferentes daqueles determinados supondo vínculos ideais. A instabilidade do nó pode conduzir os coeficientes de flambagem a valores superiores a 1 e, conseqüentemente, reduzir a resistência à força normal das barras.

Vários pesquisadores apresentam procedimentos práticos para a determinação do comprimento efetivo de flambagem de barras de treliças espaciais.

CUOCO(1997) recomenda os seguintes coeficientes de flambagem para barras comprimidas de treliças espaciais, independentemente do sistema de ligação utilizado:

<i>Barras bi-rotulada</i>	<i>$K=0,76$ (no plano do banzo)</i>
<i>Barras bi-rotulada</i>	<i>$K=0,67$ (fora do plano do banzo)</i>
<i>Barras engastada – rotulada</i>	<i>$K=0,81$ (no plano do banzo)</i>
<i>Barras engastada – rotulada</i>	<i>$K=0,72$ (fora do plano do banzo)</i>

MADI & AL-TAYEM(1991) recomendam valores para o coeficiente de flambagem de barras comprimidas de treliças espaciais em função do detalhe de extremidade destes elementos:

<i>Barras com seção constante</i>	<i>$K=0,70$</i>
<i>Barras com redução de seção</i>	<i>$K=0,90$</i>
<i>Barras com redução de seção por estampagem</i>	<i>$K=0,95$</i>

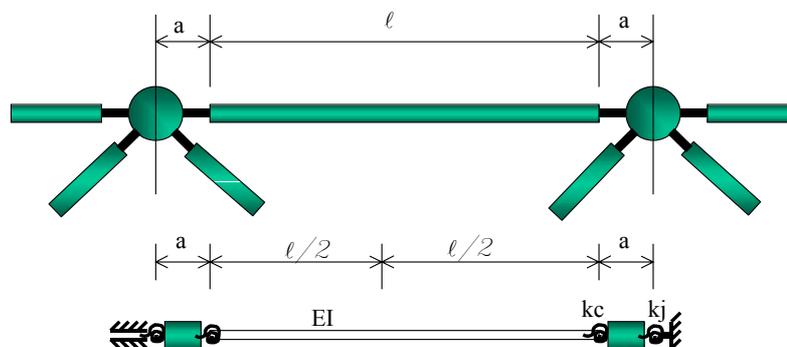
Estas recomendações não devem ser utilizadas, pois podem tornar-se contra a segurança, principalmente em sistemas de ligação suscetíveis a instabilidade ou em barras com extremidades estampadas.

Estudos realizados por HANAOR(1999) demonstram que a instabilidade do nó pode conduzir os coeficiente de flambagem da barra a valores superiores a 1.3.

Trabalhos recentes como os de SCHMIDT(2000), HANAOR(1999) e HANAOR(2000) têm investigado o problema da instabilidade do nó e sua influência na determinação da força normal resistente dos elementos comprimidos de treliças espaciais, que se refletem em modificações no comprimento efetivo de flambagem destes elementos.

A Figura 3.44 apresenta um modelo típico de barra de treliça espacial, que consiste de:

- Um trecho rígido de comprimento a , igual à metade do comprimento total do nó;
- A barra de seção constante com comprimento l e rigidez $k_m = EI/l$;
- Uma mola de rotação com rigidez k_j , que representa a resistência à rotação imposta sobre o nó pelo restante da estrutura;
- Uma mola de rotação com rigidez k_c , que representa a rigidez do elemento de ligação que faz a transição entre barra e nó.



**Figura 3.44 – Modelo típico de barra comprimida de treliça espacial
HANAOR et al.(2000)**

HANAOR et al.(2000) construíram um ábaco, por meio da solução numérica da equação diferencial que rege o problema, para a determinação do coeficiente de flambagem de barras que possam ser representadas pelo modelo da Figura 3.44. Para construção do ábaco (Figura 3.45) foram estabelecidas as seguintes premissas:

- 1- $K_j=0$ (nó sem rigidez à rotação, ou seja, rotulado);

- 2- Diferentes valores para a relação K_m/K_c , relação entre a rigidez da barra e rigidez do elemento de ligação (transição entre barra e nó);
- 3- Diferentes valores para a relação a/ℓ (relação entre a dimensão do nó e o comprimento da barra com seção constante);

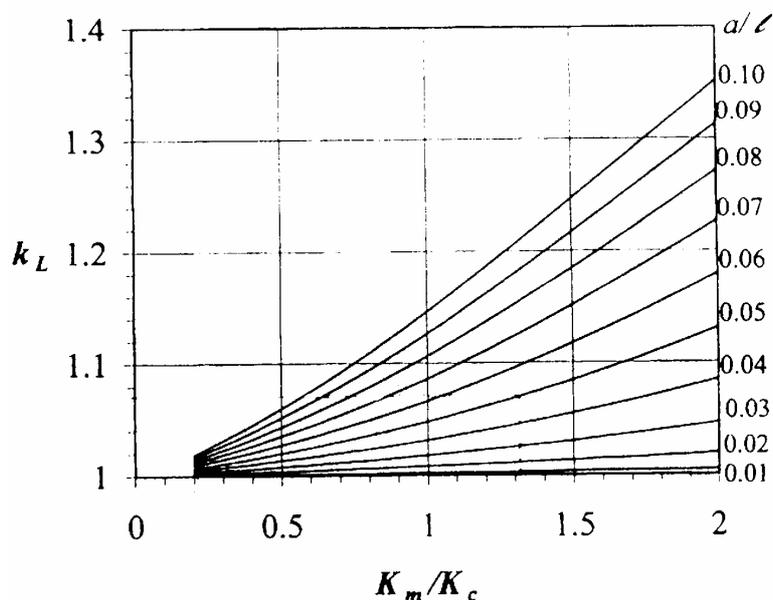


Figura 3.45 – Ábaco para determinação do coeficiente de flambagem de barras com influência das características das ligações de extremidade.

Fonte: HANAOR et al.(2000)

Percebe-se que quanto maiores as dimensões da região da ligação em relação ao comprimento da barra maior, será o coeficiente de flambagem; este coeficiente cresce com a redução da rigidez na região nodal (elementos de transição barra-nó). O gráfico da Figura 3.46 apresenta a variação do coeficiente de flambagem K em função da rigidez do elemento de ligação barra-nó.

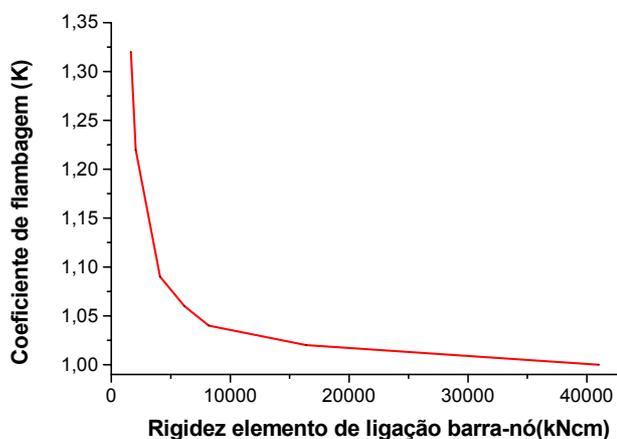


Figura 3.46 – Variação de K em função da rigidez do nó

Este comportamento confirma as observações experimentais feitas por MAGALHÃES(1996), MALITE et al.(1997) e SOUZA(1998). Ou seja, em barras com extremidades estampadas, quanto maior o comprimento da estampagem, menor a capacidade resistente da barra. E, para um mesmo padrão de estampagem, barras com índices de esbeltez da ordem de 70 apresentam maiores reduções na força normal resistente.

A Figura 3.47 apresenta uma barra de treliça espacial com ligações em nós de aço. Como foi visto, este detalhe de ligação é largamente utilizado no Brasil.

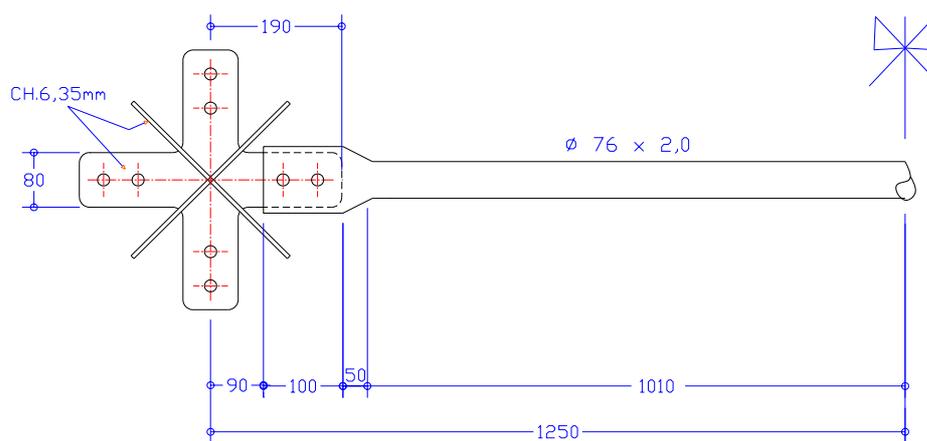


Figura 3.47 – Barra de treliça espacial com extremidades estampadas ligadas por nós de aço (cotas em mm).

Para a barra da Figura 3.47, que corresponde à da treliça espacial PROT 3, analisada experimentalmente por MAIOLA(1999) tem-se:

$a=190\text{mm}$ – metade do comprimento do nó;

$\ell_c= 50\text{mm}$ – comprimento com seção variável na extremidade da barra, que trabalha com elemento de transição entre o tubo circular e o nó; trecho com momento de inércia reduzido;

$\ell= 2020\text{ mm}$ – comprimento da barra com seção constante;

$E=20500\text{kN/cm}^2$ – módulo de elasticidade do aço;

$I_{xc} = 31,8\text{cm}^4$ – momento de inércia da seção central do tubo;

$I_{xe} = 1,55\text{cm}^4$ – momento de inércia da seção estampada do tubo;

$$k_m = \frac{EI_{xc}}{\ell} = \frac{20500 \times 31,8}{202} = 3227,23\text{kNcm}$$

$$k_c = \frac{EI_{xe}}{\ell_c} = \frac{20500 \times 1,55}{5} = 6355\text{kNcm}$$

$$\frac{k_m}{k_c} = 0,51$$

$$\frac{a}{\ell} = 0,09$$

Pelo ábaco da Figura 3.45 encontra-se um coeficiente de flambagem $K=1,06$. Ou seja, um valor 6% superior ao normalmente adotado para esta situação, que é $K=1$.

Na análise experimental, o aço da barra apresentou resistência média ao escoamento de 394MPa e a ruína da estrutura, por flambagem global da barra, ocorreu para uma força normal de $N_{exp} = 84,46\text{kN}$. A Tabela 3.3 apresenta uma comparação entre resultados de força normal experimental e teórica, calculada segundo três hipóteses:

- 1- Barra bi-rotulada, inércia constante, $K=1$; (N_{t1})
- 2- Barra bi-rotulada, $K=1$, considerando a redução de capacidade resistente devido à variação de seção nas extremidades; (N_{t2})
- 3- Barra bi-rotulada, com a determinação do coeficiente de flambagem ($k=1,06$) pelo ábaco de Figura 3.45. (N_{t3})

Para o comprimento total da barra foi considerada a distância entre centro de nós, $L=2500\text{mm}$.

Tabela 3.3 – Resultados teóricos e experimentais de força normal resistente de flambagem – NBR8800(1986)

N_{exp} (kN)	N_{t1} (kN)	N_{t2} (kN)	N_{t3} (kN)	N_{t1}/N_{exp}	N_{t2}/N_{exp}	N_{t3}/N_{exp}
84,46	84,55	81,38	81,3	1,0	0,91	0,96

Nos ensaios experimentais em treliças espaciais com nós de aço realizados por SOUZA(1998) e MAIOLA(1999) a ligação mostrou-se pouco suscetível à instabilidade e, desta forma, sua rigidez tem pouca influência sobre o coeficiente de flambagem da barra, que pode ser adotado com valor $K=1$, ou muito próximo de 1, como mostrou o exemplo acima. Este comentário é válido somente para o nó em questão, espessuras de chapas e estampagens diferentes podem conduzir a situações menos favoráveis.

Já no caso de treliças com nós típicos, cuja ligação não forma um nó propriamente dito, os ensaios experimentais mostraram fortes concentrações de tensões e grandes deformações na região nodal, gerando escorregamento e separação entre as barras e uma total degeneração do nó, para níveis de carregamento inferiores aos que causariam flambagem dos elementos comprimidos. Ou seja, para esse tipo de ligação, não faz sentido buscar valores para o comprimento efetivo de flambagem já que o colapso da estrutura é caracterizado pela falha da ligação.

3.6.4 ANÁLISE DE TRELIÇAS ESPACIAIS

Ao analisar uma estrutura objetiva-se conhecer deslocamentos e esforços internos, consequência de ações externas aplicadas. Ao longo da história da Engenharia Estrutural foram desenvolvidas diferentes técnicas de análise, desde métodos gráficos como o CREMONA até refinados sistemas computacionais utilizando o método dos elementos finitos.

É comum a todas as técnicas de análise, a idealização de um modelo que deve representar, o mais fielmente possível, o comportamento da estrutura.

Esses modelos podem ser um sistema físico, cujas medições de deformações e deslocamentos são realizadas em laboratórios, ou modelos mecânicos cuja solução, deformações e deslocamentos, obtém-se por meio de diferentes métodos, como por exemplo: diferenças finitas, elementos finitos, elementos de contorno e etc.

Além do modelo mecânico que representa a estrutura real, é necessário conhecer como se comporta o material que a constitui. Outro aspecto de relevante importância é a idealização e quantificação das ações que atuarão na estrutura.

O conhecimento sobre o comportamento da estrutura é de fundamental importância no desenvolvimento de modelos de análise e procedimentos de dimensionamento dos elementos. É necessário conhecer o tipo de resposta (linear ou não-linear) da estrutura a determinados carregamentos, como a rigidez das ligações pode alterar essa resposta, os modos de colapso possíveis e, outras particularidades ou características de cada sistema estrutural.

Na fase de projeto realiza-se uma previsão de todas as ações que atuarão na estrutura durante a fase de construção e de utilização, abrangendo toda sua vida útil. Em geral, essa previsão obedece a critérios estabelecidos em normas e é função do sistema estrutural, da utilização e dimensões do edifício, dos materiais empregados e das condições meteorológicas do local da construção.

No Brasil, a determinação das ações em estruturas, bem como a possibilidade de atuação simultânea de diferentes ações é baseada na NBR 8681(1984). Para o caso específico de estruturas de aço podem ser utilizadas as prescrições da NBR 8800(1986). Para as ações do vento devem ser observadas as recomendações da NBR 6123(1988).

As ações podem ser dinâmicas ou estáticas; ações dinâmicas produzem respostas dependentes do tempo de atuação do carregamento. Sempre que possível as ações dinâmicas devem ser substituídas por ações estáticas

equivalentes. No Brasil, a ação dinâmica que pode atuar em treliças espaciais é, predominantemente, a ação do vento. Em geral, esta ação é tratada como uma ação estática equivalente. No entanto, para treliças com grandes vãos e baixa rigidez, essa aproximação pode ser contra a segurança.

3.6.4.1 Comportamento de treliças espaciais

A referência ao comportamento de um sistema estrutural está ligada ao tipo de resposta da estrutura em relação aos carregamentos que lhe são impostos. Os deslocamentos e deformações nos elementos e o carregamento que causa o colapso da estrutura compõem a resposta estrutural.

O colapso de treliças espaciais pode estar relacionado às seguintes causas:

- Colapso dos elementos (barras) por esgotamento da capacidade resistente por tração, ou por instabilidade;
- Colapso das ligações;
- Instabilidade global da estrutura.

Estudos teóricos e experimentais apontam como principais fatores intervenientes no comportamento de treliças espaciais, as características das barras comprimidas e das ligações empregadas.

Idealmente, as treliças espaciais possuem ligações (nós) rotuladas e carregamentos concentrados nos nós. Na realidade, poucos detalhes de ligação aproximam-se de uma rótula, portanto, na maioria dos casos existem restrições ao giro causando flexão nas barras. Excentricidades nas ligações, oriundas dos processos de fabricação ou do detalhamento da ligação podem alterar o comportamento do sistema.

A instabilidade das barras comprimidas é afetada pelo comportamento das ligações e, também, pode alterar a resposta estrutural e o modo de colapso.

Para efeito de projeto deseja-se conhecer o carregamento último ao de colapso e sua resposta força aplicada \times deslocamento. Dependendo das características da estrutura, esta resposta pode ser linear ou não-linear.

3.6.4.2. Comportamento linear

Neste estágio de comportamento as deformações nas barras e os deslocamentos da estrutura são proporcionais aos carregamentos aplicados. Se a estrutura conservar um comportamento linear em condições de serviço, sua análise pode ser realizada de maneira convencional, utilizando um programa de análise em regime elástico linear.

3.6.4.3 Comportamento não-linear

No comportamento não-linear não há proporcionalidade entre o carregamento aplicado e as deformações e/ou deslocamentos. De maneira geral, podemos identificar três tipos de comportamento não-linear: não-linearidade física, não-linearidade geométrica e não-linearidade de contato.

A não-linearidade de contato está relacionada com alterações nas condições de vinculação entre as barras ou entre a estrutura e seus apoios. Nas treliças espaciais este fenômeno pode se manifestar devido ao escorregamento entre barras na região da ligação. Este fato foi observado em ensaios experimentais com nós típicos.

A não-linearidade geométrica está relacionada com o equilíbrio da estrutura na posição deformada. Quando os deslocamentos são grandes, ou seja, quando a posição deformada é muito diferente da posição indeformada, podem surgir efeitos de segunda ordem que aumentam os deslocamentos e esforços finais. Imperfeições geométricas nas barras e excentricidade de carregamento tendem a ampliar o comportamento não-linear geométrico.

A não-linearidade física ocorre em função do comportamento tensão x deformação do material empregado. Em treliças espaciais é comum tratar-se da relação constitutiva para a barra ao invés de relação constitutiva para o material. Neste caso, há uma diferenciação de tratamento ou de comportamento entre barras tracionadas e comprimidas. As barras tracionadas podem atingir o escoamento, enquanto as comprimidas podem apresentar instabilidade para tensões inferiores ao escoamento; estas características devem estar inclusas na relação constitutiva da barra.

Vários pesquisadores têm estudado e proposto modelos constitutivos ou diagramas tensão x deformação para barras de treliças espaciais. MADI(1984) apresenta um resumo das principais propostas, que são reproduzidas na Figura 3.48. Nos gráficos desta figura, as curvas do primeiro quadrante correspondem a tensões de compressão, enquanto as curvas do terceiro quadrante a tensões de tração.

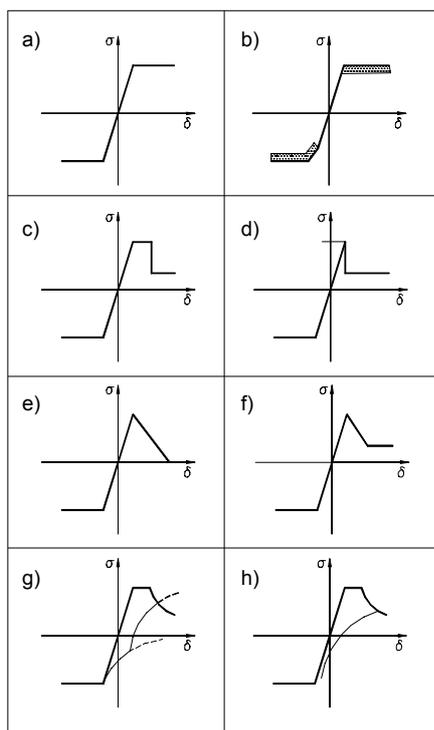


Figura 3.48 - Modelos constitutivos idealizados para elementos de aço utilizados em treliças espaciais.

Para o caso a) é admitido comportamento elasto-plástico perfeito na tração e compressão, o que não é uma boa aproximação para elementos comprimidos.

Em b) são adicionadas faixas de ruína, ou seja, se a tensão crítica obtida se encontrar nesta faixa, indicará a falha do elemento.

No gráfico c) existe um patamar com aumento de deformações para cargas constantes e, em seguida, uma brusca queda na capacidade resistente à compressão do elemento, conservando ainda uma capacidade resistente residual.

Em d) o comportamento é semelhante, porém o patamar referido em c) não existe.

No comportamento representado pelos gráficos e) e f), após atingida a força crítica, a capacidade resistente do elemento decresce linearmente. Em f) é admitida uma capacidade resistente residual.

Nos gráficos g) e h) são introduzidas características não-lineares para o regime pós-crítico e curvas de descarregamento.

3.6.4.4 Influência da rigidez das ligações no comportamento da estrutura

O comportamento da ligação tem uma importância fundamental sobre o comportamento de treliças espaciais pois, além da sua influência sobre a instabilidade das barras comprimidas, pode modificar a rigidez global da estrutura bem como os modos de falha. Fisicamente, as ligações possuem alguma restrição ao giro, assumindo um comportamento semi-rígido.

Existem trabalhos que propõem modelagem para considerar a rigidez da ligação na análise de treliças espaciais. Os modelos propostos baseiam-se em coeficientes de mola para reproduzir a rigidez do nó e dos dispositivos de ligação barra-nó. É o caso do modelo de SAKA & HEKI(1984), que propõem alterações na matriz de rigidez do elemento de barra incorporando as constantes de rigidez.

AMIRI & DAVOID(2002) propuseram uma modelagem semelhante utilizando o programa Ansys para analisar a influência da rigidez de nós Mero no comportamento de treliças espaciais. Os autores compararam resultados teóricos e experimentais para um domo de planta hexagonal mostrada na Figura 3.49, obtendo boa correlação.

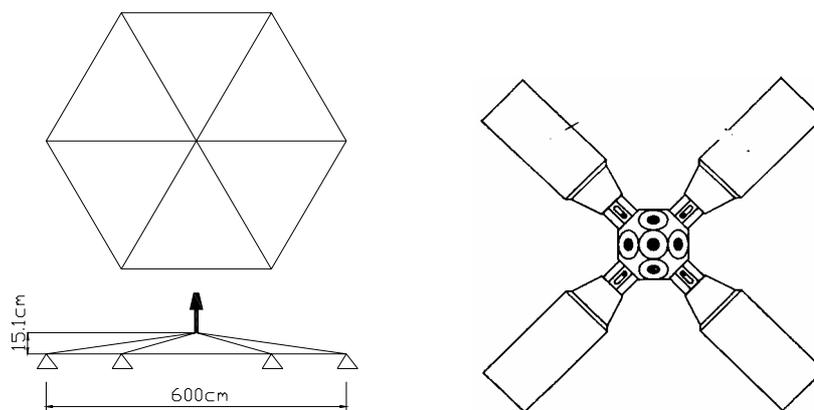


Figura 3.49 – Estrutura analisada por AMIRI & DAVOID(2002)

As constantes de mola ou a rigidez da ligação devem ser determinadas experimentalmente. TANIGUCHI et al.(1993) realizaram ensaios experimentais em nós esféricos de aço a fim de determinar curvas momento x rotação para ligações com estes nós e implementar o modelo de barra proposto por SAKA & HEKI(1984).

Neste ponto encontram-se as maiores divergências e dificuldades em relação à modelagem e análise pois, numa estrutura com n nós, possivelmente tem-se n rigidezes diferentes. Além disso, a rigidez de um determinado nó não se mantém constante para um carregamento crescente. Finalmente, cada

tipologia de nó conduz a comportamento e rigidez da ligação diferentes, dificultando a calibração dos modelos de análise baseados em constantes de mola.

A disponibilidade de programas de análise com pré-processadores eficientes, aliada a computadores cada vez mais rápidos, já permitem uma análise tridimensional da ligação. Neste tipo de análise, além da rigidez, será possível avaliar distribuição de tensões e deformações na região da ligação.

3.6.4.5 Métodos e modelos de análise

O modelo de análise refere-se ao conjunto de hipóteses consideradas para obter um equacionamento matemático capaz de reproduzir o comportamento esperado de uma estrutura. O método de análise constitui a estratégia ou técnica utilizada para resolver as equações do modelo, sendo mais utilizado o método dos elementos finitos.

Os modelos discretos são os mais utilizados para análise de treliças espaciais. A prática comum é utilizar modelos de treliça ideal em regime elástico linear; o conhecimento sobre o comportamento da estrutura deve indicar a necessidade de refinamento do modelo.

A adoção de análises mais refinadas dependerá das características da estrutura como: dimensões, sistema de ligação, tipos de seção dos elementos e seu comportamento a flambagem, técnicas de fabricação e montagem.

Quando se considera a rigidez das barras, é possível simular a influência da variação de seção nas extremidades de barras que ocorrem em alguns tipos de ligação. Como também incluir na análise as excentricidades nas ligações.

Atualmente, existe no mercado uma variedade de programas comerciais de análise estrutural que permitem modelagens de treliças espaciais de forma simples e, com possibilidades de considerar a variação de rigidez na barras e excentricidades, entre outros fatores que influenciam o comportamento da estrutura.

Vale ressaltar que, nem sempre, o modelo mais refinado é garantia de resultados melhores, em geral, quanto mais complexo o modelo, maior deve ser o cuidado ao se analisar os resultados.

3.6.4.6 Métodos experimentais

Os métodos experimentais são usados nas seguintes situações:

- Para avaliar a capacidade resistente de uma estrutura existente (provas de carga);
- Para investigar o comportamento das estruturas com relação a diversos aspectos de interesse, sobretudo em condições extremas de carregamento;
- Para avaliar se os modelos matemáticos empregados reproduzem convenientemente o comportamento estrutural, e propor novos modelos com base nos resultados experimentais.

A análise experimental de estruturas é empregada, predominantemente, nos centros de pesquisas, pois requer habilidades e equipamentos especiais. Além disso, devido aos custos envolvidos, é proibitivo utilizar a experimentação física como metodologia de projeto.

A análise experimental consiste em fazer medições de força, deslocamentos e deformações em um modelo físico representativo da estrutura. O modelo físico pode ser construído em escala real ou reduzida da estrutura.

A utilização de modelos reduzidos é bastante comum em países da Europa e Estados Unidos, apresentando como vantagens a redução de custo e espaço para realização dos ensaios. Como desvantagem exige-se precisão na execução dos modelos e cuidados na escolha dos materiais, além disso, relações de escala convenientes devem ser estabelecidas entre o modelo reduzido e a estrutura real. HOLLAWAY & KOLOSOWSKI(1981) apresentam algumas diretrizes para realização de ensaios experimentais em treliças espaciais utilizando modelos reduzidos.

No Brasil, não é comum a utilização de modelos reduzidos para análise experimental de treliças espaciais devido à dificuldade de materiais e mão-de-obra para execução dos modelos, principalmente das ligações.

A utilização de modelos em escala real é mais comum e, em geral, tem custos elevados, exige equipamentos especiais e grandes áreas para realização dos ensaios. Entretanto, permite observações diretas na estrutura real sem preocupação com distorções de escala e similaridades entre os materiais empregados.

A análise experimental, seja em modelos reduzidos ou em escala real, exige a utilização e manipulação de equipamentos para aplicação de força (atuadores hidráulicos), medição de força (células de carga), medição de deslocamentos (transdutores de deslocamentos), deformações (extensômetros elétricos de resistência), entre outros. Em TAKEYA(2000), encontra-se detalhes

da utilização e do funcionamento dos principais equipamentos utilizados na análise experimental de estruturas.

Nas pesquisas sobre treliças espaciais, os ensaios experimentais são empregados com diversos objetivos, que vão desde a simples observação e identificação dos modos de colapso, passando pela aferição de modelos matemáticos e investigação da influência de aspectos como instabilidade dos nós e excentricidades, até o desenvolvimento de novos sistemas de ligação ou de sistemas construtivos integrados.

3.6.5 ASPECTOS CONSTRUTIVOS

A redução de custos devido à economia de material, advinda da utilização de treliças espaciais, em alguns casos pode ser superada por acréscimo nos custos de fabricação e montagem.

Segundo CUOCO(1997), nos Estados Unidos, os custos de montagem de uma treliça espacial podem representar de 30% a 40% do custo total da obra, exigindo uma preocupação muito grande com esta etapa do processo desde a concepção estrutural e, principalmente, a escolha do sistema de ligação.

O sistema de ligação deve ser o mais simples e repetitivo possível e, como comentado anteriormente, a utilização de nós patenteados apesar da qualidade e facilidade de montagem inquestionáveis, pode aumentar o custo da estrutura devido aos processos de fabricação e ao pagamento de patentes.

A padronização de seções, em alguns casos, pode aumentar o consumo de material mas, em contrapartida, facilita bastante a fabricação e montagem reduzindo os custos globais. Uma solução econômica deve ter, no máximo, duas a três dimensões de seções diferentes nos elementos de cada banzo e das diagonais e, seis a nove diferentes seções na estrutura como um todo. Não é recomendada a utilização de barras com o mesmo diâmetro e espessuras diferentes, pois podem causar problemas de troca de posição de elementos durante a montagem.

Devido ao grande número de elementos que compõem uma treliça espacial, as tolerâncias de fabricação devem ser pequenas para se evitar erros ou problemas na montagem.

Inspeções na fabricação da estrutura, pelos projetistas, são importantes, pois podem ser corrigidos eventuais erros de projetos e/ou fabricação, evitando problemas durante a montagem da estrutura. Imperfeições de fabricação e montagem podem alterar sensivelmente o comportamento da estrutura.

3.6.5.1 Fabricação

Os elementos ou unidades básicas que formam as treliças espaciais são as barras e os nós que, pelas suas dimensões e peso próprio, facilitam o transporte e a montagem da estrutura. Em alguns sistemas, a estrutura é transportada para a obra em unidades piramidais pré-fabricadas. Medidas como restrição de comprimentos e proteção das peças devem ser previstas na definição do tipo de transporte destes elementos.

Caso sejam utilizadas barras com seções laminadas, o processo de fabricação destes elementos resume-se ao corte, nos comprimentos adequados, e preparação das extremidades das barras para a conexão.

Para seções formadas a frio, além do corte e preparação das extremidades, é necessário um processo de conformação da seção que pode ser por dobramento, perfilagem ou calandragem.

A preparação da extremidade da barra depende do tipo de ligação que se vai utilizar, podendo envolver: execução de furos, soldas e redução de seção por corte ou amassamento (estampagem) das extremidades.

A estampagem de extremidade é feita em uma prensa com duas ferramentas, sendo uma fixa, onde a extremidade do tubo é posicionada e uma móvel, que produz o impacto para a estampagem e executa, ao mesmo tempo, os furos necessários. Não é recomendável a utilização de extremidades estampadas em tubos com diâmetro superior a 127mm pois, além de exigir equipamentos de grande capacidade para executar a estampagem, a redução de seção pode comprometer o desempenho estrutural do elemento e da estrutura como um todo. Neste caso, normalmente utilizam-se chapas de ponteira nas extremidades das barras.

Pequenas fissuras podem surgir nos lados ou na parte amassada do tubo (Figura 3.50) durante o processo de estampagem, principalmente em aços com baixa ductilidade.



Figura 3.50 - Possibilidades de fissura em tubos de aço com extremidades estampadas

Segundo PACKER & HENDERSON(1996), essas fissuras são aceitáveis se não se estenderem além da parte plana resultante da estampagem e podem ser fechadas com solda. Melhores resultados e menor possibilidades de problemas, entre eles a minimização de tensões residuais, serão obtidos se as barras forem pré-aquecidas em torno de 540°C a 650°C, imediatamente antes da estampagem, o que permite também a estampagem de diâmetros maiores com equipamentos de baixa capacidade de carga.

Detalhes da fabricação de sistemas de ligação tipo nós esféricos maciços já foram apresentados anteriormente na Figura 3.17. Nós esféricos ocos são produzidos a partir de chapas de aço circulares que são forjadas em forma de esfera.

Segundo BALUT & GIONCU(2000) as treliças espaciais são mais sensíveis a imperfeições geométricas oriundas dos processos de fabricação do que estruturas planas. O autor classifica as imperfeições geométricas em três categorias:

1. Desvio nas dimensões da seção transversal dos elementos;
2. Desvio nos comprimentos das barras;
3. Deformações e excentricidades iniciais.

Os efeitos da primeira categoria de imperfeições podem ser cobertos pelos coeficientes de segurança adotados em projeto. As demais podem alterar o comportamento da estrutura distanciando o modelo físico dos modelos de análise e reduzindo a capacidade resistente dos elementos e da estrutura como um todo.

3.6.5.2 Execução de contraflechas

Freqüentemente, os deslocamentos provocados pelas ações permanentes nas treliças espaciais são elevados, exigindo a execução de contraflechas. As contraflechas devem se executadas por meio de alterações nos comprimentos das barras dos banzos, que pode ser redução no comprimento das barras do banzo inferior ou acréscimo no comprimento das barras do banzo superior, como mostra a Figura 3.51.

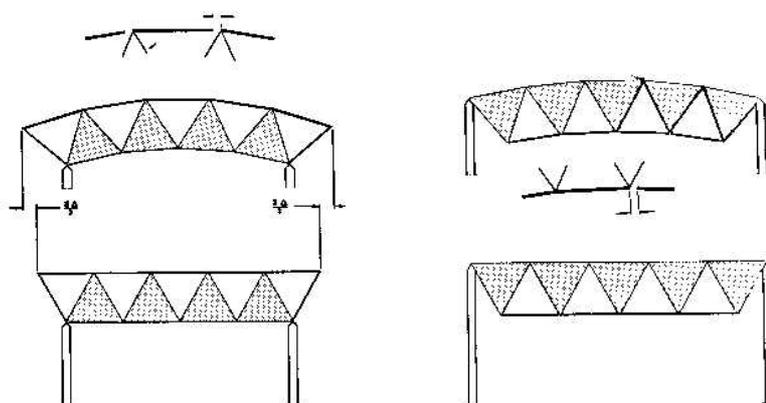


Figura 3.51 - Execução de contraflecha por alteração nos comprimentos dos banzos

Se o acréscimo ou redução nas barras é realizado nas duas direções gera-se uma contraflecha esférica. No caso da alteração no comprimento das barras do banzo em apenas uma direção tem-se a contraflecha cilíndrica.

Normalmente, a alteração no comprimento das barras é feita em apenas um dos banzos, de preferência no banzo onde não existir nós de apoio.

A execução de contraflechas, tal como foi exposto, gera uma despadronização dos comprimentos das barras que formam a estrutura, o que dificulta a montagem e pode representar acréscimos nos custos. Portanto, o número de barras com comprimentos alterados deve ser o menor possível e devem está localizadas na região central da estrutura.

3.6.5.3 Elementos de fechamento e de piso

A utilização mais comum de treliças espaciais é em coberturas, podendo-se utilizar diferentes tipos de telhas, como as de alumínio, de chapas de aço zincadas e as telhas tipos sanduíche com proteção termo-acústica.

Existem, basicamente, duas possibilidades para fixação das telhas na estrutura. A primeira delas consiste na fixação das telhas diretamente nas barras do banzo da estrutura. Com este procedimento, a fixação torna-se muito complicada na região dos nós e a inclinação necessária para escoamento de água deve ser executada na própria estrutura, o que pode dificultar sua fabricação. Além disso, são introduzidos carregamentos nas barras que causando momentos fletores nas mesmas e reduzindo sua capacidade resistente.

Um segundo método, muito utilizado para fixação do telhado é a adoção de uma estrutura (terças) secundária, apoiada apenas nos nós da treliça. Nesta situação, contorna-se a dificuldade da fixação da telha na região nodal e não se

introduz flexão nas barras da treliça, já que as terças são apoiadas diretamente nos nós. Em contrapartida, aumenta-se o consumo de material e introduz carregamento permanente adicional na estrutura - Figura 3.52.

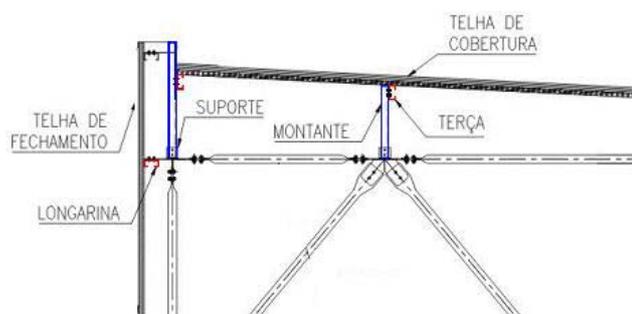


Figura 3.52 – Detalhe de fixação de telhas com estrutura secundária

Fonte: SOUZA, A.N.(2002)

É uma prática comum a ausência de travamentos na estrutura secundária; isto pode gerar problemas dependendo do vão das terças, inclinação do telhado e intensidade da ação do vento.

Existe a possibilidade da utilização de treliças espaciais suportando lajes de cobertura ou de piso. Uma solução eficiente, neste caso, é conectar a laje de concreto ao banzo superior da treliça desenvolvendo um sistema misto aço-concreto. A viabilidade desta solução tem sido objeto de estudo de vários pesquisadores.

Um estudo detalhado deste tipo de utilização das treliças espaciais como sistema misto de piso foi apresentado por EL-SHEIKH (1993).

GIULIANI & GIULIANI (1996) apresentam um edifício construído na Itália empregando treliça espacial mista para compor os pavimentos, como uma alternativa às lajes nervuradas. Detalhes deste sistema de piso podem ser observados na Figura 3.53.

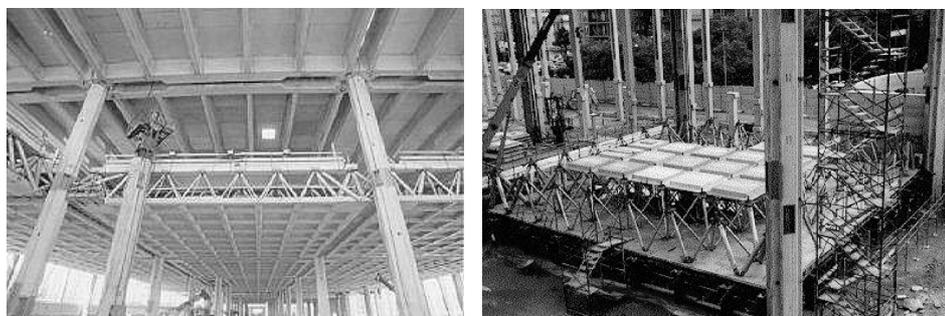


Figura 3.53 - Sistema de piso com treliça espacial mista – Fonte:

GIULIANI & GIULIANI (1996)

No Brasil este sistema ainda é pouco conhecido; SOUZA & BATISTA(2002) avaliaram, teórica e experimentalmente, a possibilidade de utilização de reticulados espaciais mistos em piso de edifícios com grandes vãos. O protótipo com vãos de 9.2m e 0,9m de altura, apresentado na Figura 3.54, foi ensaiado a fim de determinar as características estruturais deste sistema.



Figura 3.54 – Reticulado espacial misto. Fonte SOUZA & BATISTA(2002)

Da análise dos resultados teóricos e experimentais conclui-se que os reticulados espaciais mistos são uma alternativa viável, do ponto de vista estrutural e construtivo.

As treliças espaciais podem ser utilizadas também para compor tabuleiros de pontes ou passarelas. Estudos que indicam esta possibilidade foram realizados por SEBASTIAN et. al. (1993) e ASHRAF et al. (1993). Os autores apresentam as vantagens estruturais e construtivas deste sistema, bem como seu comportamento e procedimentos para análise e projeto.

3.6.5.4 Montagem

O método de montagem mais simples e que exige menor número de equipamento é a montagem por elementos. Nesta técnica, a estrutura é montada elemento por elemento já em seu local definitivo.

Desta forma, pode se montar grandes estruturas dispondo de equipamento bastante simples como cordas, polias e andaimes para apoio temporário. No entanto, para grandes estruturas, com alturas elevadas, esse método de montagem pode apresentar baixa produtividade, exigindo grande quantidade de elementos de escoramento e, conseqüentemente, aumentando os custos.

Para grandes estruturas é mais racional utilizar a montagem por içamento. Neste caso, a estrutura ou partes dela, é montada no solo (ou

plataforma de trabalho especial), sendo posteriormente içada, colocada em seu local definitivo e conectada aos pilares ou a dispositivos de apoio. Para o içamento da estrutura são necessários equipamentos apropriados como, por exemplo: talhas, guindastes ou gruas, dependendo do peso próprio da estrutura e do espaço disponível para movimentações de montagem. A Figura 3.55 apresenta uma seqüência de montagem de estrutura por içamento, técnica que também é denominada de *LIFT-SLAB*.



Figura 3.55 - Técnica *LIFT-SLAB* de montagem para treliças espaciais

Obviamente, é comum empregar-se diferentes técnicas de montagem numa mesma obra, são as denominadas técnicas mistas.

Um exemplo bastante interessante de montagem é o centro de convenções do Anhembi em São Paulo, onde a estrutura com peso total de 650t e dimensões em planta de 260m x 260m, foi totalmente montada no solo, sendo posteriormente içada e conectada aos pilares a 14m de altura. O içamento da estrutura durou cerca de 27 horas.

Ressalta-se que a treliça espacial deve ser verificada para uma situação transitória de montagem quando for utilizada a técnica *LIFT-SLAB*, pois podem surgir esforços importantes na estrutura durante o içamento.

3.6.5.4 Acabamento, proteção e pintura

O tipo de acabamento e proteção superficial das barras e nós tem relação direta com os custos de manutenção e o aspecto estético da estrutura. Vários métodos de acabamento superficial podem ser utilizados; os mais comuns são a pintura eletrostática, a pintura por imersão e a galvanização. Esses processos podem ser totalmente automatizados aumentando a produtividade.

A proteção mais eficiente contra a corrosão atmosférica é a galvanização, que consiste no recobrimento das barras de aço com uma camada de zinco, metal que tem boas propriedades de proteção catódica.

Para realizar a galvanização é necessário mergulhar a peça de aço em banho de zinco fundido, garantindo proteção em ambas as faces no caso das seções tubulares; esse processo limita o comprimento das barras.

Os elementos de aço galvanizado possuem uma coloração acinzentada exigindo, em alguns casos, uma pintura de acabamento para melhorar o aspecto visual da estrutura.

O alto custo da galvanização tem levado à utilização de aços de alta resistência a corrosão (aços patináveis), com uma pintura de acabamento.

A pintura pode ser simplesmente de acabamento, como nas situações citadas anteriormente ou, atuar na proteção da estrutura contra corrosão atmosférica. A aplicação da tinta pode ser por imersão ou pintura eletrostática. Na primeira, as dimensões das peças são um fator limitante, mas consegue-se proteger as duas faces de um perfil tubular, que é a seção mais freqüentemente utilizada em treliças espaciais. Ao contrário da pintura eletrostática, onde não se consegue proteger ambas as faces de uma seção tubular.

Em geral, as peças são pré-pintadas nas fábricas e, devidamente protegidas, são transportadas até o local da montagem.

Vale ressaltar que, independente do método de proteção, a superfície deve ser devidamente preparada antes de receber o revestimento para que este tenha eficiência garantida.

Mais detalhes sobre proteção e pintura de estruturas metálicas em geral, abordando desde a preparação da superfície, tipos e composição das tintas e métodos de aplicação, podem ser encontrados em DIAS (1997).

ANÁLISE NUMÉRICA: METODOLOGIA

capítulo

4

Neste capítulo, apresenta-se a metodologia empregada na análise numérica das estruturas e dos nós típicos estudados neste trabalho. Para avaliar a metodologia proposta foram analisadas, numericamente, estruturas ensaiadas por outros autores.

A análise teórica das estruturas foi realizada segundo duas abordagens. A primeira análise objetivava avaliar o comportamento global da estrutura, por meio de modelos de análise que melhor representassem este comportamento e, ao mesmo tempo, fossem de fácil aplicação.

A segunda análise numérica é direcionada para o comportamento local do sistema de ligação "nó típico", buscando-se avaliar, por meio de modelos com elementos finitos de casca da ligação, a distribuição de tensões na região nodal e o processo de transferências de esforços nas barras que concorrem no nó.

4.1 ANÁLISE NUMÉRICA DOS PROTÓTIPOS

A análise numérica das treliças foi realizada via MEF utilizando o programa Ansys. Além da comparação com resultados experimentais, essas análises têm como objetivos: aferir a validade dos modelos mecânicos normalmente utilizados e incluir nestes modelos algumas características da estrutura para tornar seus resultados mais próximos dos obtidos experimentalmente.

Com o objetivo de obter a melhor representatividade do modelo teórico, inicia-se as análises por um modelo mais simples, que é a treliça ideal em

análise elástica linear, e sucessivamente incorpora-se a esse modelo características específicas de cada tipologia estrutural, tais como:

1. Excentricidades nas ligações;
2. Variação de inércia nas barras;
3. Não-linearidade física;

Desta forma, é possível identificar quais fatores têm maior influência no comportamento de cada uma das tipologias de treliças espaciais, não podendo ser negligenciados na sua modelagem.

Baseado nas características citadas acima, que foram identificadas como as mais significativas para a resposta global das treliças espaciais, foram considerados os seguintes modelos de análise:

Modelo 1: treliça ideal;

Modelo 2: pórtico espacial;

Modelo 3: pórtico espacial incluindo variação de seção nas extremidades das barras;

Modelo 4: pórtico espacial incluindo excentricidades nas ligações;

Modelo 5: pórtico espacial incluindo variação de seções nas extremidades das barras e excentricidade nas ligações.

Em cada um dos cinco modelos descritos anteriormente foram considerados os efeitos da não-linearidade física do material.

4.1.1 Elementos finitos utilizados

Os elementos finitos utilizados na análise são os seguintes:

LINK8 - com três graus de liberdade por nó (translações) e capacidade para grandes deformações e plastificação - Figura 4.1. Para este elemento deve-se fornecer a área da seção transversal d e o modelo constitutivo do material.

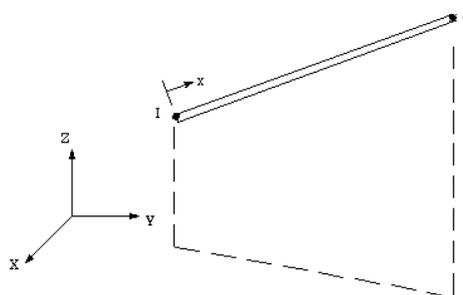


Figura 4.1– Elemento finito link 8 - Fonte: Ansys manual

BEAM24 – Possui seis graus de liberdade (três translações e três rotações) com capacidade para grandes deformações e plastificação. O elemento

permite que se componha por meio de segmentos de reta, qualquer tipo de seção, aberta ou fechada - Figura 4.2.

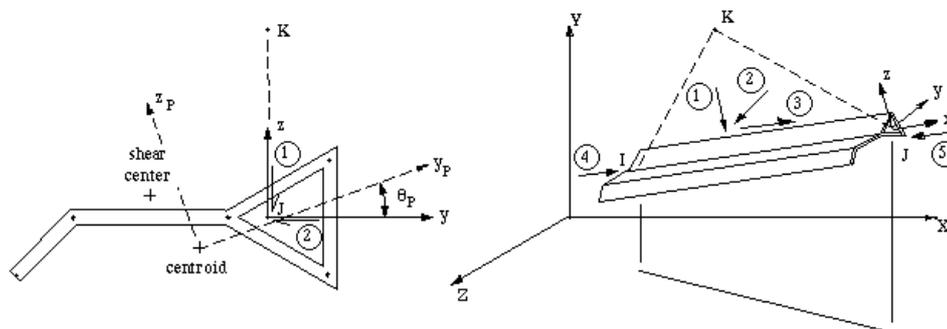


Figura 4.2- Elementos finitos BEAM24 - Fonte: Ansys manual

Para compor a seção transversal é necessário informar ao programa as coordenadas de todos os pontos (em um número máximo de 20 pontos) da seção, em relação ao eixo local da barra. Em cada um destes pontos é possível calcular tensões e deformações.

Por um lado, esta característica do elemento torna mais adequada a avaliação da geometria da seção transversal, por outro lado, limita as análises pelo exaustivo trabalho de entrada de dados, pois caso seja necessário alterar a inércia de uma determinada seção é preciso que se modifiquem todas as coordenadas que formam esta seção. Vale ressaltar que na biblioteca do Ansys não existe um elemento de pórtico espacial (seis graus de liberdade por nó) que suporte análises não-lineares, cuja entrada de dados sejam os valores numéricos das propriedades geométricas da seção transversal.

PIPE 20 – Elemento finito com seis graus de liberdade com capacidade para grandes deslocamentos e plastificação. É utilizado somente para barras com seção transversal tubular - Figura 4.3.

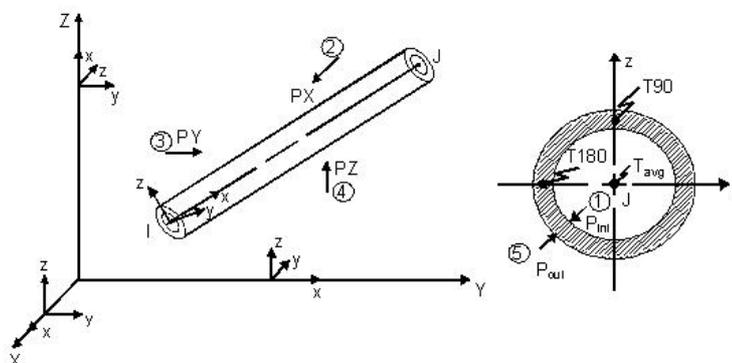


Figura 4.3 - Elementos finitos PIPE 20 - Fonte: Ansys manual

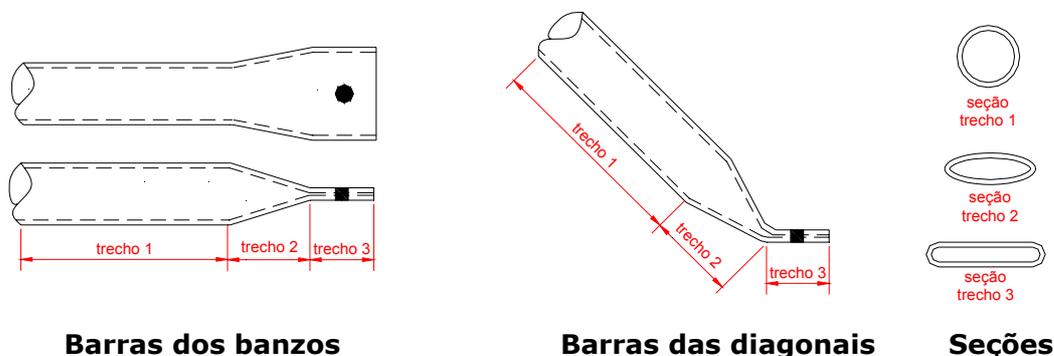
Com o elemento PIPE20 é possível determinar tensões em pontos da seção transversal a cada 45°.

4.1.2 Variação de seção nas extremidades das barras

Em nós típicos e em nós de aço a variação de seção é obtida por estampagem ou amassamento das extremidades das barras. No processo de estampagem as seções transversais da extremidade podem assumir configurações geométricas bastante variadas dependendo do tipo de ferramenta utilizada e das dimensões do tubo, o que dificulta a determinação das propriedades geométricas destas seções.

Em nós com chapa de ponteira a variação de seção é resultado da utilização de chapas de ponteira soldada nas extremidades da barra. Nas ligações com chapa de ponteira as propriedades geométricas (principalmente o momento de inércia) das seções da extremidade da barras são facilmente determinadas, uma vez que se conheçam as dimensões e espessuras das chapas de ligação e da barra de seção tubular circular.

A variação de inércia nas barras estampadas foi considerada de modo simplificado, tendo em vista a dificuldade de se levantar a forma da seção na região amassada dos tubos. Deste modo, as barras foram divididas em três trechos conforme a Figura 4.4.



Barras dos banzos

Barras das diagonais

Seções

Figura 4.4 – Variação de inércia nas barras

O trecho 3 corresponde à extremidade amassada (estampagem reta), o trecho 1 ao tubo de seção circular. O trecho 2 foi discretizado com dois elementos, acompanhando a média da variação de inércia (Figura 4.5) da barra.

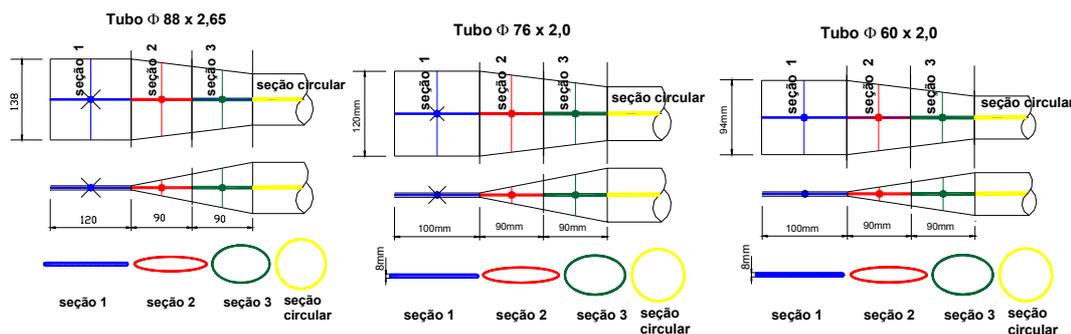


Figura 4.5 – Discretização das extremidades das barras

Foram medidos, nas barras tubulares, dois diâmetros em cada seção transversal sendo sua forma aproximada por uma elipse.

4.1.3 Excentricidade nas ligações

Para considerar as excentricidades que ocorrem no nó típico, na modelagem das barras das diagonais, foi modelado o trecho dobrado conforme a geometria das extremidades das barras como mostra a Figura 4.6.

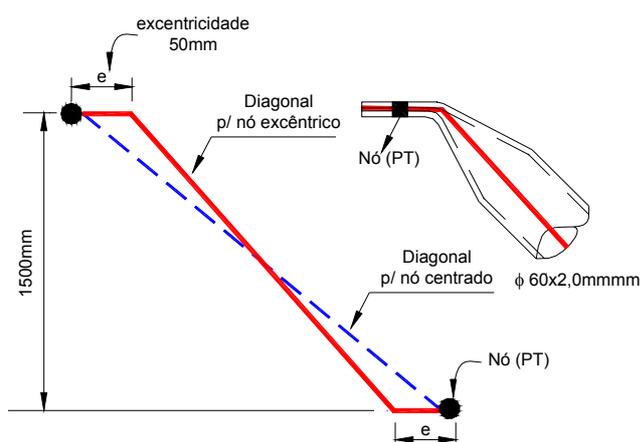


Figura 4.6 – Modelagem das excentricidades no nó típico

A excentricidade vertical devido a superposição das barras foi desprezada nesta modelagem, pois as mesmas têm valores reduzidos e são menos significativas que as excentricidades provenientes das diagonais dobradas.

A Figura 4.7 apresenta o aspecto da região nodal, com dimensões reais, após a discretização das extremidades das barras com elementos BEAM 24.

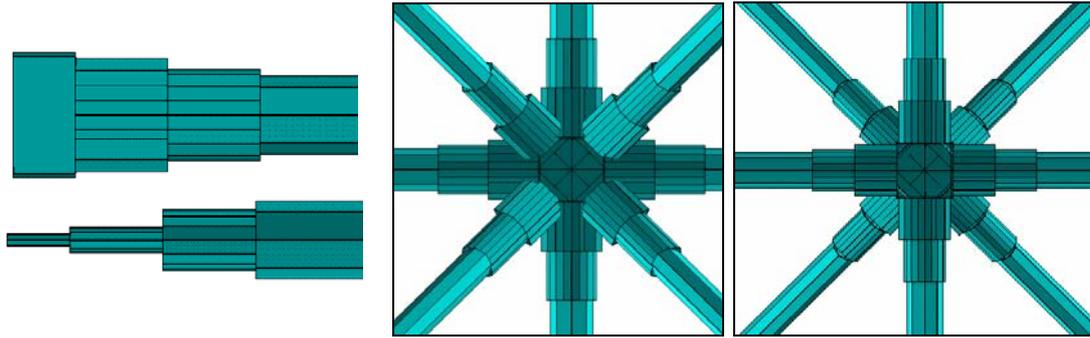


Figura 4.7 – Aspecto da região nodal com elementos Beam 24

4.1.4 Não-linearidade física

Existem, na literatura, várias propostas de diagrama tensão x deformação para as barras de treliças espaciais, como as apresentadas por MADI(1984) e EI-SHEIKH(1997). O diagrama tensão x deformação apresentado na Figura 4.8 e utilizado por EI-SHEIKH(1997) tem se mostrado o mais adequado para o comportamento das barras de treliças espaciais.

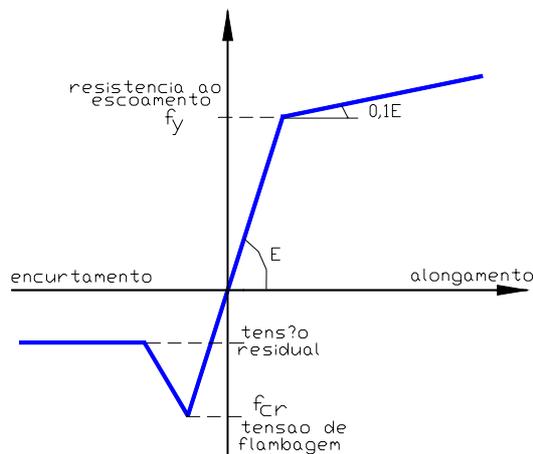


Figura 4.8 – Diagrama tensão x deformação EL-SHEIKH(1997)

Como pode se observar na Figura 4.8, o modelo constitutivo de EI-SHEIKH(1997) apresenta comportamento diferente na tração e compressão, considerando um modelo bilinear com encruamento positivo para a tração e um trilinear com encruamento negativo para a compressão simulando a perda de rigidez devido à flambagem da barra.

O programa Ansys só admite, para os elementos que serão utilizados, diagramas tensão x deformação simétricos na tração e compressão e impede também a utilização de encruamento negativo. Para contornar essas limitações foram utilizados diagramas tensão x deformação diferentes para os elementos tracionados e comprimidos - Figura 4.9.

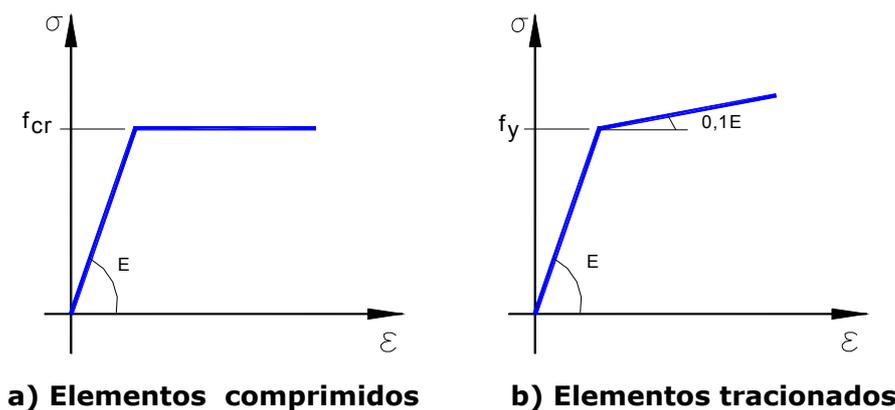


Figura 4.9 – Diagramas tensão x deformação para análises dos protótipos

Para os elementos tracionados admite-se um diagrama tensão x deformação com encruamento positivo e início da plastificação para níveis de tensões correspondentes a resistência ao escoamento do aço. Já nos elementos comprimidos são empregados modelos constitutivos elasto-plástico perfeito com plastificação iniciando-se quando o elemento atinge a tensão correspondente à capacidade resistente à compressão, determinada segundo a NBR-8800(1986), sem considerar a variação de inércia na barra.

4.1.5 – Avaliação da metodologia de análise

Para avaliar a metodologia de análise proposta para as treliças espaciais e excluir ou adicionar alguns modelos, foram analisadas as treliças espaciais ensaiadas experimentalmente por MAIOLA(1999) e EI-SHEIKH(1993).

As estruturas analisadas por MAIOLA(1999) eram constituídas por elementos tubulares de seção circular com dimensões em planta de 7,5m x 7,5m e altura de 1,5m, em aço SAC 41($f_y=250\text{MPa}$; $E=20500\text{kN/cm}^2$). Essas estruturas são denominadas PROT 1 e PROT 2, onde foram utilizados nós típicos e PROT 3 onde foram utilizados nós de aço. A Figura 4.10 apresenta a geometria das estruturas ensaiadas e o detalhe dos nós.

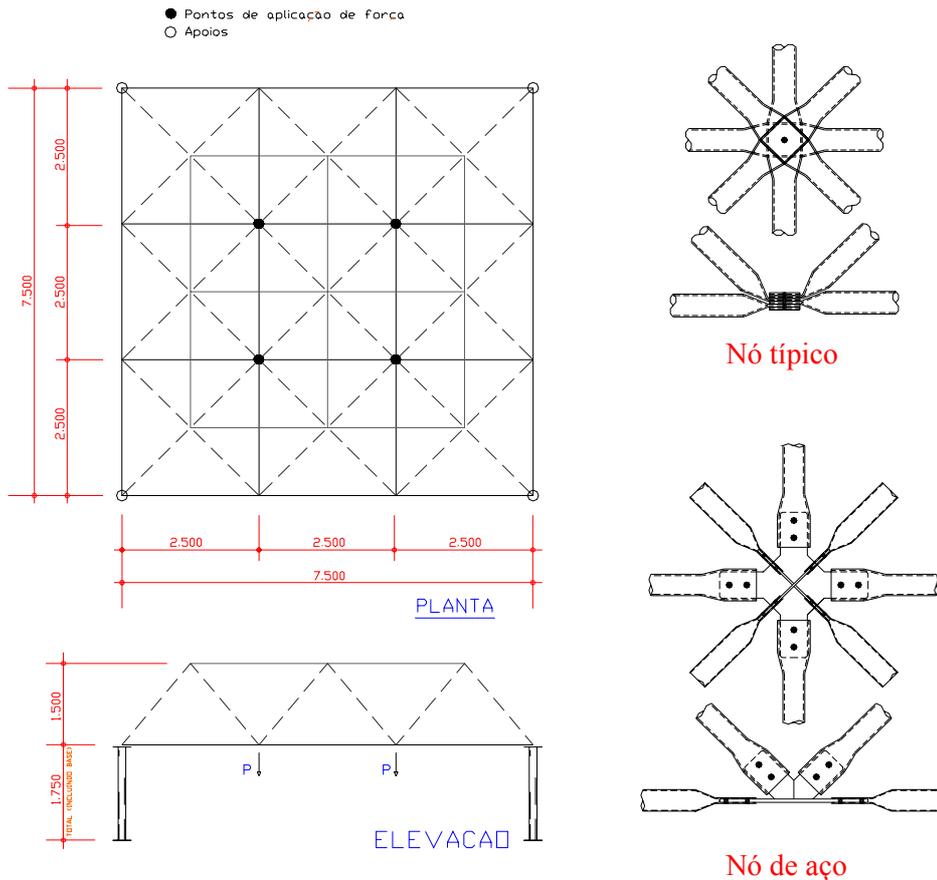


Figura 4.10 – Treliças espaciais ensaiadas por MAIOLA(1999)

Na Tabela 4.1 estão as dimensões das barras utilizadas nos PROT 1, PROT 2 e PROT 3 com as respectivas resistências teóricas a compressão, admitindo seção constante, variação de seção nas extremidades e as propriedades nominais do aço.

Tabela 4.1 – Barras dos protótipos PROT 1, PROT 2 E PROT 3

Seção	Posição	Comp. (mm)	Esbeltez	N_n (kN)	N_n^* (kN)
ϕ 60x2,0	Diagonal	2318	95,5	46,09	41,2
ϕ 76x2,0	Diagonal	2318	88,5	79,7	71,0
ϕ 76x2,0	Banzos	2500	113	73,6	66,5
ϕ 88x2,65	Diagonal	2318	77	136,7	116,7
ϕ 168x8,0	Pilares	1500	27	968,7	-

N_n^* - Força normal resistente considerando o efeito da variação de seção nas extremidades da barra.

A treliça espacial TRUSS1 analisada experimentalmente por El-SHEIKH(1993) e apresentada na Figura 4.11, possui dimensões em planta de 4,0m x 4,0m e altura de 0,57m, com nó Mero nas ligações.

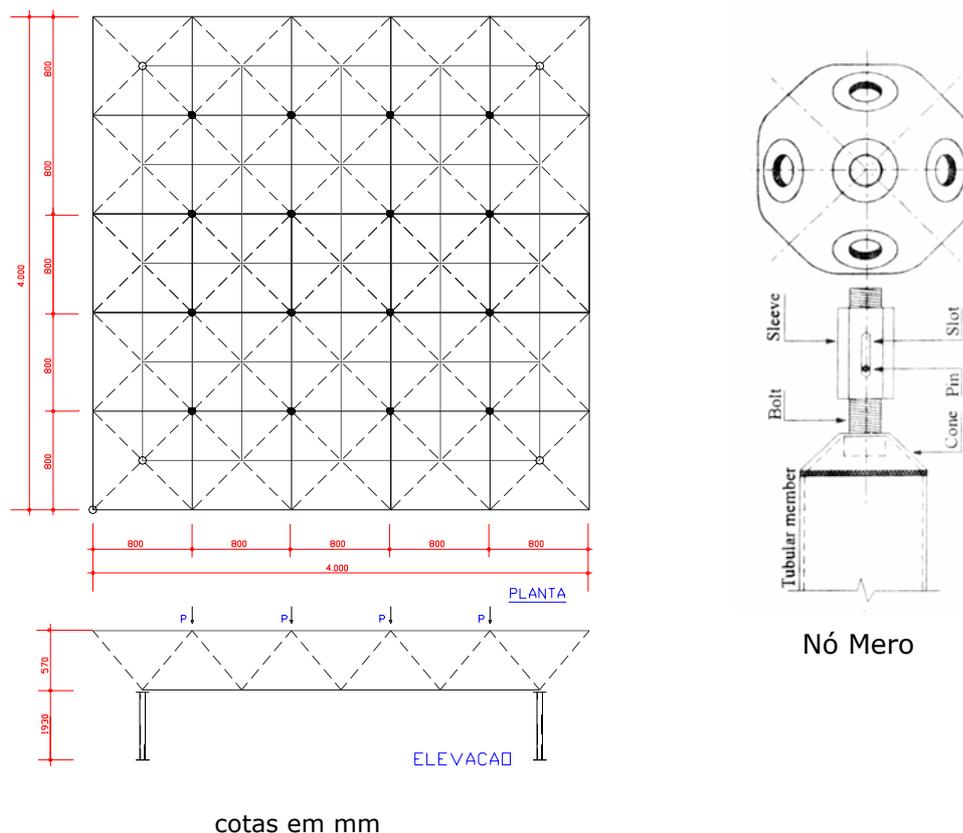


Figura 4.11 – Treliça espacial ensaiada por EI-SHEIKH(1993).

O Material utilizado na treliça TRUSS 1 foi aço com resistência ao escoamento $f_y = 300\text{MPa}$. A Tabela 4.2 apresenta um resumo das características das estruturas analisadas numericamente para a avaliação da metodologia proposta.

Tabela 4.2 – Resumo das estruturas analisadas

Treliça	Seções dos elementos			Ligações	Dimensões (m)	
	banzo	Diagonal	Diag. apoio		Planta	Altura
PROT1	$\phi 76 \times 2,0$	$\phi 60 \times 2,0$	$\phi 88 \times 2,65$	Nó típico (excêntrico)	7,5x7,5	1,5
PROT2	$\phi 76 \times 2,0$	$\phi 60 \times 2,0$	$\phi 76 \times 2,0$	Nó típico (excêntrico)	7,5x7,5	1,5
PROT3	$\phi 76 \times 2,0$	$\phi 60 \times 2,0$	$\phi 88 \times 2,65$	Nó de aço (centrado)	7,5x7,5	1,5
TRUSS1	U51x38x6,4	$\phi 28 \times 1,68$	$\phi 60 \times 3,2$	Nó Mero	4,0x4,0	0,57

Os gráficos das figuras subsequentes apresentam os resultados teóricos, segundo os modelos propostos neste trabalho, em comparação com os resultados experimentais obtidos por MAIOLA(1999) e EI-SHEIKH(1993).

TRELIÇA ESPACIAL PROT1 E PROT2

O gráfico da Figura 4.12 apresenta uma comparação entre os resultados de deslocamentos experimentais dos protótipos PROT1 E PROT2 e os obtidos pela simulação numérica em análise elástica linear, segundo os modelos 1 a 5.

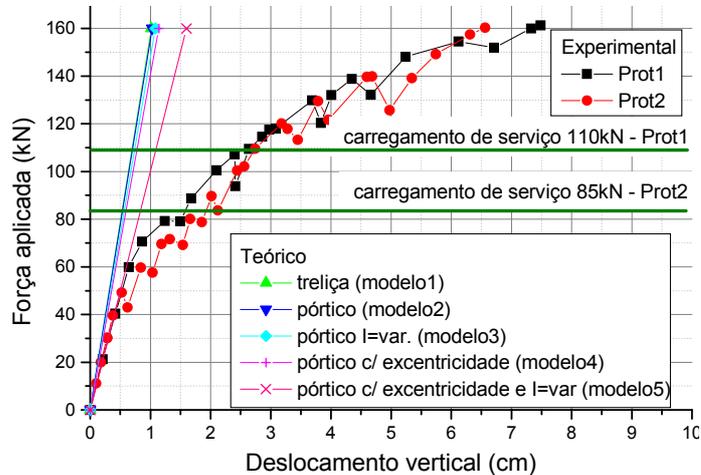


Figura 4.12 – Análise linear - deslocamentos teóricos x experimentais PROT1 E PROT2

Como pode-se observar no gráfico da Figura 4.12 o comportamento da estrutura é fortemente não-linear, mesmo para os carregamentos iniciais, e os modelos lineares utilizados são muito deficientes para acompanhar este comportamento. O *modelo 5 (excentricidade e variação de inércia)* se aproxima dos resultados experimentais no trecho inicial da curva, que corresponde a 40% do *carregamento de serviço*¹ da estrutura. Este fato demonstra a importância das excentricidades e variações de seção na modelagem do comportamento de treliças espaciais com nós típicos.

No gráfico da Figura 4.13 são apresentados os resultados de deslocamentos incluindo a não-linearidade física, descartando o modelo 1 (treliça) pois é fácil perceber a influência da rigidez das barras nos deslocamentos da estrutura bem como no carregamento último.

¹ O carregamento de serviço foi definido como o carregamento que causa nas barras mais solicitadas da estrutura esforços normais correspondentes a 50% de sua capacidade resistente.

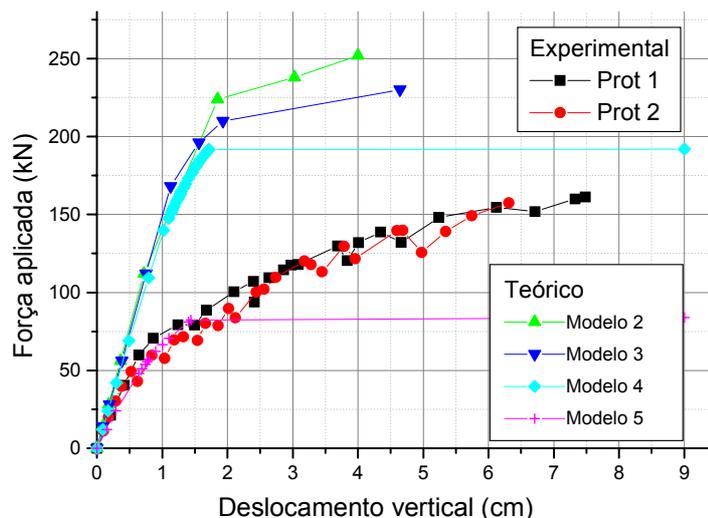


Figura 4.13 - Análise não-linear - deslocamentos teóricos x experimentais PROT1 E PROT2

Mais uma vez, conforme o gráfico da Figura 4.13, o *modelo 5(excentricidade e variação de inércia)* é o que conduz a melhores resultados, porém, não consegue descrever a curva força aplicada x deslocamento até o carregamento último, resultando em força última teórica 50% inferior a experimental. Este fato pode ser atribuído à baixa rigidez à flexão das barras na região nodal, incapazes de absorver os momentos fletores advindos das forças excêntricas nos nós.

SOUZA (1998) já havia observado que em treliças com nós típicos a rigidez das barras no trecho nodal assume um valor de difícil avaliação, que situa-se entre a rigidez de uma barra isolada com extremidade estampada e o somatório das rigidezes de todas as barras que concorrem no nó.

Resultados experimentais mostram que o colapso em treliças com nós típicos não está associada à flambagem das barras e sim ao colapso da ligação por excesso de deformação. Além disso, observam-se tensões na região da estampagem superiores à tensão de escoamento do material. Portanto, o modelo constitutivo apresentado na Figura 4.9 não é coerente. A execução da estampagem na extremidade das barras introduz importantes tensões residuais na seção transversal, assim sendo, passa-se a adotar, para as barras de treliça com nós típicos, o modelo constitutivo apresentado na Figura 4.14 para barras tracionadas e comprimidas. A resistência do aço, nesta região, também é alterada em função do trabalho a frio necessário para executar a estampagem.

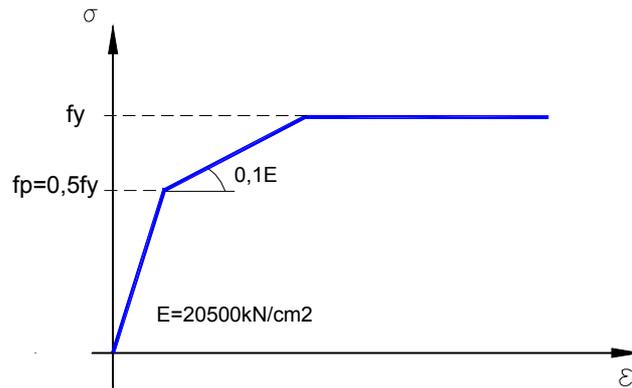


Figura 4.14 modelo constitutivo para barras de treliças com nós típicos

O gráfico da Figura 4.15 apresenta resultados de força aplicada x deslocamento, obtidos com o *modelo 5 (excentricidade e variação de inércia)*, utilizando-se o diagrama tensão x deformação da Figura 4.14.

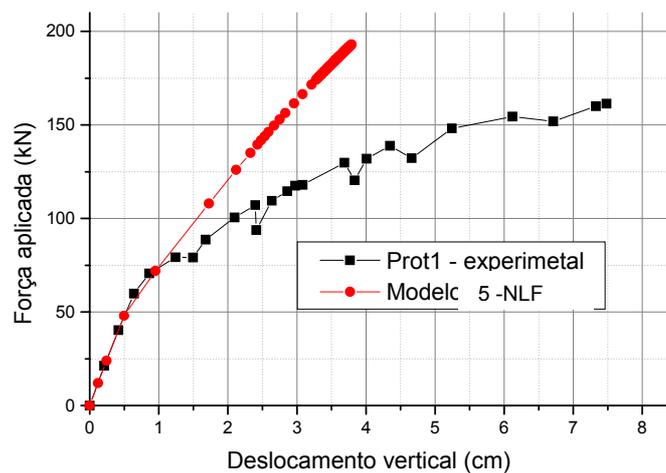


Figura 4.15 – Análise não-linear (NLF) - deslocamentos verticais – modelo 5 (excentricidade e variação de inércia) com o diagrama tensão x deformação da Figura 4.14

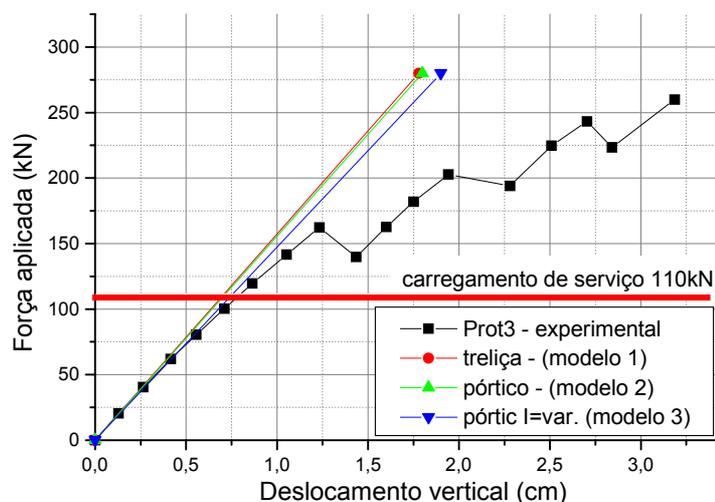
Neste caso, a força teórica última resultou maior que experimental e os deslocamentos praticamente coincidiram para forças aplicadas correspondentes a 50% do carregamento último. Acima destes níveis de carregamento os deslocamentos experimentais são maiores que os teóricos, confirmando a hipótese sobre a influência da rigidez a flexão das barras no trecho nodal, que se reflete na interação entre os elementos que formam o nó, incluindo barras, chapas cobrejunta e parafuso.

Nas seções centrais das barras onde foram medidas deformações, todos os modelos representaram de forma satisfatória o comportamento da estrutura,

com diferenças insignificantes entre tensões/deformações teóricas e experimentais.

TRELIÇA ESPACIAL PROT3

O gráfico da Figura 4.16 apresenta uma comparação entre os resultados de deslocamentos experimentais do protótipo PROT3 e os obtidos pela simulação numérica, em análise elástica linear segundo os modelos 1 a 3. Os modelos 4 e 5 não se aplicam já que o nó de aço, com o qual é formado a estrutura PROT 3 não introduz excentricidades na ligação.



**Figura 4.16 - Análise linear - deslocamentos teóricos x experimentais
PROT 3**

Independente do modelo teórico pode se observar pelo gráfico da Figura 4.16 uma boa correlação entre resultados experimentais e teóricos, sobretudo para carregamentos até 60% do carregamento último da estrutura. Percebem-se, pelos resultados experimentais, acomodações na estrutura provenientes de escorregamento de parafusos, no entanto, esse fenômeno só se manifesta para carregamentos acima das condições de serviço da estrutura.

Incluindo os efeitos da não-linearidade física nos *modelo 2 (pórtico e barras com seção constante)* e *modelo 3 (pórtico e barras com variação de seção)* obtém-se os resultados apresentados no gráfico da Figura 4.17.

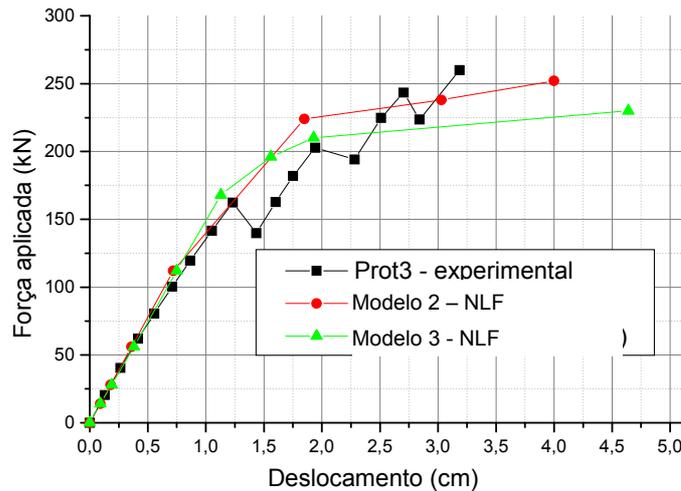


Figura 4.17 - Análise não-linear - deslocamentos teóricos x experimentais PROT 3

Os modelos 2 e 3 em análise não-linear produzem resultados satisfatórios quando comparados com os resultados experimentais.

Para o *modelo 2 (pórtico e barras com seção constante)* o carregamento último teórico resultou 2,7% inferior ao experimental e o deslocamento 20% superior.

Com o modelo 3 a diferença entre carregamento último teórico e experimental foi de 11% e para os deslocamentos verticais essa diferença aproximou-se dos 30%.

Em termos de deformações e tensões nas barras todos os modelos representaram de forma satisfatória o comportamento da estrutura, com boa correlação entre resultados teóricos e experimentais.

TRELIÇA ESPACIAL TRUSS1

O sistema Mero, utilizado na treliça espacial TRUSS 1, não introduz excentricidades na ligação e nem variações significativas de seção nas extremidades das barras, tornando a estrutura passível de análise com modelos muito simples. A Figura 4.18 apresenta os resultados teóricos para os deslocamentos verticais em comparação com os resultados experimentais.

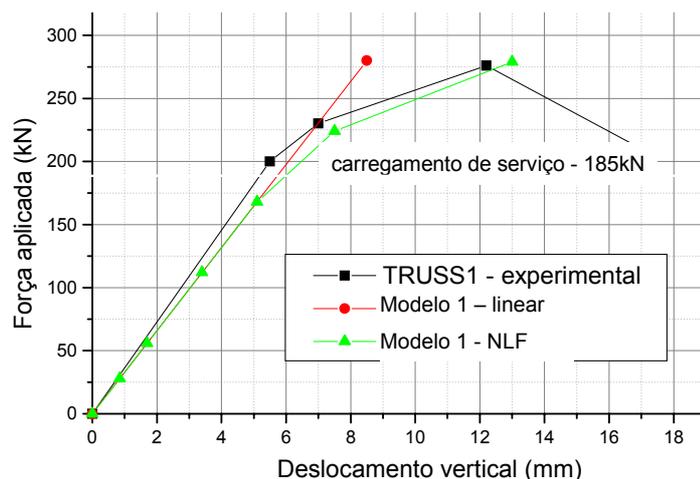


Figura 4.18 - Deslocamentos teóricos x experimentais TRUSS 1

Percebe-se, pelo gráfico da Figura 4.18, que em situação de serviço um modelo de treliça ideal é suficiente para prever os deslocamentos nodais e esforços nas barras.

Para avaliar o comportamento da estrutura até a ruína a consideração da não-linearidade do material no modelo de treliça ideal produz resultados satisfatórios quando comparados com os resultados experimentais, dispensando maiores refinamentos no modelo teórico.

4.1.6 Comparação de resultados

A Tabela 4.3 apresenta um resumo dos resultados para deslocamentos obtidos teoricamente com os modelos estudados, em regime elástico linear para carregamento de serviço, em comparação com os resultados experimentais. Lembrando que os modelos adotados são:

Modelo 1: treliça ideal;

Modelo 2: pórtico espacial;

Modelo 3: pórtico espacial incluindo variação de seção nas extremidades das barras;

Modelo 4: pórtico espacial incluindo as excentricidades nas ligações;

Modelo 5: pórtico espacial incluindo variação de seções nas extremidades das barras e excentricidade nas ligações.

Tabela 4.3 - Deslocamento teórico x experimental em serviço

Treliça analisada	Carregamento serviço (kN)	Deslocamento vertical máximo (cm)					
		Modelos					Experimental
		1	2	3	4	5	
PROT1	110	0,69	0,71	0,75	0,79	1,1	2,4
PROT2	85	0,53	0,55	0,58	0,61	0,85	2,0
PROT3	110	0,69	0,71	0,75			0,8
TRUSS1	185	0,55					0,51

As treliças espaciais com nós típicos são de difícil modelagem devido ao comportamento peculiar da ligação. O *modelo 5 (excentricidade e variação de seção nas barras)* é o que mais aproxima resultados teóricos e experimentais, no entanto, os deslocamentos verticais medidos experimentalmente são duas vezes maiores que os teóricos. Este fato chama a atenção para a ineficiência dos modelos de análise normalmente adotados mas, por outro lado, demonstra também que o desempenho do nó deve ser devidamente avaliados.

Para treliças espaciais com nós de aço todos os modelos utilizados mostraram-se satisfatórios, com diferenças entre resultados teóricos e experimentais sempre inferiores a 15%, comprovando a validade dos modelos simplificados. Para o *modelo 3*, que incorpora a variação de seção nas extremidades das barras, a diferença entre resultados teóricos e experimentais reduz-se para 6,25%.

Como já era esperado, em função comportamento da ligação, para análise de treliças espaciais com nó Mero é suficiente um modelo de treliça ideal. No exemplo desenvolvido, as diferenças entre deslocamentos experimentais e teóricos foram inferiores a 8%.

Avaliando os resultados apresentados deduz-se que para treliças espaciais com nós típicos os modelos de análise devem considerar as excentricidades inerentes a estes sistemas de ligação e a variação de inércia nas extremidades das barras, ou seja, modelo 4 e modelo 5.

Já para treliças com nó de aço bastaria utilizar o modelo 1 ou modelo 2, porém, uma modelagem mais rigorosa poderia introduzir a variação de seção nas extremidades das barras (modelo 3). Essas afirmações poderão ser verificadas comparando-se resultados teóricos e experimentais das treliças espaciais que serão ensaiadas.

4.2 ANÁLISE NUMÉRICA NÓ TÍPICO: METODOLOGIA

Neste item, apresenta-se o desenvolvimento metodológico para análise numérica das ligações em nós típicos.

A caracterização do comportamento do nó típico é de fundamental importância para o desenvolvimento deste sistema estrutural, pois permitirá impor limites de segurança para a sua utilização e a proposição de soluções para melhorar seu desempenho, tanto em estruturas novas como em estruturas existentes.

Como já foi amplamente discutido, o comportamento desta ligação é influenciado por diversos parâmetros como: excentricidades, variação de seção nas barras, escorregamento e separação entre as barras e escorregamento barra-parafuso, além disso, o fato da ligação não formar propriamente um nó, é um complicador adicional. Para avaliar este comportamento é necessário um modelo da ligação com não-linearidades físicas, geométricas e de contato.

Os estudos utilizando modelo numérico representativo destas ligações foi iniciado por VENDRAME(1999) no Departamento de estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos. VENDRAME(1999) propôs uma modelagem do nó, utilizando elementos finitos de casca (programa Ansys), que era introduzido em diferentes pontos de uma treliça espacial.

No modelo foram desprezados a separação e o escorregamento entre barras e entre barras e parafusos, que é um problema de contato com fortes não-linearidades. O autor deparou-se com grande dificuldade para gerar a geometria do modelo, resultando em excesso de elementos finitos, este problema aliado ao desempenho dos computadores utilizados na época, conduzia a processamentos de 96 horas com resultados pouco satisfatórios.

O problema da geometria e da discretização das barras foi solucionado por SOUZA et al.(2002) que reduziu sensivelmente o número de elementos finitos diminuindo o tempo de processamento e obtendo melhores resultados. Vale ressaltar que SOUZA et al.(2002) continuaram desprezando o escorregamento e separação entre barras.

4.2.1 Modelagem do nó típico

A modelagem desenvolvida neste trabalho constitui um avanço na análise de nós típicos incorporando, por meio de elementos de contato, a possibilidade de separação entre as barras. A separação entre as barras na região da ligação causa a degeneração do nó, que é uma das causas de colapso da estrutura.

Ressalta-se que o objetivo inicial é representar qualitativamente o comportamento do nó, sendo que a calibragem do modelo será objeto de estudo de trabalhos posteriores.

4.2.1.1 Geometria e malha de elementos finitos

Para construir o modelo numérico foram utilizados elementos de casca e elementos de barra da biblioteca de elementos do programa Ansys. O elemento de casca utilizado foi o SHELL 43, definido por quatro nós e a espessura - Figura 4.19.

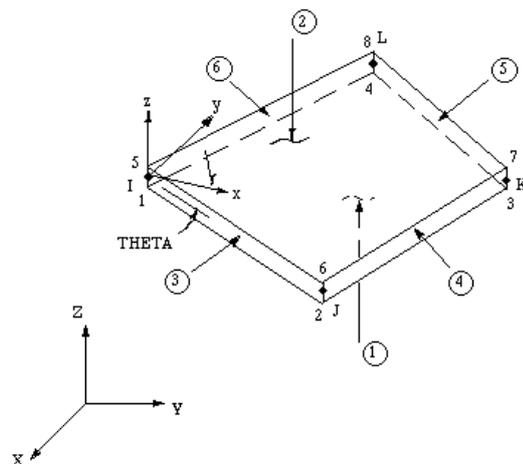


Figura 4.19 – Elemento finito SHELL 43

O elemento SHELL 43 foi utilizado na discretização das extremidades estampadas das barras que formam a ligação. Para discretização do trecho central da barra e para as demais barras da treliça utilizou-se o elemento PIPE20, já descrito anteriormente.

Para montagem do modelo foram obtidas a geometria da extremidade de cada barra que compõe a ligação, dividindo o tubo em segmentos e desenhando-os em papel milimetrado para obter as seções transversais - Figura 4.20.



Figura 4.20 – Levantamento das dimensões das seções estampadas

Em seguida, por meio de coordenadas, estes perfis foram gerados no Ansys; sobre eles foram construídas áreas que foram discretizadas com elementos de casca - Figura 4.21.

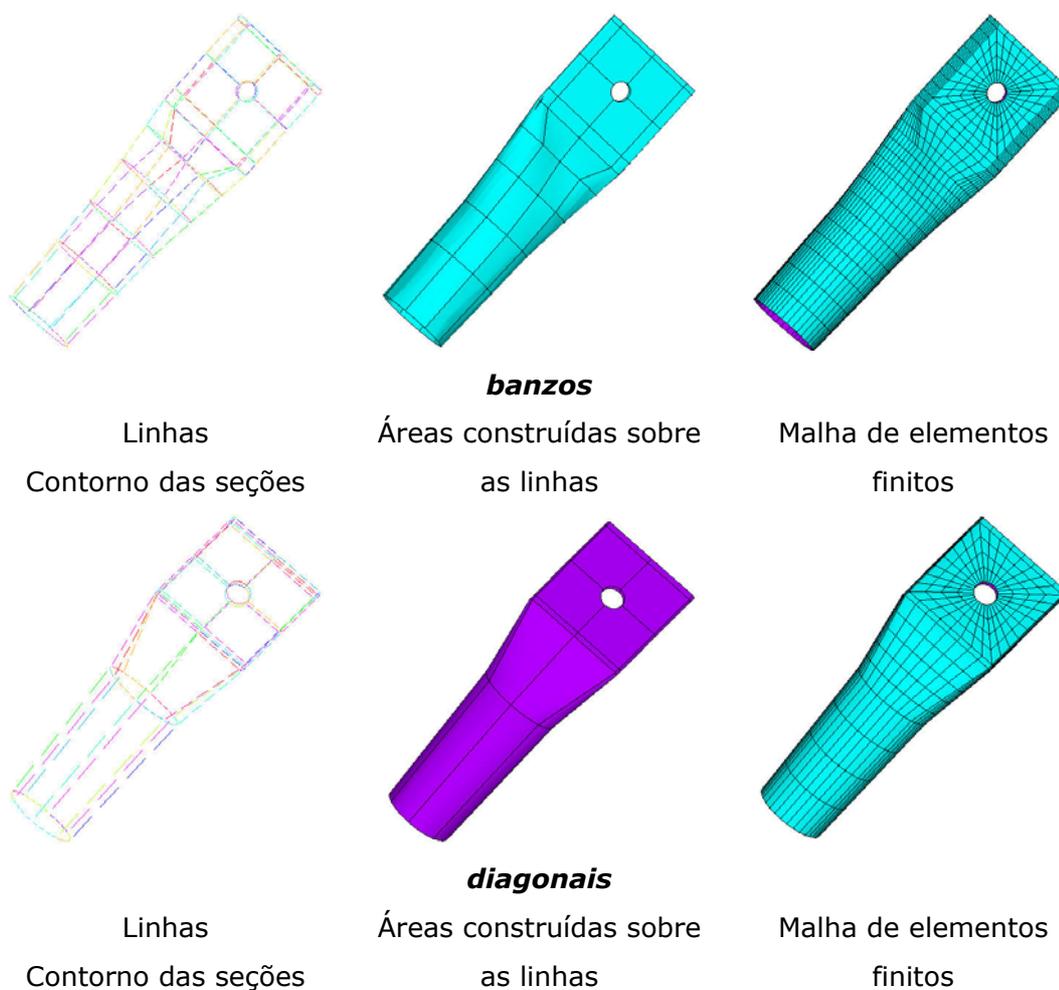


Figura 4.21- Modelagem da extremidade das barras: linhas, superfície e malha de elementos finitos.

O comprimento da extremidade modelada com elementos de casca é de 350mm. No Apêndice A (Tabela A-1 e Tabela A-2) são apresentadas as dimensões utilizadas para a discretização das barras das treliças PROT1 E PROT2.

Com as extremidades de cada barra que compõem o nó modelada é possível montar a ligação completa sobrepondo estas barras, conforme ilustra a Figura 4.22. Esta composição é realizada já com a malha de elementos finitos associadas às barras. Cada barra constitui uma componente independente onde é possível analisar os resultados em separado. A ordem de colocação das barras para formar o nó, no modelo numérico, é a mesma observada na montagem da estrutura.

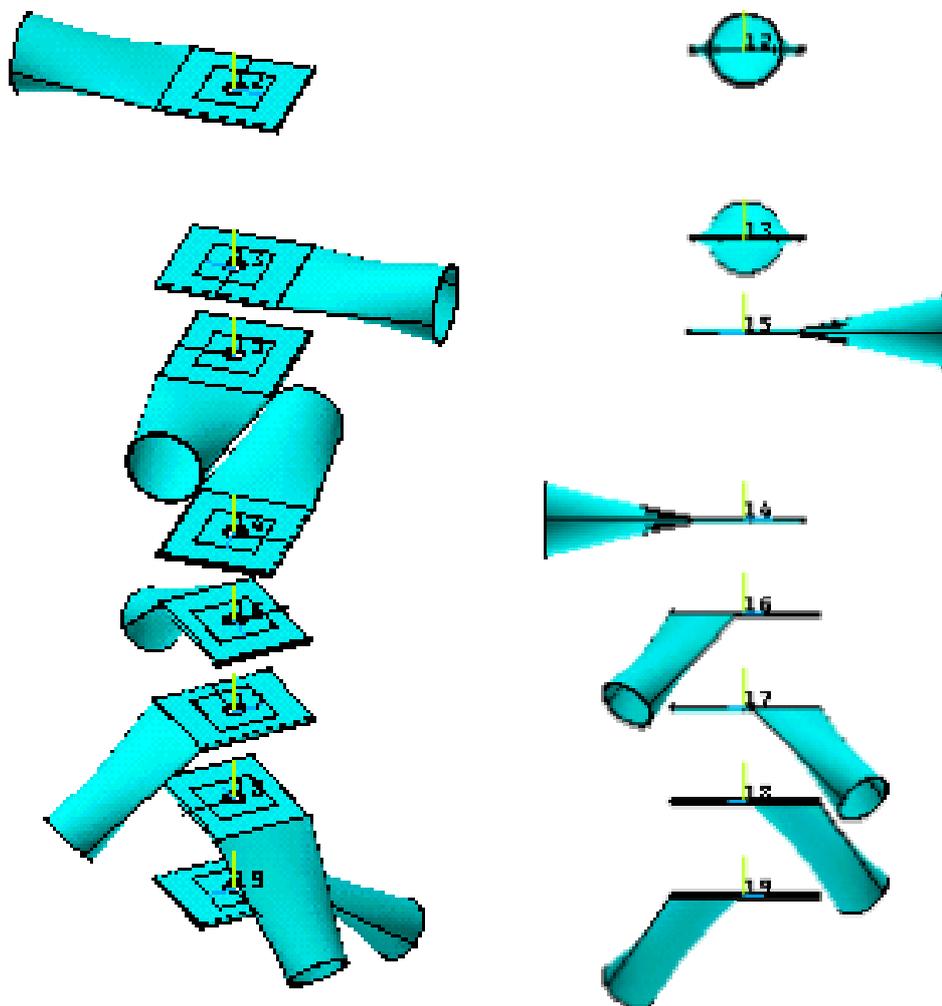


Figura 4.22 – Montagem do modelo do nó típico

Dependendo da localização do nó na estrutura pode-se ter:

- Oito barras (quatro banzos e quatro diagonais) – nó central;
- Sete barras (três banzos e quatro diagonais) – nó lateral;

- Seis barras (dois banzos e quatro diagonais) – nó canto.

Na seqüência, estes nós (ligações) são introduzidos em treliças espaciais modeladas com elementos de barra. A Figura 4.23 mostra o posicionamento e detalhes da malha de elementos finitos para um nó de canto na treliça PROT2.

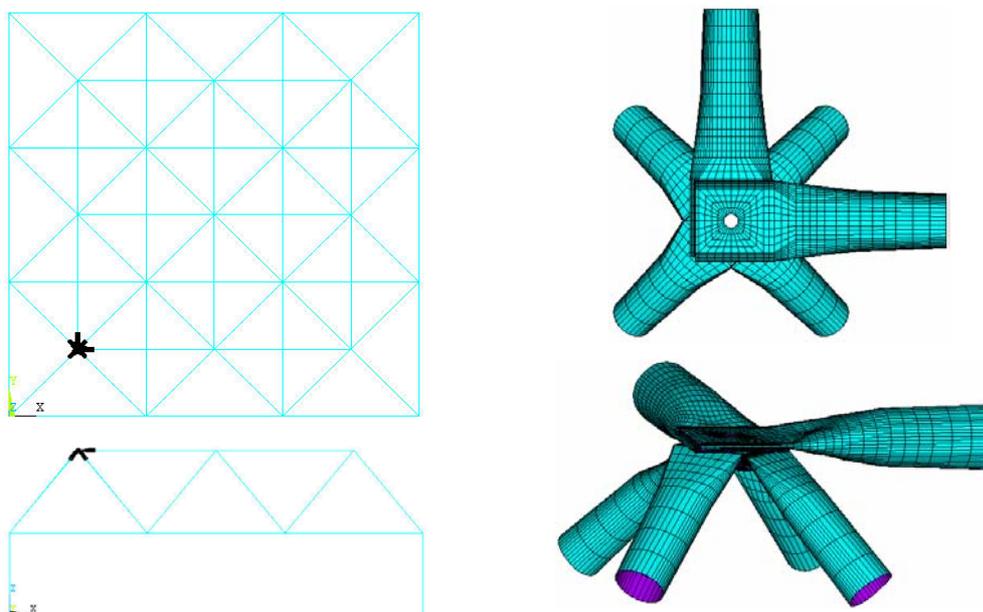


Figura 4.23 – Ligação nos vértices – nó canto PROT2

Na Figura 4.24 é possível comparar a geometria do nó na estrutura com a do modelo numérico.

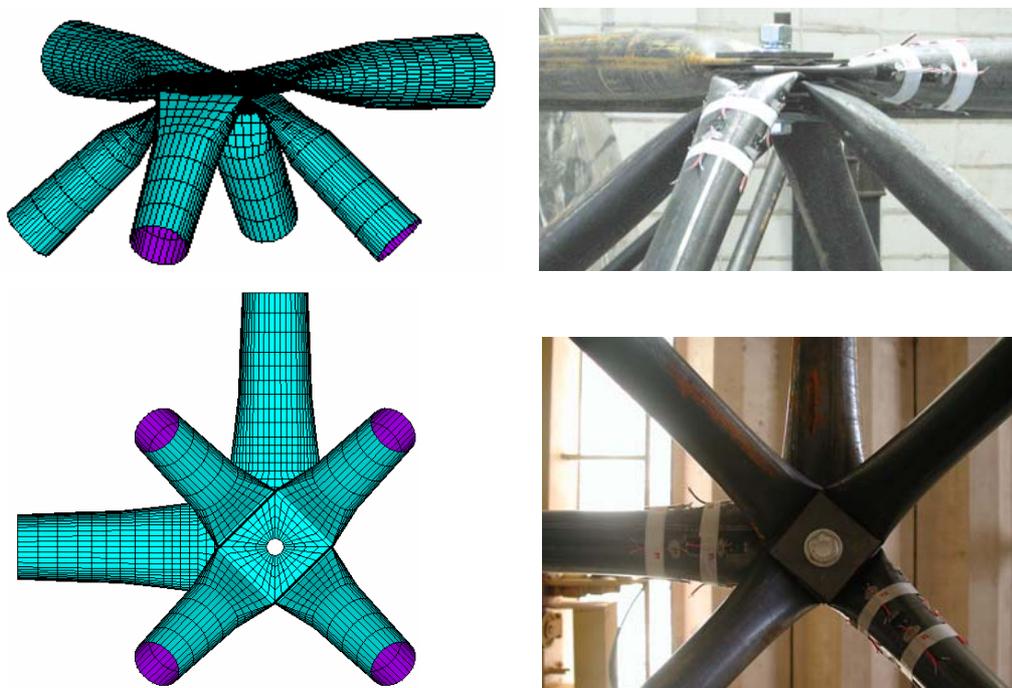


Figura 4.24 - Geometria do nó: modelo x estrutura real PROT-2

4.2.1.2 Vinculação entre as barras – problema de contato

A compatibilização entre elementos de barra e elementos de casca foi conseguida pelo acoplamento dos graus de liberdade destes elementos a um nó mestre, no centro da seção circular.

No modelo físico, as chapas cobrejuntas são responsáveis por solidarizar as barras do nó, após o aperto do parafuso, fazendo com que estas trabalhem em conjunto. A eficiência ou a confirmação desta hipótese depende da espessura da chapa cobrejunta e das barras, do aperto do parafuso (que em geral não é controlado) e da quantidade de barras no nó, de modo que só é possível considerar que as barras trabalham de forma solidária (como um elemento único) em regiões muito próximas ao parafuso.

Partindo-se deste pressuposto os nós da borda dos furos, de todas as barras, foram acoplados. Também foram acoplados os nós em torno do furo (o parafuso tem diâmetro de 19mm) compreendidos em um raio de 2cm² além da borda.

A Figura 4.25 apresenta o acoplamento entre as barras. Este acoplamento simula, de forma simplificada, o efeito do parafuso e da chapa cobrejunta, que são responsáveis por manter as barras unidas.

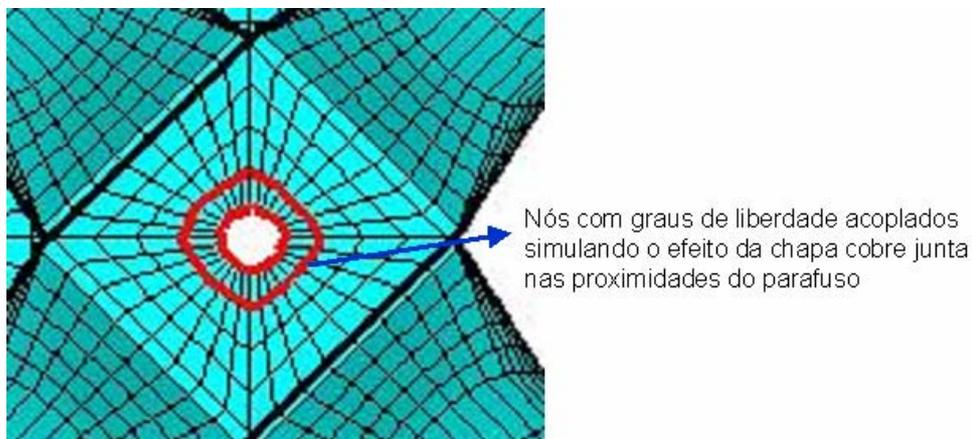


Figura 4.25 – Vinculação entre as barras no nó.

Nas regiões fora do acoplamento mostrada na Figura 4.25 existe a tendência das barras se separarem, e este é justamente uma das causas do colapso deste tipo de ligação. Este efeito é de difícil quantificação e depende de vários fatores, sendo responsável por uma parcela significativa da rigidez da

² Valor adotado em função de observações experimentais e testes numéricos.

diagonal de apoio. Sendo assim, eliminou-se as três superfícies de contato entre estas barras.

Outra simplificação consiste em eliminar as seis superfícies de contato entre as faces internas das barras. Isto foi conseguindo acoplando, aos pares, os nós superiores e inferiores das estampagens em cada uma das barras. Portanto, restaram duas superfícies de contato, uma entre a diagonal de apoio e o banzo imediatamente acima e outra entre os dois banzos, conforme ilustra a Figura 4.27.

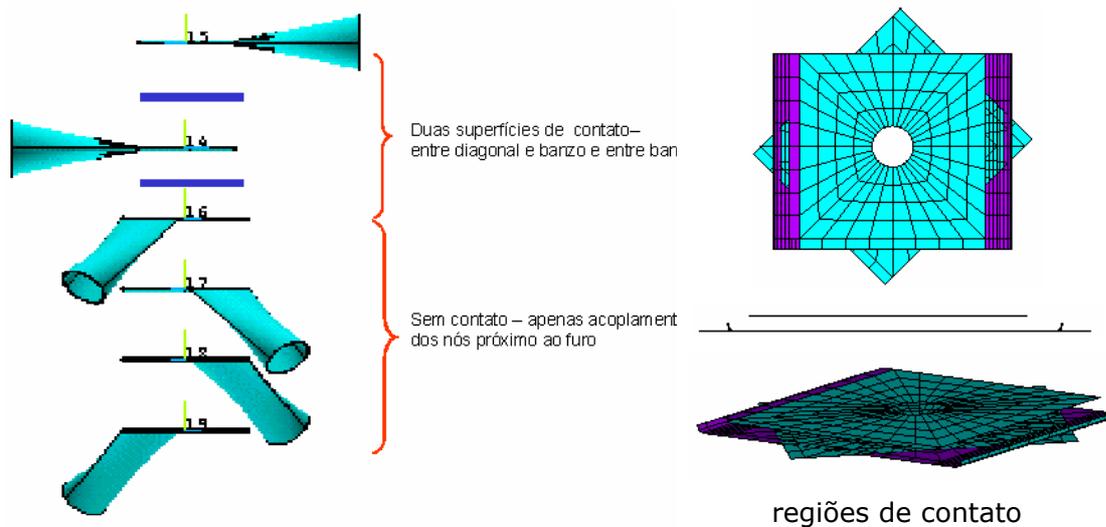


Figura 4.27 – Superfícies de contato adotadas na modelagem

O programa Ansys trabalha com pares de contato, ou seja, para cada superfície de contato deve ser criado um par de contato onde um dos componentes é denominado *CONTAT* (contato) e o outro é denominado *TARGET* (alvo), sendo associada a cada um destes componentes uma malha com elementos finitos de contato específico para o problema.

O problema em foco pode ser classificado, segundo os critérios do Ansys, em contato do tipo flexível-flexível em que os dois corpos em contato possuem rigidezes equivalentes, neste caso, e para trabalhar em conjunto com os elementos de casca Shell 43, devem ser utilizados os seguintes elementos: *CONTA173* e *TARGE170*, apresentados na Figura 4.28.

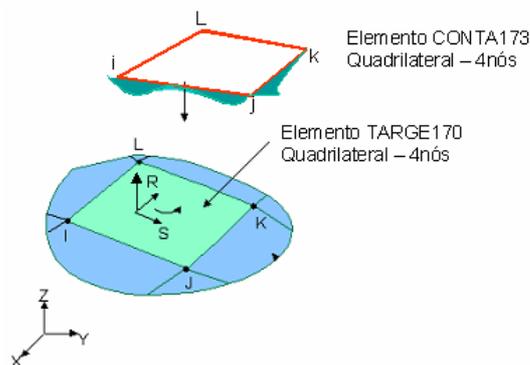


Figura 4.28 – Elementos de contato utilizado na modelagem

Os elementos de cada par de contato devem possuir as mesmas propriedades e o mesmo material. No material deve ser definido o modelo de atrito entre as superfícies em contato. Nesta modelagem não foi considerado o atrito.

Uma das propriedades mais importantes do par de contato é a rigidez de contato, denominada pelo Ansys de FKN. Esta variável é responsável pela possibilidade ou não de penetração entre os corpos em contato. Existe a possibilidade do Ansys determinar automaticamente o valor de FKN em função da rigidez, da geometria dos corpos em contato, e da malha de elementos finitos, neste caso, o valor de FKN deve ser 1, valor adotado nesta modelagem. Caso disponha-se de resultados experimentais específicos o valor de FKN pode ser calibrado adequadamente.

Ressalta-se que os resultados são alterados significativamente em função dos valores de FKN e dos demais parâmetros de contato, que devem ser adequadamente avaliados e calibrados com base em experimentações conduzidas para esta finalidade. Neste trabalho, foram adotados os parâmetros padrões recomendados pelo Ansys.

Somando-se elementos de casca, de barra e de contato tem-se um total de 11.686 elementos no modelo. Utilizando um microcomputador com dois processadores de 1GB consome-se em média 18 horas de processamento.

4.2.1.3 Critérios para análise não-linear física

O modelo constitutivo adotado para o material foi um multilinear com encruamento positivo e resistência ao escoamento equivalentes aos valores médios obtidos em ensaios de caracterização do material, Figura 4.29.

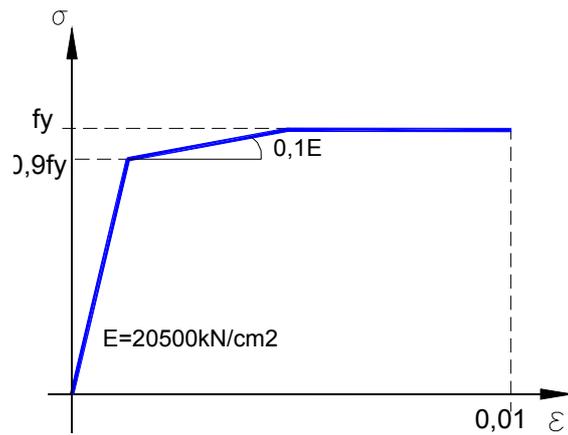


Figura 4.29 – Modelo constitutivo para análise do nó típico

O critério de resistência utilizado foi o de Von Mises, o algoritmo de solução do problema não-linear foi o Newton - Raphson com critério de convergência em força e tolerância de 10^{-3} . O carregamento foi imposto a estrutura em incrementos de 10kN por nó, sendo este incremento reduzido, automaticamente, quando necessário.

4.2.1.4 Resultados para a treliça PROT1

Como já discutido o objetivo desta análise é estudar o comportamento local da ligação. No entanto, é possível realizar algumas observações sobre o comportamento global, sobretudo quando o nó modelado é o nó crítico da estrutura, ou seja, o nó onde inicia-se o colapso.

A Figura 4.30 apresenta o modelo do nó e a malha de elementos finitos implementada para a análise da treliça PROT1.

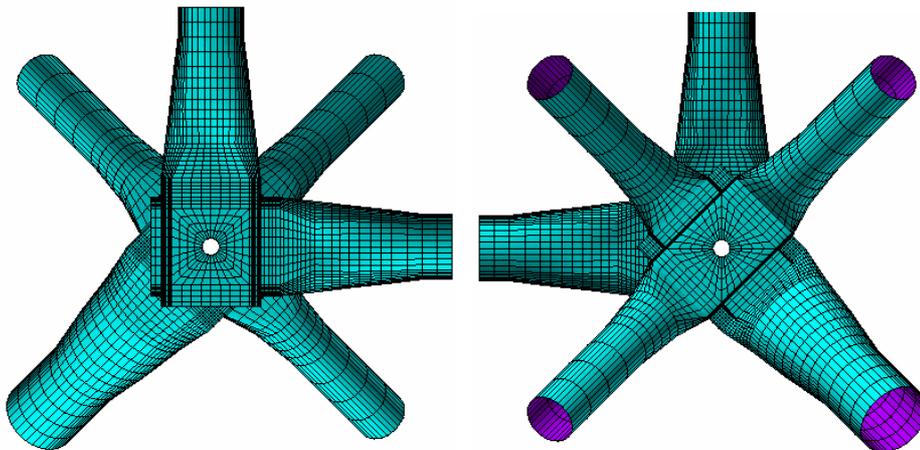


Figura 4.30 – Malha de elementos finitos para o nó da treliça PROT1.

O gráfico da Figura 4.31 apresenta os deslocamentos máximos obtidos com a análise teórica em comparação com resultados experimentais.

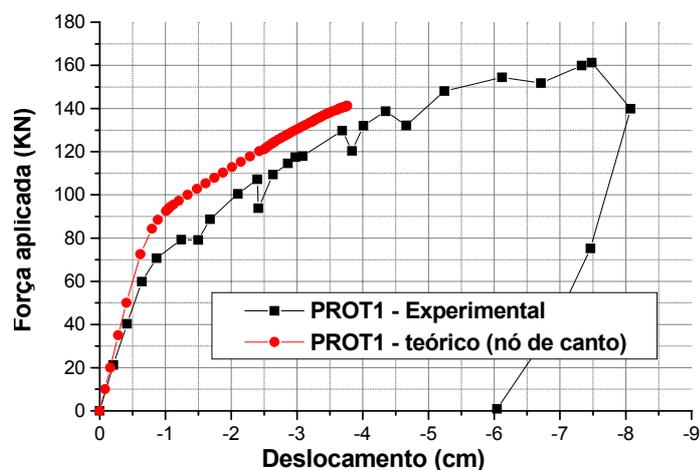
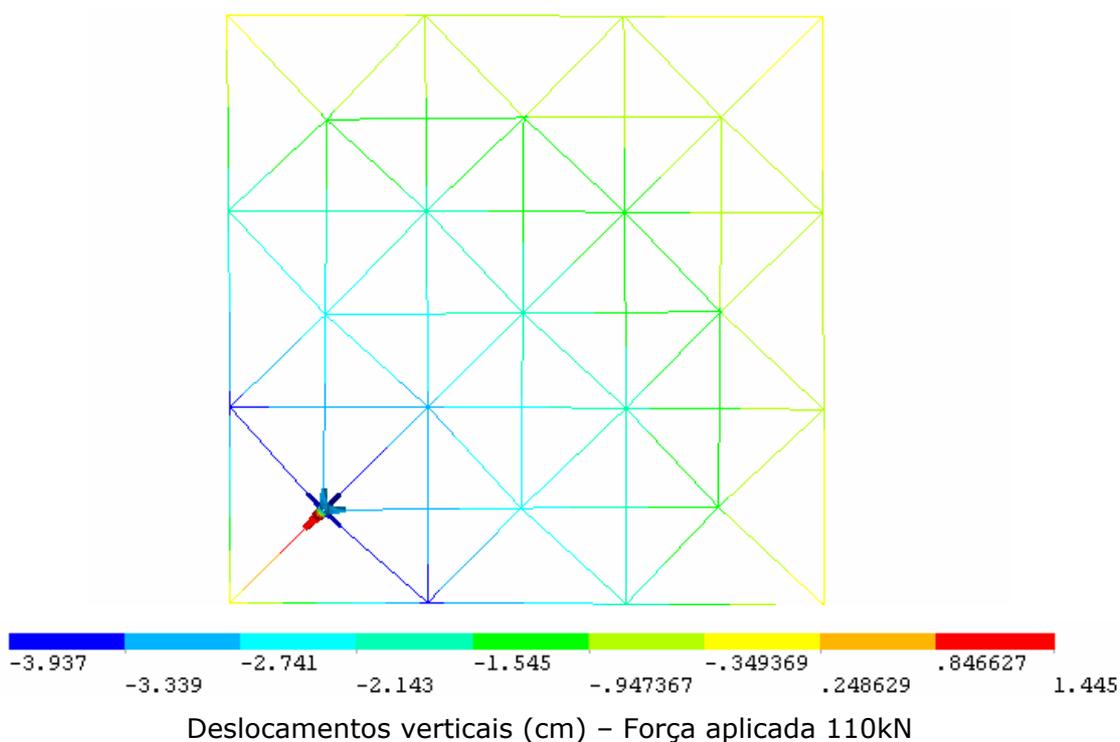


Figura 4.31 – Deslocamentos teóricos x experimentais – modelagem do nó típico.

Para o modelo com nó de canto, que é o nó por onde iniciou o colapso da estrutura, o comportamento físico é qualitativamente bem representado. O carregamento último teórico resultou 12,4% inferior que o experimental. Na Figura 4.32, apresenta-se a distribuição de deslocamentos verticais na estrutura para algumas etapas de carregamento.



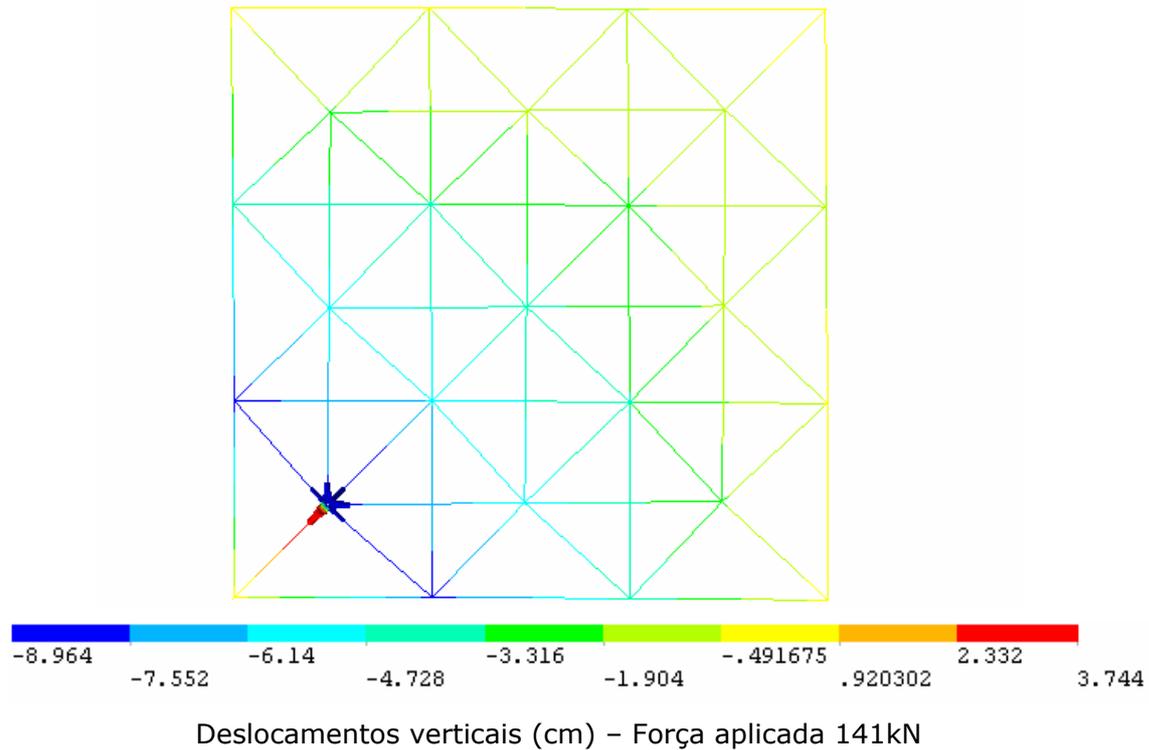
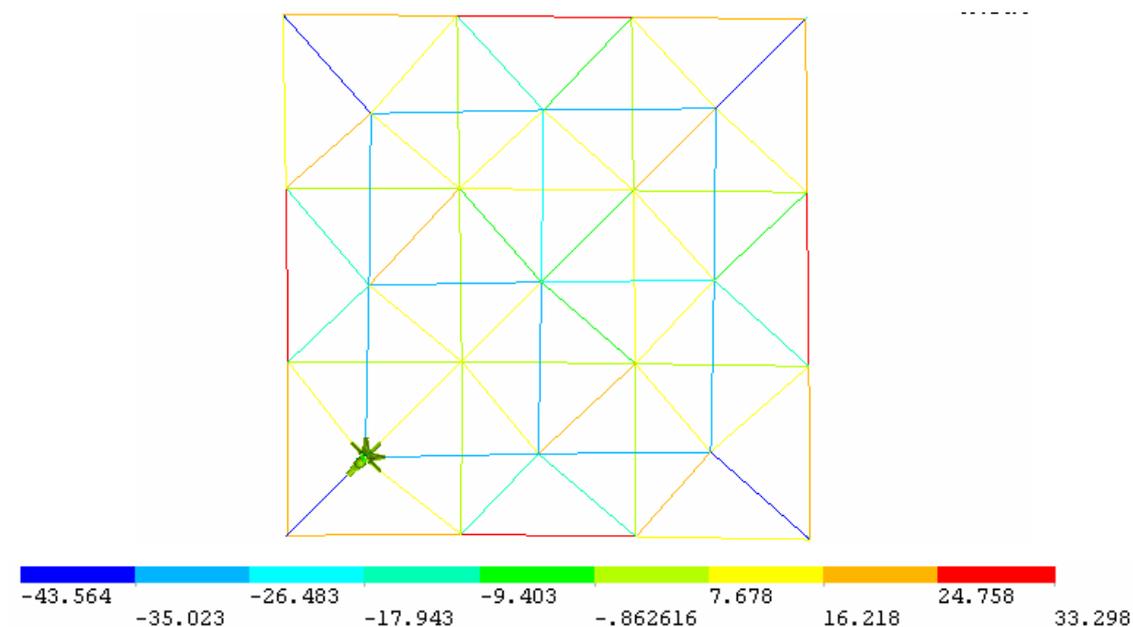


Figura 4.32 - Distribuição de deslocamentos na estrutura PROT1

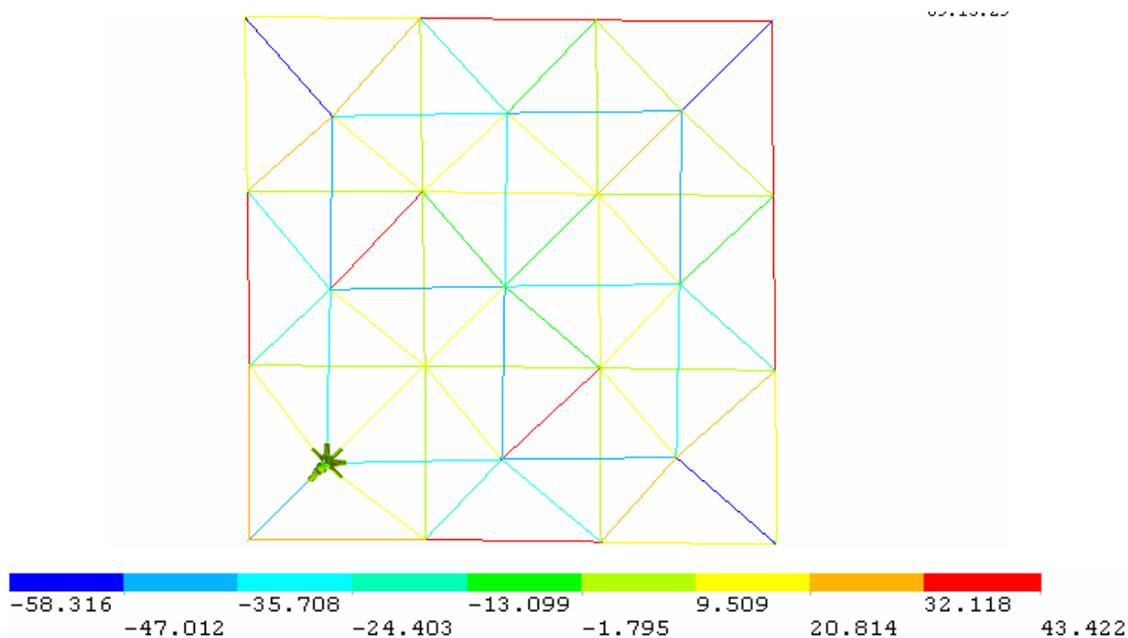
Percebe-se, como era esperado, que os deslocamentos verticais são maiores junto ao vértice onde existe o nó modelado com elemento de casca. Percebe-se também que a região estampada da diagonal tende a subir enquanto a estrutura como um todo tende a descer com o carregamento gravitacional, o mesmo comportamento foi observado experimentalmente.

Os resultados para deslocamento mostram que, mesmo concentrando a análise em apenas um nó, o modelo teórico é satisfatório para representar o comportamento da estrutura. Sobretudo para os vãos e alturas em questão (dimensões em planta de 7,5m e 7,5m e 1,5m de altura) conduzindo a relação altura/vão da ordem de 1/5, nestes casos a força cortante predomina, dificultando a distribuição de esforços e tornando críticas as diagonais de apoio e, conseqüentemente, o nó de canto responde quase exclusivamente pelo colapso da estrutura.

Esforços axiais nas barras modeladas com o elemento PIPE20 são compatíveis com as medições experimentais. A Figura 4.33 apresenta a distribuição de esforços axiais nas barras das treliças para algumas etapas de carregamento.



Esforços axiais (kN) – Carregamento aplicado 110kN



Esforços axiais (kN) – Carregamento aplicado 141kN

Figura 3.33 – Esforços axiais PORT1 (Nó de canto)

As barras da estrutura encontram-se com esforços normais inferiores a sua capacidade resistente, entretanto para este nível de carregamento ocorrem deformações excessivas e tensões elevadas no nó, causando o colapso da estrutura e confirmando as observações experimentais que a falha, para esta tipologia de treliça espacial, ocorre pela ruína da ligação.

Em termos de comportamento local, o modelo permite conhecer as distribuições de tensões e deformações na região nodal, confirmando as

observações experimentais de que as altas concentrações de tensões conduzem à plastificação das extremidades das barras ocasionando a ruína precoce da ligação e, conseqüentemente, da estrutura. Cabe salientar que os resultados numérico dependem da posição do nó e do nível de esforços a que este está submetido.

Para o nó de canto, em conformidade com os resultados experimentais, o modelo numérico apresenta deformações excessivas logo nas primeiras etapas de carregamento. A Figura 3.34 apresenta a distribuição de deformações no nó de canto para uma etapa inicial de carregamento e para a etapa final.

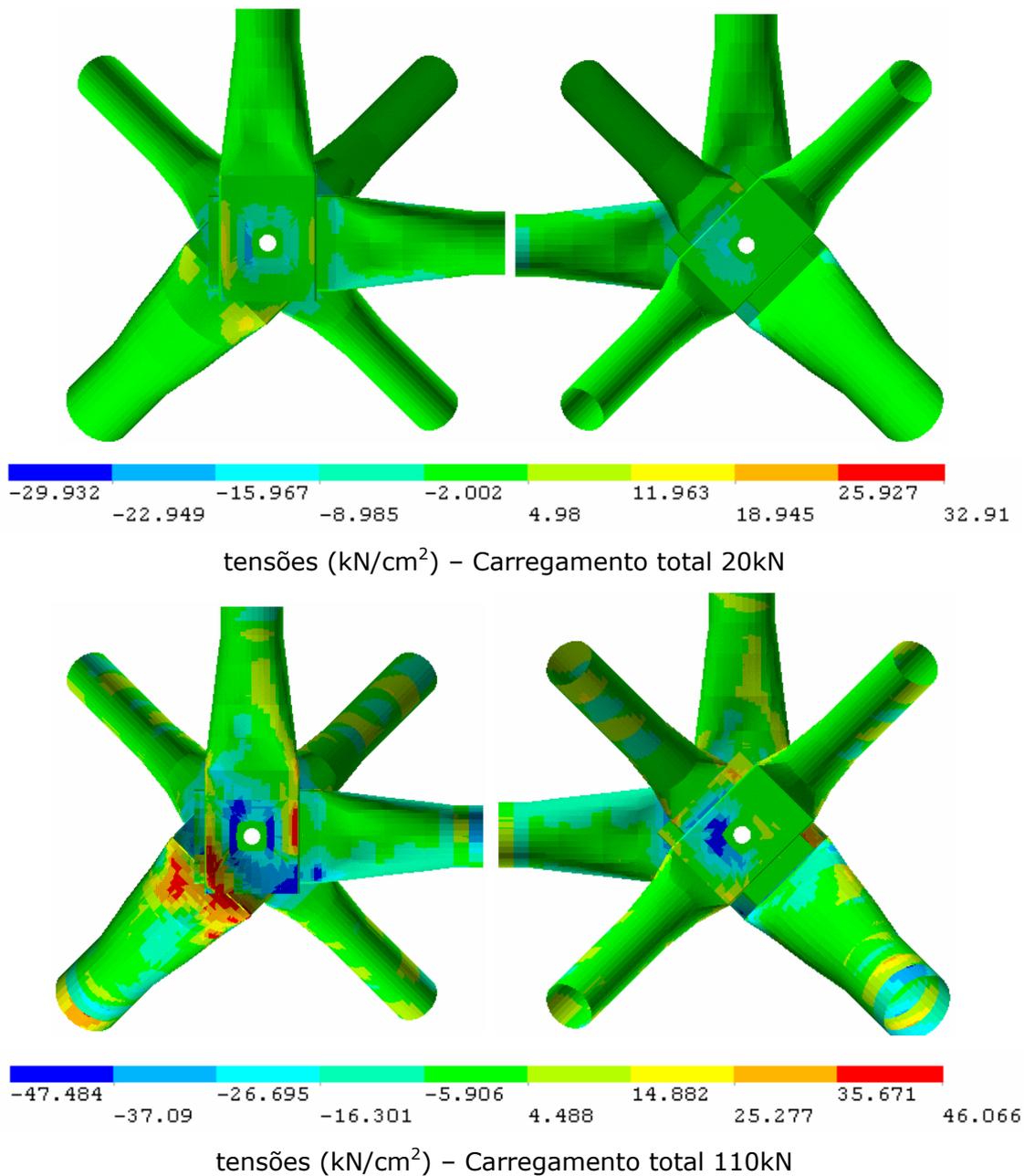


Figura 3.34 - Tensões modelo nó de canto treliça PROT1

Já percebe-se, para baixos níveis de carregamento, altas concentrações de tensões com valores superiores à resistência ao escoamento do aço iniciando a plastificação das extremidades das barras. Acompanhando as tensões observam-se deformações elevadas na região da estampagem.

A Figura 4.35 apresenta as tensões nas diagonais do nó de canto para a primeira e última etapa de carregamento.

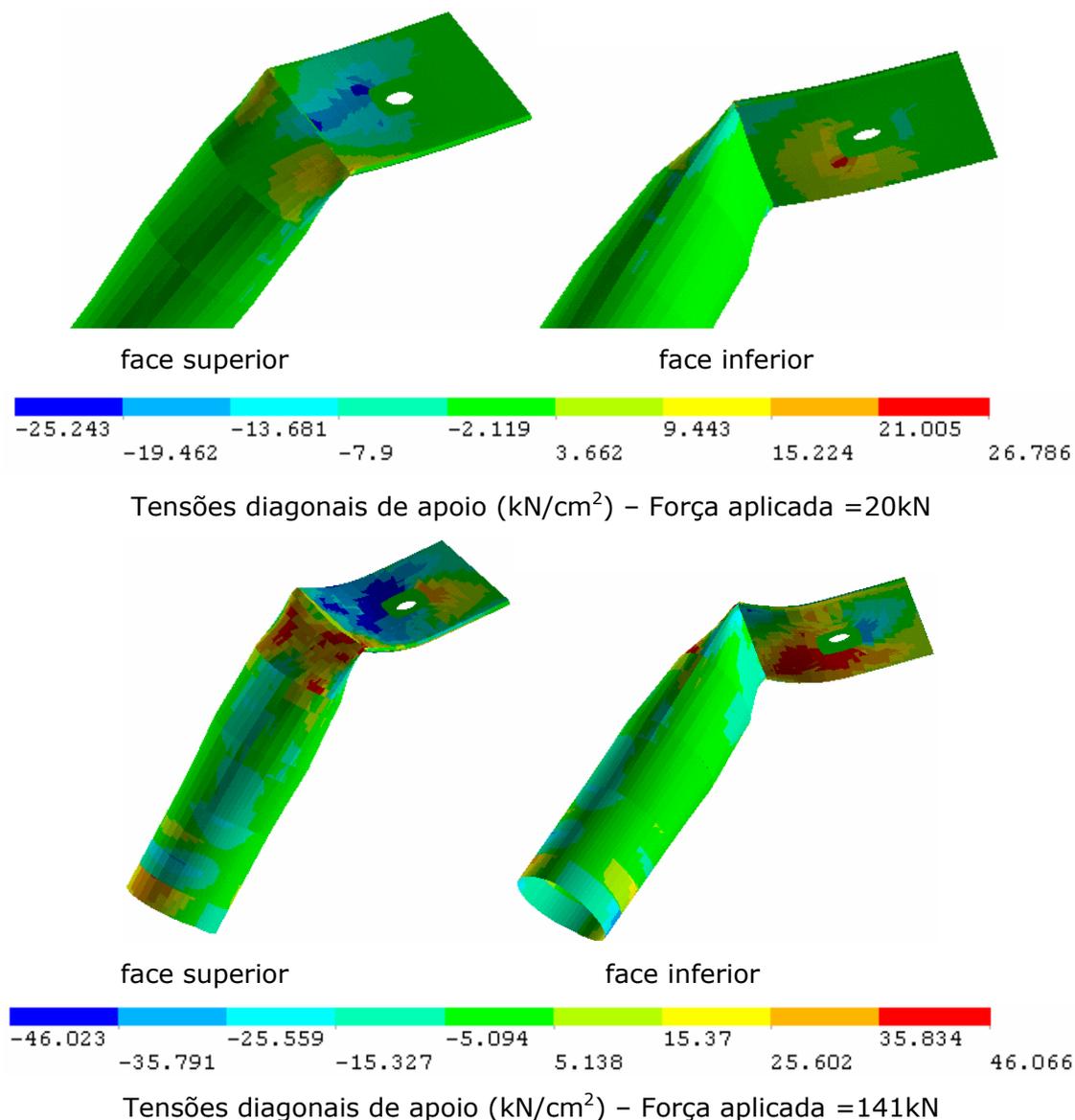


Figura 4.35 – Tensões na diagonal de apoio do nó de canto – PROT1

Observando-se a Figura 4.35 pode-se notar a formação de charneiras plásticas nas extremidades estampadas das barras. Nota-se também tensões de tração em uma face e compressão na face oposta caracterizando a ocorrência de flexão na extremidade estampada das barras. Observações semelhantes podem ser feitas também para os banzos.

Na etapa final de carregamento ocorrem tensões elevadas e grandes deformações na região da ligação, causando instabilidade numérica no modelo e caracterizado o colapso teórico da estrutura, para um carregamento total de 141,3kN. A Figura 4.35 apresenta a distribuição de deformações para a etapa final de carregamento na diagonal de apoio, onde pode-se notar a charneira plástica na estampagem.

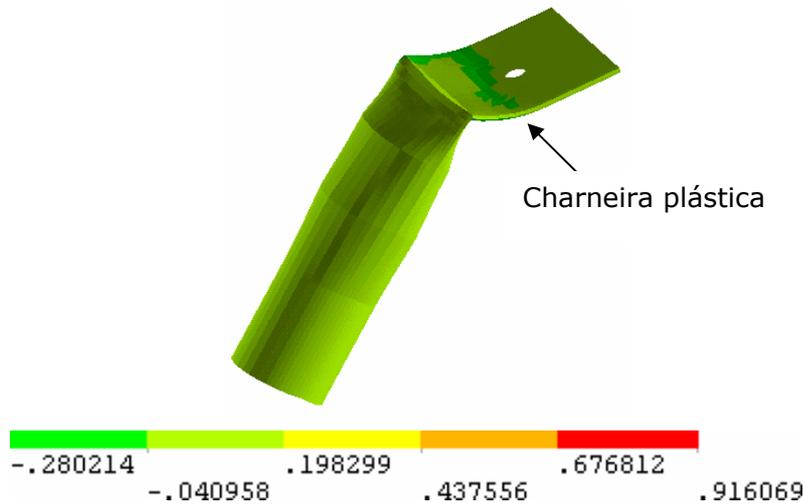


Figura 4.35 – Deformações diagonal de apoio treliça PROT1

É possível notar, na Figura 4.35, a completa plastificação da extremidade estampada da diagonal de apoio. As altas concentrações de tensões e deformações, nas barras do nó de canto, devem se, principalmente, a forças excêntricas que convergem para este nó, gerando momentos fletores fora do plano da estampagem, em um eixo cuja inércia da seção é reduzida. Não existe rigidez suficiente no nó para absorver e nem redistribuir deformações desta magnitude, sendo assim, o nó se degenera aumentando as deformações e os deslocamentos, conduzindo a ligação à ruína e, conseqüentemente, a estrutura.

A Figura 4.36 apresenta uma comparação da configuração deformada final obtidas com o modelo numérico e a experimentalmente.



Figura 4.36 – Configurações final teórica e experimental nó de canto.

Nota-se, que do ponto de vista qualitativo, o modelo numérico representa satisfatoriamente bem o comportamento do nó típico, sendo possível reproduzir o modo de falha observado experimentalmente e prever o carregamento último com diferença de 12,4% em relação ao experimental.

4.2.1.5 Resultados para a treliça PROT2

Comparando-se resultados teóricos e experimentais para a treliça PROT2 observa-se comportamento semelhante ao encontrado para o PROT1, apresentado anteriormente. Na Figura 4.37 apresentam-se os deslocamentos verticais teóricos e experimentais.

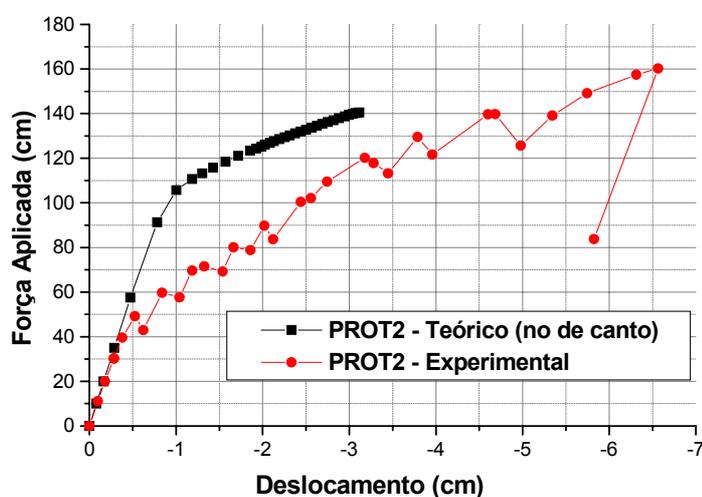


Figura 4.37 – Deslocamentos teóricos e experimentais – PROT2

Para a treliça PROT2 a diferença entre carregamento último teórico e experimental também foi da ordem de 12,0%. No entanto, as diferenças entre deslocamentos teóricos e experimentais variam de 35% a 60%. Isto se deve ao fato que no PROT2 ocorreram, durante o ensaio, acomodações e escorregamento entre barras mais significativos. A Figura 4.38 apresenta os resultados de força aplicada x deslocamentos para as treliças PROT1 e PROT2.

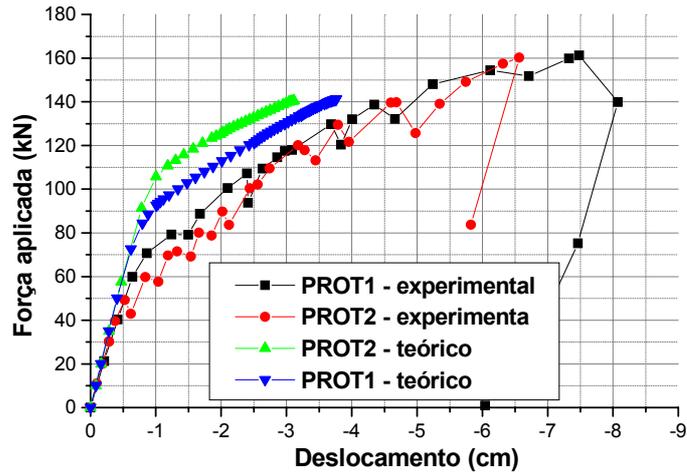
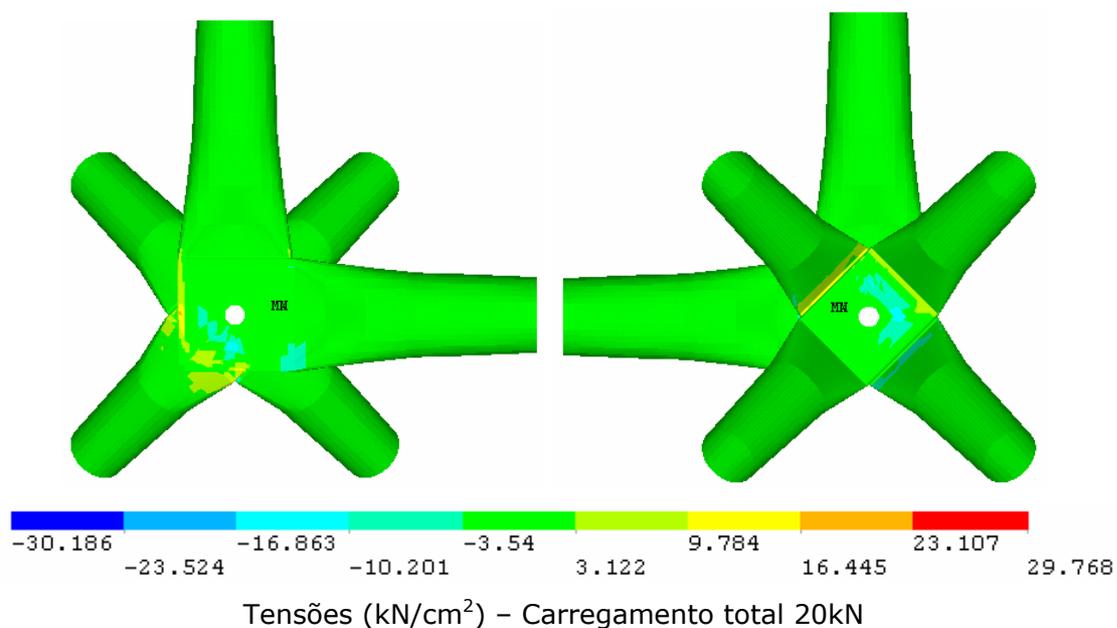


Figura 4.38 – Deslocamentos teóricos e experimentais - PROT1 e PROT2

O fato do PROT2 resultar numericamente mais rígido que o PROT1 está relacionado ao comprimento da região estampada da chapa. Devido ao maior diâmetro da diagonal de apoio (88cm) do PROT1 é necessário maior comprimento da estampagem para viabilizar o detalhe de nó e como consequência tem se maior excentricidade na ligação e maior redução de inércia na barra.

A distribuição de tensões e deformações bem como os modos de falha resultantes para o PROT2 também foram semelhantes aos encontrados no PROT1. A Figura 4.39 apresenta a distribuição de tensões no nó para uma etapa inicial e final do carregamento.



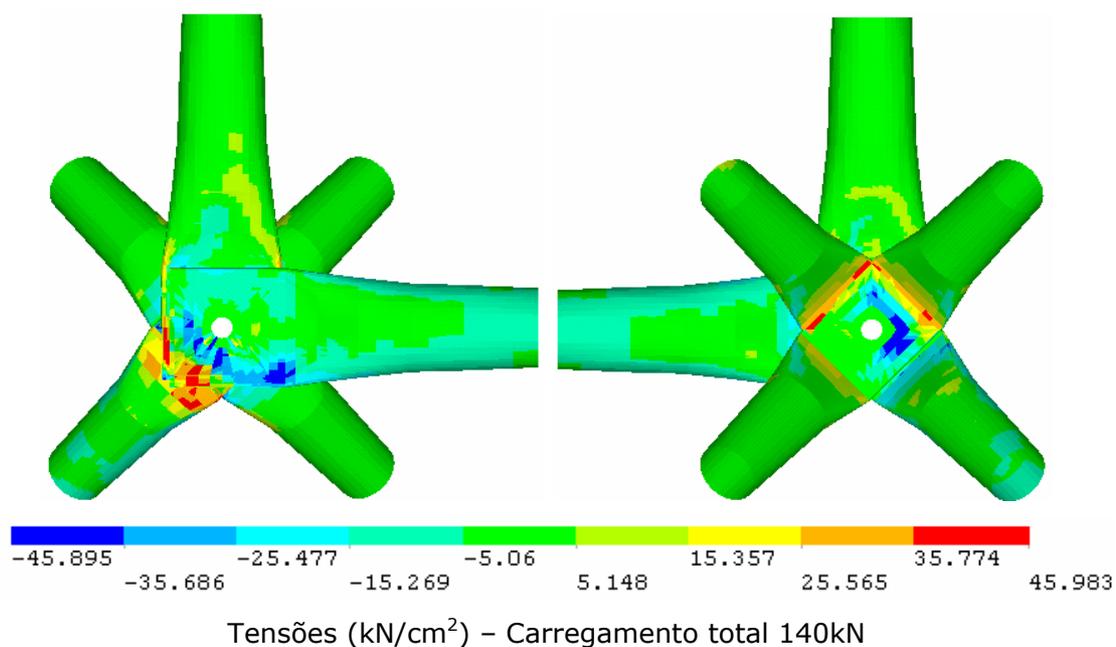


Figura 4.39 - Tensões modelo nó de canto treliça PROT2

Observa-se formação de charneiras plásticas na região estampada das barras, principalmente diagonais de apoio que são responsáveis pelo colapso do nó.

A Figura 4.40 apresenta em detalhe as tensões na diagonal de apoio onde percebe-se, mais claramente, a formação duma rótula plástica na extremidade estampada.

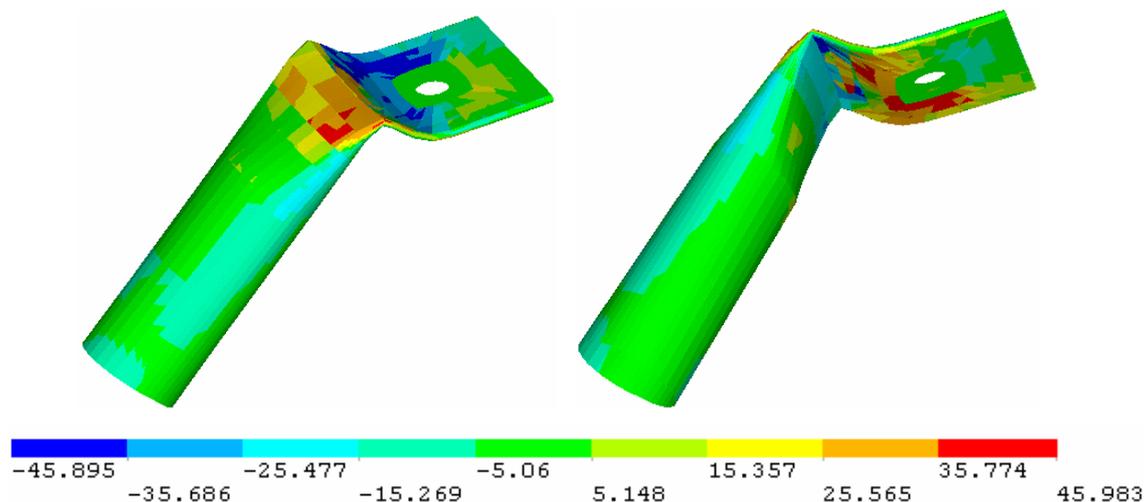


Figura 4.40 – Tensões diagonal de apoio (kN/cm²) – Rótula plástica

A Figura 4.41 apresenta o aspecto final deformado do nó, obtido segundo o modelo numérico onde também está plotado a distribuição de deformações para a etapa final de carregamento.

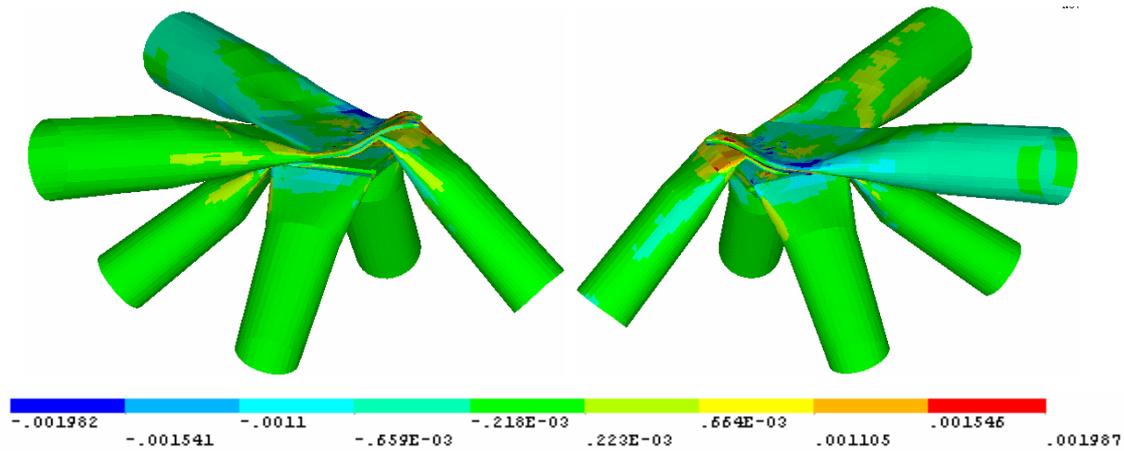


Figura 4.41 – Aspecto final do nó e deformações – PROT2

O modo de falha e a deformada final do nó foram bem representados pelo modelo numérico, para as duas treliças analisadas. Face aos objetivos traçados inicialmente, para esta modelagem, que era reproduzir os modos de falha de nós observados experimentalmente, consideram-se os resultados satisfatórios.

Obviamente o modelo pode ser refinado a fim de melhor representar o comportamento do nó e da estrutura como um todo. Este refinamento compõe-se de várias etapas que vão desde da inclusão da chapa cobrejunta e parafuso, passando pelo estudo de discretizações mais eficientes e inclusão das superfícies de contato entre todas as barras. Entretanto, maior atenção deve ser dispensada à caracterização das superfícies de contato, identificando os pares de contato e suas constantes de rigidez.

Não era objetivo deste trabalho a calibragem do modelo, e sim apresentar uma metodologia que permitisse analisar o comportamento dos nós de forma qualitativa. Baseado na metodologia de análise de nós típicos apresentada neste trabalho, outras pesquisas estão sendo conduzidas no Departamento de Engenharia de Estrutura com o objetivo de calibrar os modelo teórico com base em dados experimentais disponíveis.

ANÁLISE EXPERIMENTAL: METODOLOGIA

capítulo 5

Neste capítulo, descrevem-se detalhadamente as estruturas ensaiadas, a metodologia, os equipamentos empregados e o reforço proposto para as estruturas com nós típicos.

Foram ensaiados protótipos de treliças espaciais formados por cada um dos três tipos de nós mais comumente utilizados no Brasil: *nós típicos*, *nós de aço* e *nós com chapa de ponteira*.

Foram ensaiados também protótipos de treliças espaciais com nós típicos, reforçados com arruelas em forma de canal.

O programa experimental tem como objetivos identificar os modos de ruína de cada sistema de ligação estudado, e avaliar a eficiência do reforço proposto para treliças espaciais construídas com o *nó típico*.

5.1 DESCRIÇÃO DAS ESTRUTURAS ENSAIADAS

As treliças espaciais ensaiadas são do tipo quadrado sobre quadrado com módulos piramidais de 2,5mx2,5m e altura de 1,5m. As estruturas foram apoiadas nos quatros vértices com vão de 7,5m e 15m, sendo 3 módulos na direção do menor vão e 6 módulos na direção do maior vão. Uma das treliças foi montada com vãos de 7,5m nas duas direções. O esquema geral dos protótipos ensaiados é o apresentado na Figura 5.1 e na Figura 5.2.

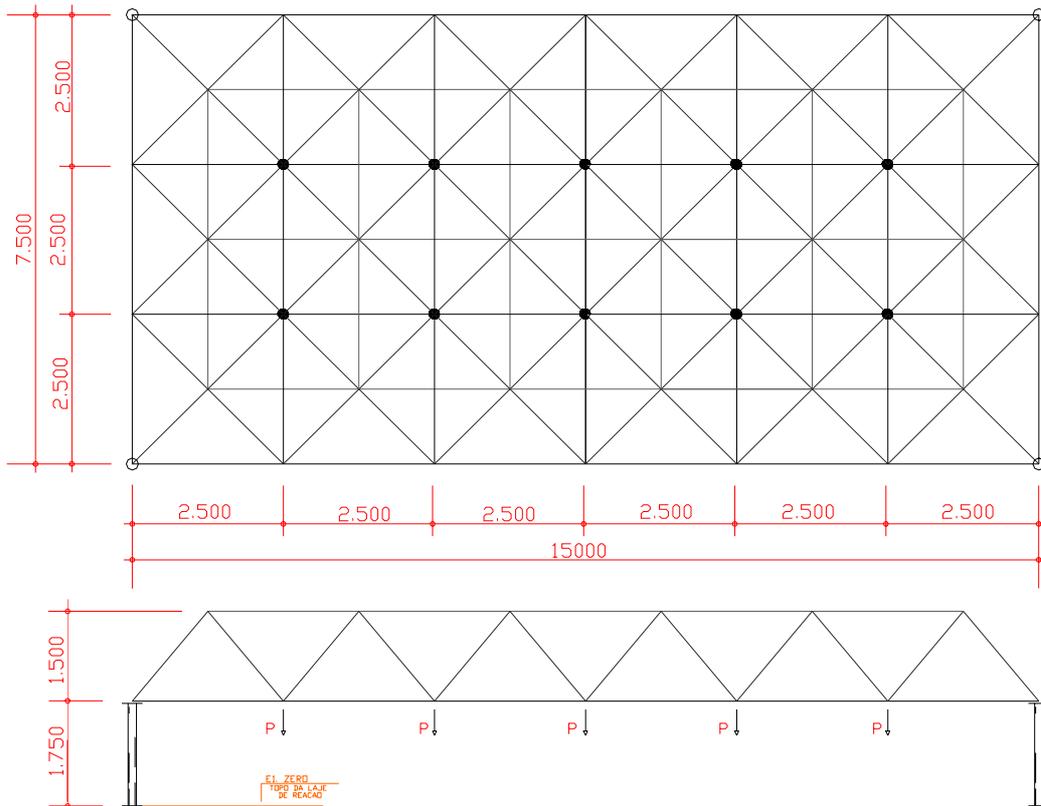


Figura 5.1- Esquema - protótipos (7,5mx15m) – cotas em mm.

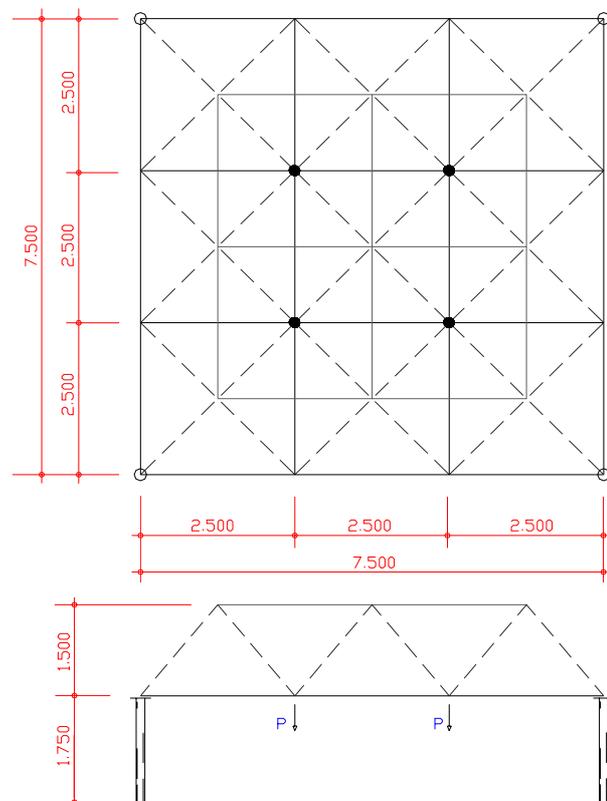


Figura 5.2- Esquema - protótipos (7,5mx7,5m) – cotas em mm.

Foram ensaiados dez protótipos de treliças espaciais, nove com dimensões em planta de 7,5m x 15,0m e uma com dimensões em planta de 7,5m x 7,5m.

As treliças são diferenciadas pelo tipo de ligação entre barras, seção das diagonais de apoio e a existência ou não de reforço no nó típico.

Para todos os protótipos foram utilizados tubos de seção circular ϕ 76x2,0 nos banzos e ϕ 60x2,0 ou ϕ 88x2,65 nas diagonais. Um resumo dos ensaios realizados é apresentado na Tabela 5.1.

As dimensões dos protótipos(7,5mx15,0m) foram definidas em função da necessidade de reproduzir o comportamento de estruturas construídas no Brasil, verificando o efeito da flexão na estrutura e suas ligações. O ensaio do protótipo de 7,5m x 7,5m foi realizado para comparar a resposta estrutural com dados experimentais disponíveis em treliças espaciais com estas dimensões.

Tabela 5.1– Resumo dos ensaios a serem realizados

MODELO	LIGAÇÃO	DIAG. APOIO	Observação
TE1	Nó típico	ϕ 60x2,0	
TE1-R	Nó típico reforçado	ϕ 60x2,0	Reforço:U 80x50x6,3
TE2	Nó típico	ϕ 88x2,65	
TE2-R	Nó típico reforçado	ϕ 88x2,65	Reforço: U 80x50x6,3
TE3	Nó típico	ϕ 88x2,65	Nós de aço nas diagonais de apoio
TE3-1	Nó típico	ϕ 88x2,65	Nós de aço nas diagonais de apoio
TE4	Nó de aço	ϕ 88x2,65	
TE4-1	Nó de aço	ϕ 88x2,65	
TE4-2	Nó de aço	ϕ 88x2,65	Vãos 7,5m x 7,5m
TE5	Nó aço Chapa de ponteira	ϕ 88x2,65	

Na Tabela 5.2 apresentam-se as características geométricas das barras utilizadas nas treliças espaciais ensaiadas.

Tabela 5.2- Características geométricas das barras

Barra	Posição	Área (cm ²)	Comprimento(mm)	Esbeltez
φ 60x2,0	Diagonal	3,64	2318	113
φ 76x2,0	Banzos	4,65	2500	96
φ 88x2,65	Diagonal de apoio	7,10	2318	77
φ 168x8,0	Pilares	40,2	1500	27

5.2 DETALHAMENTO E MONTAGEM DOS PROTÓTIPOS

A fabricação e montagem das treliças espaciais foram realizadas pela empresa Entap, sediada em Diadema-SP. As estruturas foram fabricadas no mês de outubro de 2001, e entregues no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos na primeira quinzena de novembro de 2001. As fotos da Figura 5.3 mostram as estruturas estocadas no pátio do LE-EESC.



Figura 5.3 - estruturas estocadas – pátio do LE-EESC

Os ensaios ocuparam uma área superior a 150m² do laboratório, conforme plano de bases apresentado na Figura 5.4.

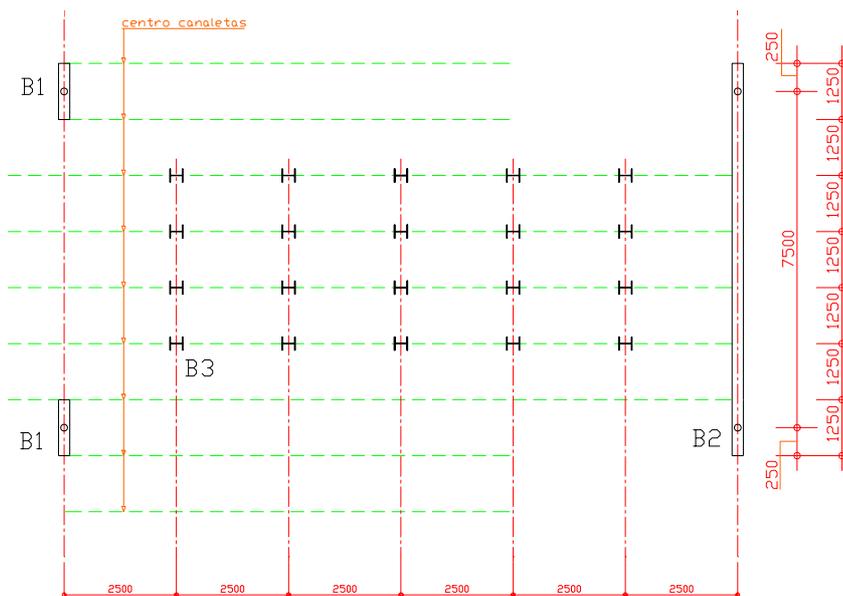


Figura 5.4 – Plano de bases dos protótipos ensaiados – cotas em mm.

As treliças foram fixadas à laje de reação por meio de vigas especialmente projetadas para este fim, com os pilares engastados nestas vigas. Os dois tipos de bases apresentados na Figura 5.5 foram utilizados.

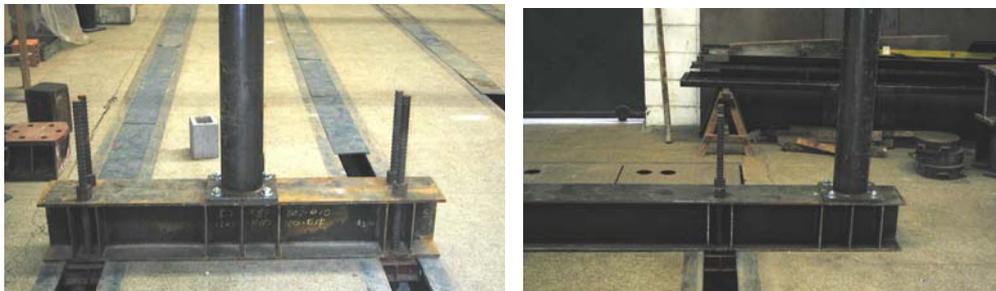


Figura 5.5 – Detalhe da fixação da estrutura à laje de reação.

As estruturas foram montadas no piso, içadas com uma ponte rolante e coladas sobre os pilares. As fotos das Figuras 5.6a e 5.6b apresentam algumas fases da montagem das treliças espaciais.



Figura 5.6a – Fases de montagem



Figura 5.6b – Vista da treliça após montagem

Foram sete montagens completas, consumindo cerca de 6h para cada treliça, com cinco homens trabalhando.

Em três das treliças (TE2, TE2-R e TE4-2) foram apenas substituídas ou removidas as barras que apresentaram ruptura em estruturas ensaiadas anteriormente. Nestes casos, as treliças foram apoiadas nas estruturas de suporte dos atuadores hidráulicos, feita uma vistoria detalhada, substituídas as barras rompidas e/ou com detalhamento diferente e, em seguida, posicionadas novamente sobre os pilares. As fotos da Figura 5.7 ilustram esta operação.



Figura 5.7 – Substituição de barras nas treliças

Na seqüência são detalhados a geometria, o tipo de ligação e a fabricação e montagem de cada treliça ensaiada.

5.2.1 Treliça TE1

O sistema de ligação da treliça TE1 é formado pela superposição das barras com extremidades estampadas (estampagem reta) unidas por um único parafuso, do tipo ASTM A325, com diâmetro de 19mm. As arruelas quadradas (chapa cobrejunta) eram em aço ASTM A36 com 6,3mm de espessura. Os parafusos foram apertados manualmente sem controle de torque. Esta ligação é denominada *nó típico*, na Figura 5.8 está apresentado um nó central e um nó de apoio da estrutura.



Figura 5.8 – Detalhe da ligação da treliça TE1

A Figura 5.9 apresenta o detalhe da estampagem das barras utilizadas na treliça TE1.

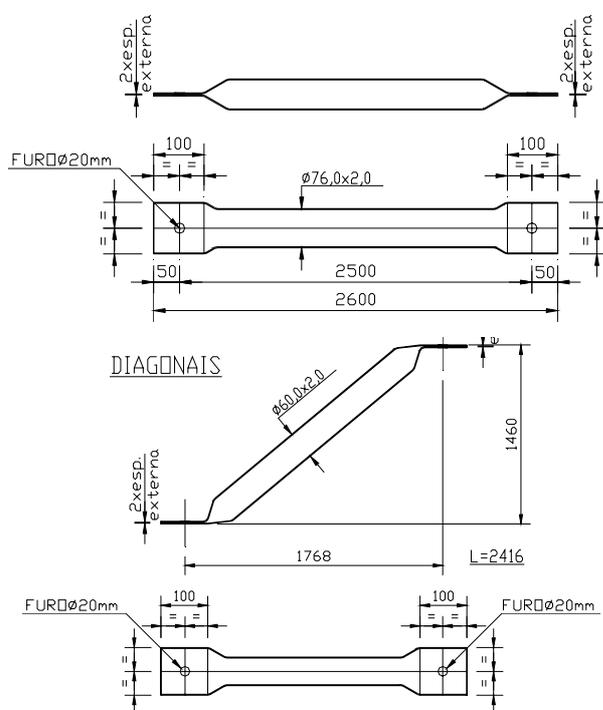


Figura 5.9 – Detalhe das extremidades das barras treliça TE1
(cotas em mm)

5.2.2 Treliça TE1-R

A treliça TE1-R é formada por *nós típicos*, com o reforço apresentado no item 5.3. A foto da Figura 5.10 apresenta um nó da estrutura com o reforço proposto.



Figura 5.10 – Detalhe da ligação da treliça TE1-R -Reforço

As dimensões de barras, detalhes de extremidades, fixação à laje de reação e sistemática de montagem foram os mesmos empregados na treliça TE1.

Nesta estrutura e nas subseqüentes os parafusos foram apertados com uma ferramenta pneumática, Figura 5.11.



Figura 5.11 – Aperto dos parafusos com ferramenta pneumática

Este equipamento permitiu maior produtividade na montagem e melhor uniformização do aperto dos parafusos.

5.2.3 Treliça TE2

Na treliça TE2, também foi utilizado o *nó típico*, no entanto, nas diagonais junto aos apoios foram utilizadas barras com diâmetro de 88mm, a fim de conduzir a falha para os banzos da região central da estrutura. A Figura 5.12 apresenta o detalhe do nó de canto do banzo superior da treliça TE2.



Figura 5.12 - Detalhe nó de canto treliça TE2

Com o aumento no diâmetro das diagonais de apoio foi necessário alterar as dimensões das extremidades estampadas, dos banzos e diagonais, junto aos nós dos quatro vértices superiores. O detalhe destas extremidades é o apresentado na Figura 5.13.

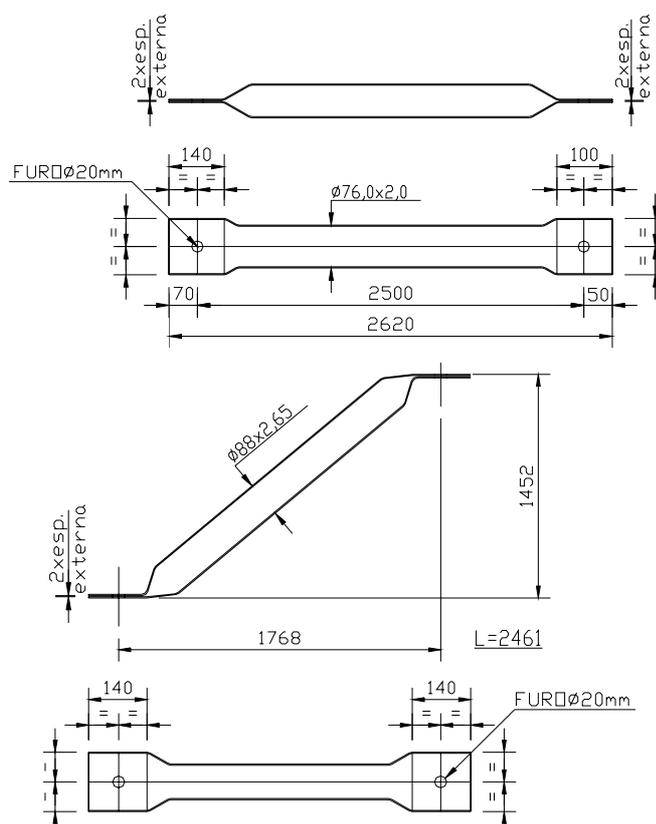


Figura 5.13 - Detalhe das extremidades estampadas TE2 (cotas em mm)

A treliça TE2 foi montada a partir da treliça TE1 com a substituição das barras rompidas e daquelas com detalhes de extremidades diferentes. Foram substituídas 32 barras conforme o esquema mostrado na Figura 5.14.

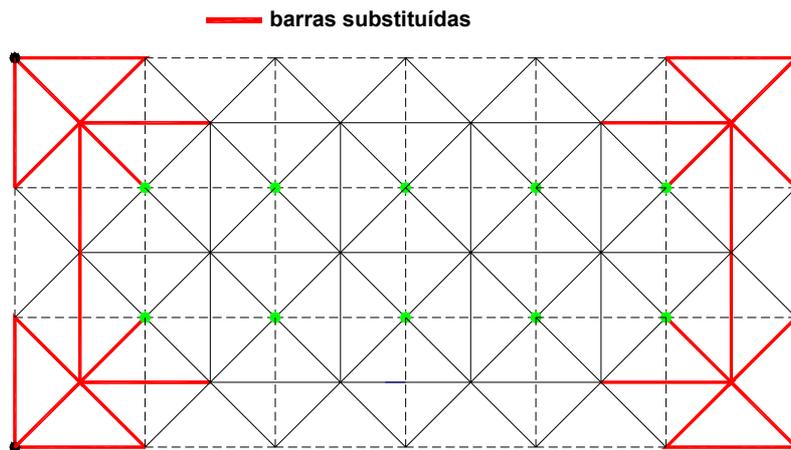


Figura 5.14 – Barras substituídas na treliça TE1 para formar a treliça TE2

5.2.4 Treliça TE2-R

A treliça TE2-R tem as mesmas características geométricas da treliça TE2. Porém, neste caso, o *nó típico* foi reforçado conforme o disposto no item 5.3. A foto da Figura 5.15 ilustra os nós reforçados da treliça TE2-R.



Figura 5.15 – Detalhes de nós da treliça TE2-R

A treliça TE2-R foi montada a partir da treliça TE1-R, com a substituição das barras rompidas e daquelas com detalhes de extremidades diferentes. Foram substituídas 32 barras conforme o esquema mostrado na Figura 5.16.

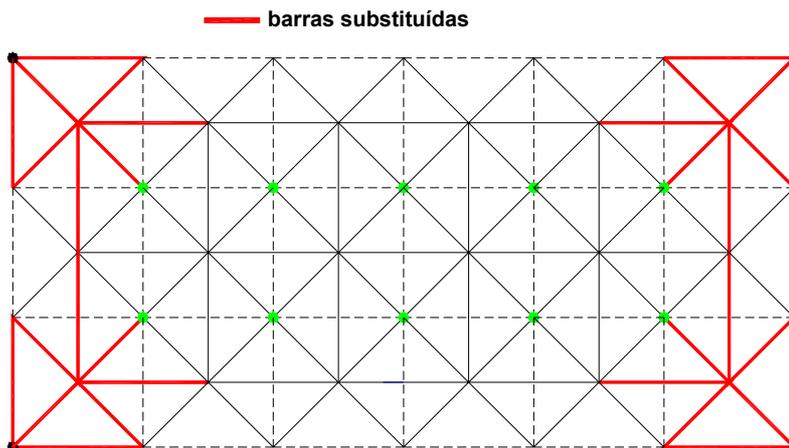


Figura 5.16 – Barras substituídas na treliça TE1-R para formar a treliça TE2-R

5.2.5 treliça TE3

As ligações da treliça espacial TE3 também são em *nós típicos*, exceto os vértices junto às diagonais de apoio, cuja ligação é feita com nós de aço. A Figura 5.17 apresenta a localização dos diferentes tipos de nós na estrutura.

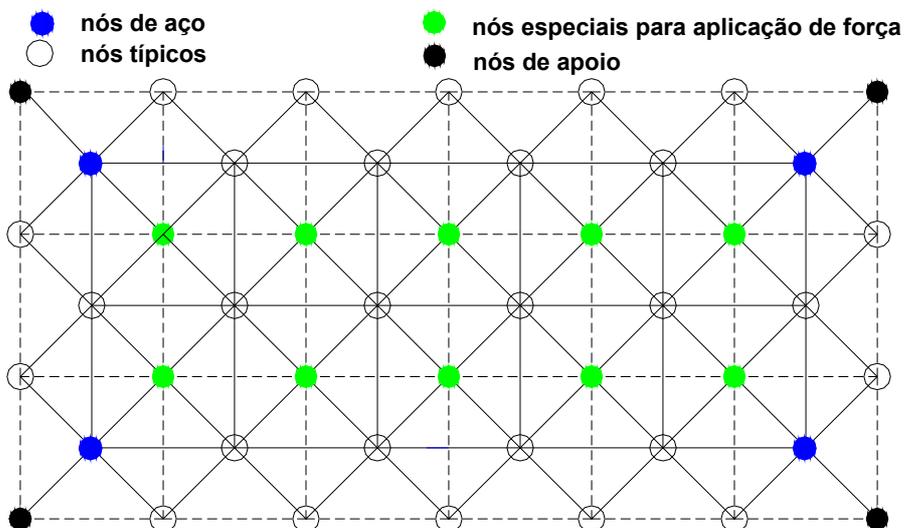


Figura 5.17 – Localização e tipos dos nós de aço na treliça TE3

Os nós de aço são formados por chapas soldadas de acordo com o detalhe da Figura 5.18.

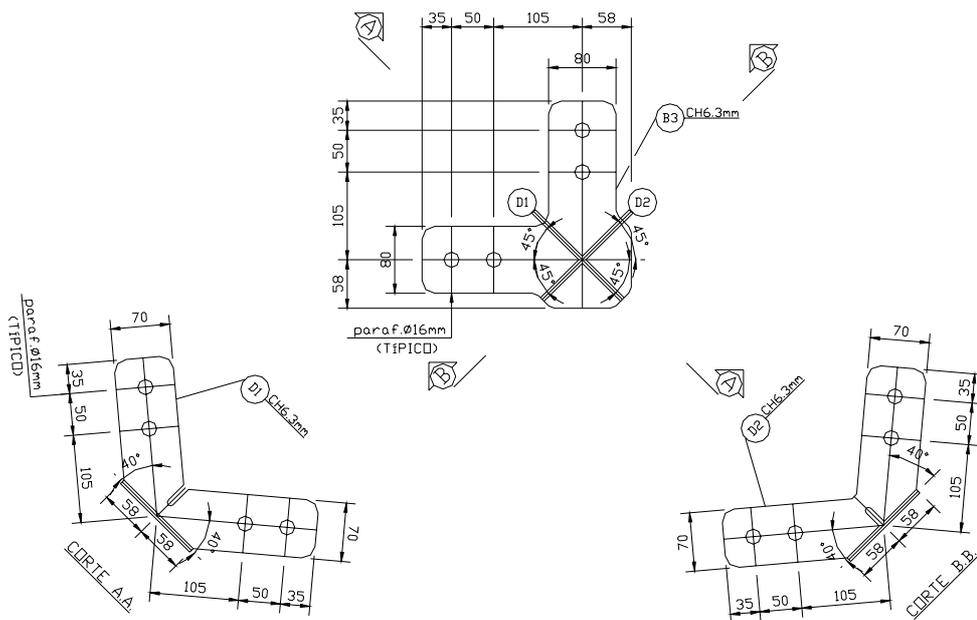


Figura 5.18 – Detalhe nó de aço da treliça TE3

As fotos da Figura 5.19 apresentam detalhes destes nós na estrutura e também detalhe do nó de apoio, lembrando que nesta estrutura as barras das diagonais de apoio são $\phi 88 \times 2,65 \text{mm}$.

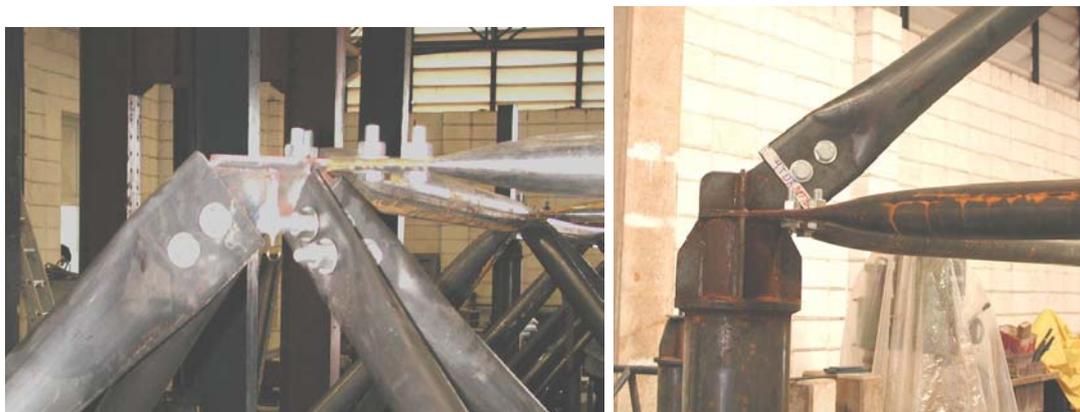


Figura 5.19 – Nós da treliça TE3

Os parafusos utilizados para fazer a ligação barras - nós de aço são do tipo ASTM A325 com diâmetro $\phi 16 \text{mm}$. As dimensões da estampagem das barras para nó de aço são as apresentadas na Figura 5.20.

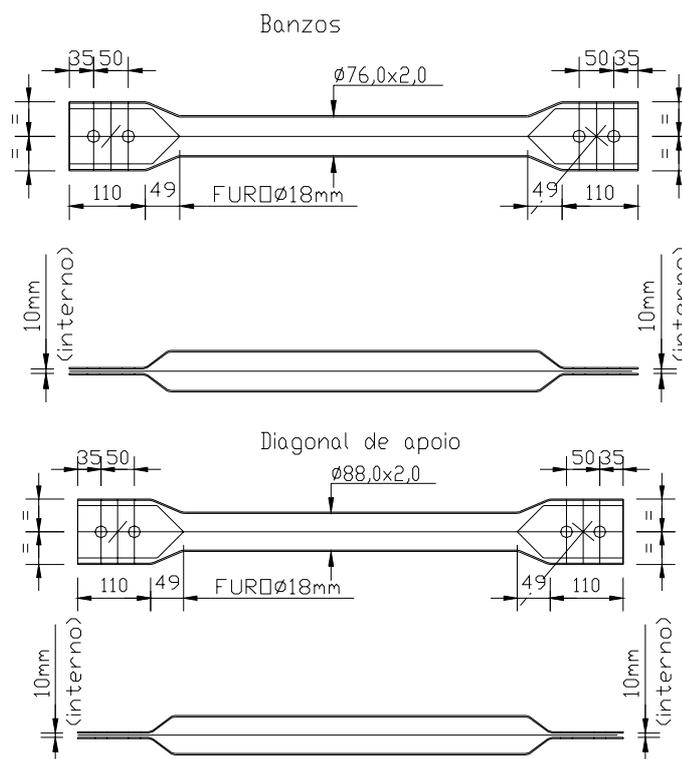


Figura 5.20 – Detalhe de extremidade de barras da treliça TE3

As dimensões da estampagem das barras conectadas por nós *típicos* são iguais às utilizadas nas estruturas anteriores.

5.2.6 treliça TE3-1

A treliça TE3-1 é uma repetição da treliça TE3. Foram fabricados novos nós de aço e reutilizadas as barras que não apresentam ruína no ensaio da treliça TE3. Neste caso, não houve simplesmente uma substituição de barras, a estrutura TE3 foi totalmente desmontada e, posteriormente, montada com os novos nós e barras. Este procedimento foi adotado para cumprir o cronograma de ensaios que não permitia esperar a fabricação de novos nós.

5.2.7 treliça TE4

A treliça espacial TE4 foi executada totalmente com barras de seção tubular com extremidades estampadas, conectadas a nós de aço por dois parafusos ASTM A325 com diâmetro de 16mm. Detalhes de um nó de aço, da região central da treliça, estão apresentados na Figura 5.21. As chapas de nó são em aço ASTM A36 com 6,3mm de espessura.

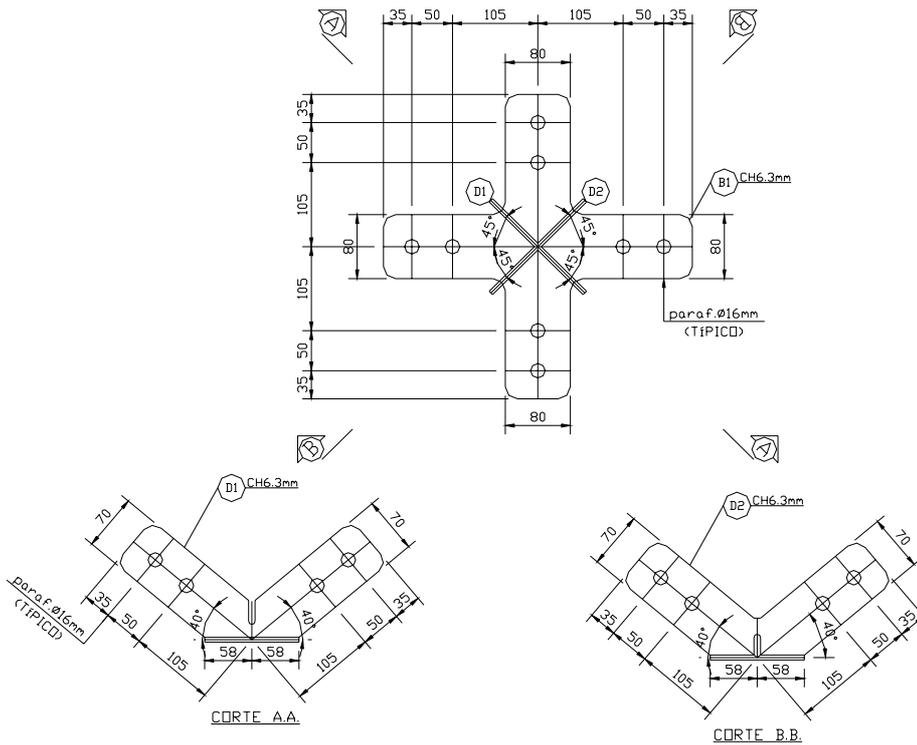


Figura 5.21 – Detalhe nó de aço da treliça TE4

As barras da treliça TE4 também têm as extremidades estampadas para permitir sua conexão ao nó de aço. Os detalhes de extremidades de barras da treliça TE4 estão apresentados na Figura 5.22.

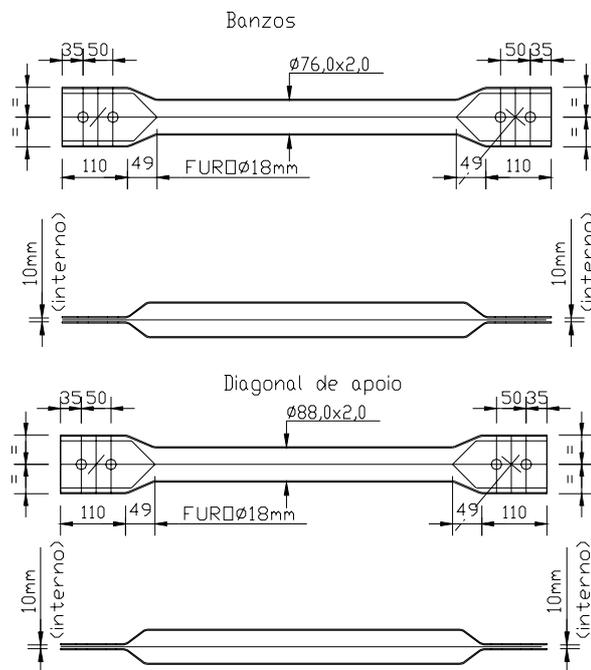


Figura 5.22 – Detalhe de extremidade de barras da treliça TE4

Nos banzos foram utilizadas barras 76x2,0mm, nas diagonais 60x2,0mm e nas diagonais de apoio 88x2,65mm.

Durante a montagem desta treliça percebeu-se, em alguns nós, imperfeições inerentes ao processo de fabricação, que podem causar excentricidades nas ligações. A Figura 5.23 apresenta um panorama destas imperfeições de fabricação nos nós.



Figura 5.23 – Imperfeições de fabricação nos nós da treliça TE4

Os nós, com imperfeições, foram alinhados e utilizados na estrutura.

5.2.8 Treliça TE4-1

A treliça TE4-1 é uma repetição da treliça TE4. Foram fabricados novos nós de aço e reutilizadas todas as barras que não apresentaram ruína no ensaio da treliça TE4.

5.2.9 Treliça TE4-2

A treliça espacial TE4-2, com dimensões em planta de 7,5m x 7,5m, também foi executada totalmente com nós de aço, iguais aos utilizados na Treliça TE4 e TE4-1.

A treliça TE4-2 foi montada a partir da treliça TE4-1 com a eliminação e substituição de algumas barras e nós, conforme mostrado na Figura 5.24.

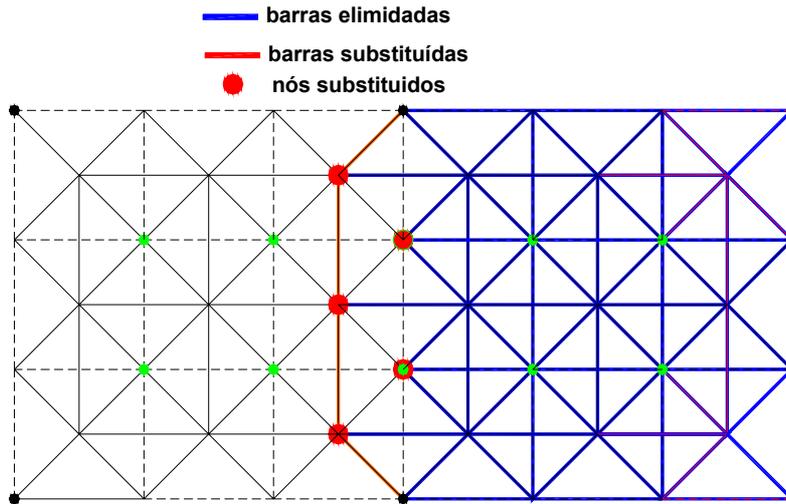


Figura 5.24 – Esquema de montagem da treliça TE4-2

Para execução da montagem de TE4-2, a treliça TE4-1 foi içada da sua posição e colocada na laje de reação. Eliminadas e substituídas as barras necessárias, para formar a treliça TE4-2, esta foi içada com a ponte rolante e fixada aos pilares na posição definitiva.

5.2.10 Treliça TE5

Na treliça TE5 foi utilizado o nó de aço apresentado na Figura 5.25, com chapas de ponteira nas extremidades das barras.

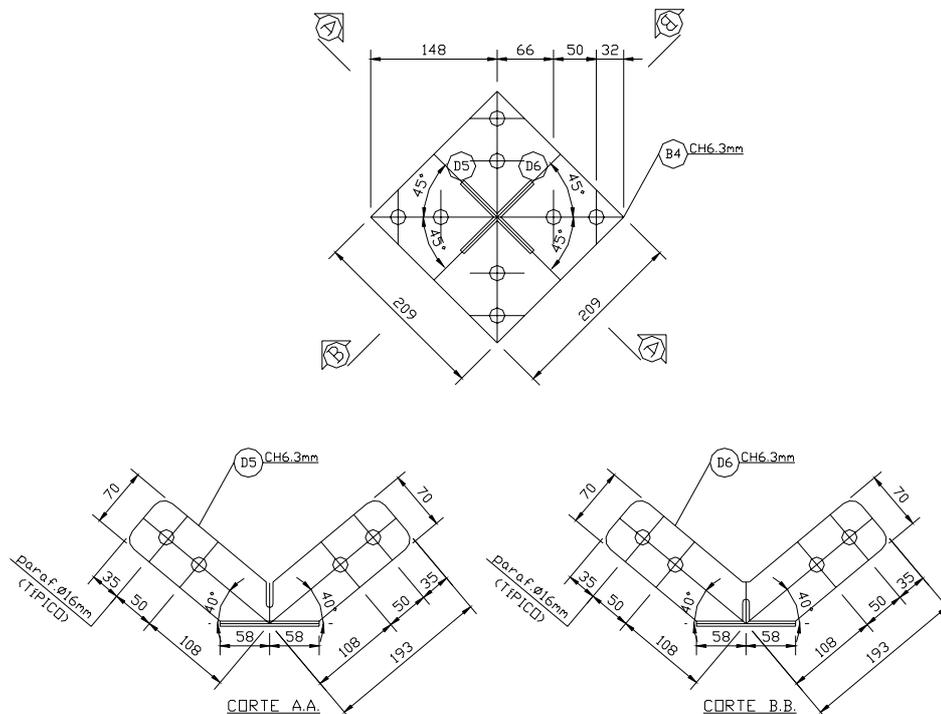


Figura 5.25 – Detalhe nó da treliça TE5

Na Figura 5.26 apresenta-se o detalhe das extremidades das barras utilizadas na treliça TE5, cujo chapas de ponteira são em aço ASTM A36 com 6,3mm de espessura.

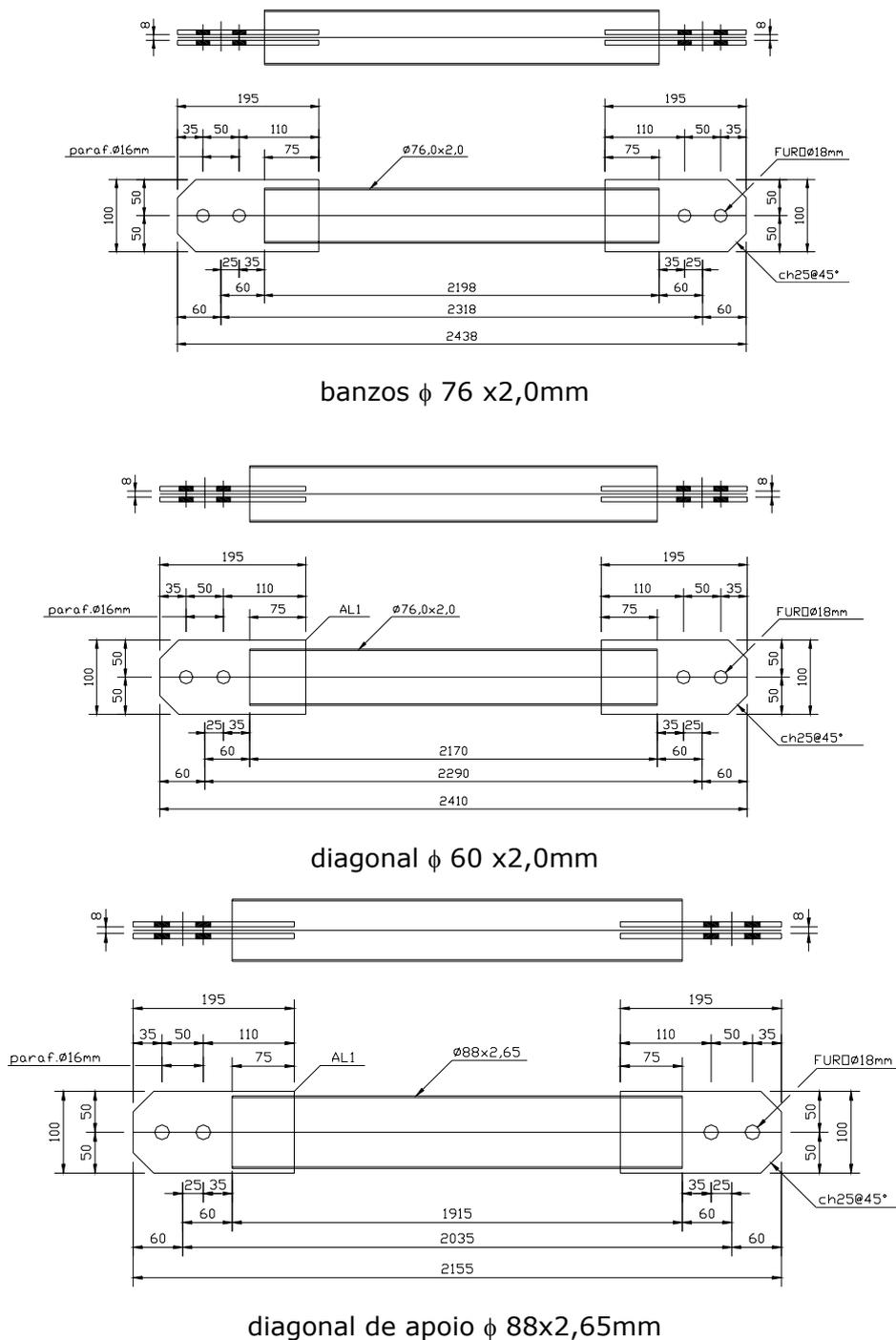


Figura 5.26 – Detalhe extremidades com ponteira da treliça TE5

As fotos da Figura 5.27 apresentam detalhes do nó na estrutura montada. As chapas de nó são em aço ASTM A36 com espessura de 6,3mm, assim como as chapas de ponteiras.



Figura 5.27 – Detalhes da ligação da treliça TE5

5.3 REFORÇO PARA O NÓ TÍPICO

Resultados experimentais em treliças espaciais com nós típicos e a análise das configurações de ruína desses nós em estruturas colapsadas permitem as seguintes observações:

1. A ruína da estrutura caracteriza-se pela falha na ligação;
2. Há uma desagregação das barras na região da ligação (escorregamento e separação entre barras), devido ao sistema de ligação não constituir de fato um nó;
3. A estampagem nas extremidades das barras reduz significativamente a rigidez destes elementos e, conseqüentemente, a rigidez da ligação, o que justifica o comentário do item 2;
4. Deformações excessivas e concentrações de tensões na região da ligação;
5. Aumento excessivo dos deslocamentos verticais e reduções significativas na capacidade de carga da estrutura.

Em resumo, as treliças espaciais com nós típicos apresentam rigidez global reduzida, grandes deslocamentos e deformações, e total degeneração dos nós, ocasionando a ruína da estrutura.

Para reabilitar estruturas existentes ou melhorar o projeto de novas estruturas com nós típicos, foi proposto um reforço que fosse capaz de impedir os modos de falha observados. O reforço deveria ser capaz de minimizar a desagregação das barras na ligação e, ao mesmo tempo, aumentar a rigidez do nó. A Figura 5.28 apresenta esquematicamente o reforço proposto.

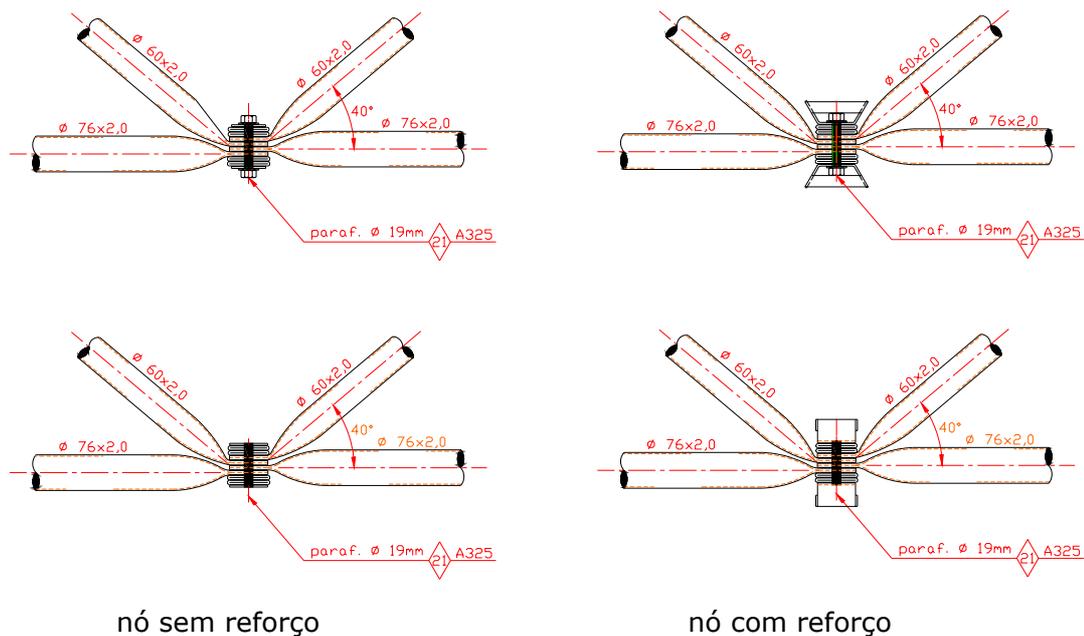


Figura 5.28 – Reforço proposto para o nó típico

O reforço consistiu de uma *arruela* em forma de canal, cujas mesas são ligadas por barras chatas. A Figura 5.29 apresenta uma perspectiva esquemática deste elemento.

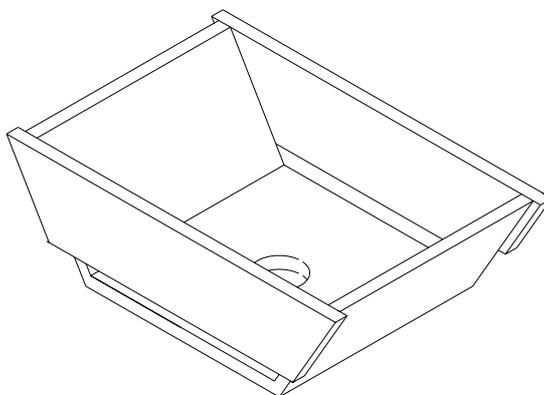


Figura 5.29 – Detalhe da arruela de reforço

Este elemento foi incorporado ao nó da treliça, colocado acima da arruela quadrada (chapa cobrejunta). Detalhes para sua fabricação estão apresentados na Figura 5.30.

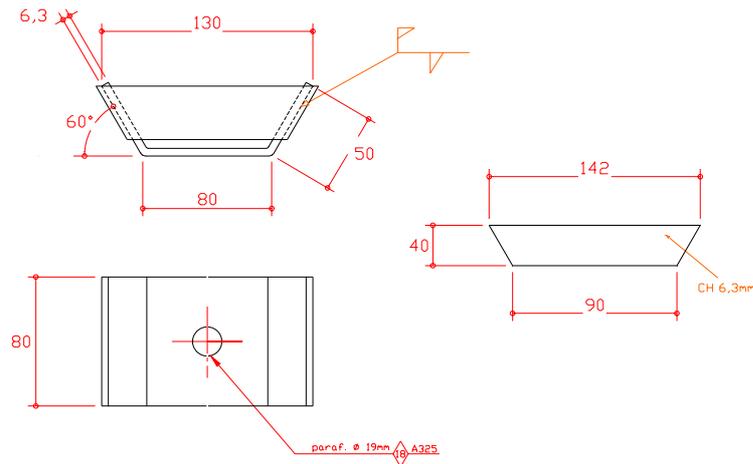


Figura 5.30 – Detalhes da arruela de reforço para o nó típico

Esperava-se que este elemento aumentasse a rigidez do nó e evitasse a separação entre as barras na ligação, e como consequência, produzisse acréscimos na capacidade resistente da estrutura.

Com a adoção deste reforço houve um acréscimo de apenas 55Kg de aço o que corresponde a 5% do peso total da estrutura. A limitação para a utilização deste reforço é o comprimento dos parafusos que devem ser suficientes para introdução de duas novas peças no nó.

5.4 INSTRUMENTAÇÃO

5.4.1 Aplicação e medição de força

O carregamento foi aplicado às estruturas em nós do banzo inferior. Foram utilizados atuadores hidráulicos de fuste vazado da marca Enerpac, conforme esquematizado na Figura 5.31, com capacidade nominal de 300kN, acionados por uma bomba hidráulica elétrica que distribuía o fluido para todos os atuadores.

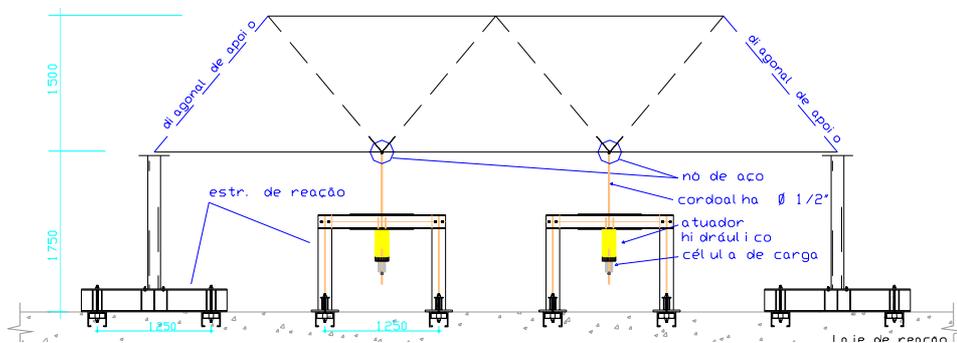


Figura 5.31 – Esquema de aplicação do carregamento.

O carregamento foi introduzido aos nós da estrutura por meio de cordoalhas de aço com diâmetro de 12,5mm.

Os nós, onde foram aplicados os carregamentos, possuem detalhamento especial (Figura 5.32) para permitir a ancoragem da cordoalha de aço, que é responsável pela transferência de força do atuador hidráulico para a treliça.

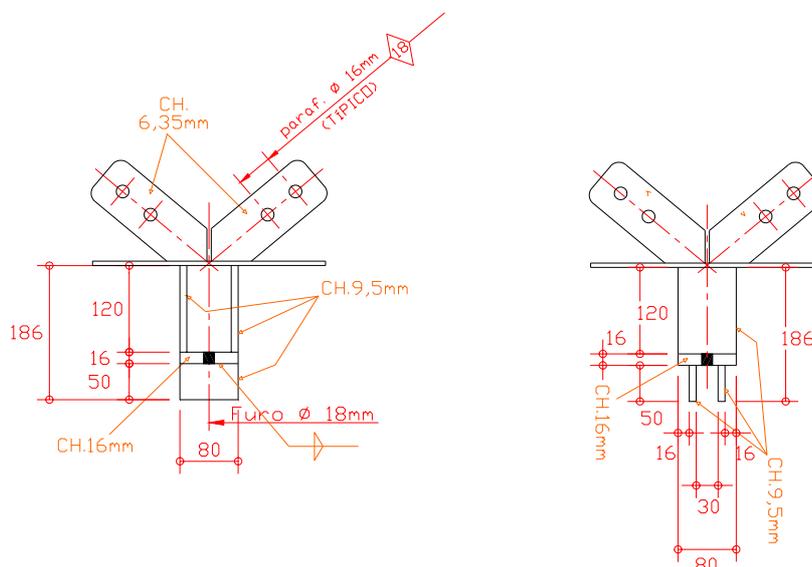


Figura 5.32 – Detalhe dos nós nos pontos de aplicação de força

Os atuadores foram fixados em estruturas de reação especial, montadas sob as treliças. A Figura 5.33 apresenta o detalhamento da estrutura de reação que era fixada à laje reação.

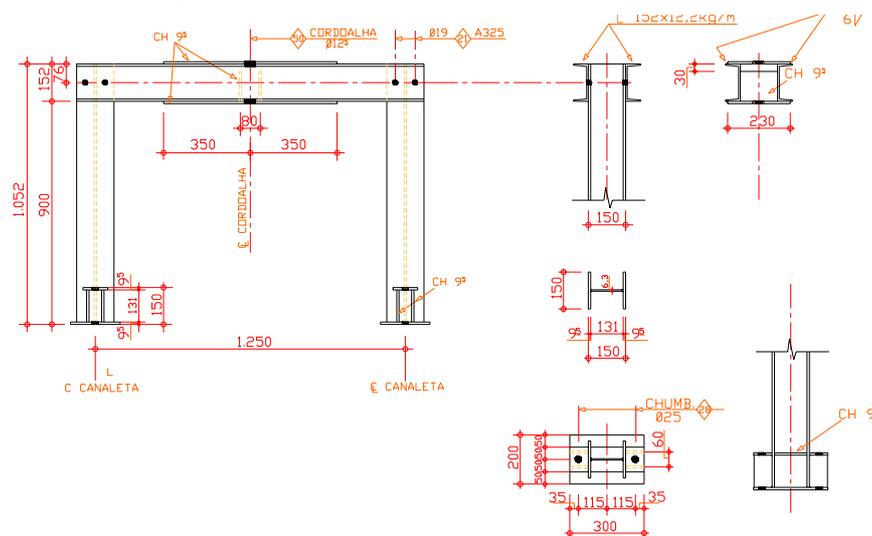


Figura 5.33 – Detalhe da estrutura de reação para aplicação do carregamento

Nas fotos da Figura 5.34 são apresentadas algumas vistas do aparato de aplicação de força nas treliças espaciais.



Figura 5.34 – Vistas do aparato de aplicação de força

As forças aplicadas foram medidas por meio de células de carga com capacidade de 300kN confeccionada no LE-EESC. A Figura 5.35 apresenta a numeração dos canais de medição de força.

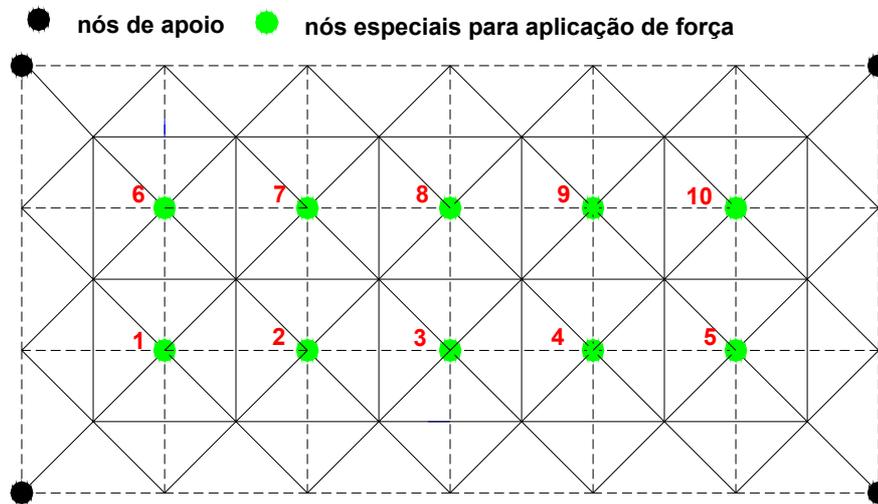


Figura 5.35 – Canais de medições de força

5.4.2 Deslocamentos

As medições de deslocamentos foram realizadas com transdutores de deslocamento da marca Kyowa, modelos DT50A e DT100A, com sensibilidade de 0,05mm e curso de 50mm e 100mm, respectivamente.

Para medição dos deslocamentos, nos pontos de interesse, foram instalados transdutores de deslocamentos, conforme apresentado na Figura 5.36 para a treliça TE4-2 e na Figura 5.37 para as demais treliças.

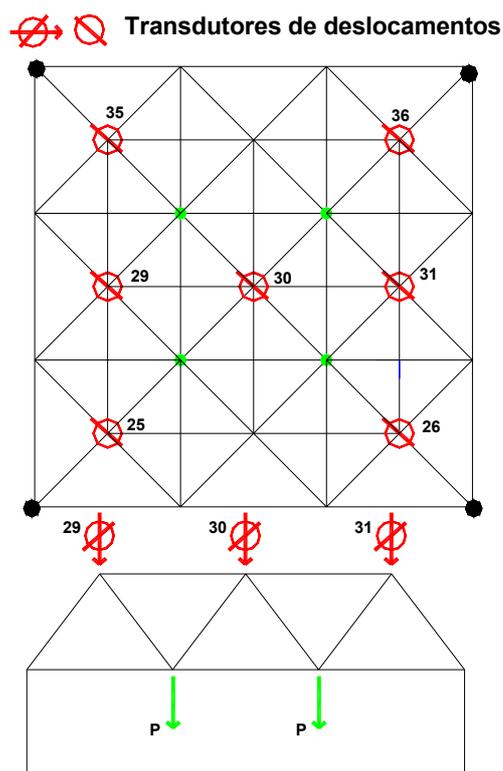


Figura 5.36 – Posicionamento dos transdutores de deslocamento - TE4-2

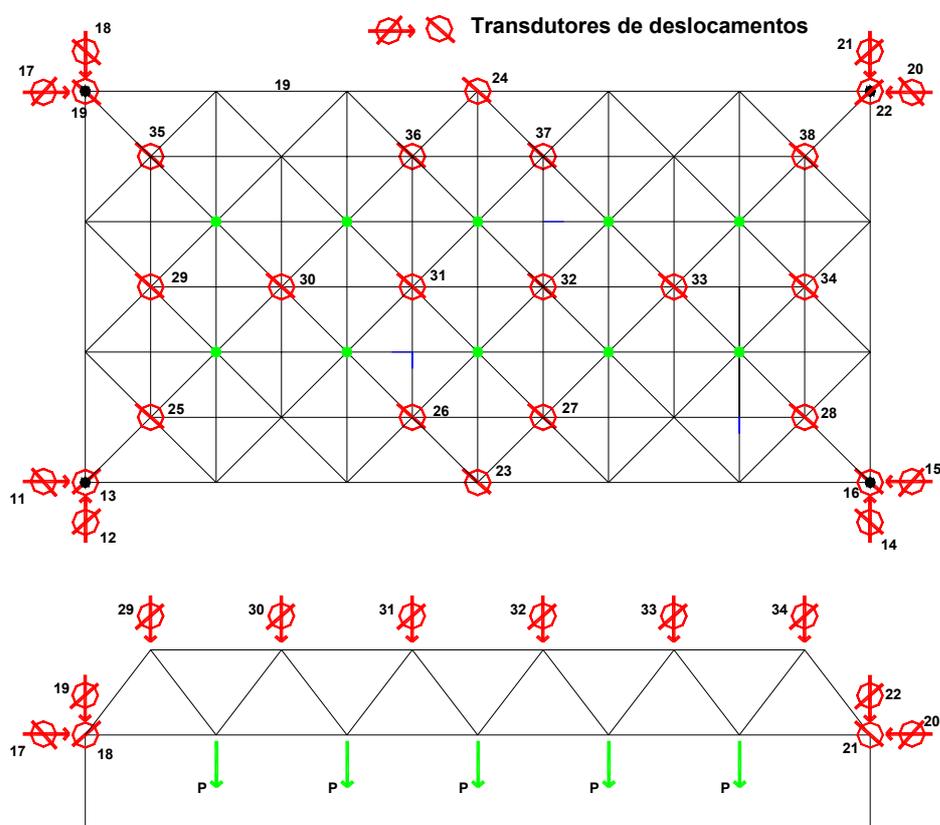


Figura 5.37 – Posicionamento dos transdutores de deslocamento para as treliças TE1, TE1-R, TE2, TE2-R, TE3, TE3-1, TE4, TE4-1 e TE5

Os transdutores foram posicionados no chão e conectados aos nós por meio de cabos de aço, como pode ser observado nas fotos da Figura 5.38, que também mostram os transdutores de deslocamento posicionados nos apoios.

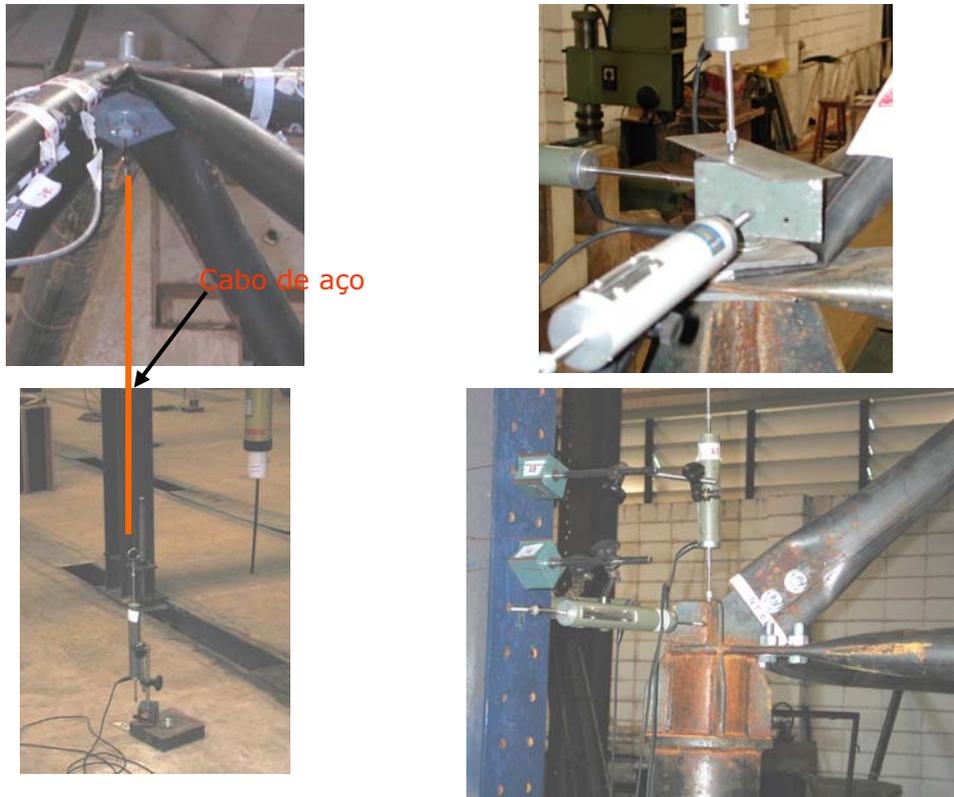


Figura 5.38 – Detalhes da colocação dos transdutores de deslocamento

5.4.3 Deformações

As deformações foram medidas com extensômetros elétricos de resistência da marca Kyowa com base de medida de 2mm.

Foram feitas medições de deformações na seção central da barra e em duas seções na extremidade. Na seqüência apresentam-se a instrumentação para medição de deformações em todas as treliças ensaiadas.

As Figuras subseqüentes apresentam as barras que foram instrumentadas para medição de deformações e a numeração dos canais de leitura para cada treliça ensaiada.

5.4.3.1 – Treliça TE1 – extensometria

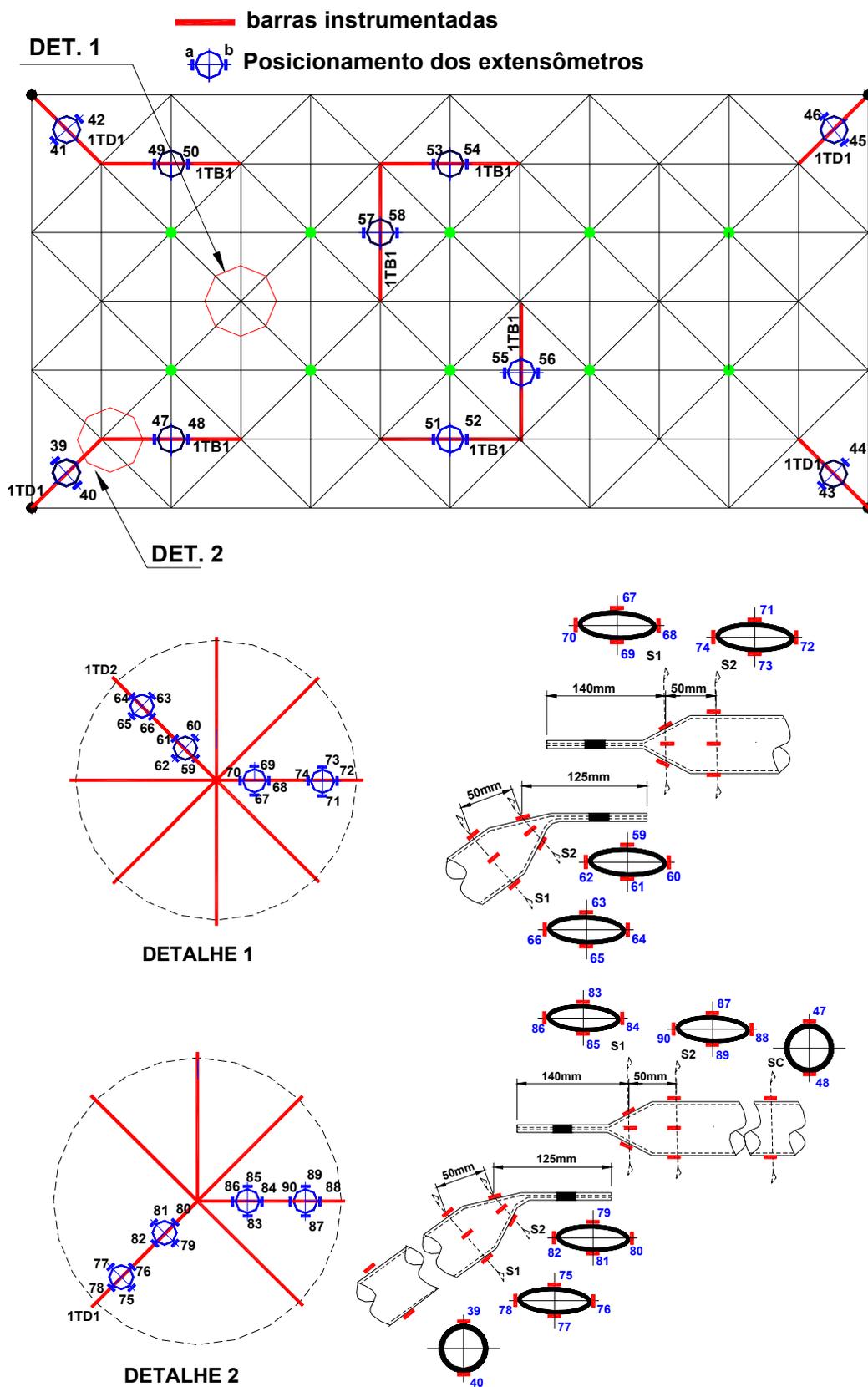


Figura 5.39– Instrumentação para medição de deformações - treliça TE1

5.4.3.2 – Treliça TE1-R – extensometria

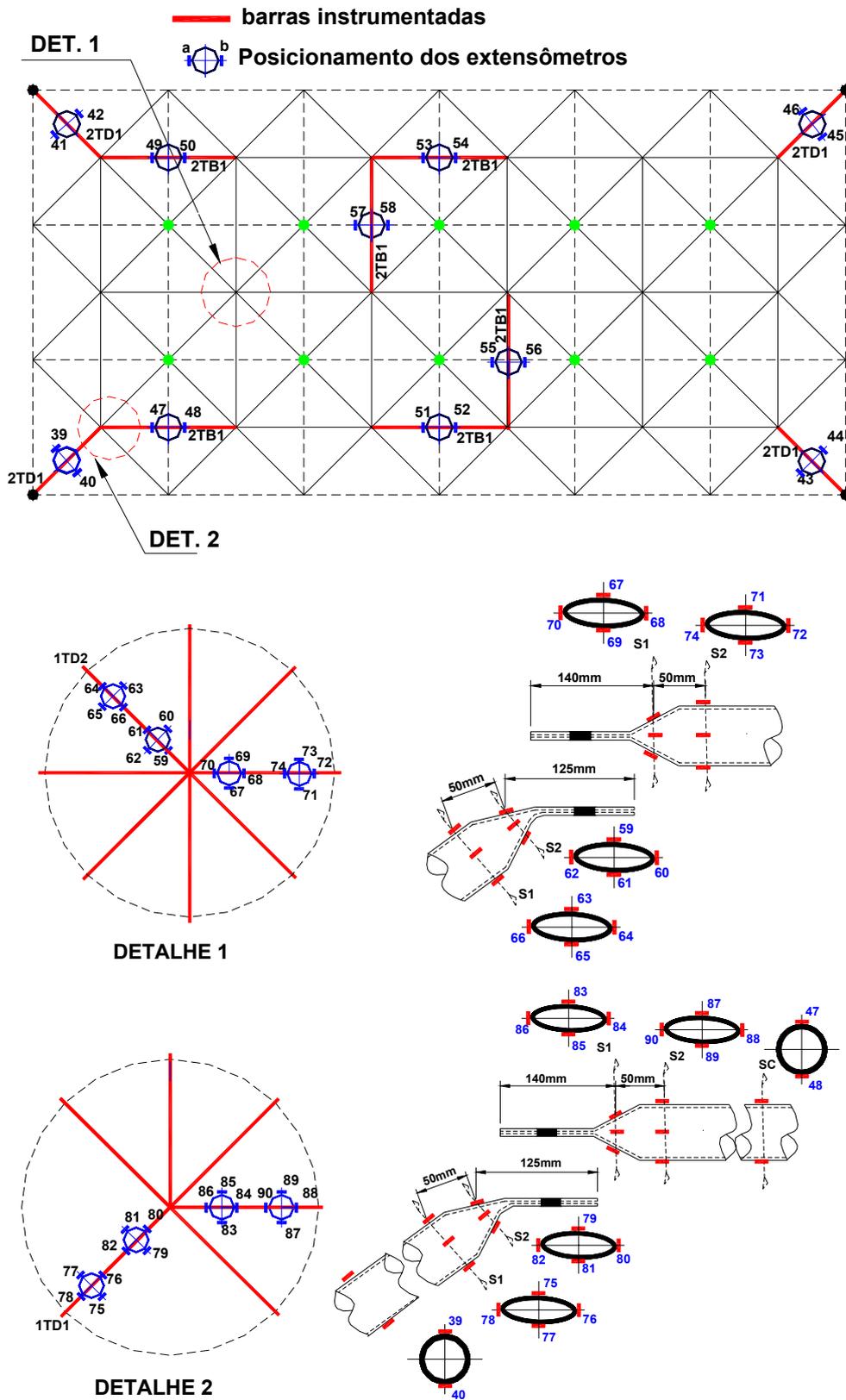


Figura 5.40 – Instrumentação para medição de deformações - treliça TE1-R

5.5.3.3 – Treliça TE2 – extensometria

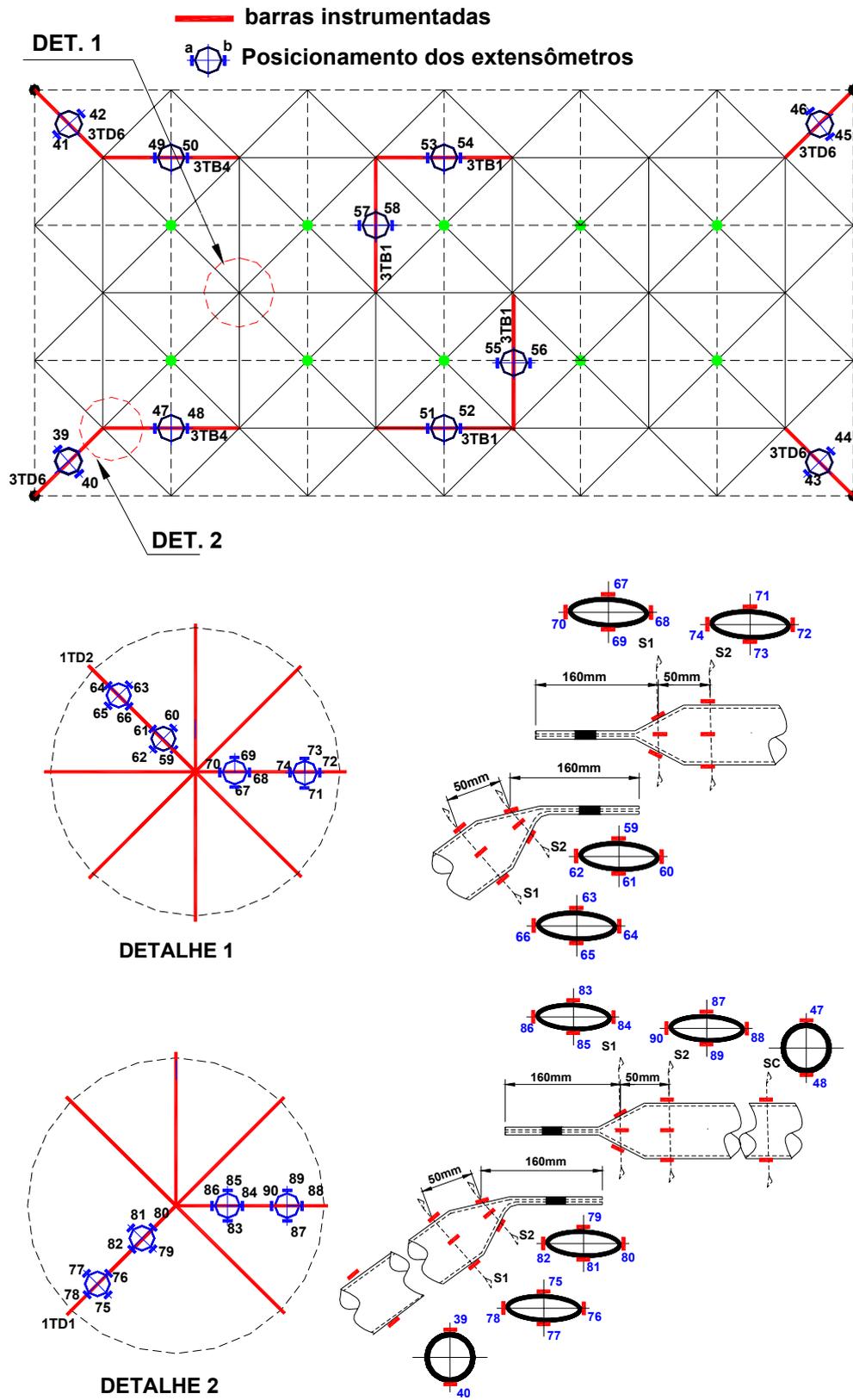


Figura 5.41 – Instrumentação para medição de deformações - treliça TE2

5.4.3.4 – Treliça TE2-R – extensometria

A Figura 5.42 apresenta as barras que foram instrumentadas, para medição de deformações e a numeração dos canais de leitura, para a treliça TE2-R. Nesta estrutura, a extremidade de uma das diagonais de apoio foi instrumentada com rosetas a 45°, (ver detalhe 1, Figura 5.41).

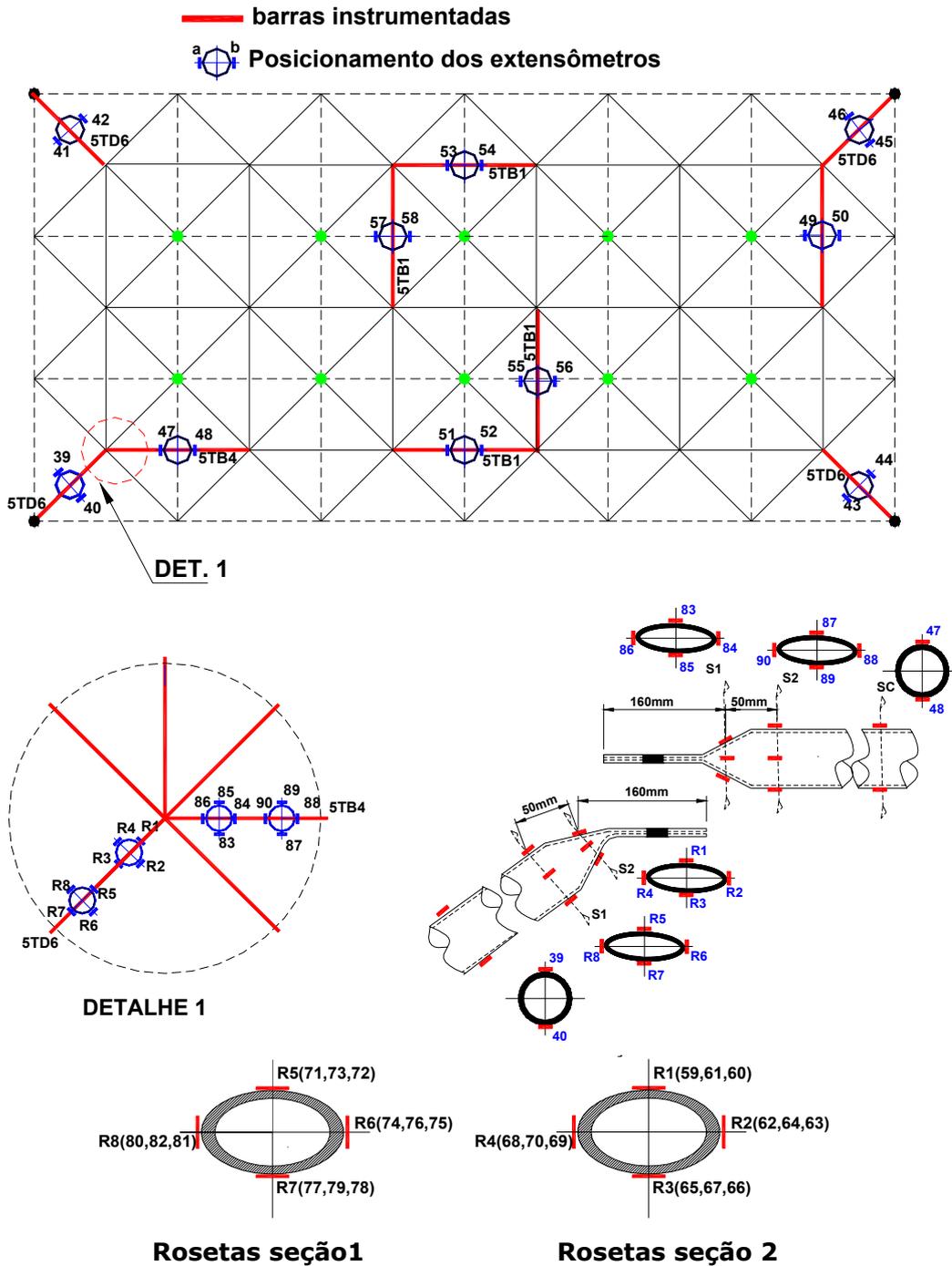


Figura 5.42 – Instrumentação para medição de deformações - treliça TE2-R.

5.4.3.5 – Treliça TE3 – extensometria

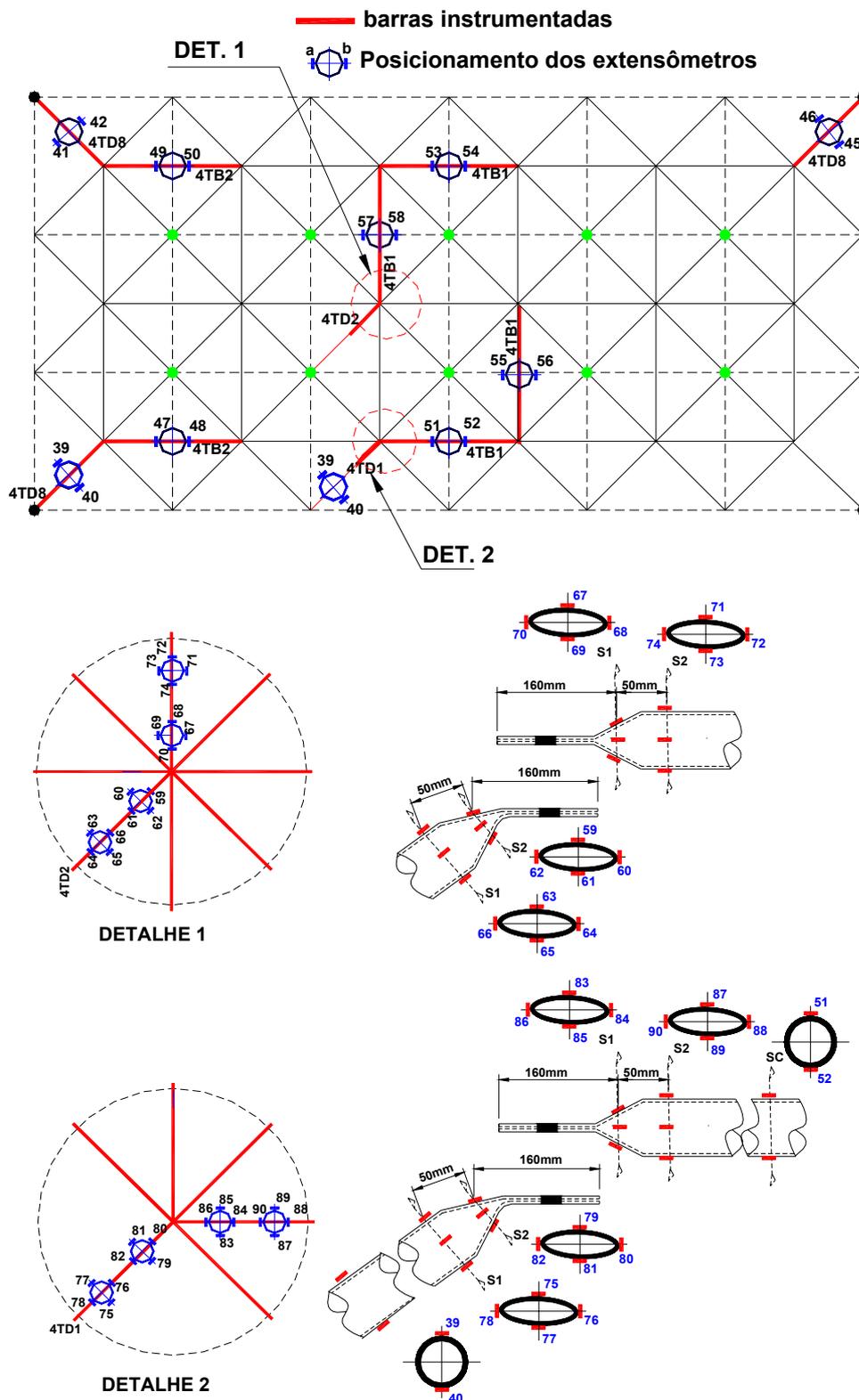


Figura 5.43 – Instrumentação para medição de deformações - treliça TE3

5.4.3.6 – Treliça TE3-1 – extensometria

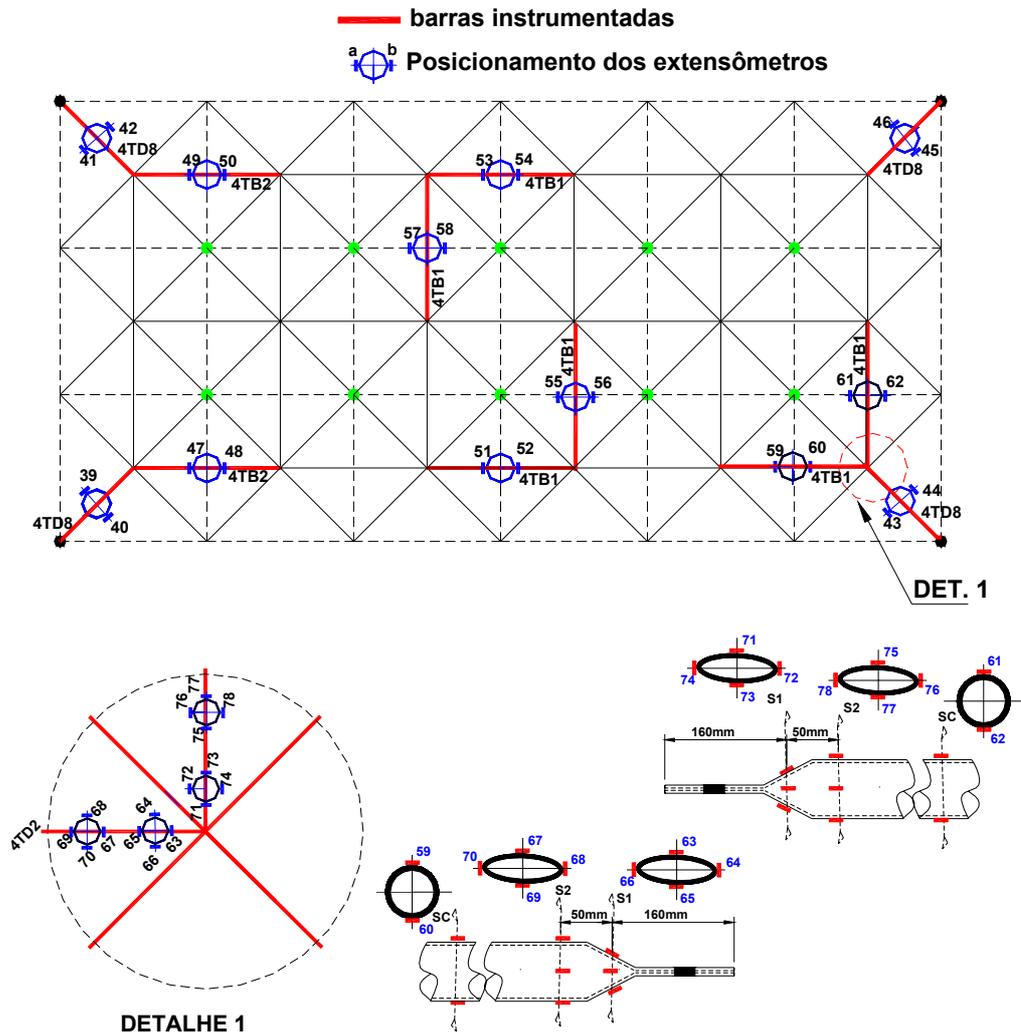


Figura 5.44 – Instrumentação para medição de deformações - treliça TE3-1

5.4.3.7 – Treliça TE4 – extensometria

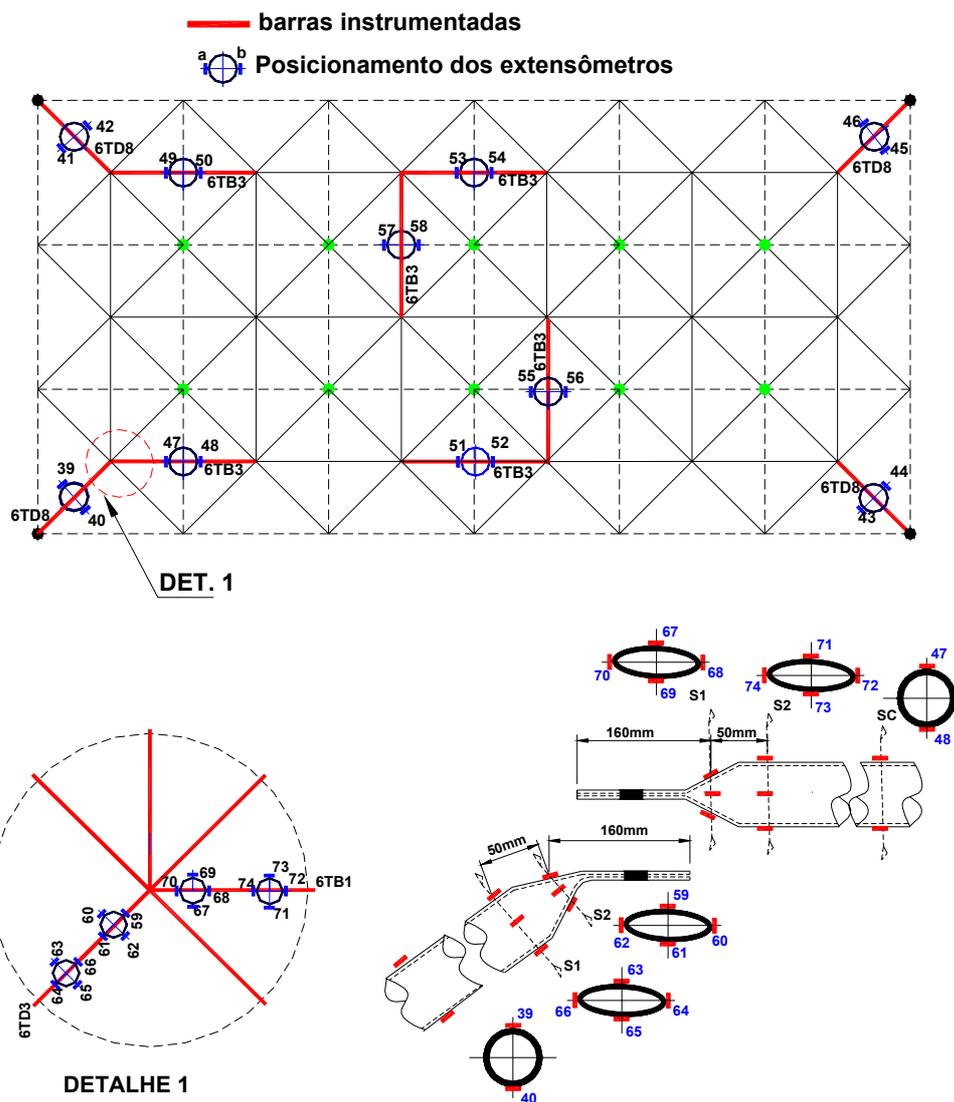


Figura 5.45 – Instrumentação para medição de deformações - treliça TE4

5.4.3.8 – Treliça TE4-1 – extensômetria

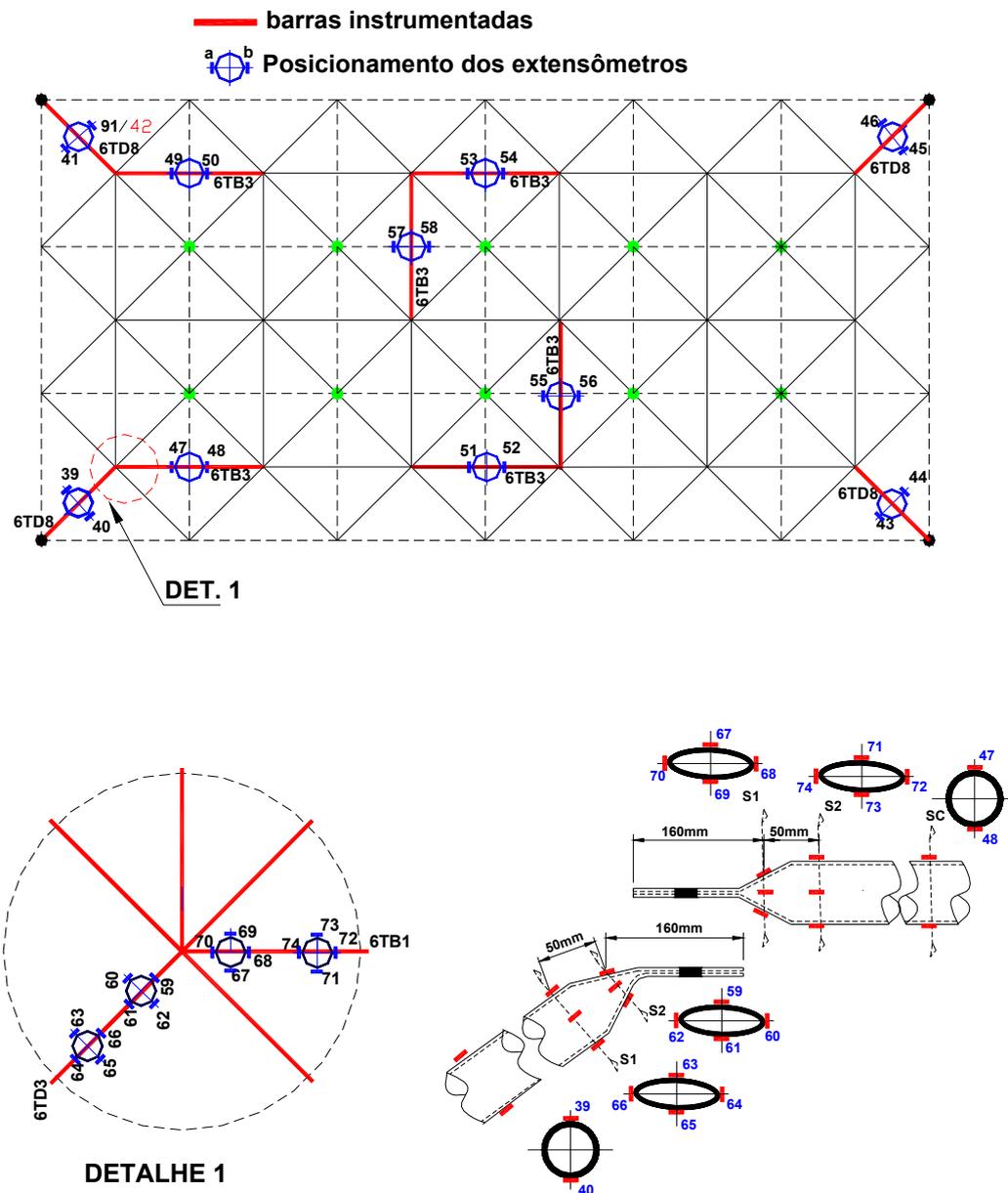


Figura 5.46 – Instrumentação para medição de deformações - treliça TE4-1

5.4.3.9 – Treliça TE4-2 – extensometria

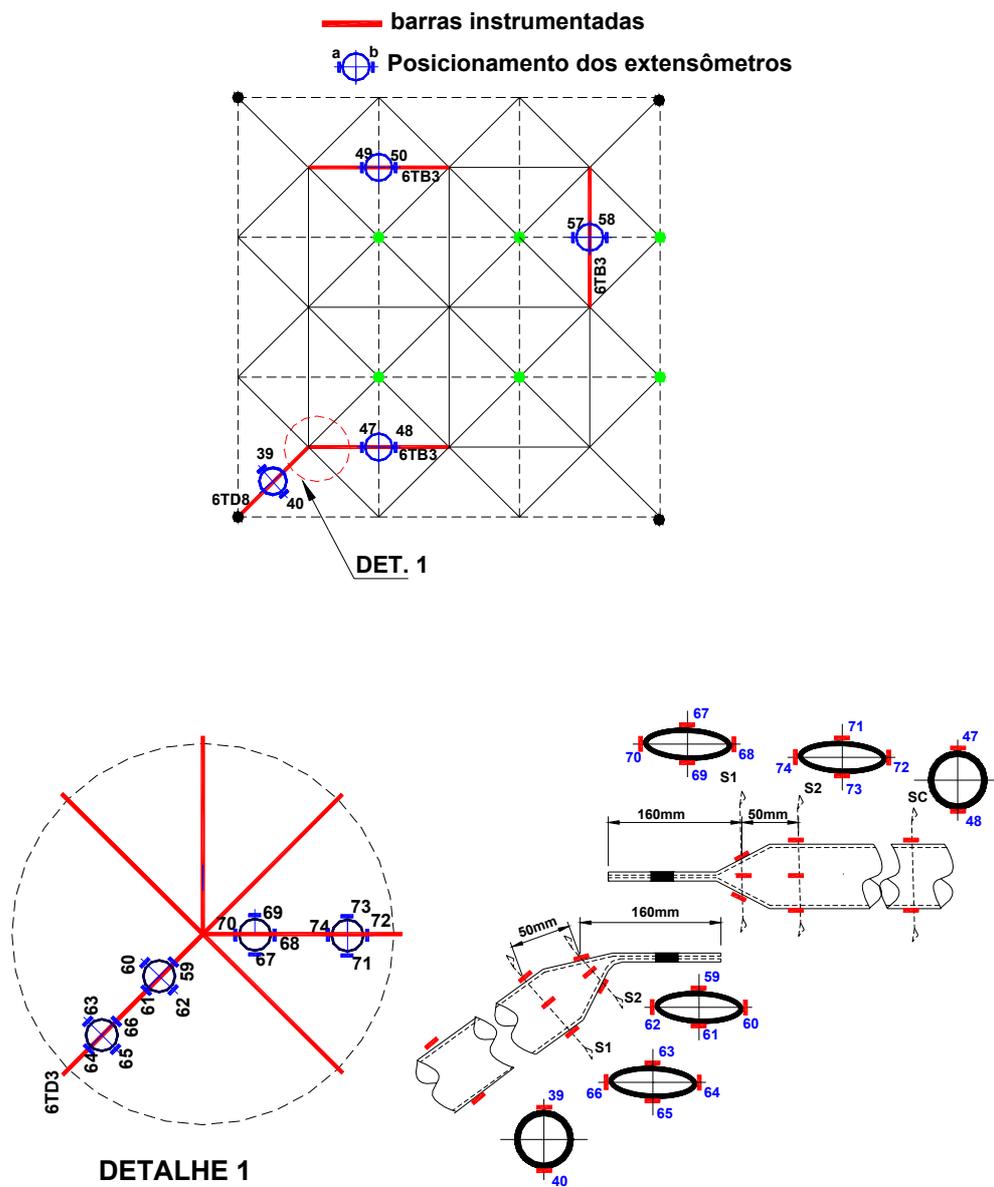


Figura 5.44 – Instrumentação para medição de deformações - treliça TE4-2

5.4.3.10 – Treliça TE5 – extensometria

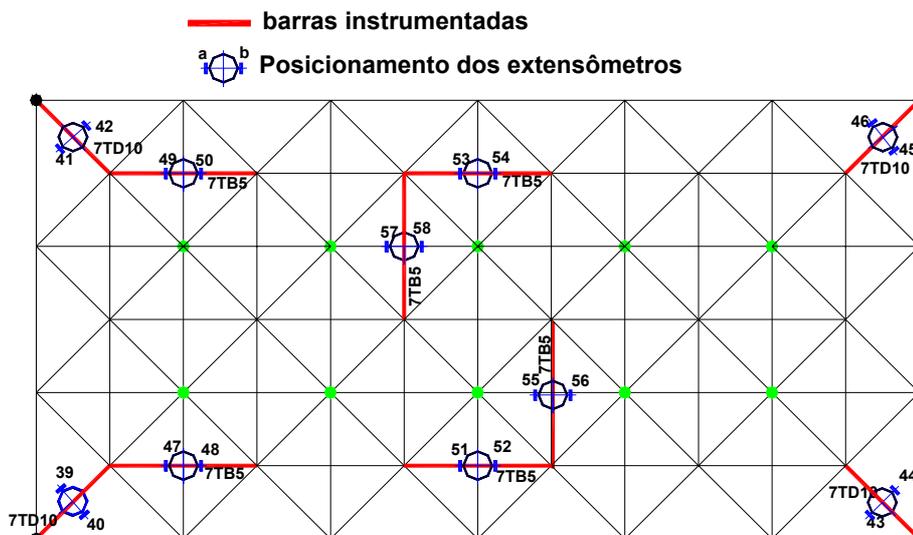


Figura 5.48 – Instrumentação para medição de deformações treliça TE5

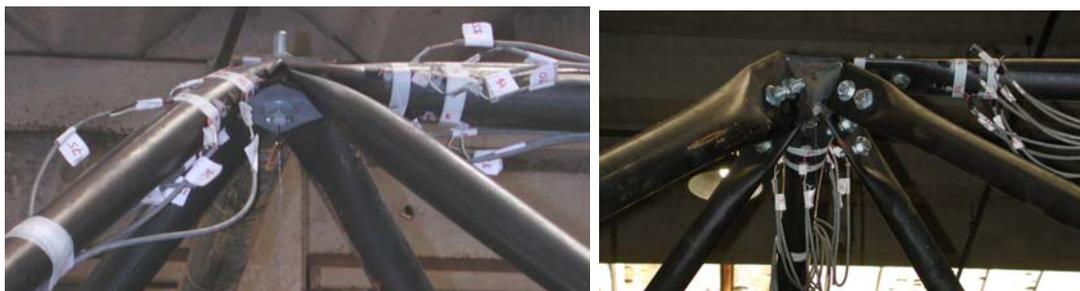
As fotos da Figura 5.49 apresentam o panorama geral dos ensaios, com instrumentação, pórticos de reação e dispositivos de aplicação de força.



a) vista geral do ensaio



b) detalhe instrumentos – transdutores/células de carga



c) instrumentação das extremidades das barras

Figura 5.49 - Panorama geral dos ensaios

5.5 MATERIAIS

Foram utilizados tubos em aço tipo ASTM A570; chapas de nós, cobrejuntas e elementos de reforço em aço ASTM A 36, e parafusos do tipo ASTM A325.

5.5.1 Caracterização do Material

A caracterização do aço foi realizada por meio de ensaio de tração axial em corpo-de-prova, conforme especificações da *American Society for Testing and Materials A 370/92*.

5.5.1.1 Caracterização do aço utilizado nos tubos

Foram retiradas duas amostras para cada diâmetro de tubo, que são constituídas por segmentos de 50cm, dos quais foram extraídos quatro corpos-de-prova, em posições diametralmente opostas (Figura 5.50), sendo um dos corpos de prova na região da solda.

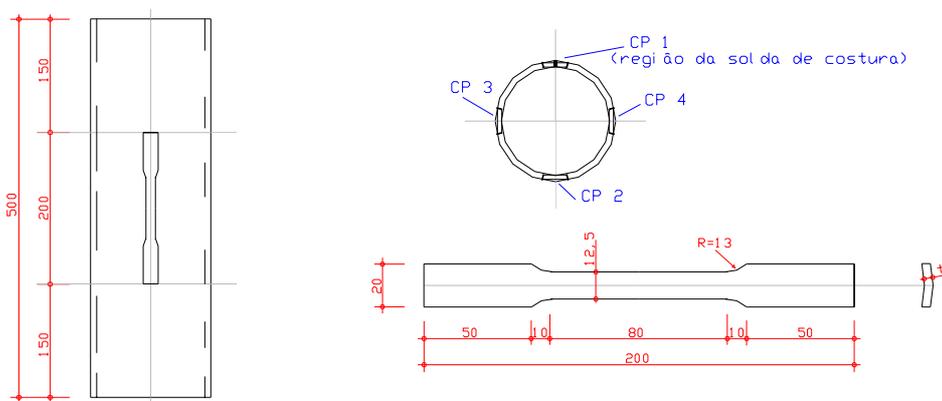


Figura 5.50 – Dimensões e extração de corpos-de-prova para ensaios de tração

Os corpos-de-prova foram ensaiados em máquina de ensaio universal **INSTRON**, instrumentados com extensômetro removível (clipe gage). A Tabela 5.3 apresenta os resultados obtidos.

Tabela 5.3 – Resultados da caracterização do aço - tubos

Tubo	CP	A (%)	F_y (kN)	F_u (kN)	f_y (MPa)	f_y (méd) (MPa)	f_u (MPa)	f_u (méd) (MPa)
φ 60x2,0	1*	8,8	17,35	18,6	580,65	580,65	662,49	
	2	23	12,6	14,8	421,7		495,3	490,7
	3	26,5	13,4	14,8	484,46	429,22	497,3	
	4	21,4	11,4	14,2	381,5		479,47	
φ 76x2,0	1*	13,5	13,0	14,8	495,24	495,24	563,8	
	2	26,8	11,6	13,25	438,40		500,75	485,64
	3	26,5	9,4	12,65	355,25	391,02	478,08	
	4	25	10,0	12,6	379,43		479,09	
φ 88x2,65	1*	19,2	16,2	18,2	471,27	471,27	529,45	
	2	26,2	13,75	15,85	400,0		461,09	455,27
	3	28,8	12,2	15,65	354,9	368,97	455,27	
	4	28,2	12,1	15,45	352,00		449,45	
Tensão de escoamento média					f_y = 396,4MPa			
Tensão última média					f_u = 477,2MPa			

* Corpo-de-prova na região da costura

A = Alongamento máximo na ruptura (base de medida 50mm)

F_y = Força que causa o escoamento

F_u = Força de ruptura

f_y = Resistência ao escoamento (tensão de escoamento)

f_u = Tensão última

5.5.1.2 Caracterização do aço utilizado nos nós

Para caracterização do aço utilizados nos nós foram extraídos quatro corpos-de-prova, sendo dois em nós do primeiro lote (amostras 1 e 2) e dois dos nós adicionais (amostras 3 e 4), que foram fabricados para os ensaios TE3-1 e TE4-1. As dimensões dos corpos-de-prova são as apresentadas na Figura 5.51 de acordo com as especificações da *American Society for Testing and Materials A 370/92*.

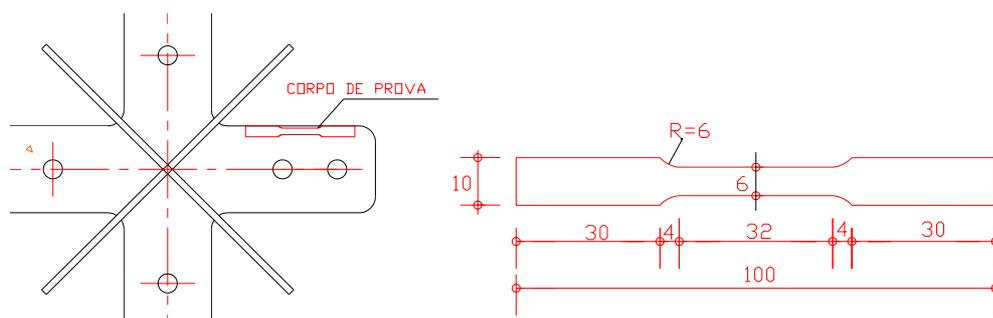


Figura 5.51 – Retirada de corpo-de-prova nos nós

Os corpos-de-prova foram retirados depois de realizados os ensaios das treliças, em nós que não apresentaram colapso. Os resultados estão na Tabela 5.4, e na Figura 5.52 detalhes do ensaio de caracterização.

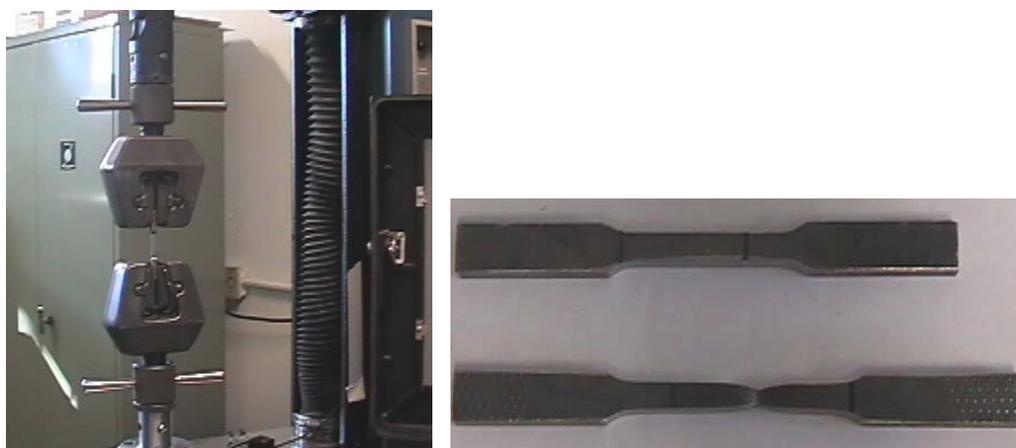


Figura 5.52 – Ensaio de caracterização do aço utilizado nos nós

Tabela 5.4 - Resultados da caracterização do aço - nós

Amostra	A (%)	F_y (kN)	F_u (kN)	f_y (MPa)	f_y (méd) (MPa)	f_u (MPa)	f_u (méd) (MPa)
1	78	9,8	13,2	257	252,5	346,9	346,6
2	88	9,45	13,2	248		346,3	
3	73	11,0	13,6	294	296,5	364,6	447,5
4	68	12,4	22,0	299		530,4	

A = Alongamento máximo na ruptura (base de medida 20mm)

F_y = Força que causa o escoamento

F_u = Força de ruptura

f_y = Resistência ao escoamento (tensão de escoamento)

f_u = Tensão última

5.6 PREVISÃO DE CARREGAMENTO

Neste item serão apresentadas as previsões de carregamento para realização dos ensaios. Uma previsão simplista do carregamento máximo a ser aplicado às estruturas foi realizada segundo uma análise elástica linear, utilizando um modelo de treliça ideal. Admitiu-se comportamento elástico linear até a ruína e foi excluída a possibilidade de instabilidade do nó, ou seja, o carregamento último da estrutura corresponde ao carregamento que causa instabilidade das barras comprimidas mais solicitadas.

A resistência à compressão das barras foi determinada segundo a NBR-8800(1986) admitindo três diferentes hipóteses:

1. Barras com inércia constante ao longo do comprimento, extremidades rotuladas, comprimento igual 2500mm, Coeficiente de Flambagem $K=1, (N_{n,1})$.
2. Barras com variação de seção devido a estampagem, extremidades rotuladas, comprimento igual 2500mm. Coeficiente de Flambagem $K=1, (N_{n,2})$.
3. Barras com inércia constante ao longo do comprimento, extremidades rotuladas, comprimento igual 2500mm, coeficiente de Flambagem K determinado segundo HANAOR(2000), $(N_{n,3})$.

Para o material foram utilizadas as propriedades mecânicas obtidas na caracterização do aço: $f_y= 396\text{MPa}$ e $E=205000\text{MPa}$.

A Tabela 5.5 apresenta o cálculo do coeficiente de flambagem, segundo HANAOR(2000), para os banzos das treliças com nós de aço, com extremidades estampadas e com chapas de ponteiros. Este procedimento não foi adotado para as diagonais, onde adotou-se somente a hipótese de $K=1$ com e sem consideração da variação de seção.

Tabela 5.5 – Coeficiente de flambagem considerando estabilidade do nó para os banzos

Tubo $\phi 76 \times 2,0$ – extremidade estampada com nó de aço	
<p>-a=190mm – comprimento do nó;</p> <p>-lc= 50mm – comprimento com seção variável na extremidade da barra</p> <p>-l= 2020 mm – comprimento com seção constante;</p> <p>-I_{xc} = 31,8cm⁴ – inércia seção central</p> <p>I_{xe} = 1,55cm⁴ – inércia seção estampada</p>	$k_m = \frac{EI_{xc}}{l} = \frac{20500 \times 31,8}{202} = 3227,23 \text{ kNcm}$ $k_c = \frac{EI_{xe}}{l_c} \frac{20500 \times 1,55}{5} = 6355 \text{ kNcm}$ $\frac{k_m}{k_c} = 0,51 \qquad \frac{a}{l} = 0,09$ <p>K = 1,06</p>
Tubo $\phi 76 \times 2,0$ – extremidade com chapa de ponteira e nó de aço	
<p>-a=148mm – comprimento do nó;</p> <p>-lc= 35mm – comprimento com seção variável na extremidade da barra</p> <p>-l= 2134 mm – comprimento com seção constante;</p> <p>-I_{xc} = 31,8cm⁴ – inércia seção central</p> <p>I_{xe} = 6,8cm⁴ – inércia seção estampada</p>	$k_m = \frac{EI_{xc}}{l} = \frac{20500 \times 31,8}{213,4} = 2054,83 \text{ kNcm}$ $k_c = \frac{EI_{xe}}{l_c} \frac{20500 \times 6,85}{3,5} = 39828,57 \text{ kNcm}$ $\frac{k_m}{k_c} = 0,08 \qquad \frac{a}{l} = 0,07$ <p>K = 1,0</p>

Para determinação da força normal resistente considerando a variação de seção foi utilizado o procedimento apresentado no capítulo 3 e discutido em detalhes por SOUZA(1998). A variação de seção nas extremidades foi levantada segundo a metodologia apresentada no item 4.1.2. A Figura 5.53 apresenta a variação de inércia na extremidade de uma barra que compõem os banzos.

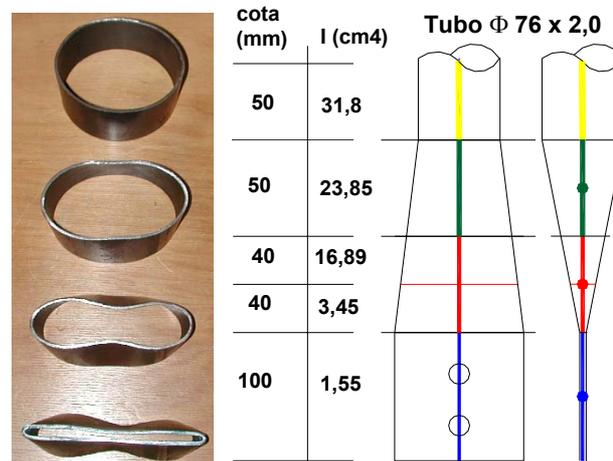


Figura 5.53 – Variação de inércia extremidade de barras estampadas

A Tabela 5.6 apresenta a força normal resistente à compressão para barras que compõem a estrutura, calculada segundo as três hipóteses descritas acima.

Tabela 5.6 – Força normal resistente nominal das barras

Seção	Posição	Comp. (mm)	Esbeltez	N_n^1 (kN)	N_n^2 (kN)	N_n^3 (kN)
φ 60x2,0	Diagonal	2318	113	50,09	44,58	-
φ 76x2,0	Banzos	2500	95,5	84,64	81,38	81,30
φ 88x2,65	Diagonal	2318	76,8	178,35	169,43	-

Os esforços nas barras e deslocamentos na estrutura para carregamento unitário são os apresentados nas Figuras 5.54 e 5.55. Esses resultados foram obtidos em análise elástica linear.

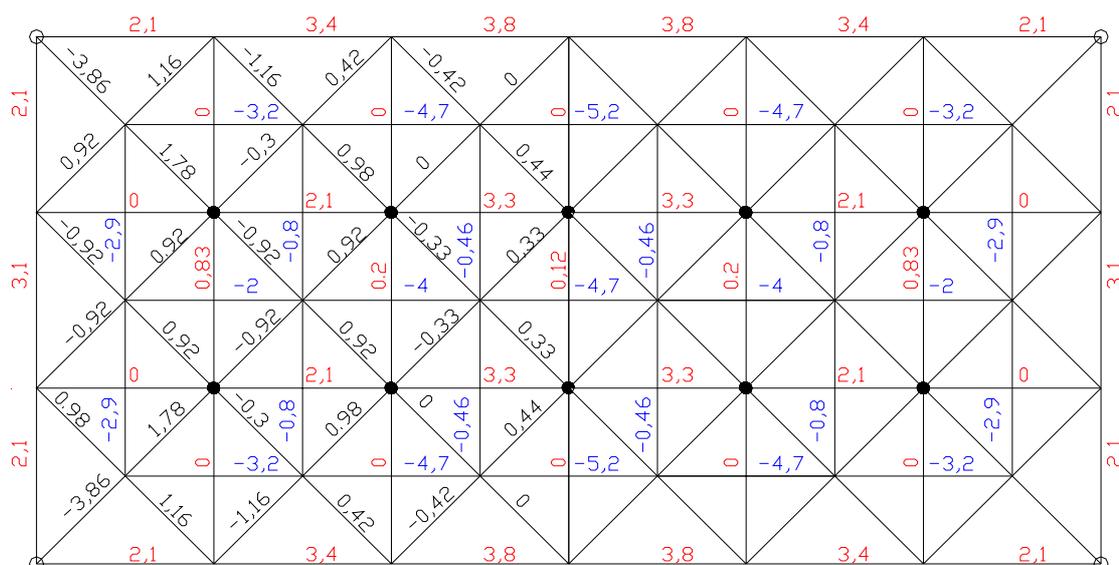


Figura 5.54 – Esforços nas barras para carregamento unitário - modelo de treliça

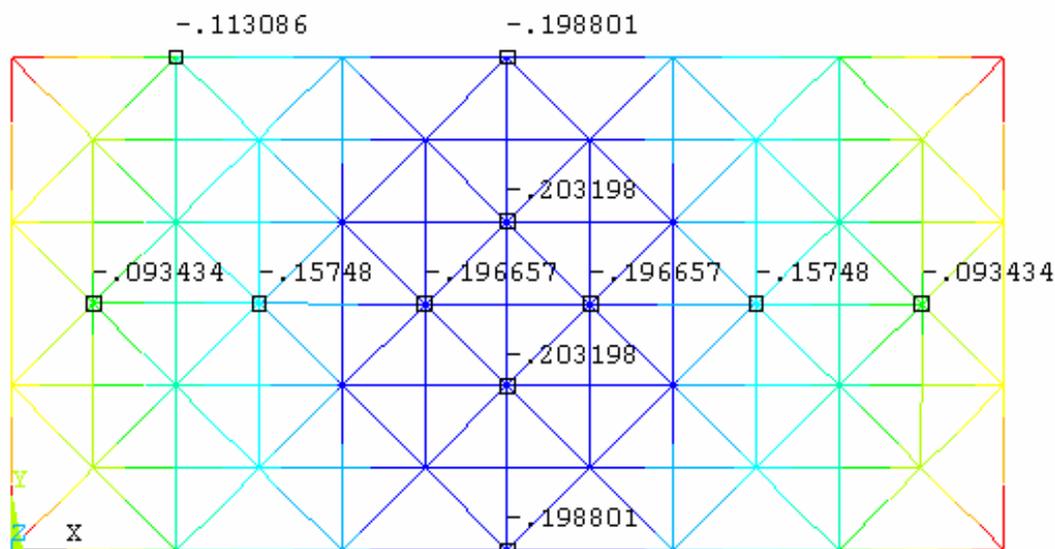


Figura 5.55 – Deslocamentos na treliça para carregamento unitário (cm) – modelo de treliça

Na Tabela 5.7 estão os valores dos carregamentos últimos teóricos e deslocamentos máximos para cada uma das treliças ensaiadas.

O carregamento último teórico foi determinado admitindo esgotamento da capacidade resistente das barras, tomando como referência os valores calculados segunda a hipótese 1 ($N_{n,1}$), ou seja, coeficiente de flambagem $K=1$ e barras com seção constante ao longo do comprimento.

Tabela 5.7 – Carregamento último e deslocamento máximo em análise elástica linear

TRELIÇA	LIGAÇÃO	DIAG. APOIO	F_{máx} (kN)	Desl. (cm)	colapso previsto
TE1	Nó típico	φ 60x2,0	129,7	2,63	Flambagem diagonal de apoio
TE1-R	Nó típico reforçado	φ 60x2,0	129,7	2,63	Flambagem diagonal de apoio
TE2	Nó típico	φ 88x2,65	162,8	3,30	Flambagem banzo superior
TE2-R	Nó típico reforçado	φ 88x2,65	162,8	3,30	Flambagem banzo superior
TE3/ TE3-1	Nó típico c/ nó de aço – vértice	φ 88x2,65	162,8	3,30	Flambagem banzo superior
TE4/TE4-1	Nó de aço	φ 88x2,65	162,8	3,30	Flambagem banzo superior
TE4-2	Nó de aço	φ 88x2,65	260,00	1,62	Flambagem banzo superior
TE5	Nó com ponteira	φ 88x2,65	162,8	3,30	Flambagem banzo superior

O valor de $F_{máx}$ apresentado na Tabela 5.7 corresponde ao carregamento total aplicado na estrutura que foi distribuído em 10 nós do banzo inferior.

Para as treliças TE1, TE1-R e TE2 foi prevista a aplicação de 13kN por nó em etapas de aproximadamente 1,0kN. Para as demais treliças foi previsto 16kN por nó, aplicados em incrementos de 1,0kN. Estes valores foram parâmetro para a aplicação de força durante os ensaios experimentais e para a aplicação de incrementos de força nas análises não-lineares.

ANÁLISE EXPERIMENTAL capítulo 6

Neste capítulo, serão apresentados e discutidos os resultados da análise experimental realizada em dez protótipos de treliças espaciais com diferentes sistemas de ligação, descritos no Capítulo 5.

Os resultados serão apresentados por estrutura, e em seguida far-se-ão comparações entre o comportamento experimental dos sistemas de ligação empregados.

6.1 TRELIÇA ESPACIAL TE1 (NÓ TÍPICO)

A treliça espacial TE1 tem ligações em nós típicos com seus banzos formados por barras de seção circular ϕ 76x2,0mm e diagonais (inclusive dos apoios) 60x2,0mm.

6.1.1 Modos de colapso

A treliça espacial TE1 apresentou comportamento força aplicada X deslocamento acentuadamente não-linear. Observaram-se acomodações da estrutura durante o ensaio, com deslizamento entre barras na região nodal, o que provocou grandes deslocamentos para pequenos acréscimos de carregamento.

Ocorreram concentrações de deformações nas extremidades estampadas das barras, causando a degeneração do nó, com plastificação e separação das barras na região da ligação, provocando o colapso da estrutura.

O colapso da estrutura iniciou-se com o esgotamento da capacidade dos nós dos vértices superiores (*nó de canto*), junto à diagonal de apoio. A Figura

6.1 apresenta, em ordem seqüencial, os nós que provocaram o colapso da estrutura.

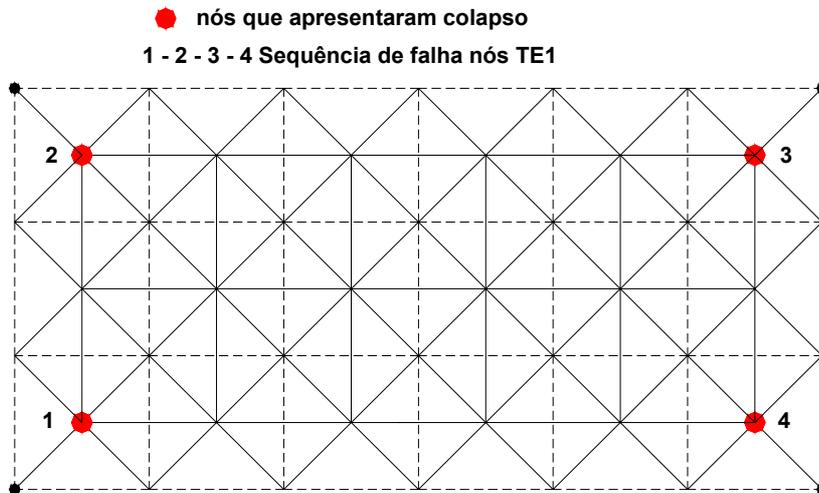
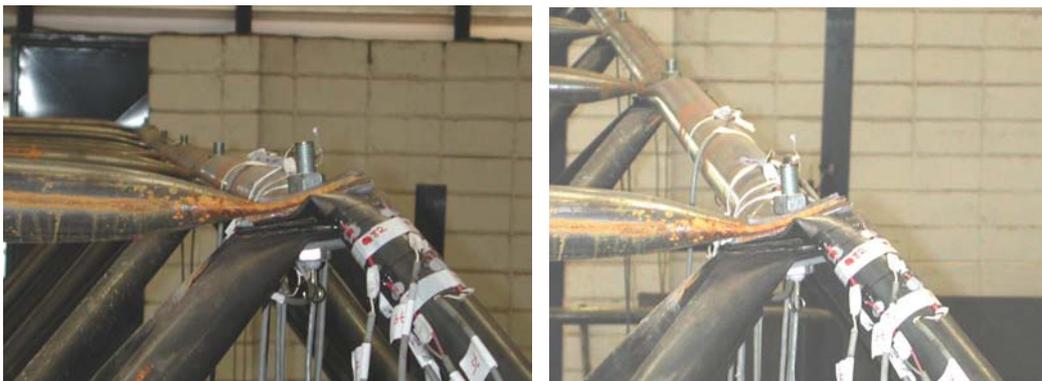


Figura 6.1 – Seqüência de falha dos nós da treliça TE1

A diagonal de apoio do nó 1, que é barra mais solicitada do nó, era a primeira na montagem, sendo colocada logo abaixo dos banzos, isto explica o fato do colapso ter tido início neste ponto. O colapso dos demais nós foi praticamente simultânea. A seqüência do colapso coincide com a seqüência de montagem das diagonais de apoio.

As barras que convergem para este nó não são as mais solicitadas da estrutura, no entanto, a localização e a geometria o tornam mais sensível às excentricidades.

As fotos da Figura 6.2 apresentam a configuração de ruína para os nós da treliça TE1.



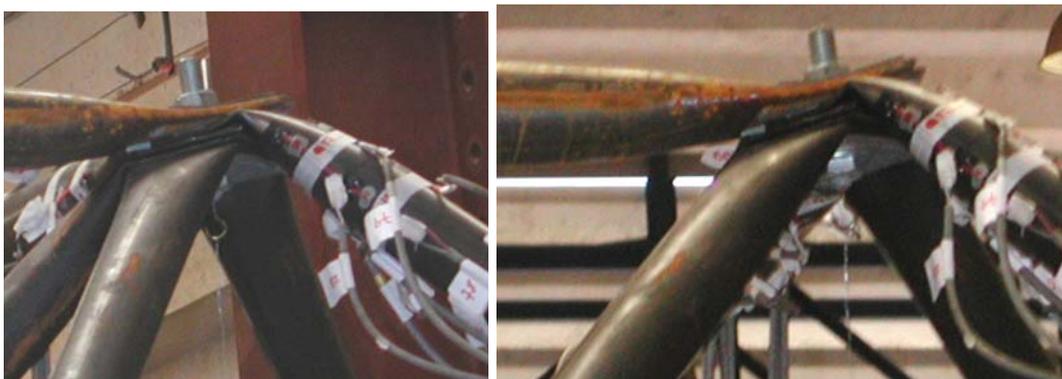


Figura 6.2 – Configuração de colapso nó 1 – TE1

Percebem-se rotações do nó, plastificação e deformações excessivas das extremidades das barras e escorregamentos entre barras na região do nó, resultando em aumento dos deslocamentos verticais e o colapso estrutural para um carregamento total de 93,0kN, 28% inferior ao previsto teoricamente, com o modelo de treliça em regime elástico linear.

Este modo de colapso não ocorreu na extremidade da diagonal, junto ao banzo inferior, onde localiza-se o apoio. No detalhamento do apoio foram criados elementos enrijecedores que impediram a deformação da diagonal. Os detalhes de apoios utilizados foram apresentados no capítulo 5.

6.1.2 Deslocamentos TE1

No gráfico da Figura 6.3 apresentam-se os deslocamentos verticais, na direção do maior vão, obtidos experimentalmente, para várias etapas de carregamentos.

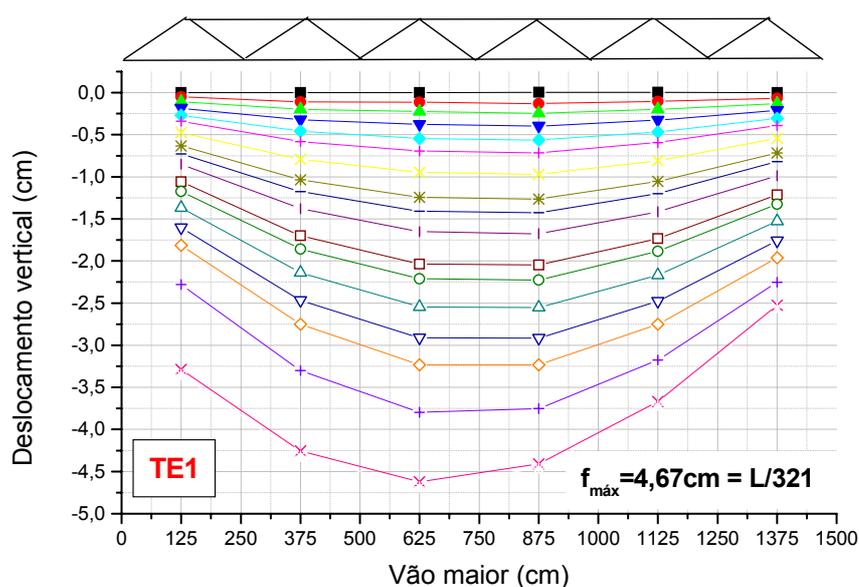


Figura 6.3 – Deslocamentos verticais ao longo do vão para treliça TE1

Os deslocamentos verticais encontram-se dentro de valores aceitáveis, em situação de utilização, tendo em vista que o colapso foi caracterizado pela falha do nó, junto às diagonais de apoio.

A fim de permitir uma melhor compreensão e análise dos deslocamentos o gráfico da Figura 6.4 apresenta a distribuição de força nos atuadores hidráulicos.

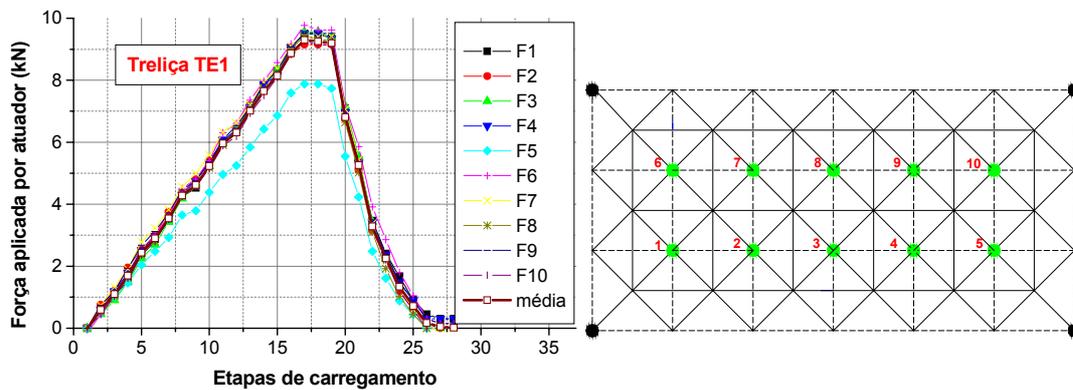


Figura 6.4 – Distribuição de força nos atuadores – TE1

A Figura 6.4 pode comprovar que com exceção ao atuador F5 que apresentou carregamento inferior aos demais, houve uma boa distribuição de carregamento na estrutura.

Os gráficos subsequentes apresentam os resultados para deslocamentos medidos na treliça TE1. A numeração dos canais de leitura, que correspondem aos transdutores de deslocamentos são apresentados na Figura 6.5, e os resultados de deslocamentos na Figura 6.6

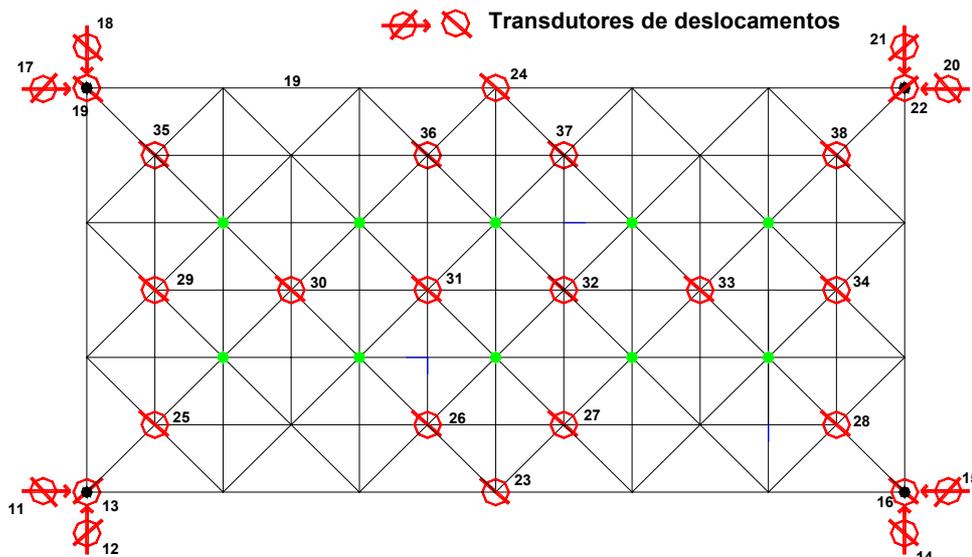


Figura 6.5 – Canais de leitura para deslocamento na treliça TE1

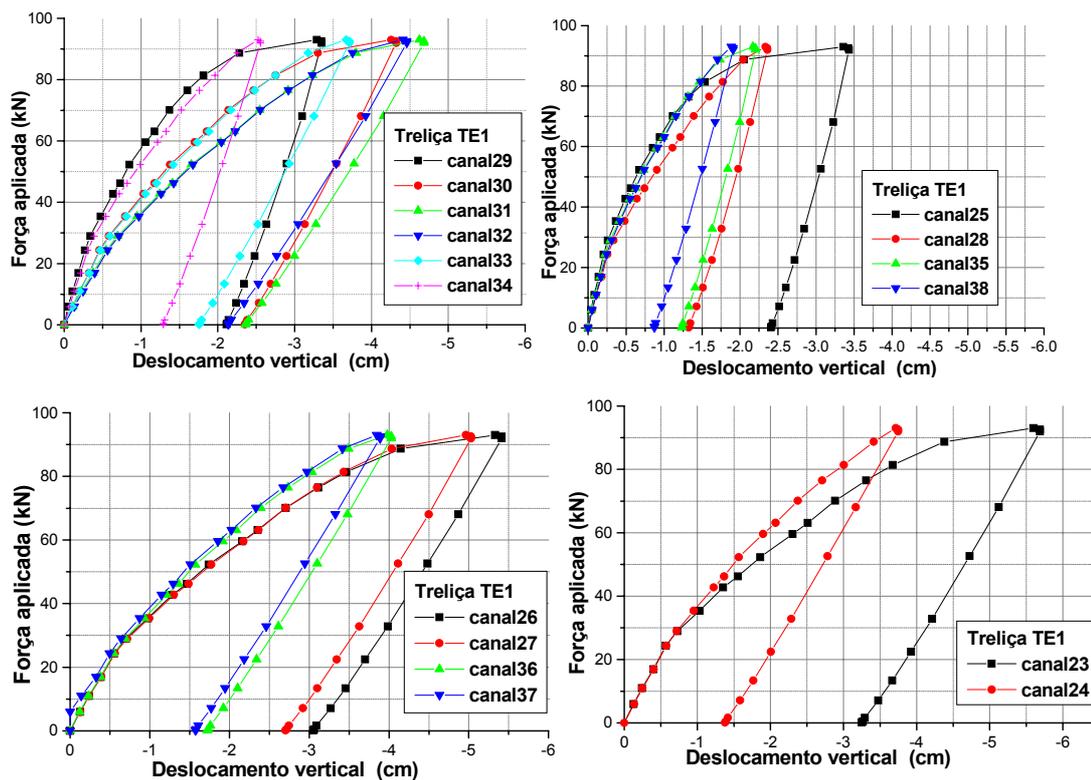


Figura 6.6 – Deslocamentos verticais treliça TE1

Analisando-se estes resultados é possível perceber uma rápida degeneração da estrutura que desenvolve um comportamento força aplicada x deslocamento com acentuada não-linearidade, causado principalmente pelo escorregamento entre barras.

6.1.3 Deformações TE1

Os gráficos, das figuras subsequentes, apresentam os resultados experimentais para deformações nas barras com referência aos canais de medição apresentados na Figura 6.7. A instrumentação indicada na Figura 6.7 corresponde às seções a meio comprimento da barra, a instrumentação nas extremidades é apresentada nos detalhes, com os respectivos resultados.

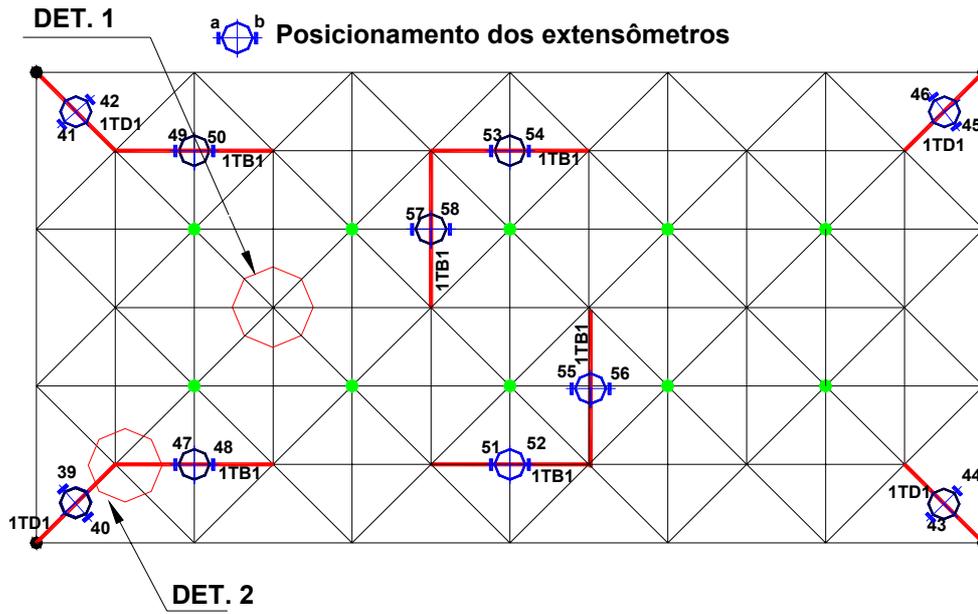
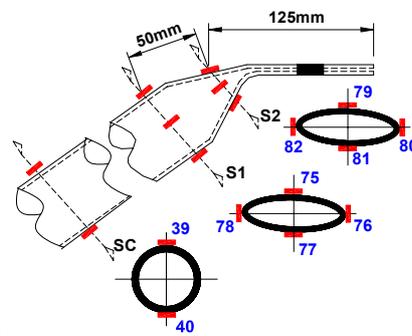
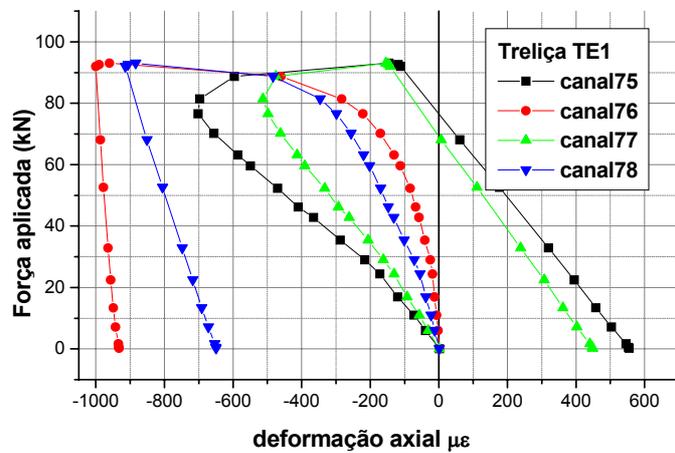
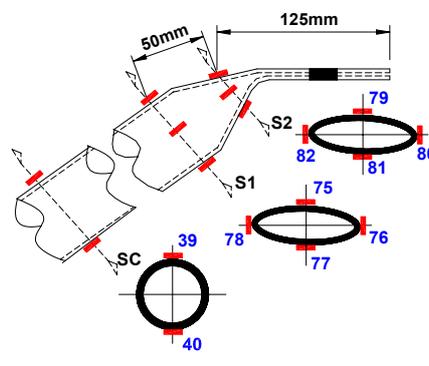
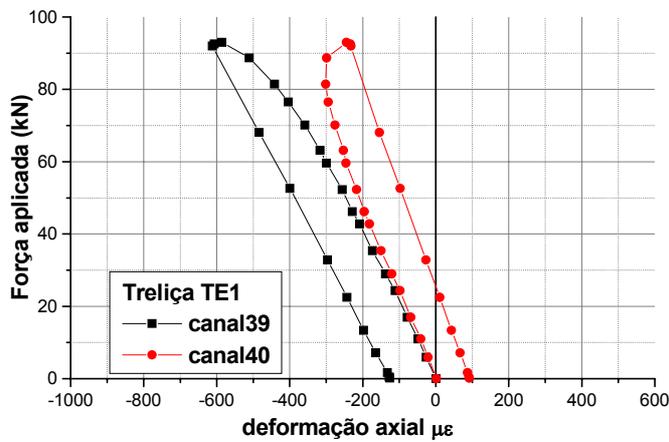


Figura 6.7 – Canais de medição de deformações Treliza TE1

Os Gráficos das Figuras 6.8 apresentam as deformações medidas na diagonal de apoio, por onde teve início o colapso da estrutura - (DET 2 da Figura 6.7).



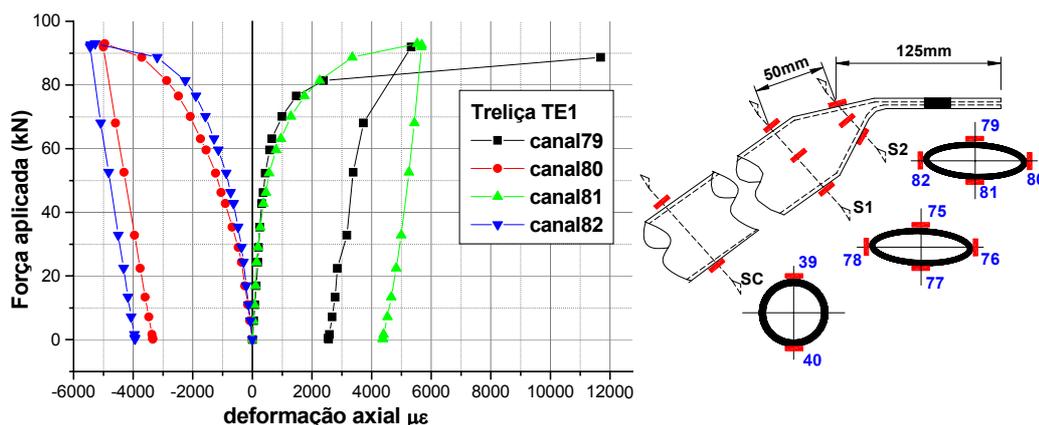


Figura 6.8 – Deformações diagonais de apoio

Observam-se deformações na região da estampagem muito superiores as deformações na seção central da barra, evidenciando que plastificação na estampagem conduz a estrutura ao colapso.

O fluxo de deformações de compressão tende a se concentrar nas bordas da extremidade estampada (canais 80 e 82 do gráfico da Figura 6.8), em contrapartida no plano da estampagem (canais 79 e 81 do gráfico da Figura 6.8) as deformações de compressão tendem a diminuir e, em alguns casos, resultam em deformações de tração. Essa distribuição de tensões demonstra que existe a tentativa da barra recuperar sua forma circular.

Para as diagonais da região central da estrutura (DET 1 da Figura 6.6) não houve diferenças significativas entre as deformações medidas na seção central e nas seções junto a estampagem. Este fato era esperado devido o nó se encontrar em zona pouco solicitada da estrutura e ser simétrico, minimizando ou anulando efeitos de excentricidades.

As deformações medidas no banzo superior junto ao nó de canto (DET 2 da Figura 6.7), por onde iniciou-se o colapso, são apresentadas na Figura 6.9.

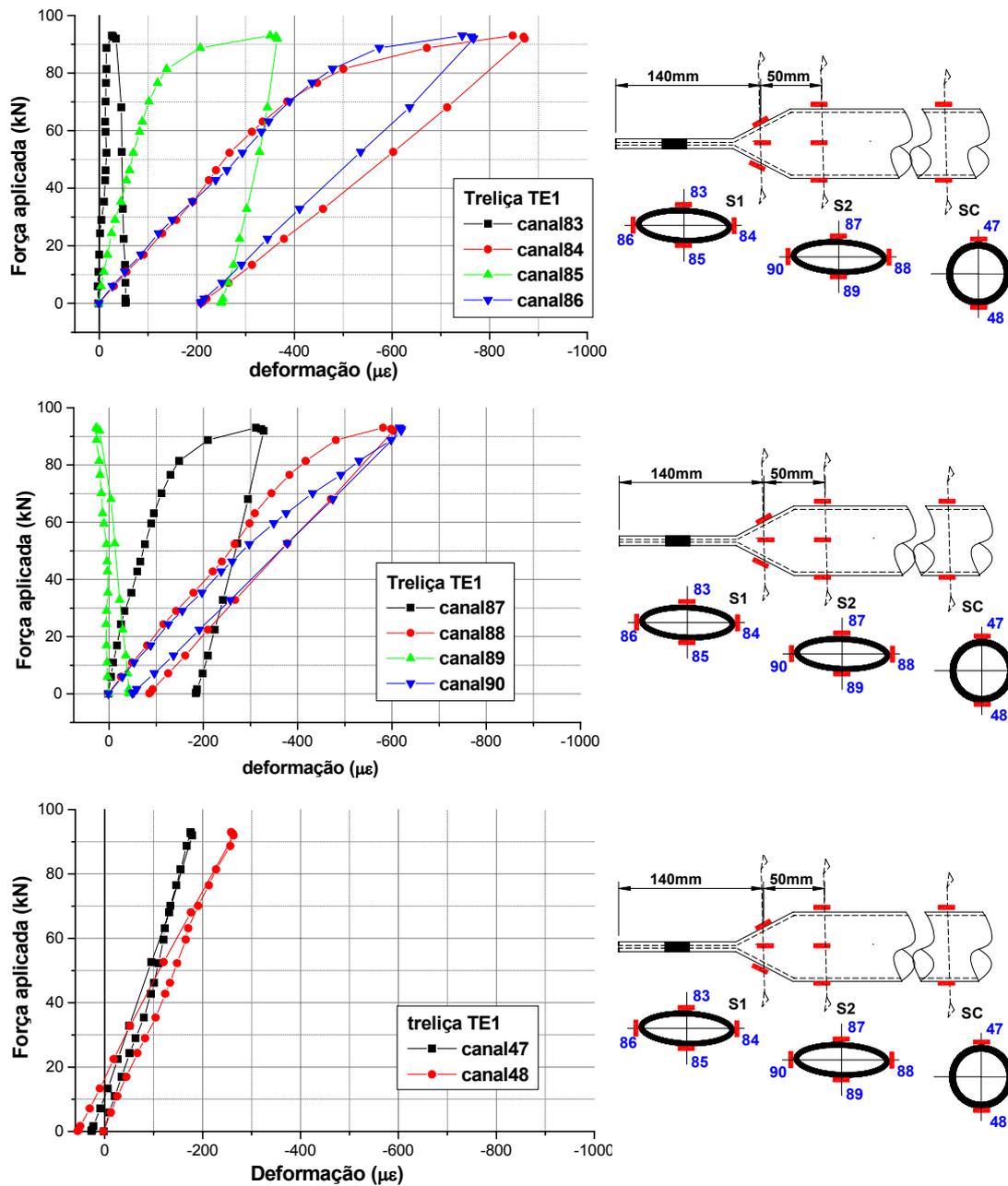


Figura 6.8 – Deformações nos banzo superior junto ao nó de canto

Pelos resultados apresentados, na Figura 6.8, verifica-se que nos banzos também ocorre concentração de deformações na região da estampagem, com o fluxo de deformações na direção das bordas.

Nos banzos da região central da estrutura foram medidas as deformações somente em uma seção a meio comprimento da barra, a Figura 6.10 apresenta os resultados para um banzo na direção do maior e do menor vão, respectivamente.

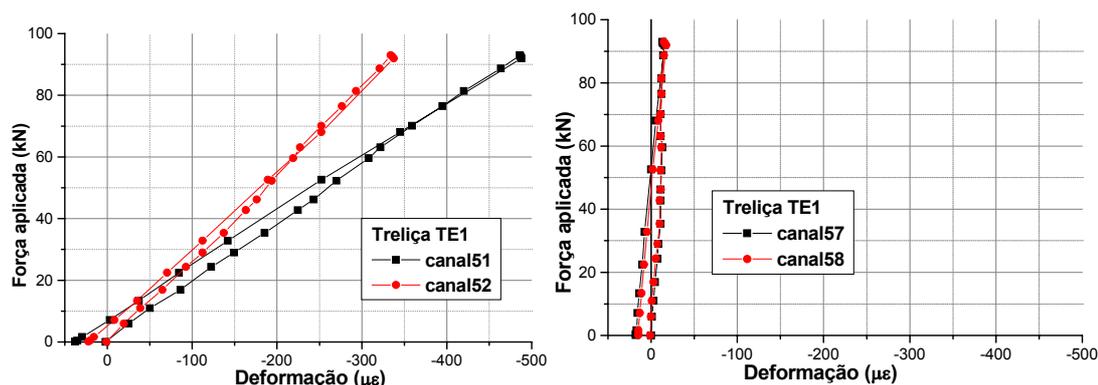


Figura 6.10– Deformações nas seções centrais dos banzos superiores – (identificação dos banzos ver Figura 6.7)

As deformações nas seções centrais das barras permanecem praticamente lineares e em regime elástico, comprovando que o colapso da estrutura está relacionado a problemas localizados nas ligações, junto as diagonais de apoio.

6.2 TRELIÇA ESPACIAL TE1-R (NÓ TÍPICO E REFORÇO)

A treliça espacial TE1-R tem ligações em nós típicos com seus banzos formados por barras de seção circular ϕ 76x2,0mm e diagonais (inclusive dos apoios) 60x2,0mm. Nesta estrutura os nós foram reforçados conforme descrito no Capítulo 5.

6.2.1 Modos de colapso TE1-R

O reforço introduzido nos nós da treliça TE1-R não alterou o modo de falha da estrutura. A idéia do reforço era aumentar a rigidez da ligação, impedido ou retardando a plastificação das extremidades estampadas e a separação entre barras na região do nó. No entanto, o comportamento desta estrutura resultou semelhante às treliças espaciais com nós típicos sem reforço, ou seja, foram observados grandes deslocamentos verticais com escorregamento entre barras e concentração de deformações na região nodal. O somatório destes fatores ocasionou o colapso do sistema de ligação e, conseqüentemente, da estrutura.

O colapso da estrutura iniciou-se com o esgotamento da capacidade dos nós de canto junto as diagonais de apoio; para um carregamento total aplicado de 90,0KN, 31% inferior ao previsto teoricamente e 3% inferior a estrutura TE1 (sem reforço), caracterizando a ineficiência do reforço proposto. As fotos da Figura 6.11 apresentam a configuração de colapso para os nós da treliça TE1-R.



Figura 6.11 – Configuração de colapso nó 1 – TE1-R

Devido à espessura das chapas do reforço o aperto dos parafusos e, conseqüentemente, o contato entre as barras foi prejudicado. Além disso, a introdução de mais uma superfície de escorregamento acarretou um efeito contrário ao esperado.

6.1.2 Deslocamentos TE1-R

No gráfico da Figura 6.12 apresentam-se os deslocamentos verticais, na direção do maior vão, para várias etapas de carregamentos. Para facilitar a análise dos deslocamentos o gráfico da Figura 6.13 apresenta a distribuição de forças na estrutura pelos atuadores hidráulicos.

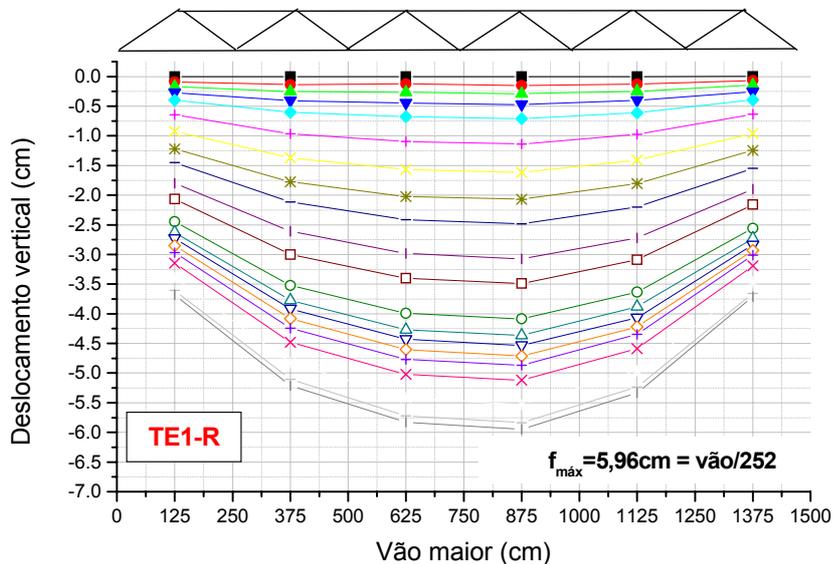


Figura 6.12 – Deslocamentos verticais ao longo do vão - treliça TE1-R

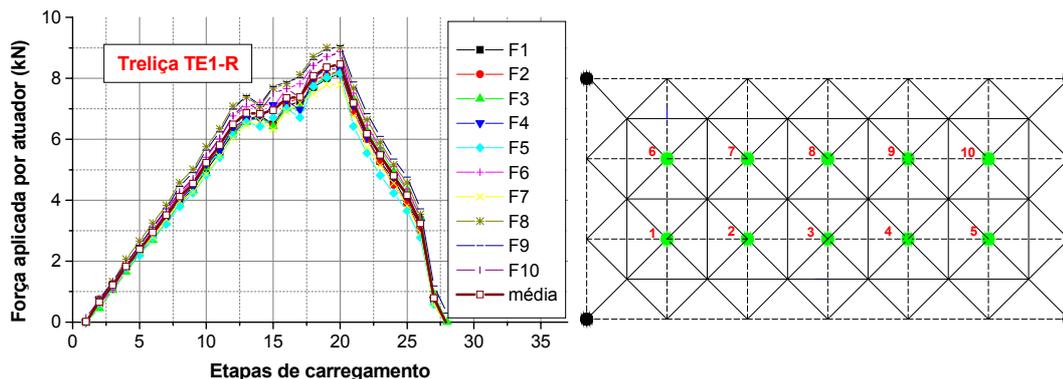


Figura 6.13 – Distribuição de força nos atuadores hidráulicos

Nota-se, na Figura 6.13, que a distribuição de forças nos nós foi bastante homogênea, com todos os valores próximos da média, conseqüentemente, os deslocamentos na estrutura resultaram simétricos - (Figura 6.12), com exceção das últimas etapas de carregamento em que o colapso do nó de canto já havia iniciado.

A numeração dos canais de leitura para deslocamentos é o apresentado na Figura 6.14. Os gráficos da Figura 6.15 apresentam os resultados para deslocamentos medidos na treliça TE1-R.

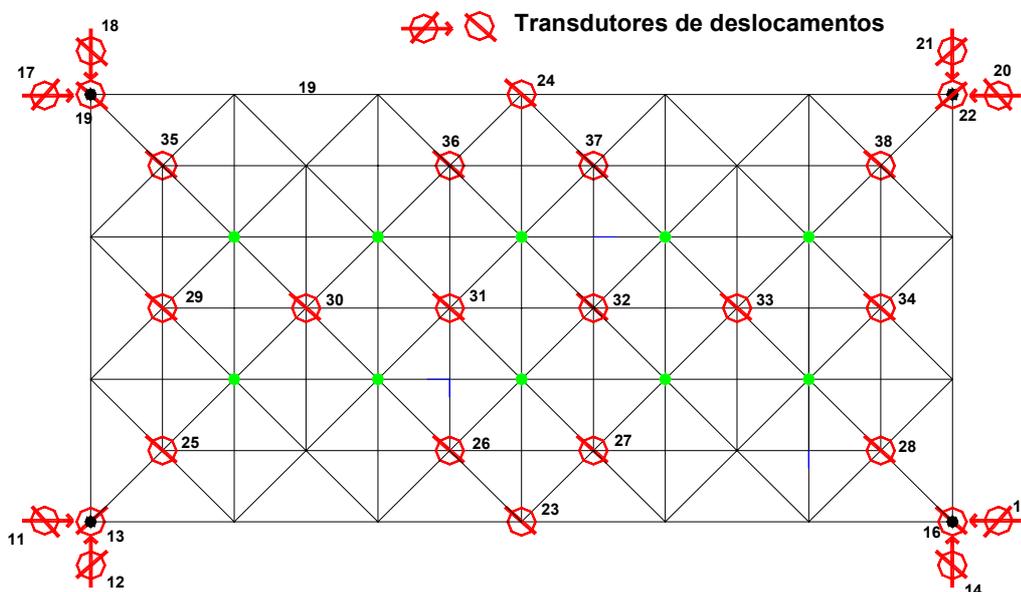


Figura 6.14 – Canais de leitura para deslocamento treliça TE1-R

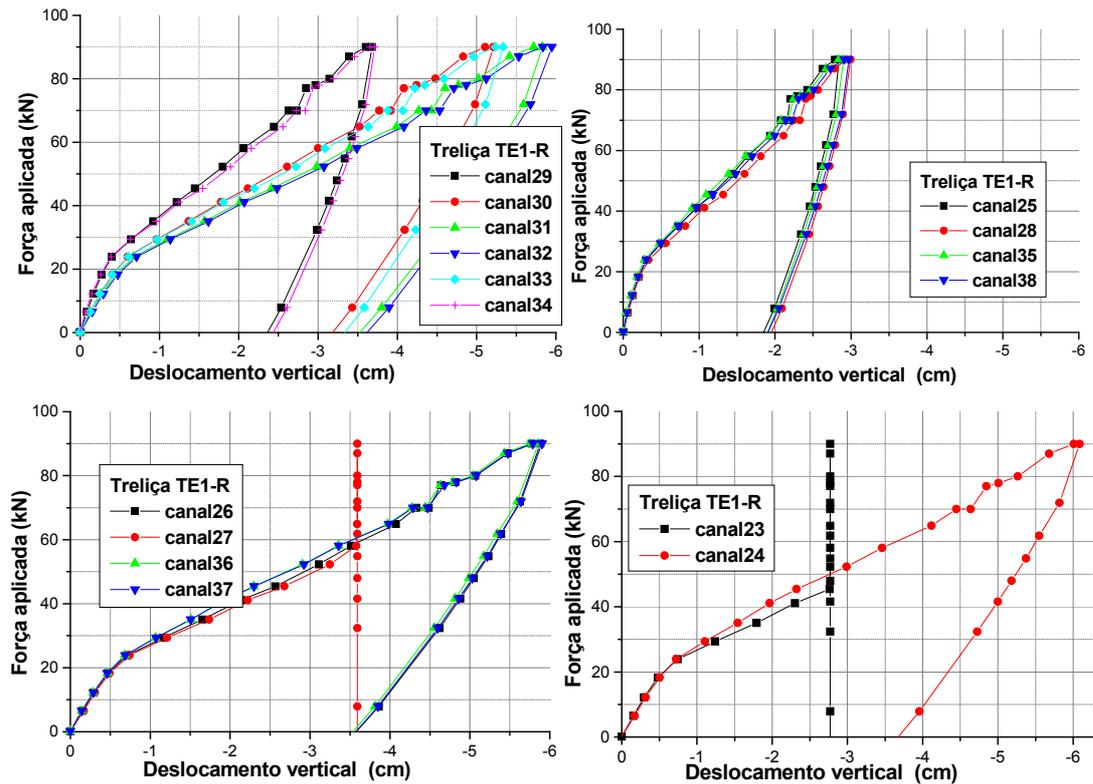


Figura 6.15 – Deslocamentos verticais TE1-R

A presença do reforço não alterou o comportamento força aplicada x deslocamento da estrutura que continuou acentuadamente não-linear. Além disso, contrariando as expectativas, foram registrados deslocamentos maiores que na estrutura sem reforço. As leituras dos canais 23 e 27 foram prejudicadas devido a problemas com os transdutores.

6.1.3 Deformações TE1-R

Os gráficos das figuras subsequentes apresentam os resultados experimentais para deformações nas barras, com referência aos canais de medição apresentados na Figura 6.16.

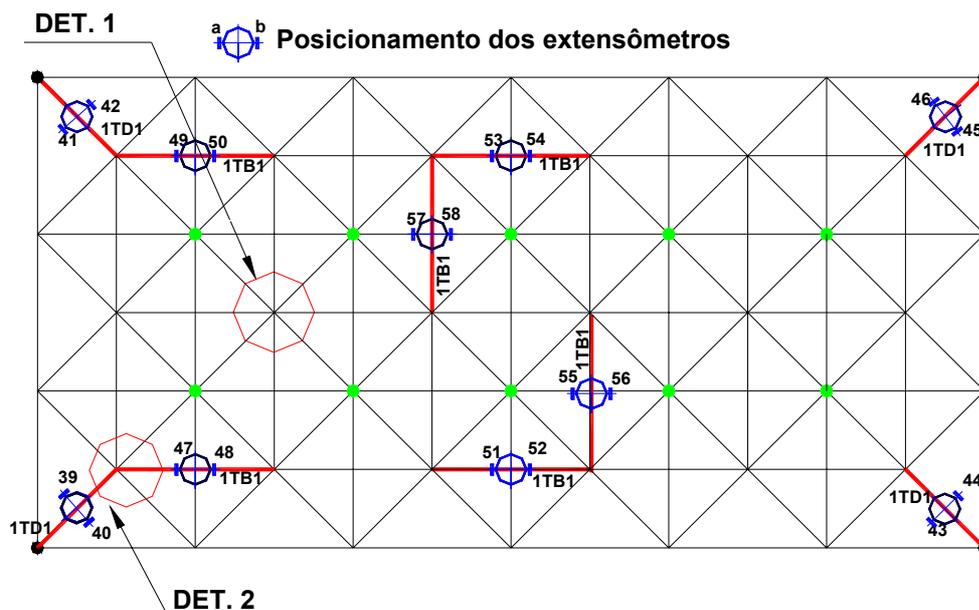
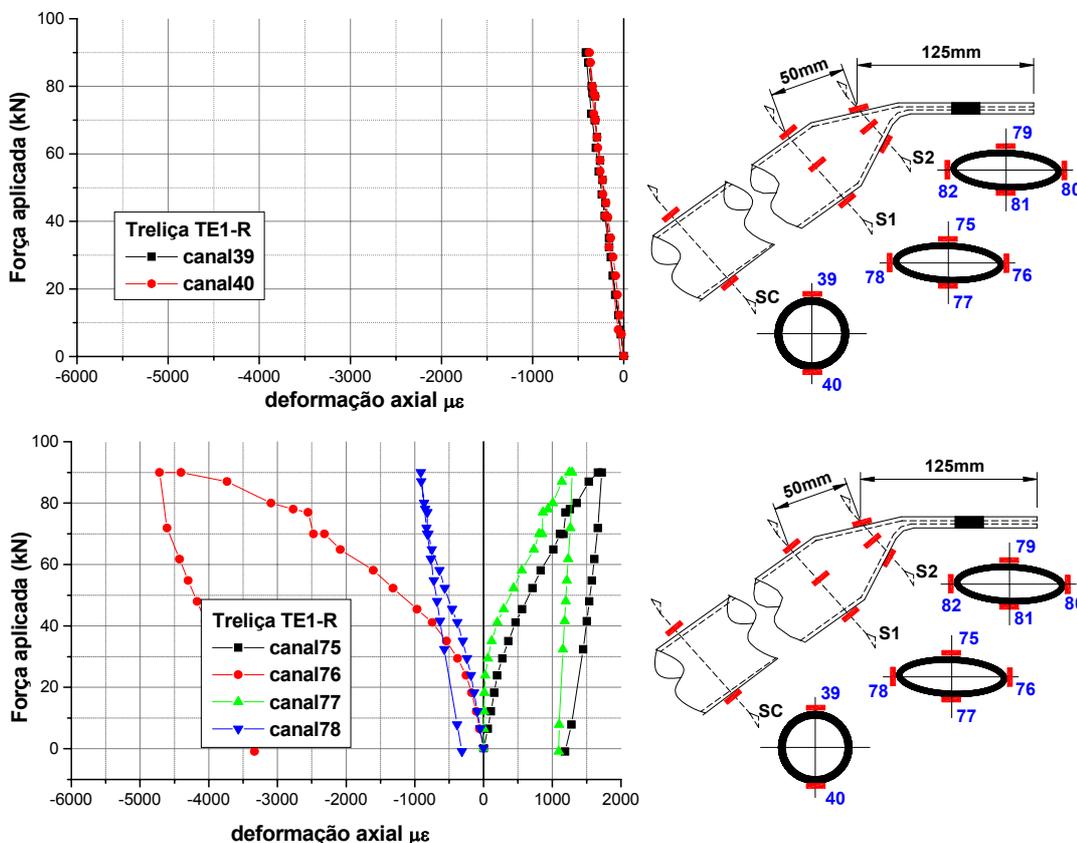


Figura 6.16 – Canais de medição de deformações Treliça TE1-R

Os Gráficos da Figuras 6.17 apresentam as deformações medidas na diagonal de apoio, por onde teve início o colapso, (DET2 Figura 6.16). Nesta diagonal foram instrumentadas duas seções próximas à extremidade estampada e uma seção no meio da barra.



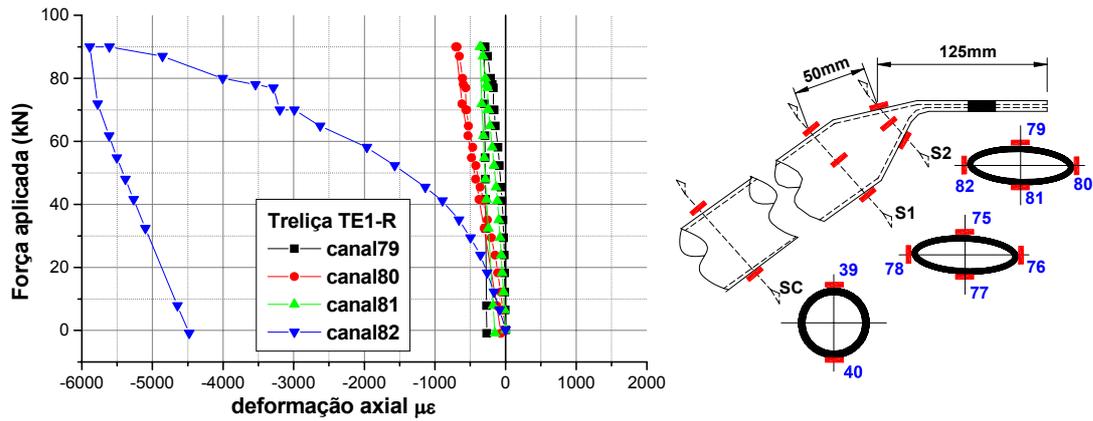
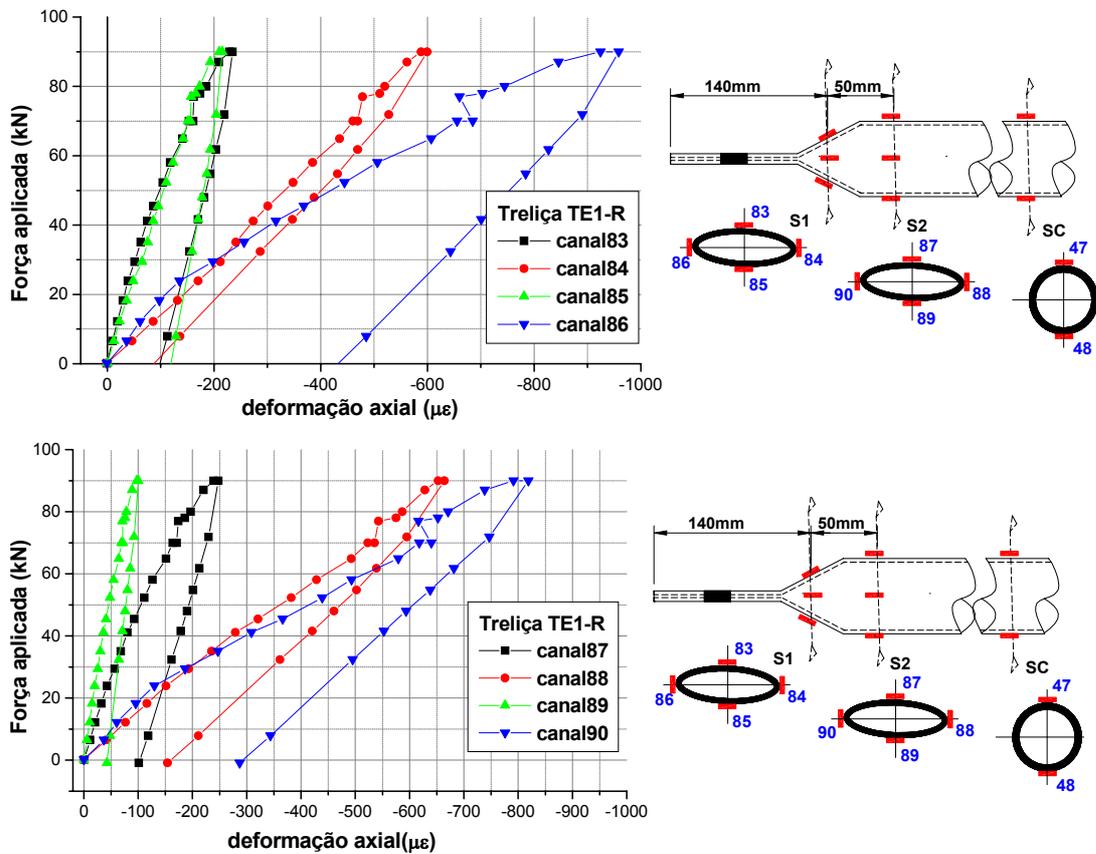


Figura 6.17 – Deformações nas diagonais de apoio

Semelhante ao ocorrido na treliça TE1 percebe-se concentrações de deformações localizadas nas extremidades causando plastificação nesta região, criando uma rótula plástica, provocando a ruína do nó e, conseqüentemente, da estrutura.

As deformações do banzo superior que converge para o nó de canto, também foram medidas numa seção no meio da barra e em duas seções junto a estampagem, os resultados obtidos estão nos gráficos da Figura 6.18.



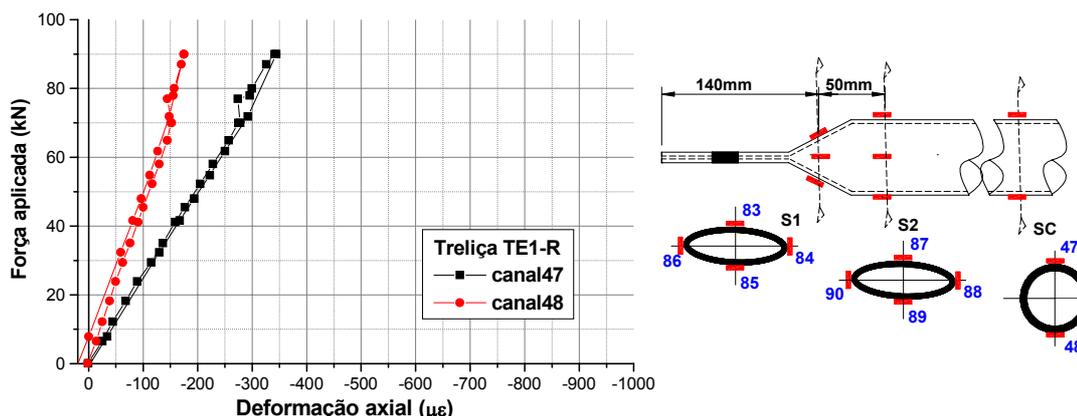


Figura 6.18 – Deformações banzos superiores canais junto ao nó de canto TE1-R

Obviamente, era de se esperar concentração de deformações também nas extremidades dos banzos apesar de serem em menor escala que as observadas nas diagonais de apoio. Semelhante ao que ocorre nas diagonais o fluxo de deformações nas extremidades dos banzos tendem para as bordas da estampagem.

Foram medidas deformações em barras do banzo superior na região central da treliça, os resultados são os apresentados nos gráficos da Figura 6.19.

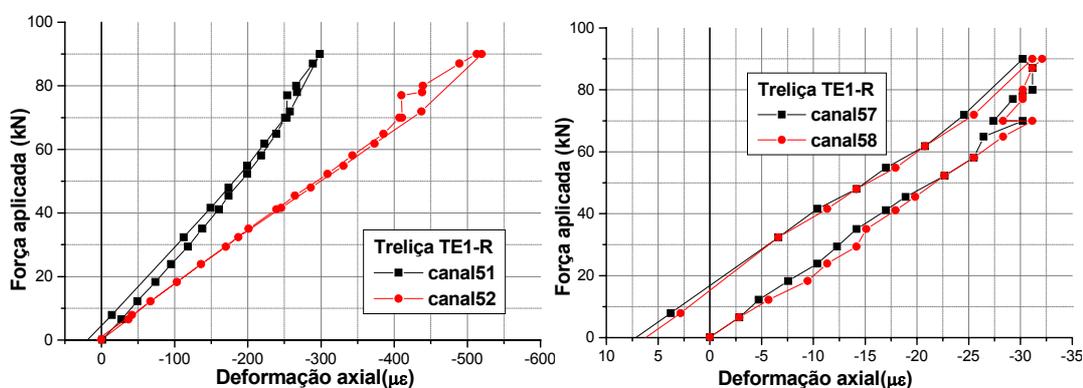


Figura 6.19– Deformações banzos superiores TE1-R

Percebe-se que nas demais barra da estrutura, quando analisadas as deformações na seção central, as deformações são pequenas e praticamente lineares - Figura 6.19. Este fato é facilmente compreensível já que as deformações se concentraram nos vértices junto as diagonais de apoio, causando o colapso da estrutura.

6.3 TRELIÇA ESPACIAL TE2 (NÓ TÍPICO)

A treliça espacial TE2 tem ligações em nós típicos com seus banzos formados por barras de seção circular ϕ 76x2,0mm, diagonais ϕ 60x2,0mm e diagonais de apoio ϕ 88x2,65mm.

6.3.1 Modos de colapso TE2

A treliça espacial TE2 apresentou comportamento semelhante a treliça TE1. Observaram-se acomodações da estrutura durante o ensaio, com deslizamento entre barras na região nodal, provocando grandes deslocamentos para pequenos acréscimos de carregamento.

Ocorreram concentrações de deformações nas extremidades estampadas das barras, causando a degeneração do nó por plastificação e separação das barras na região da ligação e, conseqüentemente, provocando o colapso da estrutura para um carregamento aplicado de 71,0kN que é 57% inferior ao previsto.

O colapso da estrutura iniciou-se com o esgotamento da capacidade dos nós de canto junto a diagonal de apoio (vértice superior). A Figura 6.20 apresenta, em ordem seqüencial, os nós que provocaram o colapso da estrutura.

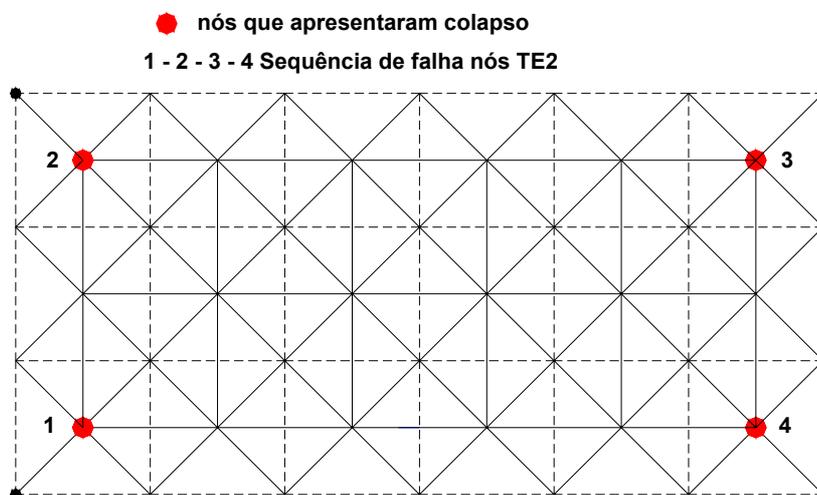


Figura 6.20 – Seqüência de falha dos nós da treliça TE2

O fato da diagonal de apoio possuir diâmetro maior (ϕ 88 x 2,65m) acelerou o processo de degeneração do nó; em diâmetros maiores são necessários maiores comprimentos das extremidades estampadas que, conseqüentemente, resulta em menor rigidez do trecho nodal e maior excentricidade. As fotos da Figura 6.21 apresentam a configuração de colapso para os nós da treliça TE2.

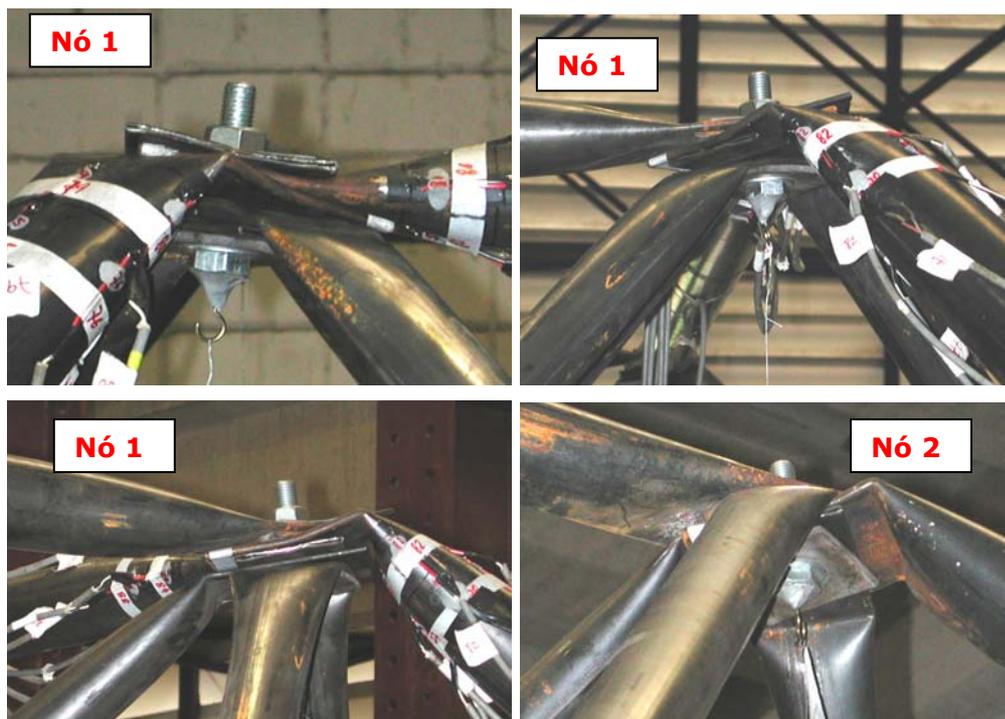


Figura 6.21 – Configuração de ruína nó 1 e nó 2– TE2

A ordem de colocação da diagonal de apoio, em relação ao banzo superior, tem influência sobre o colapso da estrutura. Se a diagonal de apoio for colocada logo abaixo do banzo, como é o caso do **nó 1**, este nó resultará com menor rigidez e será mais suscetível ao colapso. A medida que a diagonal de apoio for montada mais abaixo, em relação ao banzo superior, a capacidade resistente do nó cresce. A seqüência de colapso dos nós, observada em ensaio, confirma a influência da posição da diagonal de apoio, em relação ao banzo superior, na capacidade resistente da ligação.

6.3.2 Deslocamentos TE2

No gráfico da Figura 6.22 apresentam-se os deslocamentos verticais, na direção do maior vão, obtidas experimentalmente para várias etapas de carregamentos. E na Figura 6.23 a distribuição de força na estrutura, pelos atuadores hidráulicos.

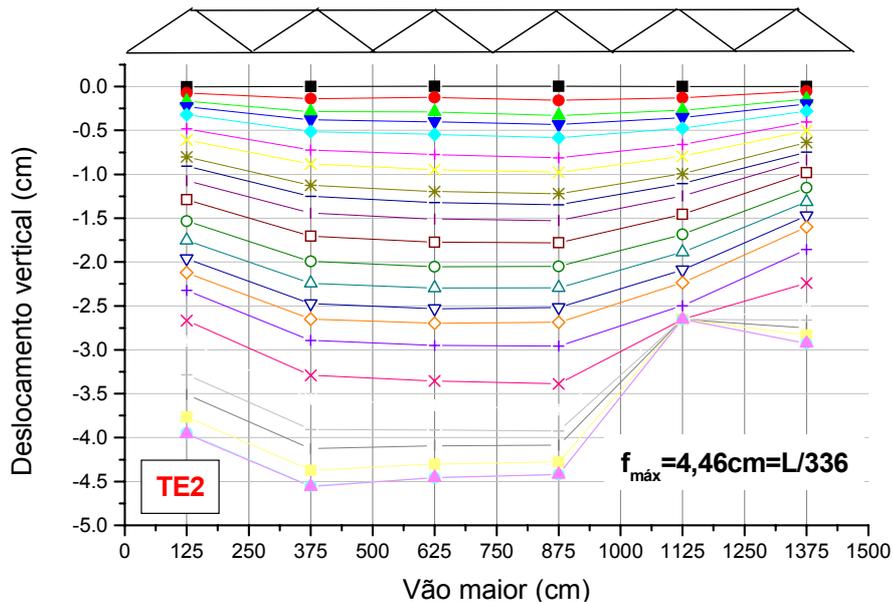


Figura 6.22 – Deslocamentos verticais ao longo do vão para treliça TE2

Um dos transdutores de deslocamentos apresentou problemas técnicos impedido a leitura de deslocamentos para as últimas etapas de carregamento.

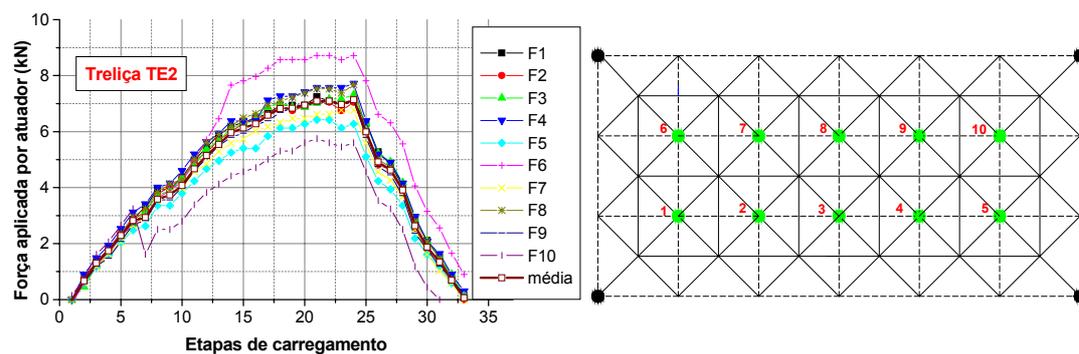


Figura 6.23 – Distribuição de força nos atuadores hidráulicos

Nota-se, na Figura 6.23, que a força exercida pelos atuadores F6 e F10 estão mais afastados da média que os demais, no entanto, os deslocamentos em pontos simétricos da estrutura apresentam valores muito próximos, como demonstra a Figura 6.22.

A Figura 6.24 apresenta a disposição dos transdutores para as medidas de deslocamentos e Figura 6.25 os resultados nestes pontos.

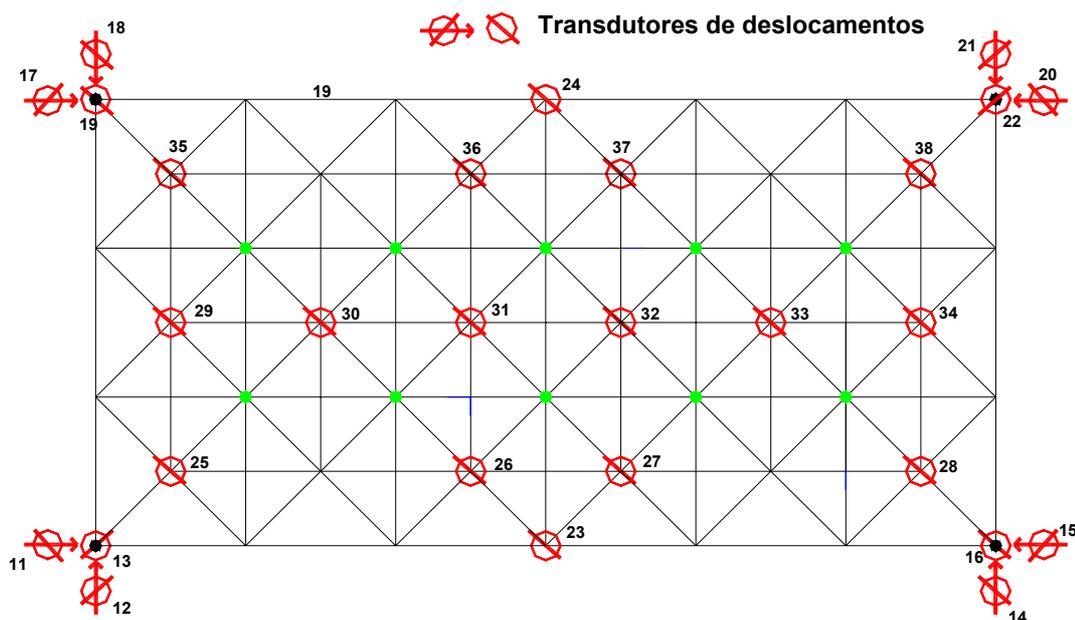


Figura 6.24 – Canais de leitura para deslocamento - treliça TE2

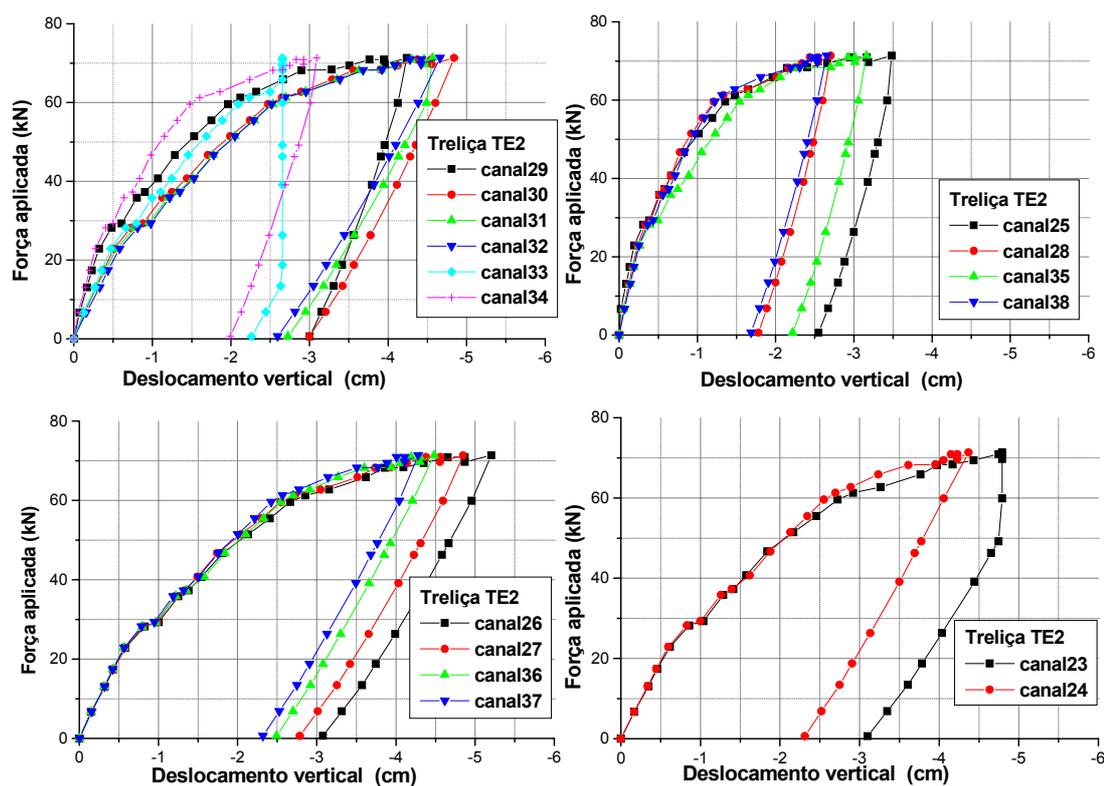


Figura 6.25 – Deslocamentos verticais TE2

As mesmas observações feitas para as estruturas anteriores valem para a treliça TE2. Há uma rápida degeneração da estrutura em função de acomodações, escorregamento de barras e grandes deformações na região

nodal, resultando em acréscimos de deslocamentos não proporcionais ao acréscimo de carregamento.

6.3.3 Deformações TE2

As barras onde foram medidas deformações são as indicadas na Figura 6.26. Os principais resultados de deformações são apresentados nos gráficos subsequentes.

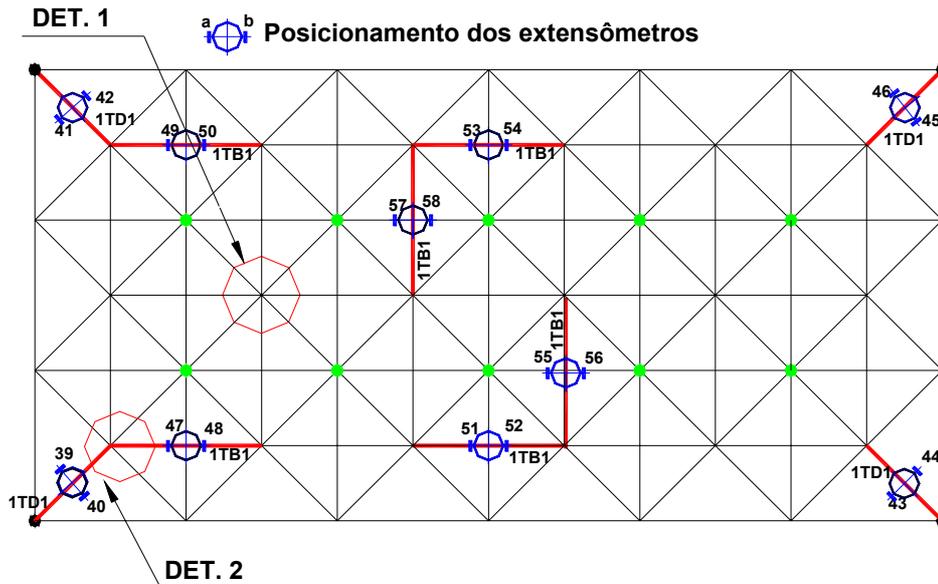
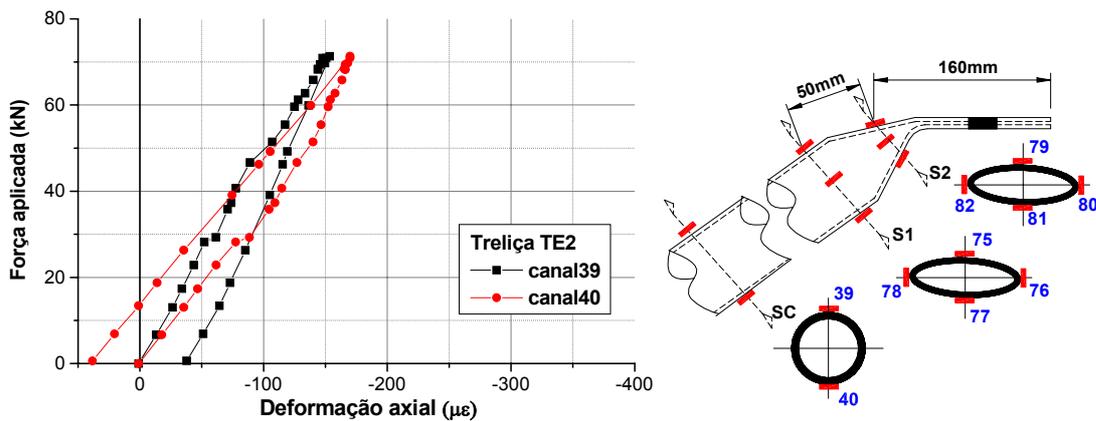


Figura 6.26 – Canais de medição de deformações Treliça TE2

Os Gráficos das Figuras 6.27 apresentam as deformações medidas em uma das diagonais de apoio (DET2 da Figura 6.26) da estrutura, em seções nas extremidades e no meio da barra.



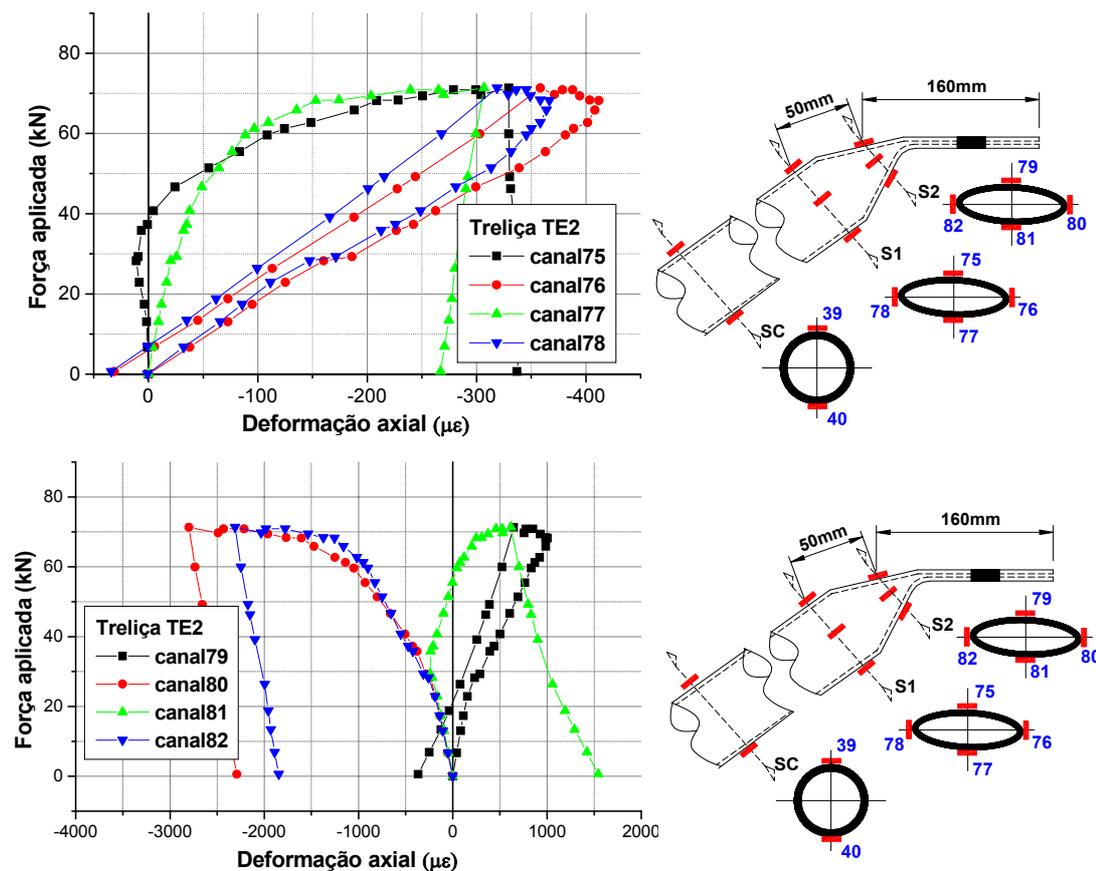
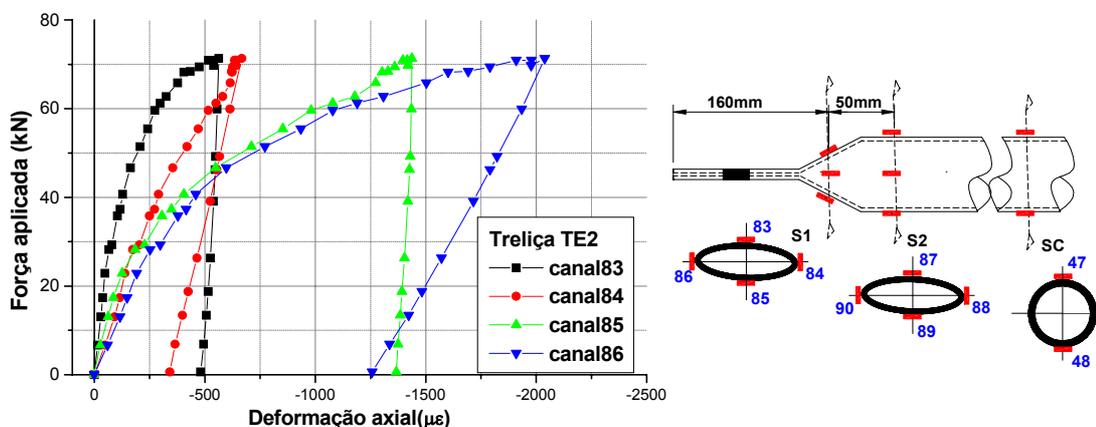


Figura 6. 27 – Deformações diagonais de apoio TE2

As deformações nas seções centrais das barras permanecem lineares e em regime elástico, enquanto nas extremidades há concentrações de deformações, principalmente nas bordas da estampagem. Este comportamento é semelhante ao observado nas treliças TE1 e TE1-R.

Nos banzos que convergem para o nó de canto também foram medidas deformações nas extremidades e na seção central, os resultados estão nos gráficos da Figura 6.28.



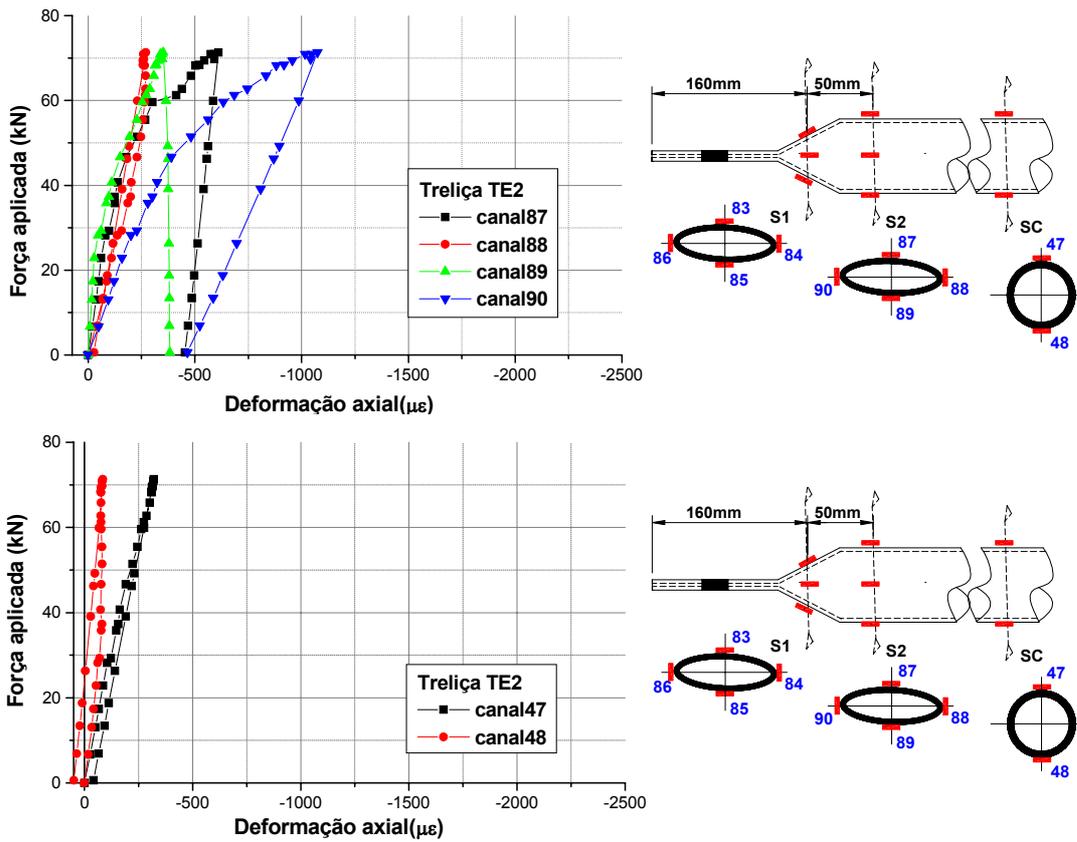


Figura 6.28– Deformações banzos superiores junto ao nó de canto TE2

A distribuição de deformações nas extremidades estampadas dos banzos é semelhante a que ocorre nas diagonais de apoio.

Nos gráficos da Figura 6.29 são apresentados resultados de deformações medidas em banzos superiores da região central da estrutura.

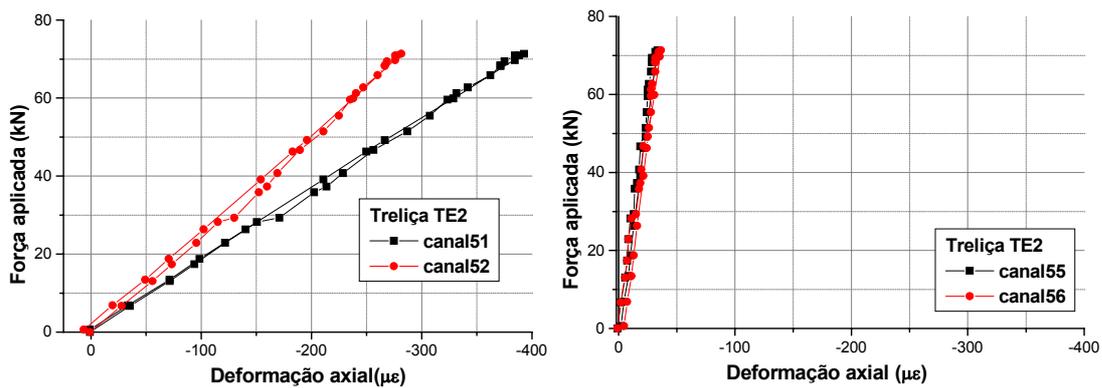


Figura 6.29– Deformações banzos superiores região central da estrutura

Analisando-se as deformações percebe-se que, nas seções centrais das barras o comportamento força aplicada x deformações é bem próximo do linear e os valores estão coerentes como o previsto teoricamente, utilizando modelo de treliça em análise elástica linear.

Nas extremidades, sobretudo nas barras do nó de canto (vértice), a distribuição de deformações é complexa e os valores são superiores em relação às deformações na seção central.

Comprova-se a complexidade do comportamento do nó típico e que o mesmo é afetado pelas excentricidades de ligação e acomodações e ou escorregamento entre barras que ocorrem neste tipo de estrutura, incluindo as dimensões da seção transversal das diagonais de apoio.

6.4 TRELIÇA ESPACIAL TE2-R (NÓ TÍPICO COM REFORÇO)

A treliça espacial TE2-R tem ligações em nós típicos reforçado, com banzos ϕ 76x2,0mm, diagonais ϕ 60x2,0mm e diagonais de apoio ϕ 88x2,65mm.

6.4.1 Modos de colapso TE2-R

A treliça espacial TE2-R apresentou comportamento semelhante ao observado na treliça TE1-R, que também recebeu reforço.

O reforço não foi capaz de modificar os modos de colapso observados em treliças espaciais com *nó típicos*. O colapso da estrutura caracterizou-se pelo o esgotamento da capacidade dos nós de canto, junto as diagonais de apoio, com carregamento máximo aplicada à estrutura de 80,8kN, 51% inferior ao previsto teoricamente, com modelo de treliça em análise elástica, e 12% superior ao obtido para a mesma treliça sem reforço nos nós. O colapso iniciou-se pelo nó 2, indicado na Figura 6.30. Os demais nós, em destaque também apresentaram colapso local, para carregamentos posteriores.

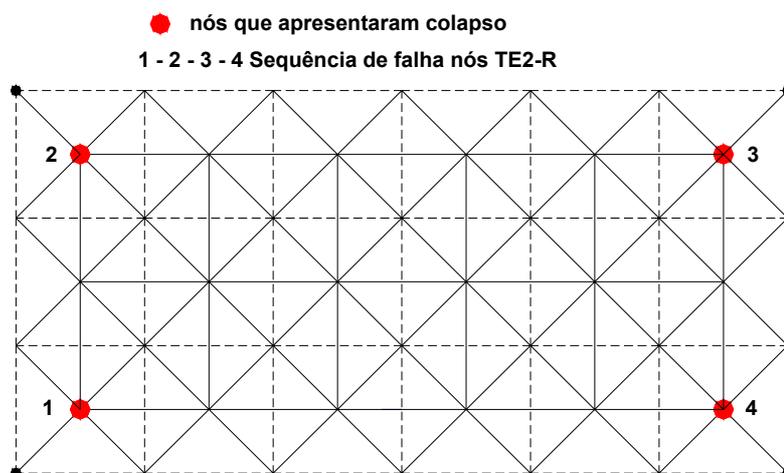


Figura 6.30 – Nós que apresentam colapso na treliça TE2-R

As fotos da Figura 6.31 apresentam a configuração de colapso para os nós da treliça TE2-R.

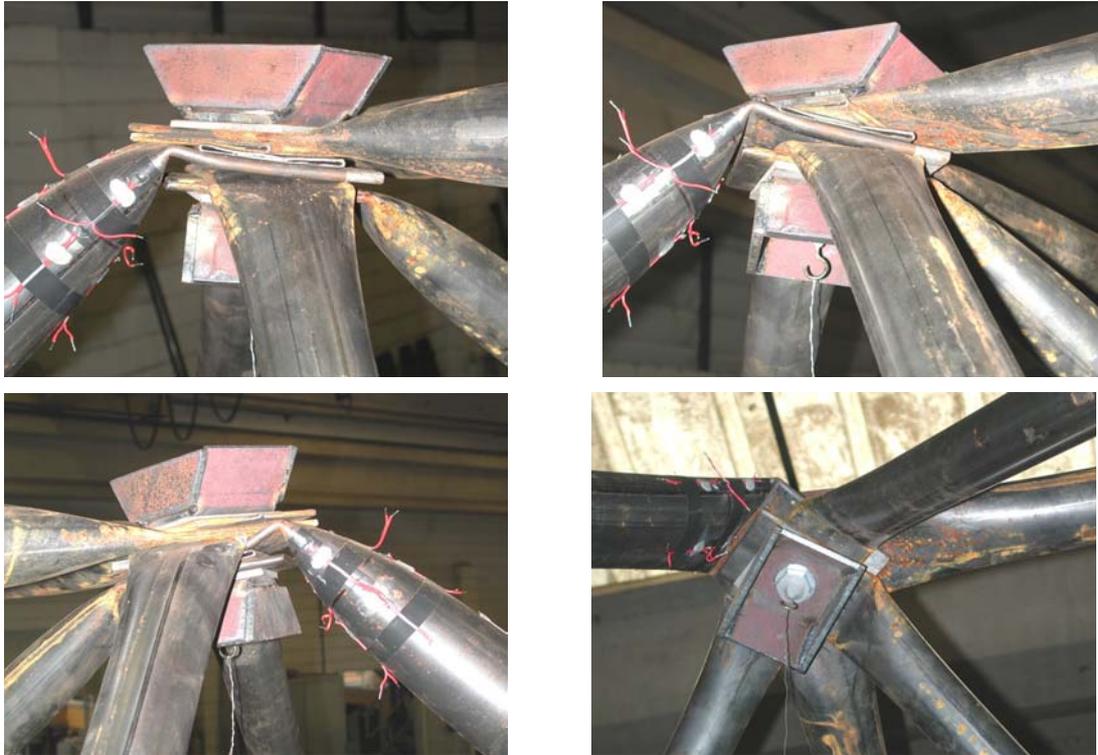


Figura 6.31 – Configuração de ruína nó 1 – TE2-R

6.4.2 Deslocamentos TE2-R

No gráfico da Figura 6.32 apresentam-se os deslocamentos verticais, na direção do maior vão. E a Figura 6.33 apresenta a distribuição de forças nos nós pelos atuadores hidráulicos.

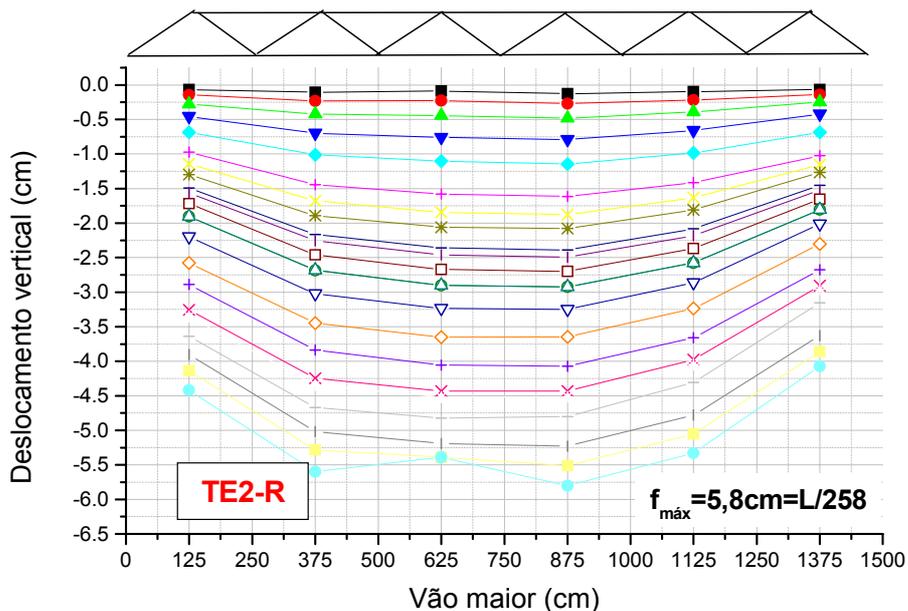


Figura 6.32 – Deslocamentos verticais ao longo do vão na treliça TE2-R

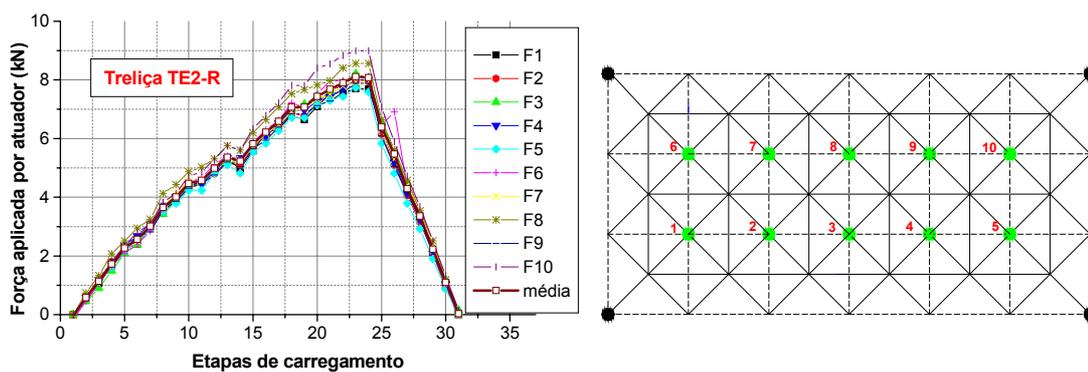


Figura 6.33 – Distribuição de força nos atuadores hidráulicos

Verificou-se uma distribuição de força com grau de homogeneidade satisfatória, assim como a simetria dos deslocamentos na estrutura, excetuando-se as etapas finais de carregamento, onde os nós já se encontravam na iminência do colapso.

Foram posicionados transdutores de deslocamentos nos pontos indicados na Figura 6.34. Nos gráficos da Figura 6.35 estão apresentados os principais resultados para deslocamento medidos nestes pontos.

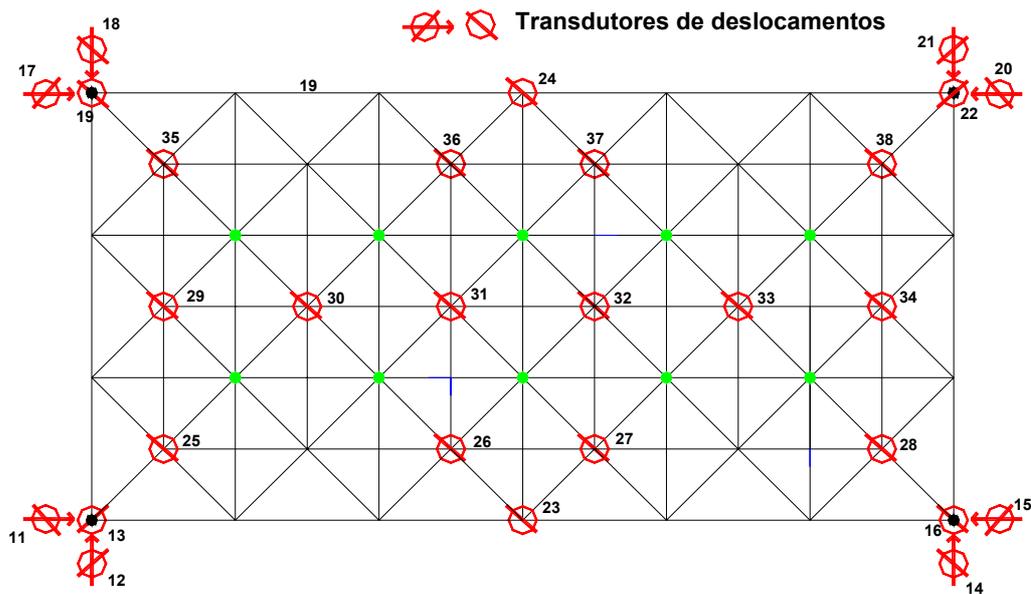


Figura 6.34 – Canais de leitura para deslocamento na treliça TE2-R

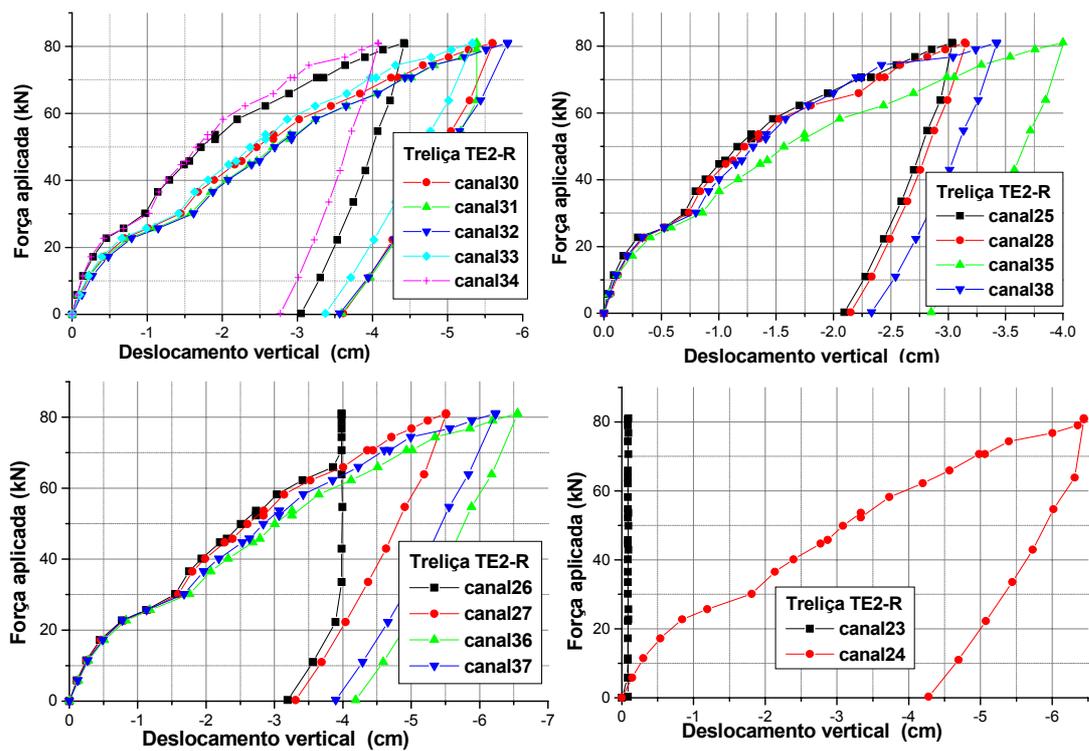


Figura 6.35 – Deslocamentos verticais TE2-R

O comportamento força aplicada x deslocamento não se alterou com a introdução do reforço. Continuou-se observando escorregamento entre barras e plastificação das extremidades, resultando em redução de rigidez e comportamento não-linear para os deslocamentos.

De acordo com as observações experimentais o comportamento não-linear para força x deslocamento, em estruturas com nós típicos, é provocado pela plastificação das extremidades estampadas aliada ao escorregamento entre barras.

Foram observados deslocamentos verticais superiores aos obtidos na mesma estrutura sem reforço nos nós. Problemas técnicos com transdutores de deslocamentos prejudicaram as medições nos canais 23 e 26.

6.4.3 Deformações TE2-R

A Figura 6.36 apresenta o posicionamento das barras da estrutura em que foram medidas deformações. A extremidade de uma das diagonais de apoio foi instrumentada com rosetas, as medições realizadas nesta barra são as apresentadas na Figura 6.37.

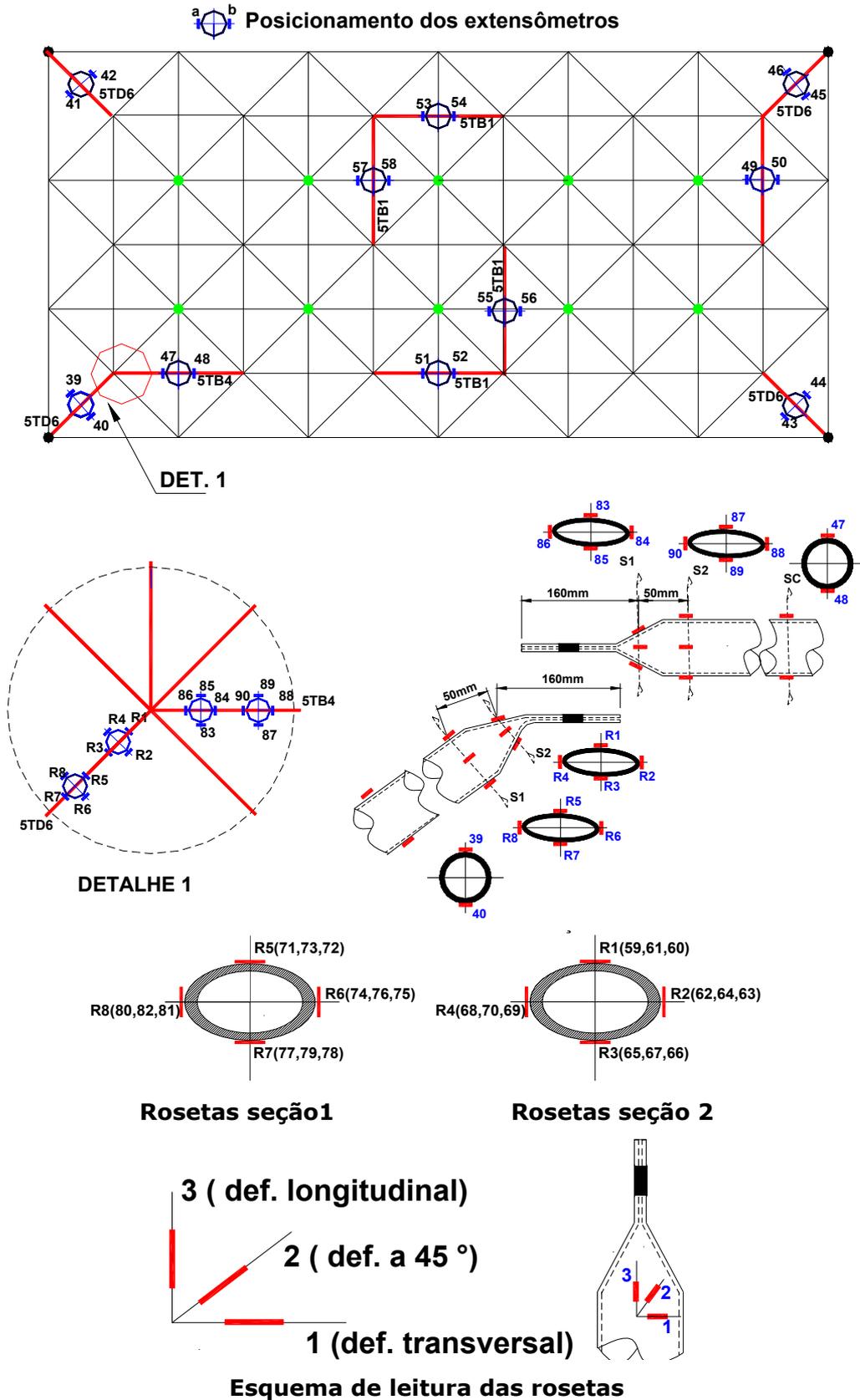
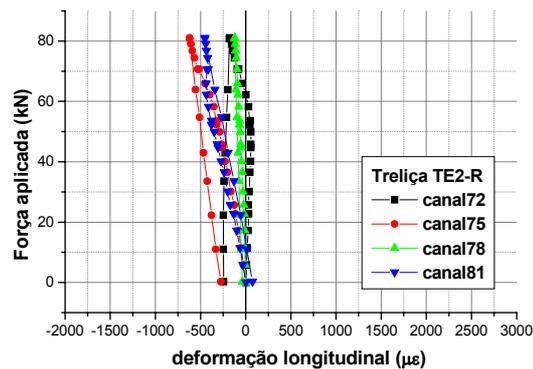
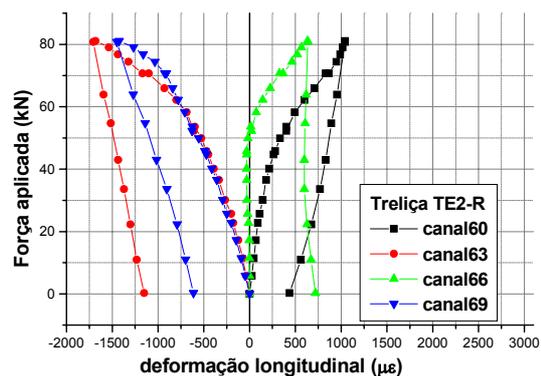


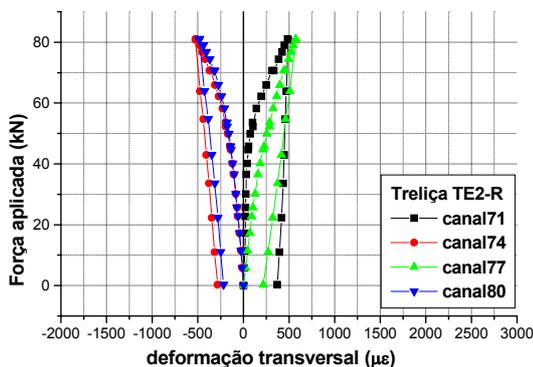
Figura 6.36 – Instrumentação para deformações e detalhe das rosetas - Treliza TE2-R



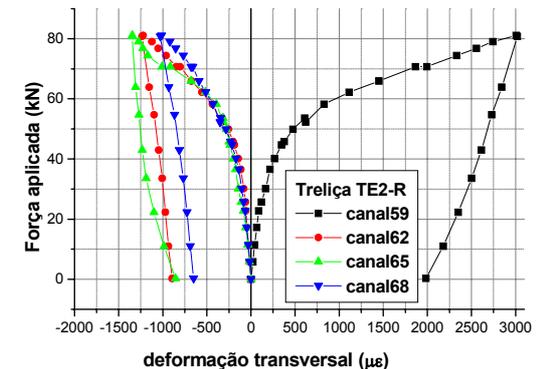
Deformação longitudinal – seção 1



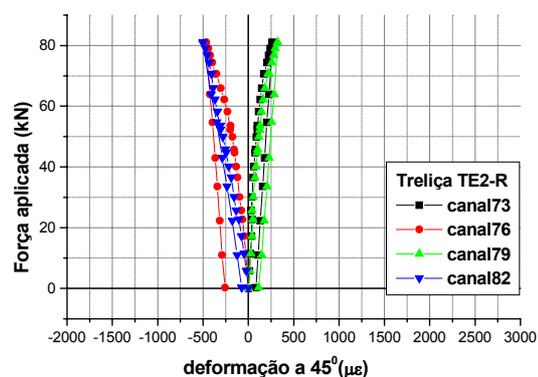
Deformação longitudinal – seção 2



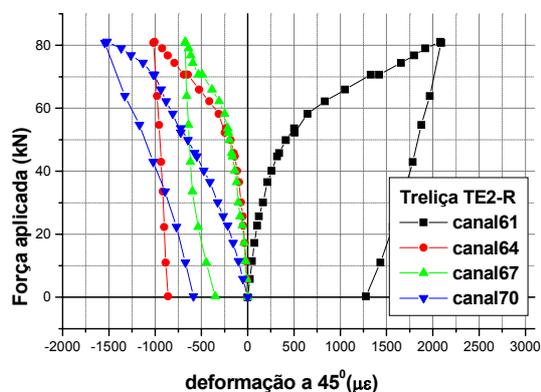
Deformação transversal – seção 1



Deformação transversal – seção 2



Deformação a 45° – seção 1



Deformação a 45° – seção 2

Figura 6.37 – Deformações principais diagonais de apoio TE2-R

Pode-se notar, pelos gráficos da Figura 6.33, que na direção longitudinal há concentração do fluxo de deformação de compressão nas bordas da estampagem, este fato já é perceptível na seção 1 e mais evidente na seção 2 (mais próxima da extremidade) onde ocorrem grandes deformações de compressão nas bordas (canais 63 e 69) e deformações de tração na zona estampada.

Para as deformações na direção transversal é visível, já na seção 1 (mais afastada da extremidade), que as deformações por compressão se dirigem para

as bordas, enquanto no plano da estampagem observam-se deformações por tração, ou seja, existe a tendência do tubo retornar a forma circular.

Os gráficos, das Figuras 6.38 e 6.38a, apresentam as deformações principais na diagonal de apoio.

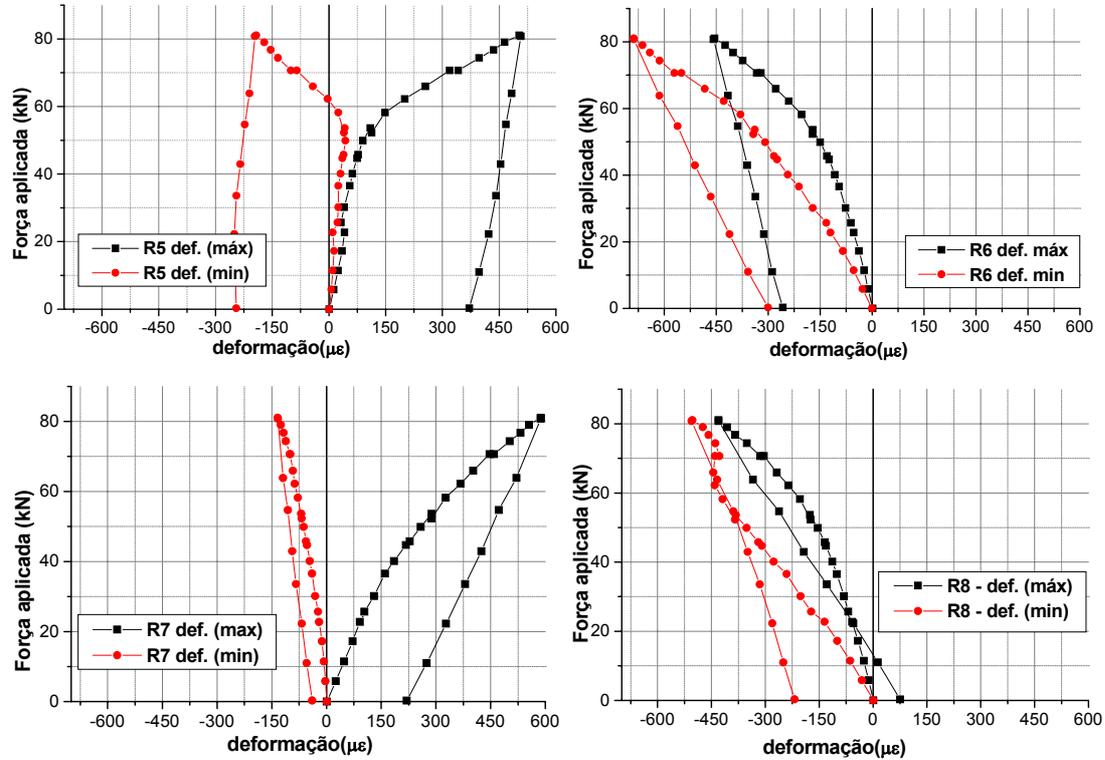
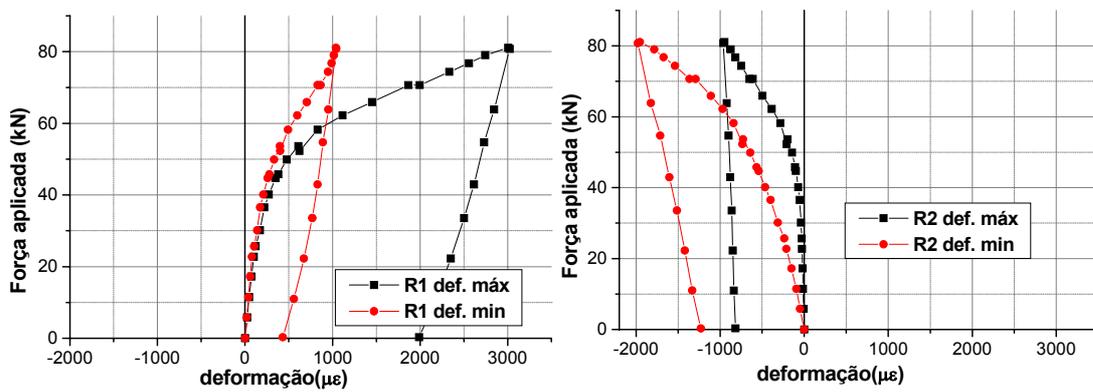


Figura 6.38 – Deformações principais na diagonal de apoio – seção 1



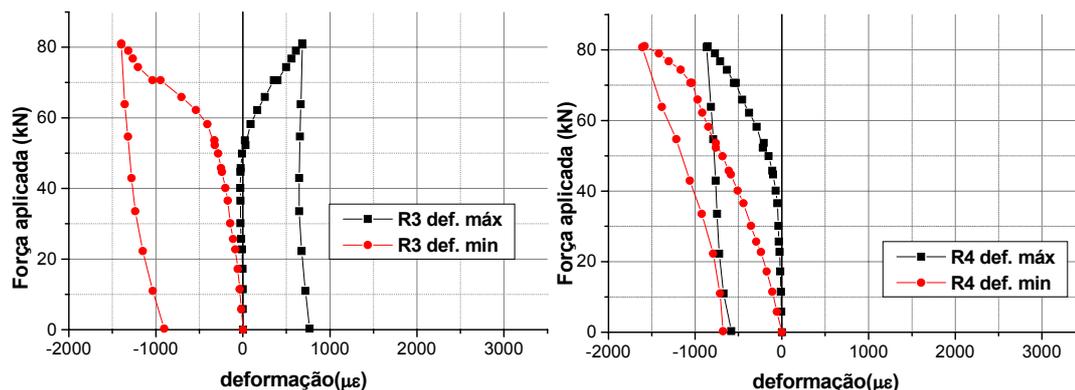


Figura 6.38a – Deformações principais na diagonal de apoio – seção 2

As deformações principais confirmam a tendência de concentração de deformações de compressão nas bordas das extremidades estampadas e a ocorrência de deformações por tração no plano da estampagem. Esta distribuição de deformações indica que existe a tendência da barra com extremidade estampada recuperar a forma circular. Este comportamento se repetiu em todas as barras estampadas independente do nível de solicitação presente.

No gráfico da Figura 6.39 estão as deformações medidas na seção central da diagonal de apoio.

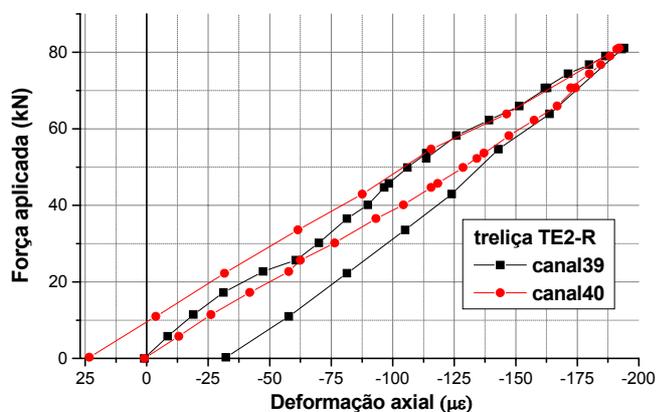


Figura 6.39 – Deformações diagonais de apoio TE2-R

Semelhante ao observado em outras estruturas e apesar da ocorrência de concentração de deformações e plastificação nas extremidades, no meio da barra as deformações permanecem lineares e em regime elástico.

No banzo, que converge para o nó do vértice superior, foram medidas deformações em seções próximas a estampagem e no meio da barras, os resultados estão nos gráficos da Figura 6.40.

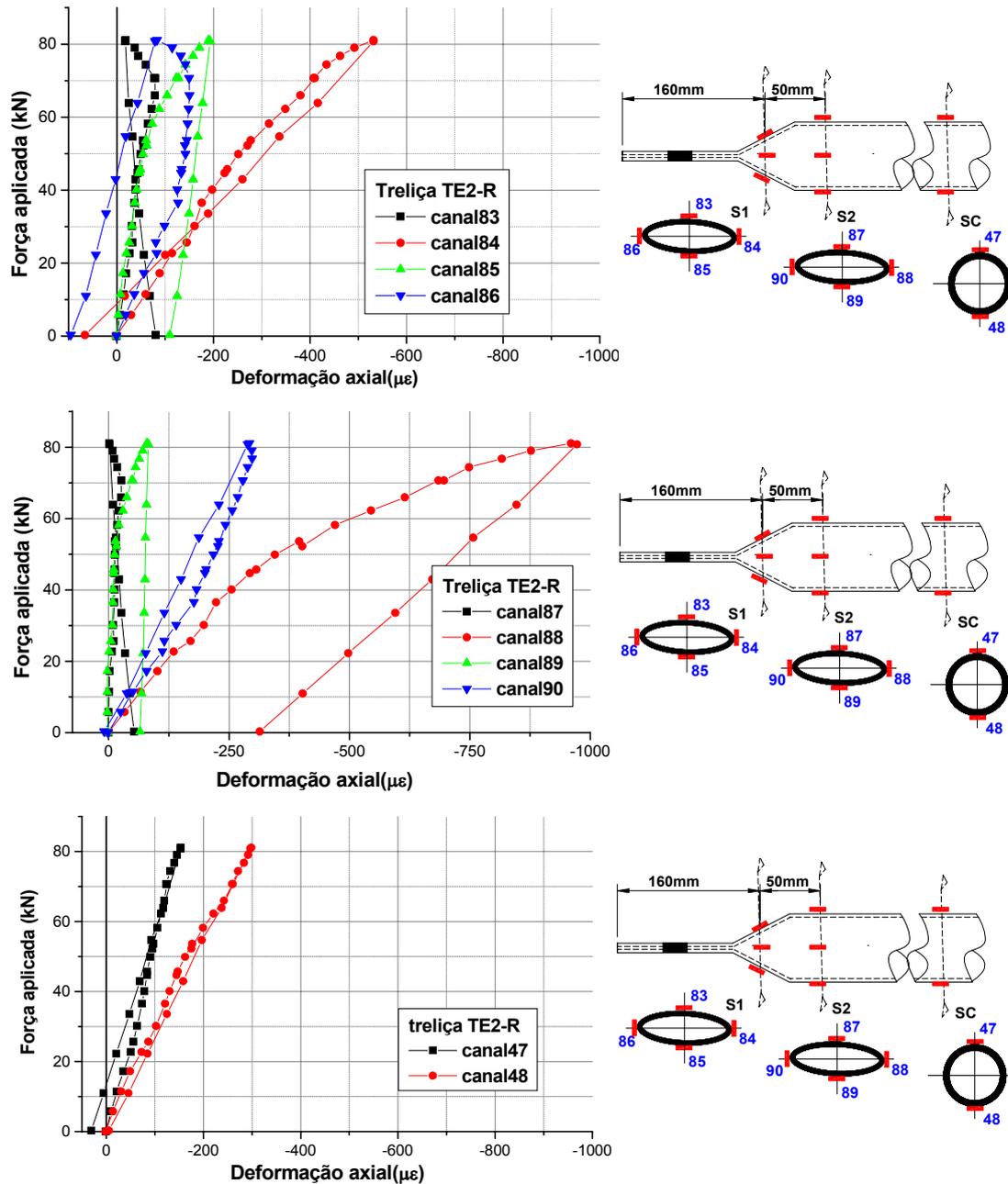


Figura 6.40 – Deformações bantos superiores junto ao vértice superior TE2-R

As deformações nas extremidades dos bantos apresentam comportamento semelhante ao observado nas diagonais, embora com valores inferiores. Nas seções centrais da barra as deformações permaneceram elásticas e lineares.

Na Figura 6.41 são apresentadas as medições de deformações realizadas em bantos superiores (no meio da barra) da região central da estrutura.

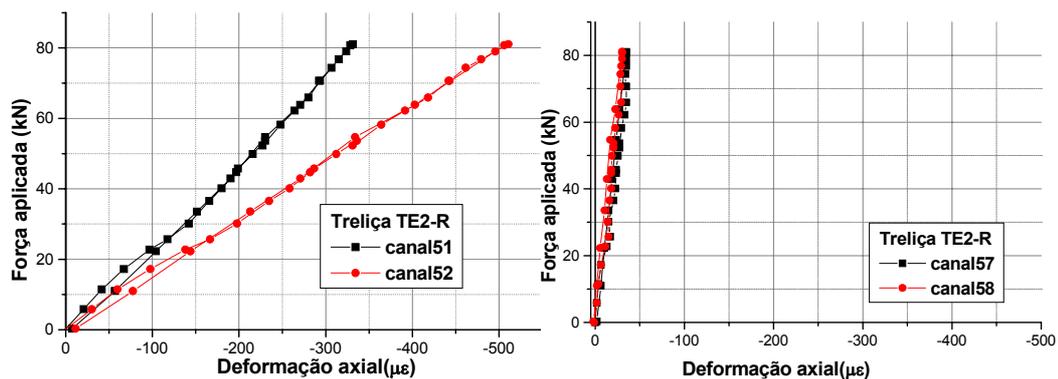


Figura 6.41 – Deformações banzos superiores TE2-R

Não há diferenças significativas de comportamento entre as treliças com nós típicos ensaiadas. Portanto, os comentários feitos para as demais estruturas valem para a treliça TE2-R. O reforço proposto não funcionou como esperado, não havendo alterações significativas nos deslocamentos ou na capacidade resistente da estrutura e nos modos de colapso.

O que se pode notar é que o reforço provocou alterações na distribuição de deformações nas extremidades, principalmente nas proximidades da estampagem. Em alguns casos a distribuição de deformações foi mais homogênea quando inserido o reforço, resultando deformações por tração em apenas uma das faces.

6.5 TRELIÇA ESPACIAL TE3 (NÓ DE AÇO NOS VÉRTICES)

A treliça TE3 é formada por banzos ϕ 76x2,0mm, diagonais ϕ 60x2,0mm e diagonais de apoio ϕ 88x2,65mm. Nesta estrutura foram utilizados nós típicos, com exceção dos nós junto às diagonais de apoio, onde foram utilizados nós de aço.

6.5.1 MODOS DE COLAPSO TE3(NÓ DE AÇO NOS VÉRTICES)

A treliça espacial TE3 apresentou comportamento força aplicada deslocamento não-linear. Observaram-se acomodações na estrutura durante o ensaio, com deslizamento entre barras na região nodal, o que provocou grandes deslocamentos para pequenos acréscimos de carregamento. O deslizamento de parafusos é a principal causa do comportamento não-linear nesta estrutura.

O Colapso da estrutura iniciou-se com o esgotamento da capacidade do nó de aço em um dos vértices superiores, junto à diagonal de apoio. A Figura 6.42 apresenta a posição do nó que provocou o colapso da estrutura, para um carregamento total aplicado de 106,35kN, 35% inferior ao previsto teoricamente, com modelo de treliça ideal.

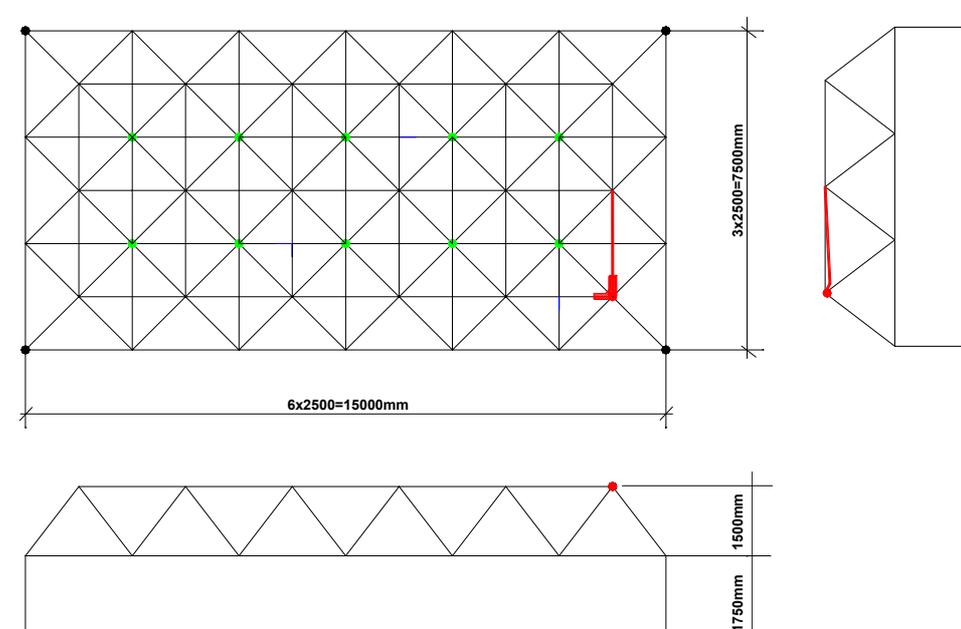


Figura 6.42 – Posição do nó de falha da treliça TE3

As fotos da Figura 6.43 apresentam a configuração de ruína para os nós da treliça TE3.



Figura 6.43 – Configuração de ruína nó da treliça TE3

O modo de ruína esperado para a treliça TE3 era o esgotamento da capacidade dos nós típicos laterais do banzo superior, na direção do maior vão. No entanto, ocorreu a falha do nó de aço junto a uma barra com baixa solicitação, em relação as demais, que concorrem para este nó. Este fato está relacionado a imperfeições no nó ou na montagem da estrutura.

6.5.2 DESLOCAMENTOS TE3(NÓ DE AÇO NOS VÉRTICES)

No gráfico da Figura 6.44 apresentam-se os deslocamentos verticais, na direção do maior vão, obtidos experimentalmente para várias etapas de carregamentos, e na Figura 6.45 as etapas de aplicação de força à estrutura.

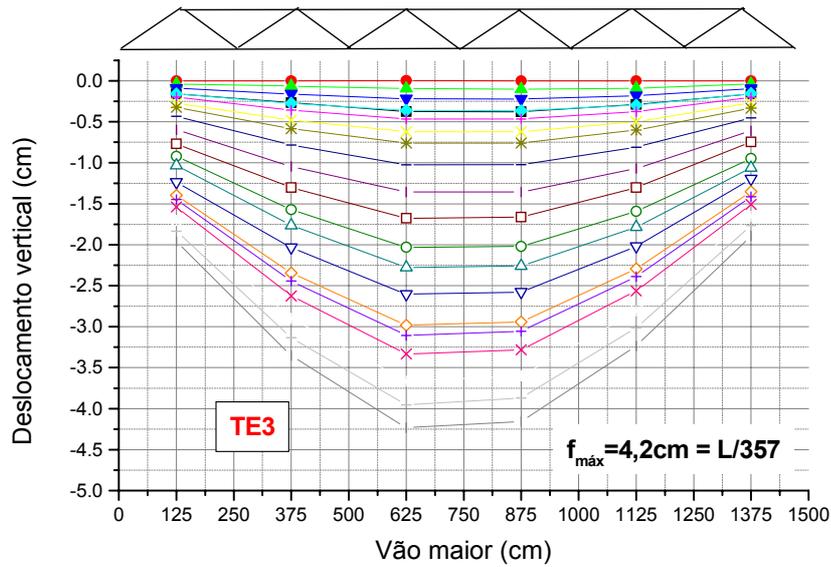


Figura 6.44 – Deslocamentos verticais ao longo do vão para treliça TE3

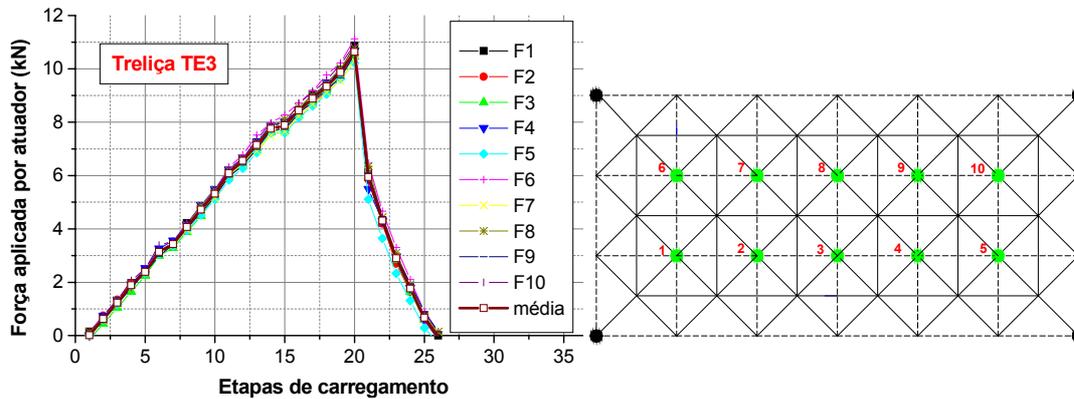


Figura 6.45 – Etapas de carregamento aplicadas à treliça TE3

Houve uma boa distribuição de forças nos nós da estrutura e os deslocamentos resultaram simétricos ao longo dos vãos.

Os gráficos da Figura 6.47 apresentam os resultados para deslocamentos medidos nos pontos indicados na Figura 6.46.

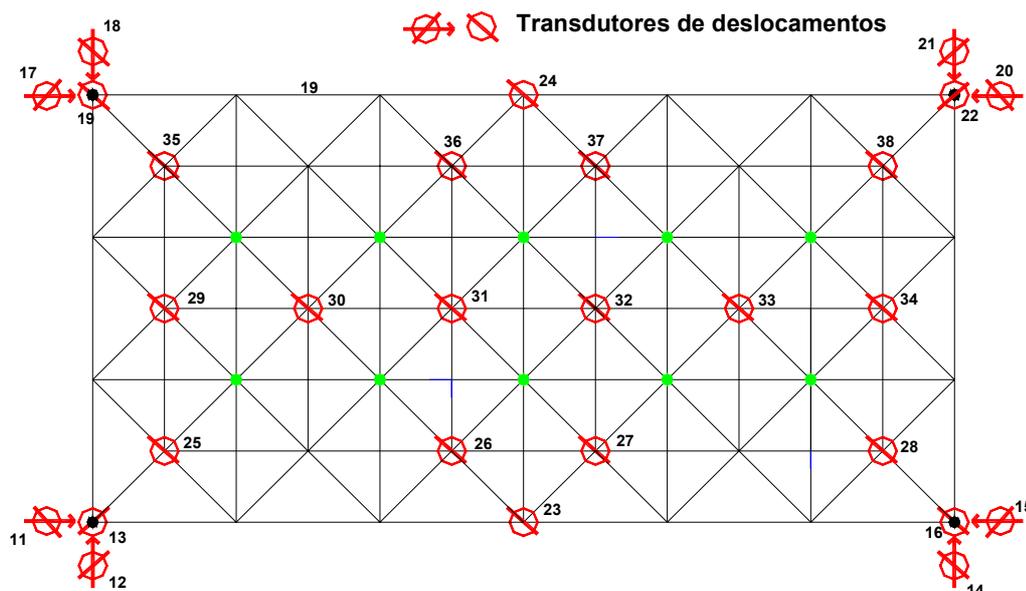


Figura 6.46 – Canais de leitura para deslocamento treliça TE3

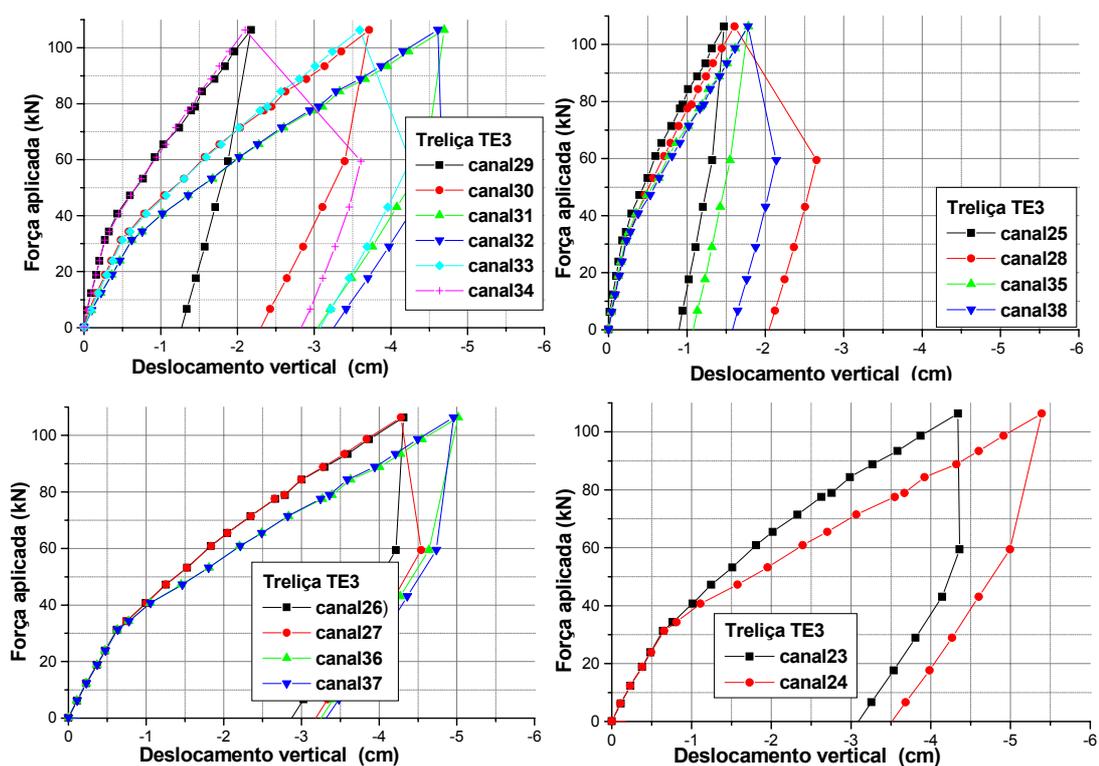


Figura 6.47 – Deslocamentos verticais na treliça TE3

Percebe-se que o comportamento força aplicada x deslocamento pode ser aproximado por dois trechos lineares, a mudança de inclinação é provocada pelo escorregamento de parafuso e barras. O nó de aço no vértice, neste caso, não alterou o modo de falha e não aumentou a capacidade da estrutura e os

deslocamentos apresentam valores da mesma ordem de grandeza dos observados nas treliças anteriores.

6.5.3 Deformações TE3

As barras da estrutura em que foram medidas deformações são as destacadas na Figura 6.48.

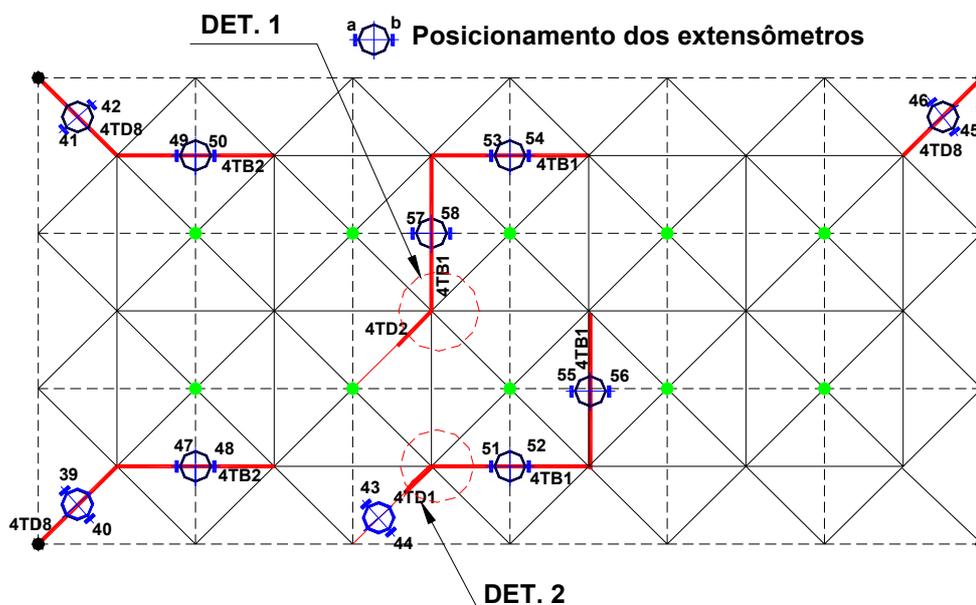


Figura 6.48 – Canais de medição de deformações - Treliça TE3

Os gráficos das Figuras 6.49 apresentam as deformações medidas nas diagonais de apoio da estrutura TE3.

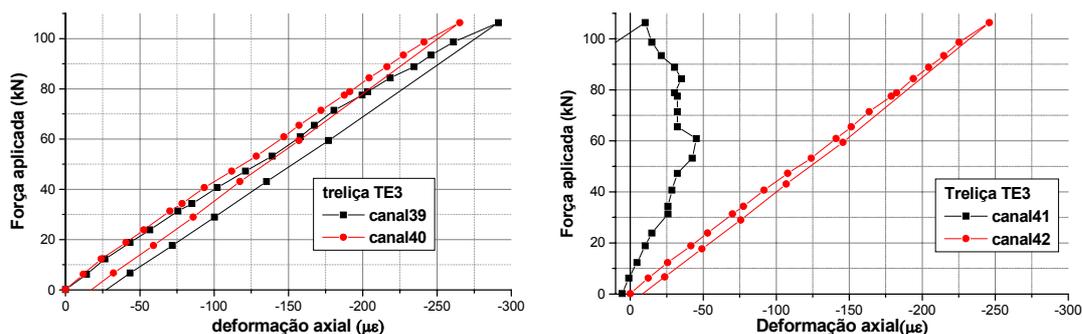


Figura 6.49 – Deformações diagonais de apoio - TE3

Como o colapso ocorreu no nó as deformações nas barras permaneceram em regime elástico linear.

Como o modo de colapso esperado era em um nó lateral da estrutura, foram medidas deformações, em seções próximas a estampagem e no meio das barras (diagonal e banzo), junto a um destes nós (DET2 da Figura 6.48). Nos

gráficos da Figura 6.50 estão os resultados obtidos para a diagonal e na Figura 6.51 para o banzo.

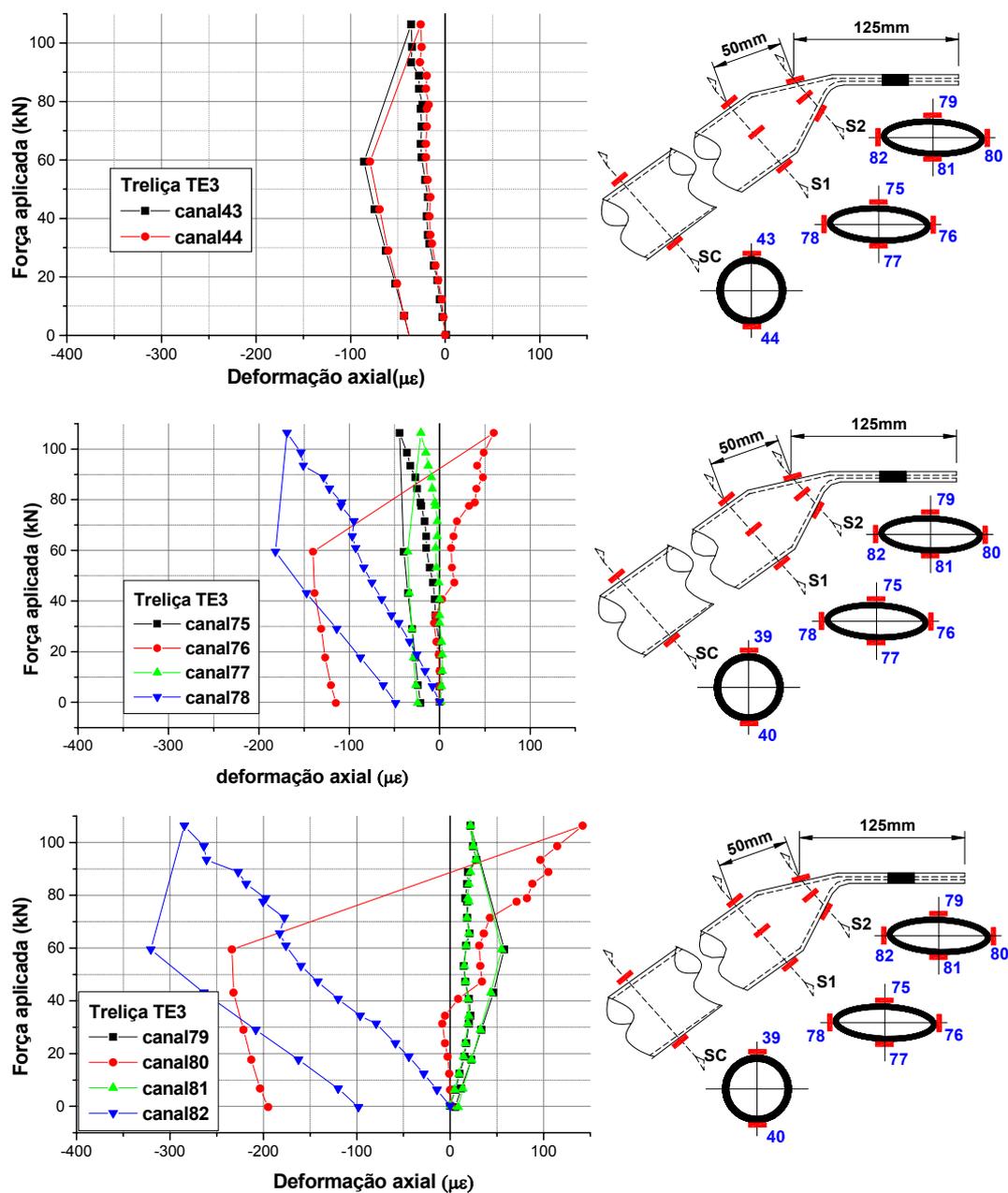


Figura 6.50 – Deformações diagonal lateral - TE3

Percebe-se que as deformações são pequenas e não provocaria plastificações nesta região suficiente para levar o nó a ruína. Mas, mesmos com pequenas deformações existe a tendência destas se concentrarem nas bordas da estampagem. Na Figura 6.51 estão as deformações medidas no banzo deste nó (DET2 da Figura 6.48), que apresentam comportamento semelhante, porém, com valores de deformações maiores.

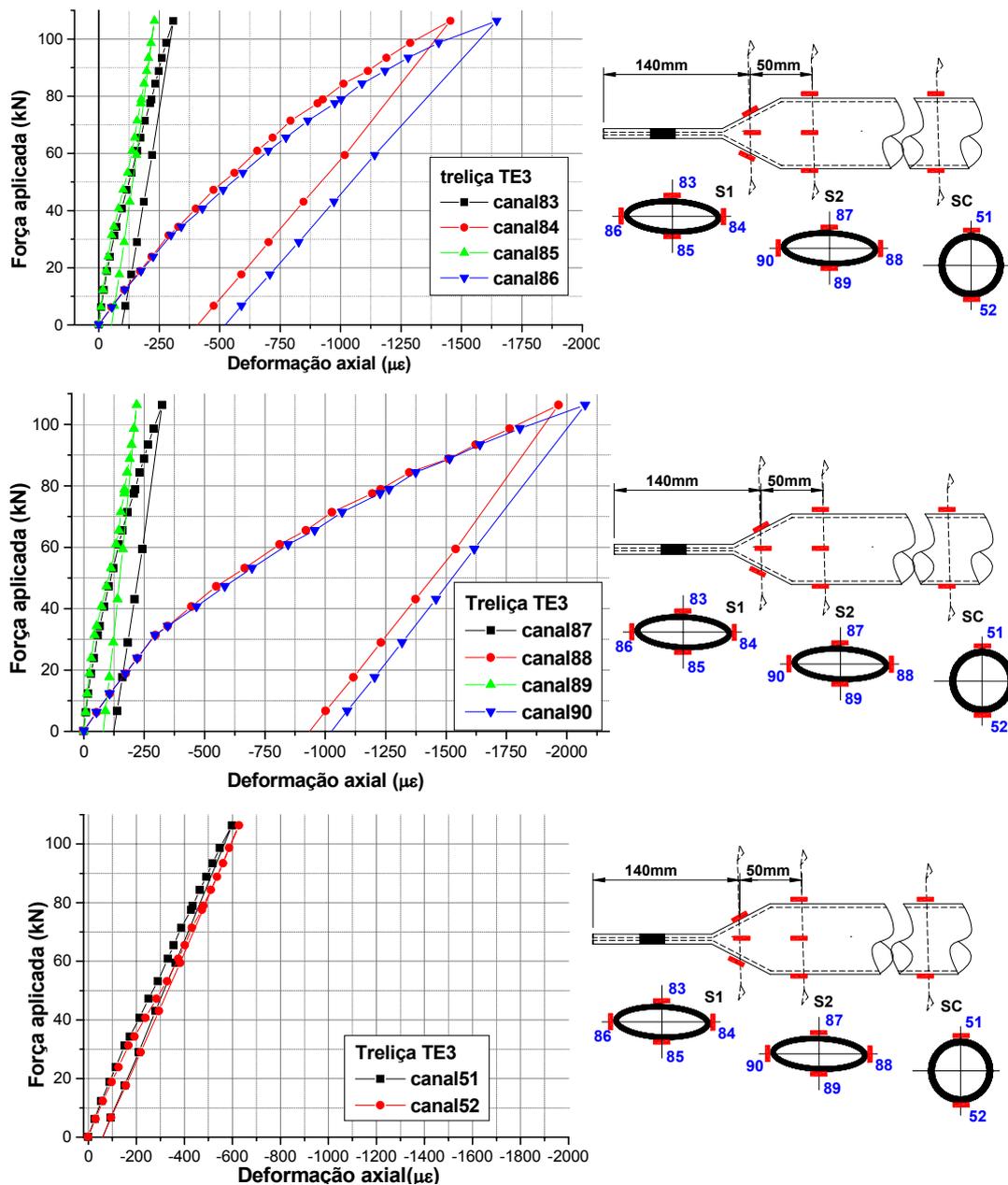


Figura 6. 51 – Deformações banzos superiores TE3

As deformações no banzo são compatíveis com os carregamentos aplicados, há concentração de deformação na estampagem, enquanto que a seção central permanece em regime elástico linear.

6.6 TRELIÇA ESPACIAL TE3-1

A treliza TE3-1 é uma repetição da treliza TE3 realizada em função do colapso desta última ter ocorrido no nó, contrariando as previsões teóricas.

6.6.1 Modos de ruína TE3-1

Nesta estrutura não se observou falha nos nós, no entanto, os deslocamentos verticais foram elevados, de tal ordem que o curso máximo dos atuadores e dos transdutores de deslocamentos foi atingido para um carregamento total aplicado de 148,8kN, caracterizando o estado limite último da estrutura.

Na seqüência, os transdutores e atuadores foram posicionados novamente, os instrumentos de medições zerados e aplicada força a estrutura. Nesta nova fase de aplicação de força alcançou um carregamento total de 132,94kN.

As fotos da Figura 6.52 apresentam a configuração de ruína para a treliça TE3-1.



Figura 6.52 – Configuração de ruína – TE3-1

Observaram-se acomodações da estrutura durante o ensaio, com deslizamento entre barras na região nodal, o que provocou grandes deslocamentos para pequenos acréscimos de carregamento. Estas acomodações e escorregamentos entre barras associados ao esmagamento na parede dos

furos dos banzos, como pode se observar na Figura 6.53, foram responsáveis pelos grandes deslocamentos.



Figura 6.53 – Esmagamento nas paredes dos furos

6.6.2 Deslocamentos TE3-1

No gráfico da Figura 6.54 apresenta-se a distribuição de forças nos nó da estrutura pelos atuadores hidráulicos e na Figura 6.55, os deslocamentos verticais na direção do maior vão, obtidos experimentalmente para várias etapas de carregamento. Percebe-se que, em alguns pontos o esgotamento do curso dos transdutores prejudicou a leitura correta dos deslocamentos.

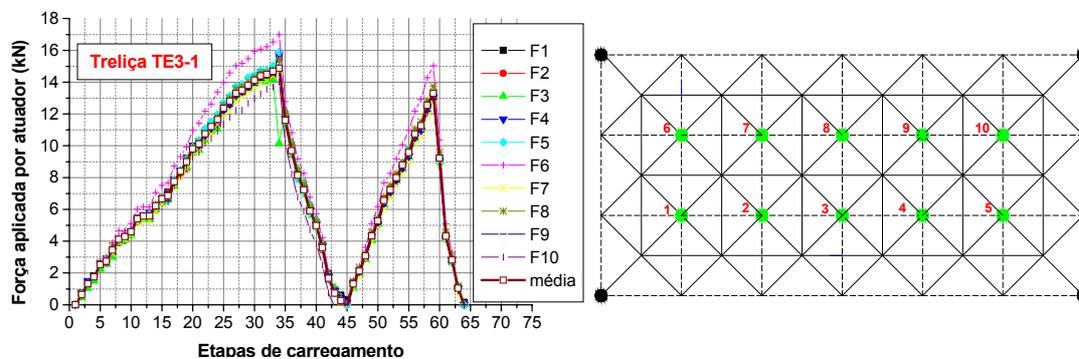


Figura 6.54 – Etapas de carregamento na estrutura

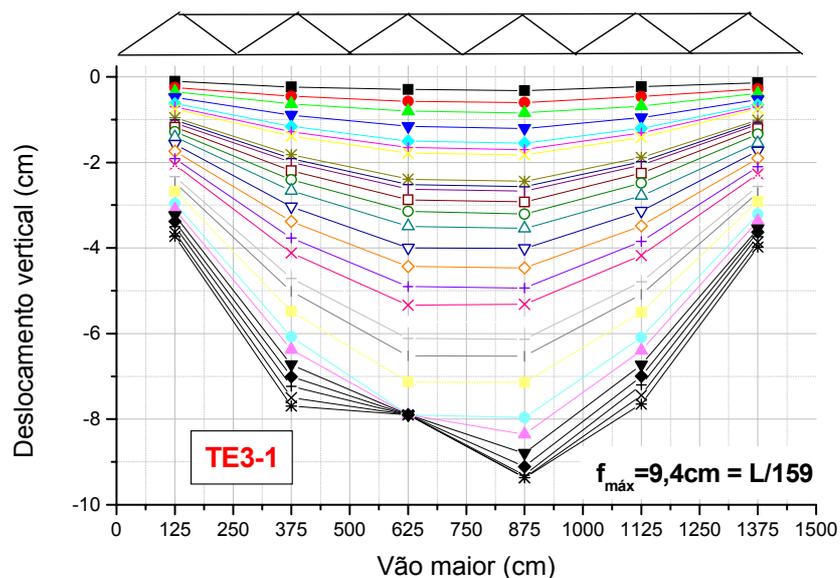


Figura 6.55 – Deslocamentos verticais ao longo do vão - treliça TE3-1

Nota-se, pelo gráfico da Figura 6.55, que os deslocamentos na estrutura são da ordem de 10cm, no entanto, a simetria foi conservada e a distribuição de forças nos nós foi satisfatória.

Os deslocamentos foram medidos nos pontos indicados na Figura 6.56 e os principais resultados são apresentados na Figura 6.57.

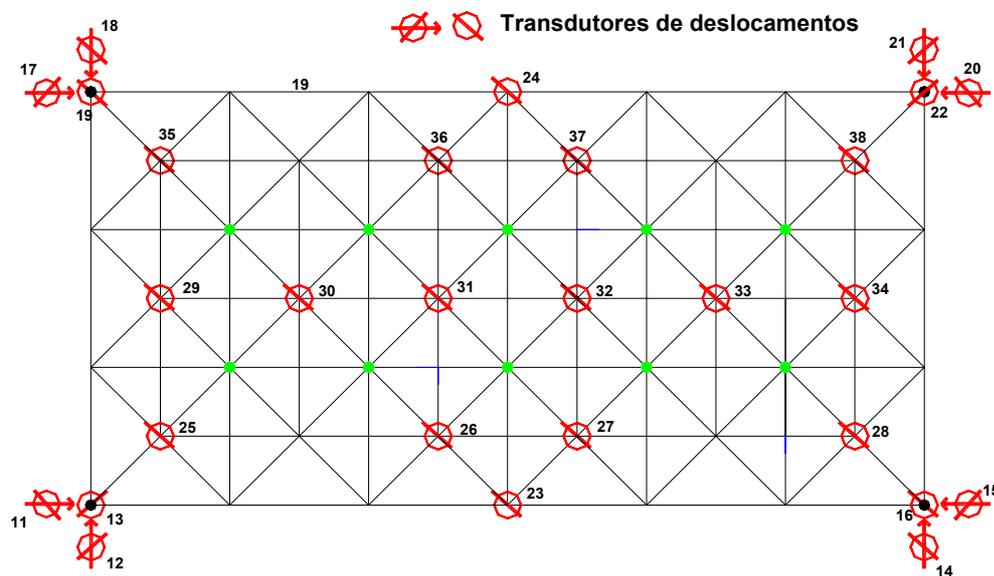


Figura 6.56 – Canais de leitura para deslocamento - treliça TE3-1

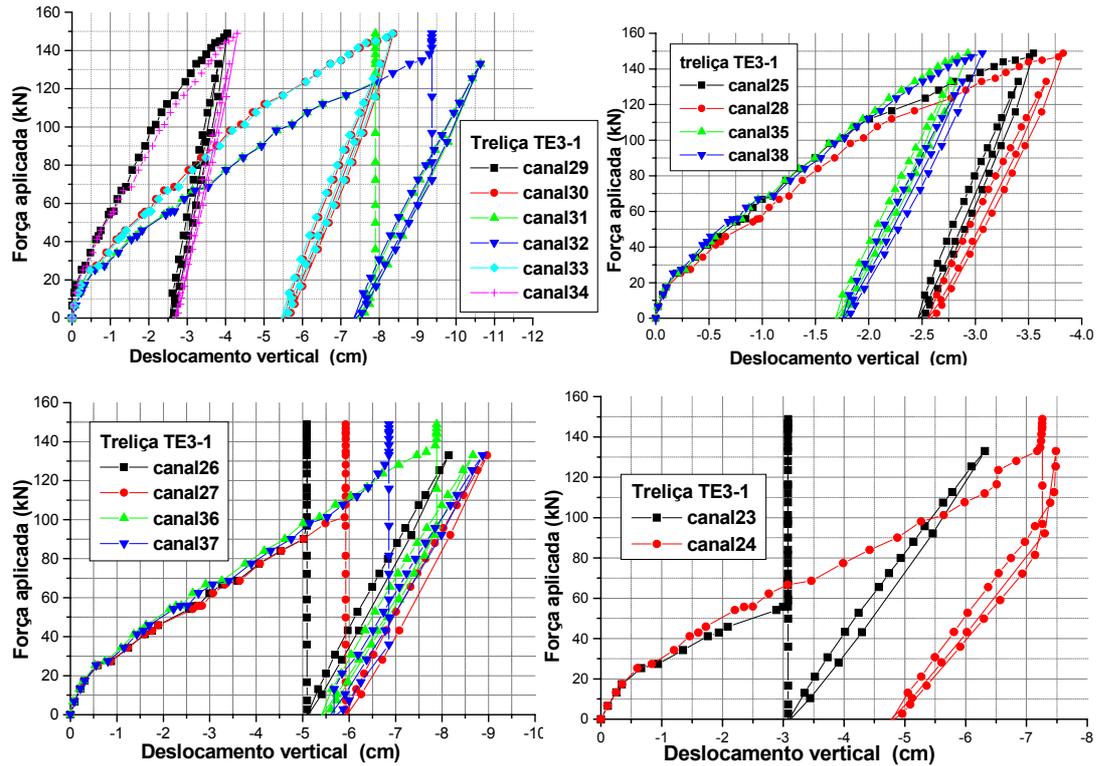


Figura 6.57– Deslocamentos verticais – treliça TE3-1

Depois de descarregada, permaneceu um deslocamento residual na estrutura da ordem de 6cm. Para o novo carregamento com a estrutura acomodada a comportamento força aplicada x deslocamento resultou praticamente linear demonstrando que, em treliças com nós típicos, as acomodações e escorregamentos na região do nó afetam significativamente o comportamento da estrutura.

6.6.3 Deformações TE3-1

Foram medidas deformações nas barras da treliça TE3-1 destacadas na Figura 6.58.

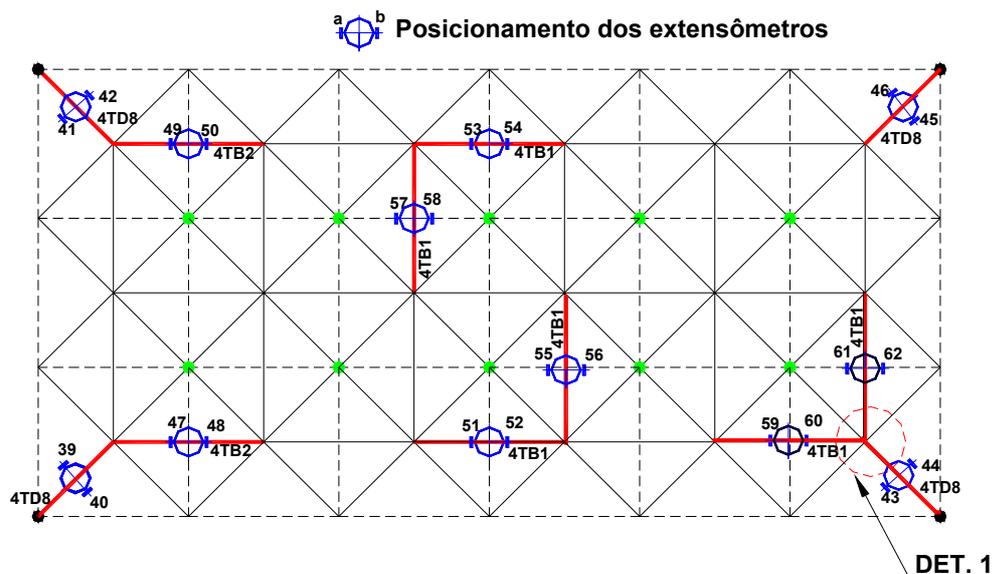
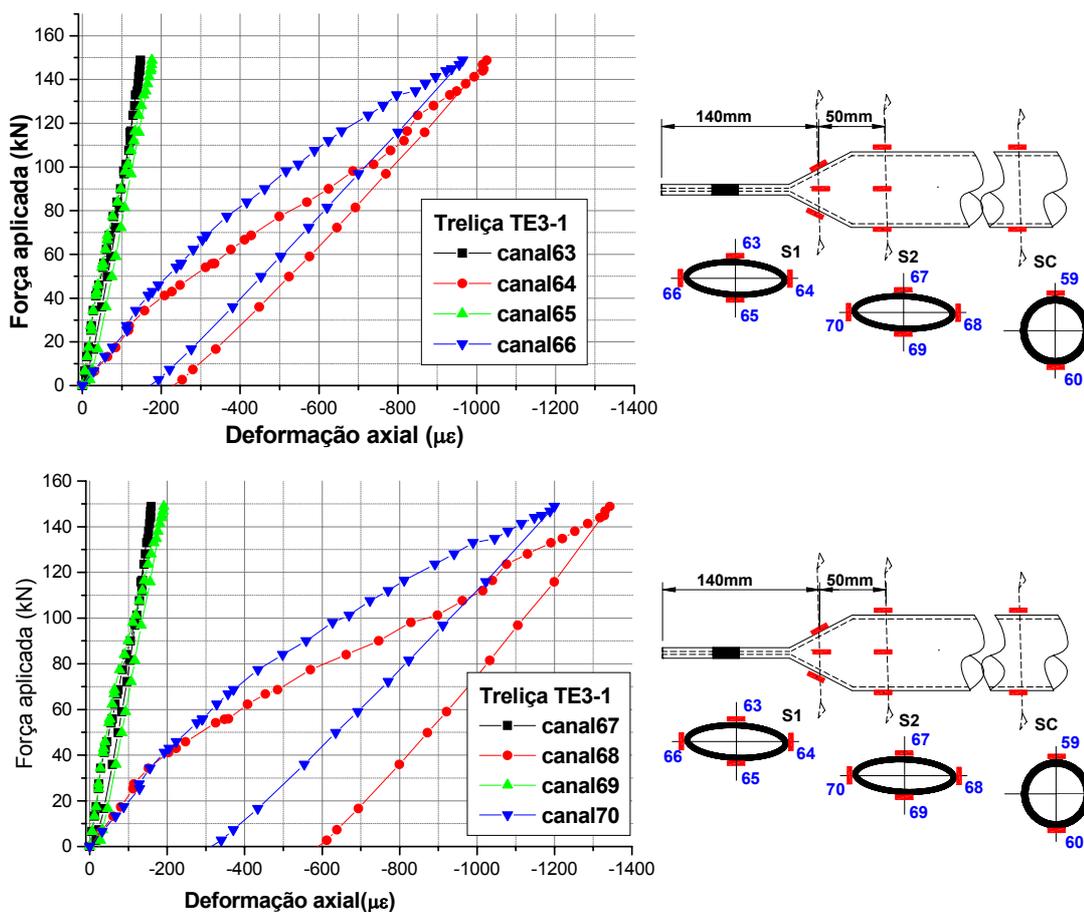


Figura 6.58 – Canais de medição de deformações - Treliça TE3-1

Foram medidas deformações nas extremidades e seção central das barras do banzo (Detalhe 1 da Figura 6.58) que chegam no nó de aço num dos cantos da estrutura. Os resultados estão nas Figuras 6.59 e 6.60.



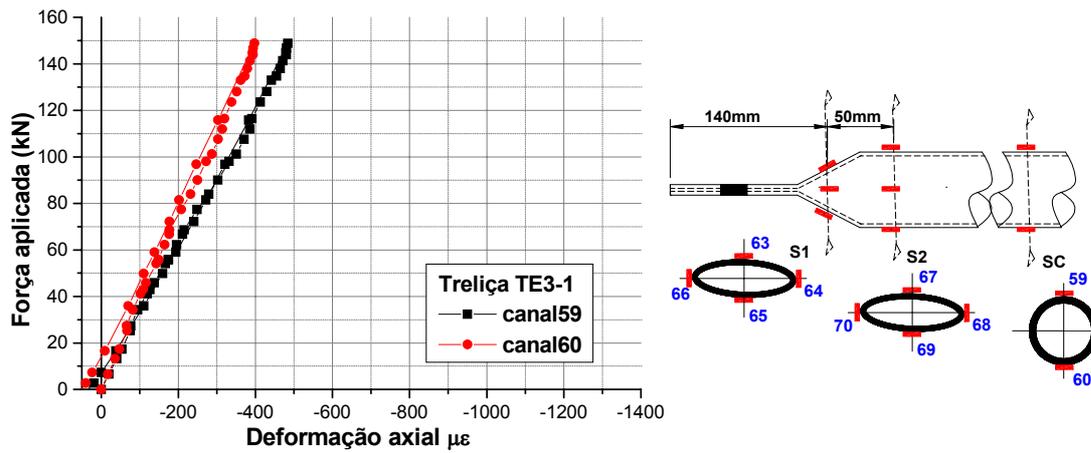
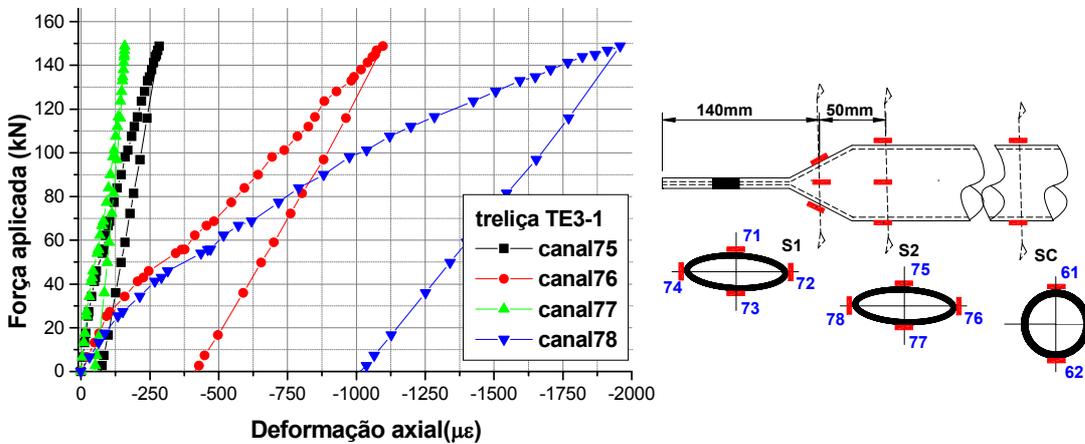
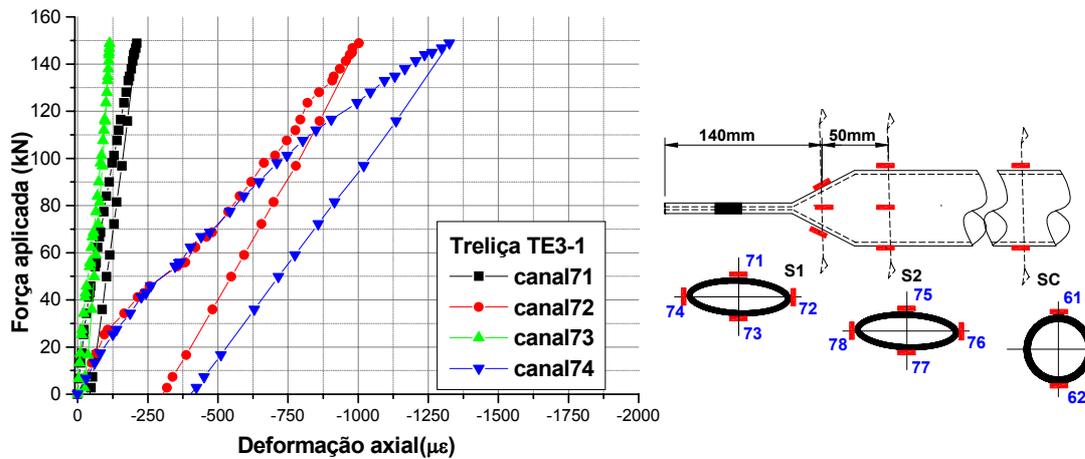


Figura 6.59 – Deformação no banzo superior horizontal junto ao vértice com nó de aço – treliça TE3-1

Observa-se, pelo gráfico da Figura 6.59, que a distribuição de deformações em barras com estampagens para nós de aço é semelhante às observadas para as estampagem utilizadas em nós típicos que apresentam maiores reduções de seção. O mesmo comportamento pode ser observado nos resultados apresentados na Figura 6.60.



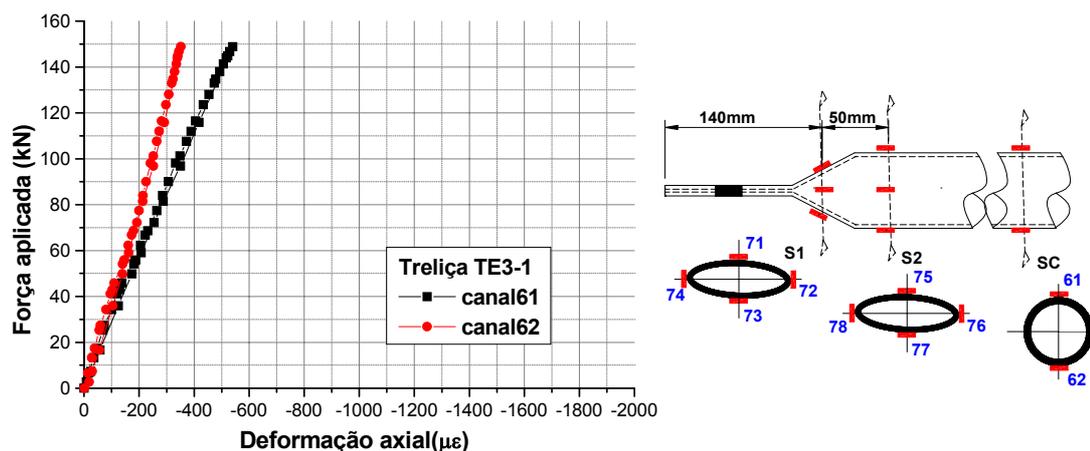


Figura 6.60 – Deformação no banzo superior vertical junto ao vértice com nó de aço – treliça TE3-1

Os gráficos da Figura 6.61 apresentam as deformações nos banzos da região central da estrutura.

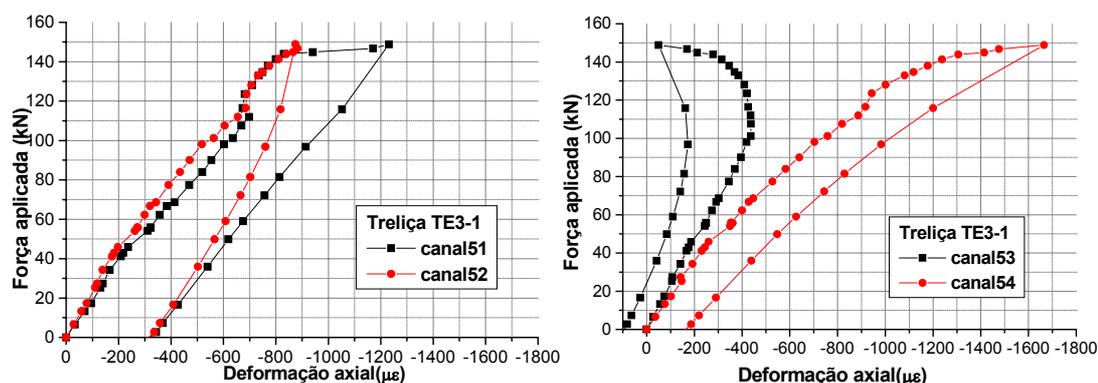


Figura 6.61 – Deformações nos banzos da região central da TE3-1

Pode-se observar, na Figura 6.61, que as deformações são aproximadamente lineares e existe a tendência de flexão na barra instrumentada com os extensômetros 53 e 54, que é a barra com maior solicitação, localizada no meio do vão da estrutura. Isto deixa claro que a utilização do nó de aço nos quatro vértices superiores alterou o comportamento da estrutura, sua capacidade resistente é aumentada, a relação entre a força aplicada e as deformações nas barras é maior e não ocorre colapso localizado na ligação, salvo relacionados a problemas na fabricação e/ou montagem.

Os resultados de deformações em duas diagonais de apoio estão apresentados nos gráficos da Figura 6.62.

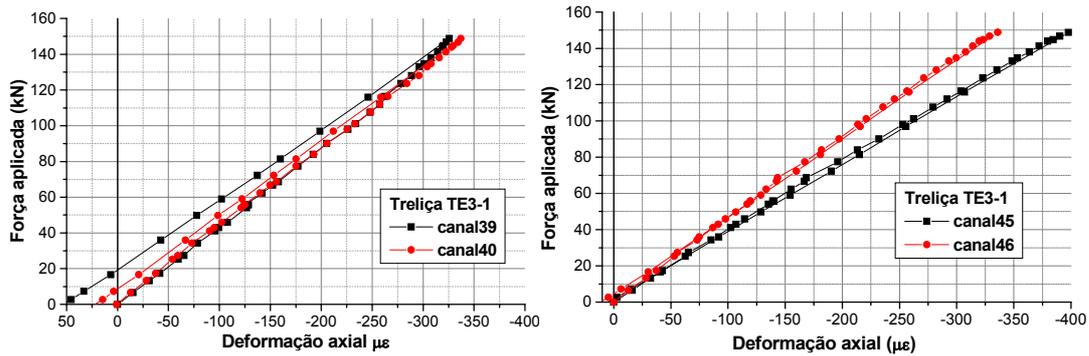


Figura 6.62 – Deformações diagonais de apoio na TE3-1

As deformações na seção central da barra, medidas nas diagonais de apoio, permaneceram em regime elástico até as etapas finais de carregamento, como pode ser comprovado pelos gráficos da Figura 6.62; fato também observado nos banzos.

6.7 TRELIÇA ESPACIAL TE4 (NÓ DE AÇO)

A treliça TE4 é formada por banzos ϕ 76x2,0mm, diagonais ϕ 60x2,0mm e diagonais de apoio ϕ 88x2,65mm. Nesta estrutura foram utilizados nós de aço e barras com extremidades estampadas.

6.7.1 Modos de ruína TE4

O colapso da treliça TE4 iniciou-se com o esgotamento da capacidade de um nó lateral, para um carregamento máximo aplicado de 102,2 kN, 37% inferior ao previsto com o modelo de treliça ideal. A Figura 6.63 indica a localização do nó colapsado.

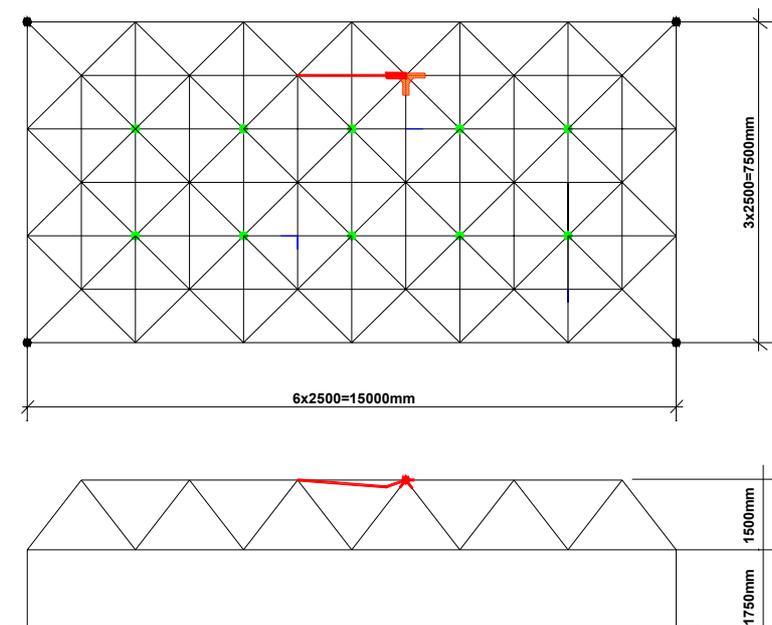


Figura 6.63– Localização do nó de falha na Treliza TE4

As fotos da Figura 6.64 apresentam a configuração de colapso para os nós da treliza TE4.



Figura 6.64 – Configuração de colapso na treliza– TE4

O modo de colapso esperado para esta estrutura era a flambagem do banzo superior. Porém, imperfeições nos nós podem ter reduzido a capacidade

resistente da ligação causando o colapso. Neste caso, ao contrário da treliça TE3, o nó que sofreu colapso era o ponto para onde convergiam os maiores esforços normais, ou seja, na região central da estrutura da direção do maior do vão

6.7.2 Deslocamentos TE4

Os deslocamentos verticais ao longo do maior vão da treliça TE4 são apresentados na Figura 6.65 e a Figura 6.66 apresenta a distribuição de carregamentos no nós da estrutura.

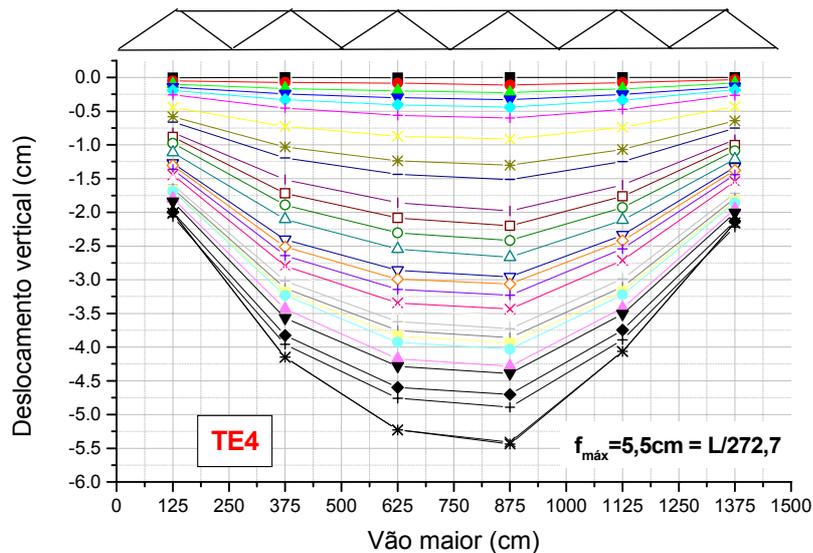


Figura 6.65 – Deslocamentos verticais ao longo do vão treliça TE4

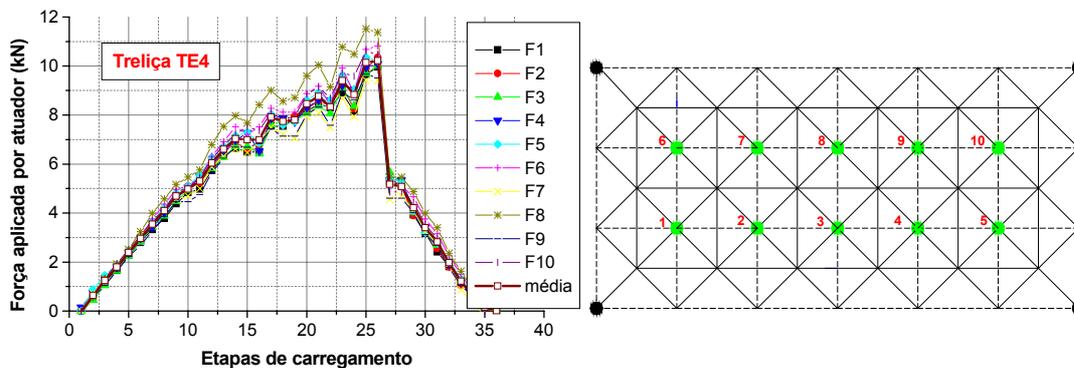


Figura 6.66 – Distribuição de forças na treliça TE4

Apesar do carregamento aplicado ter resultado em alguns pontos com força aplicada acima da média (Figura 6.66), a estrutura apresentou simetria de deslocamentos satisfatória, com exceção das etapas finais de carregamento (Figura 6.65).

Na Figura 6.67 estão indicados os pontos da estrutura onde foram medidos deslocamentos. E na Figura 6.68, os principais resultados nos pontos indicados.

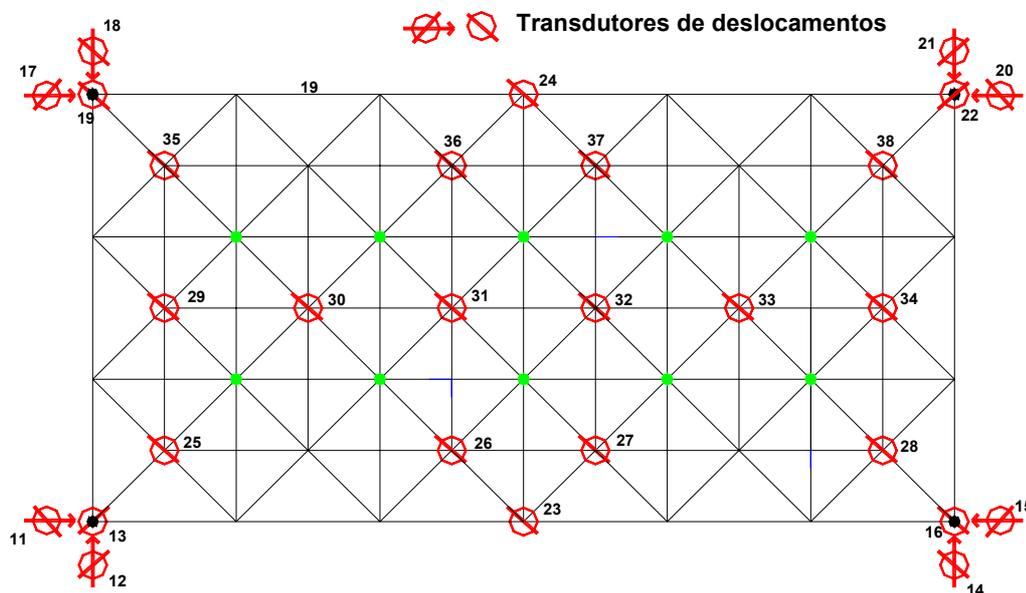


Figura 6.67 – Canais de leitura para deslocamento na treliça TE4

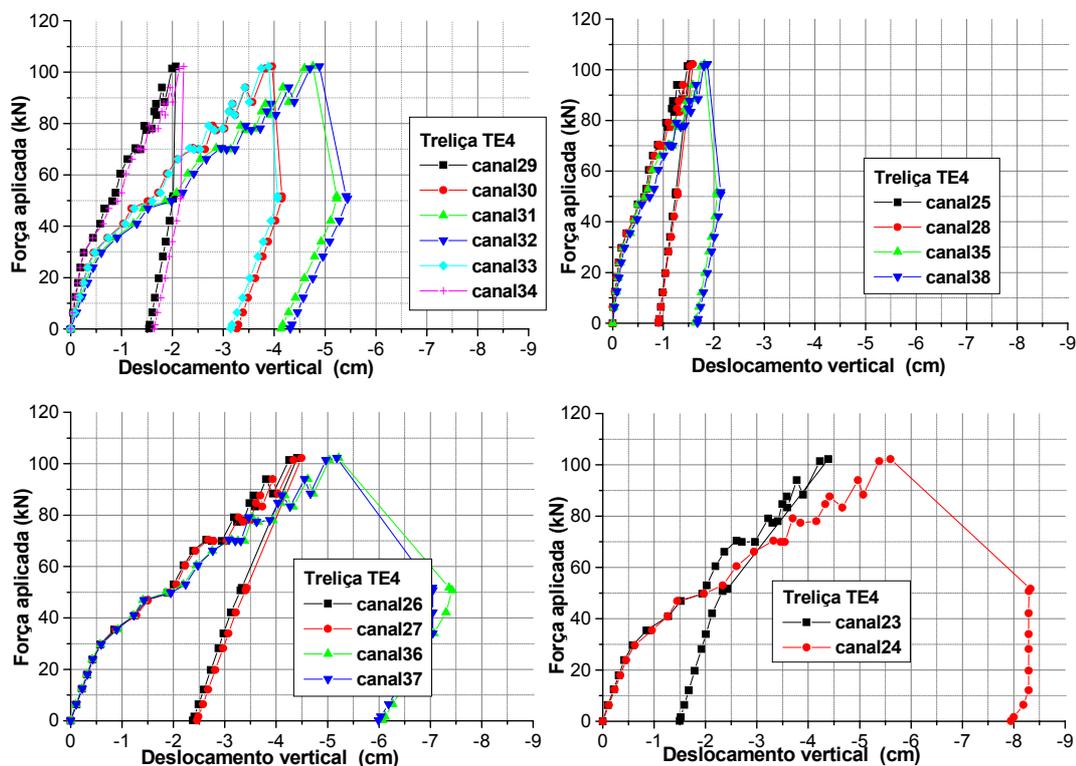


Figura 6.68 – Deslocamentos verticais na treliça TE4

Os saltos observados nos gráficos da Figura 6.68 são reflexo de acomodações na estrutura provenientes de escorregamento de parafuso.

Este fato gera um comportamento não-linear para força aplicada x deslocamento, que pode ser aproximado por trechos lineares. Esse comportamento é diferente das estruturas com nós típicos, onde a não-linearidade na curva força aplicada x deslocamentos é mais acentuada, sendo influenciada também pela plastificação das extremidades estampadas das barras.

6.7.3 Deformações TE4

As barras onde foram medidas deformações estão indicadas na Figura 6.69.

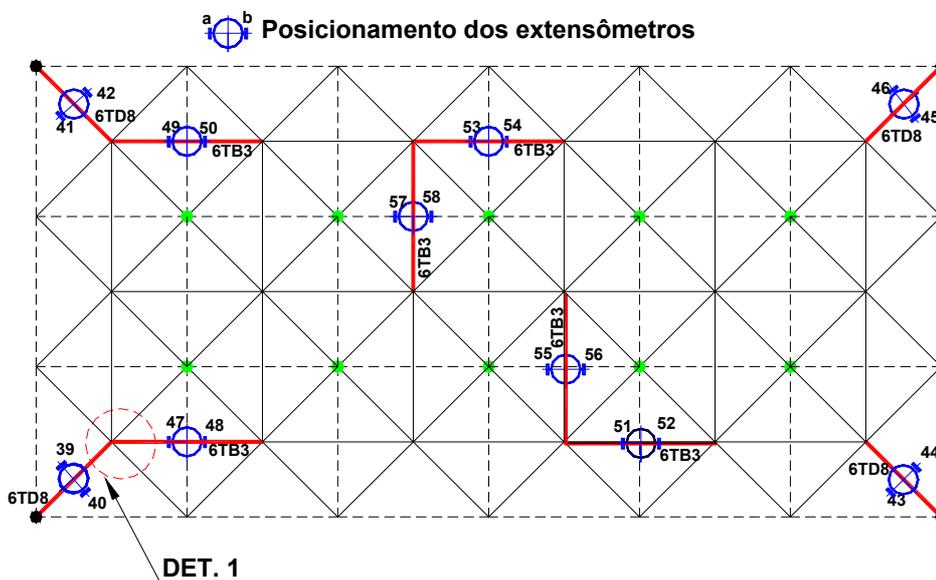
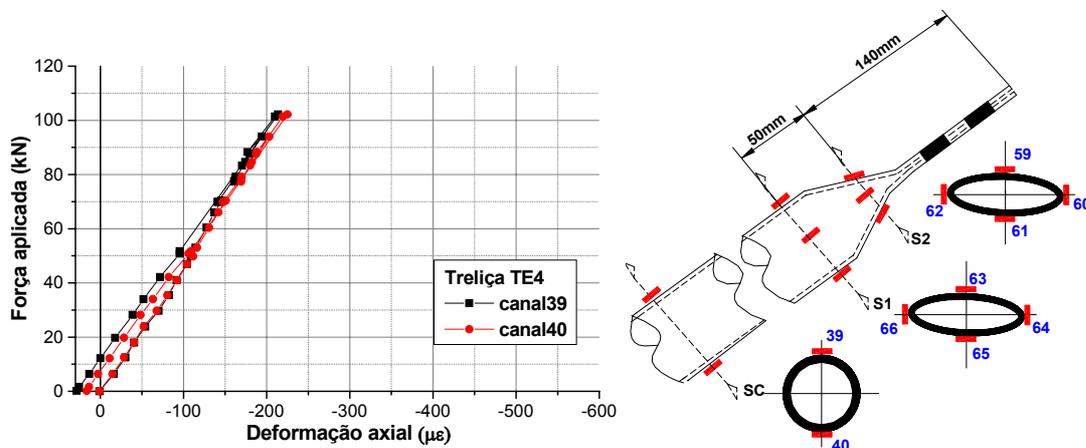


Figura 6.69 – Canais de medição de deformações na treliça TE4

Os gráficos da Figura 6.70 apresentam as deformações medidas numa das diagonais de apoio da estrutura. Nestas barras foram medidas deformações na seção central e em duas seções na estampagem.



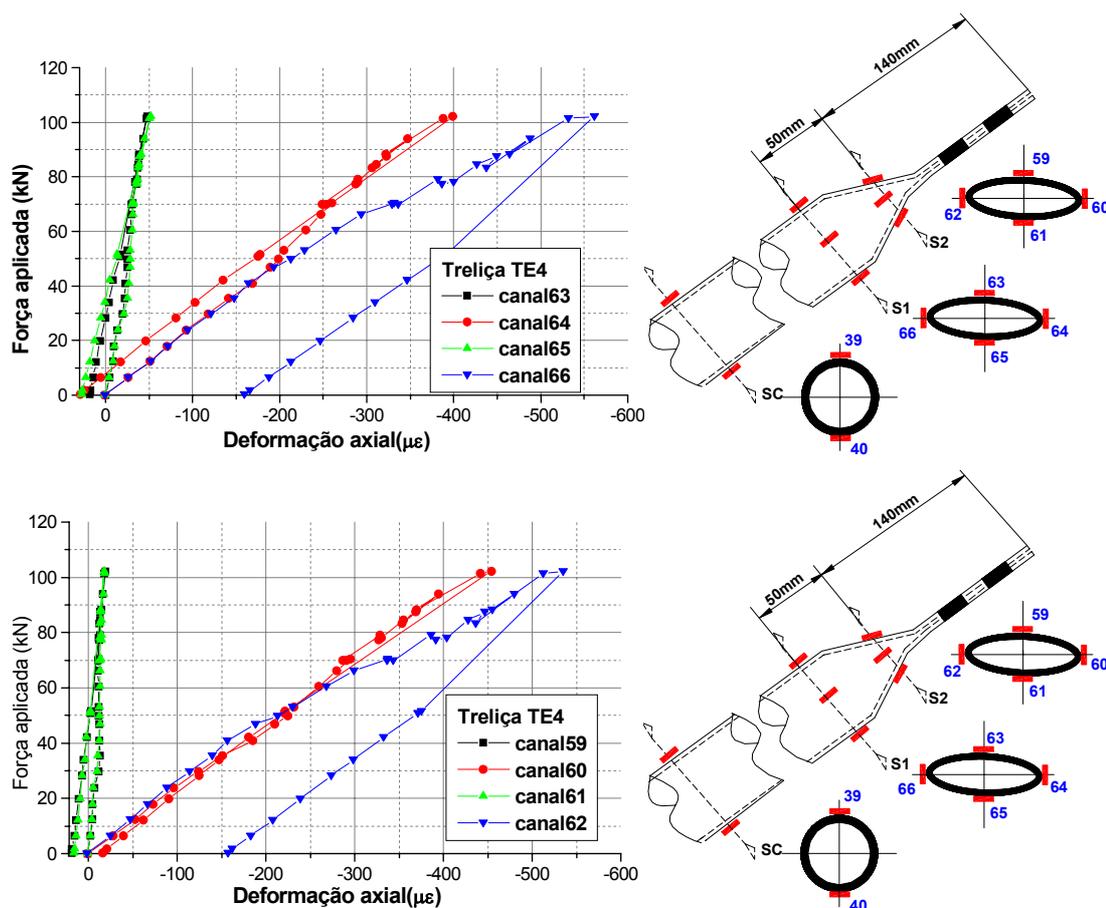


Figura 6.70 – Deformações diagonais de apoio na treliça TE4

As deformações - Figura 6.70 - apresentam o mesmo padrão já observado em barras semelhantes.

Nas demais diagonais de apoio foram medidas as deformações apenas da seção central da barra, sendo que os resultados apresentaram a mesma ordem de grandeza e o mesmo comportamento da barra apresentada na Figura 6.70.

Na Figura 71 são apresentadas as deformações nas extremidades e no meio da barra de um banzo do nó de canto superior. E na Figura 6.72 as deformações em banzos da região central da estrutura.

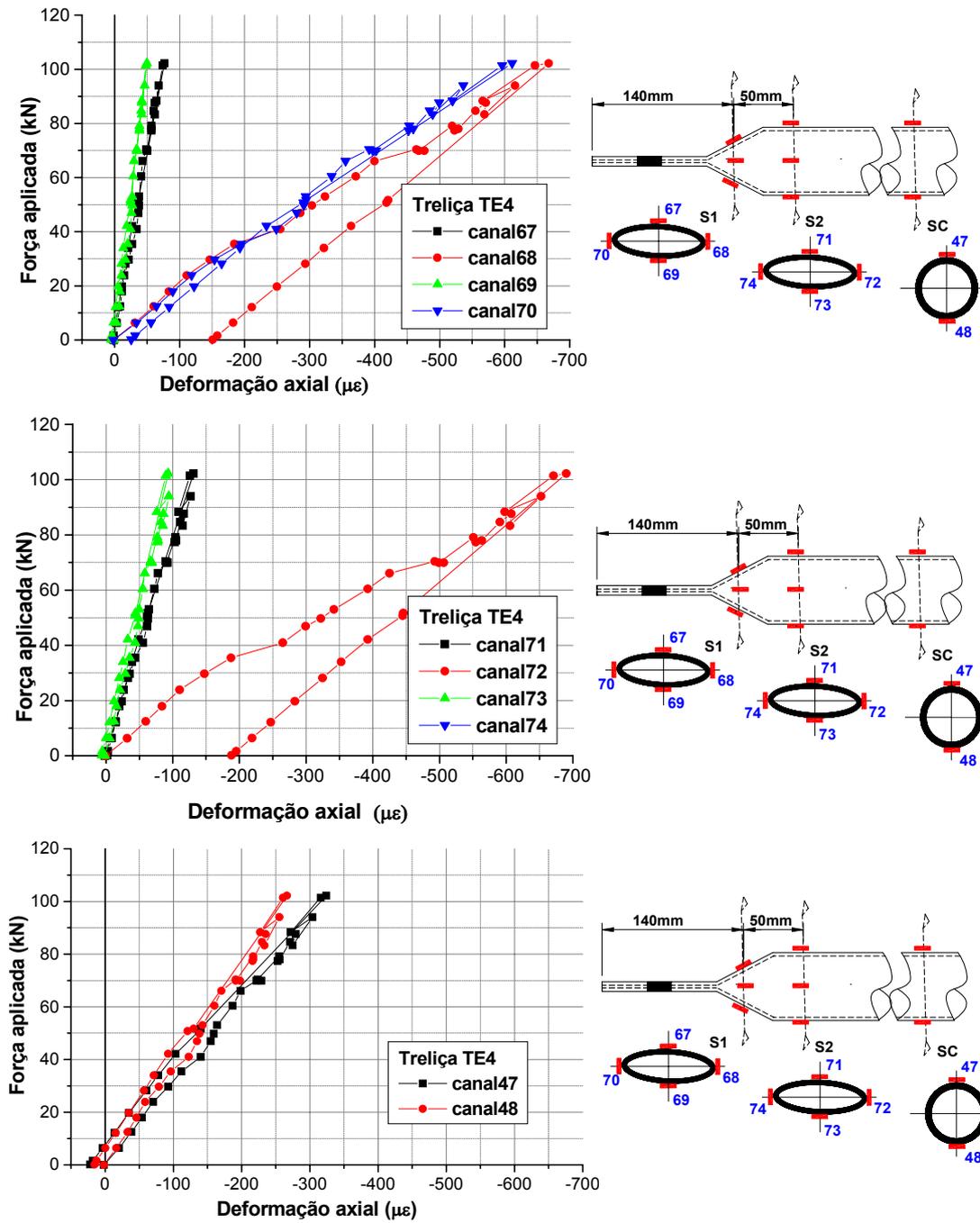


Figura 6.71– Deformações banzos superiores nó de canto da treliça TE4

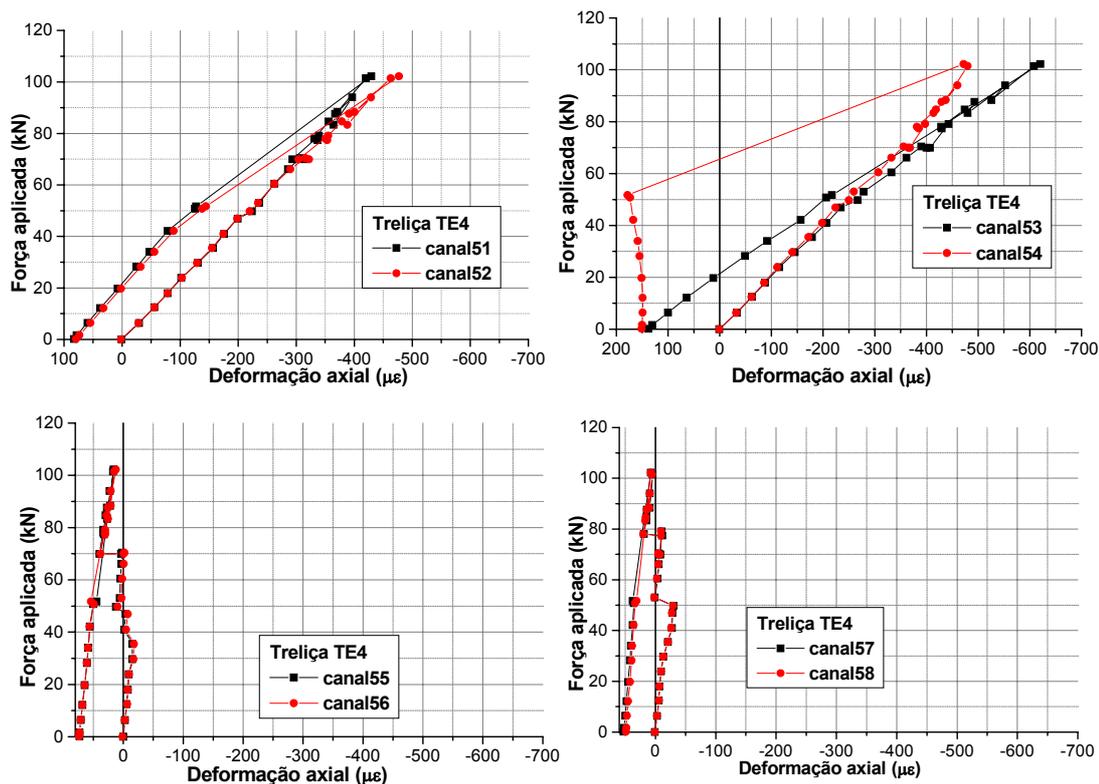


Figura 6.72 – Deformações banzos superiores região central - TE4

Concentração de deformações observadas nas extremidades de banzos são indicativos de excentricidades oriundas do amassamento da extremidade das barras, repetindo o padrão de deformações observados em treliças com nós típicos porém, com valores inferiores e sem indícios de plastificação.

6.8 TRELIÇA ESPACIAL TE4-1 (NÓ DE AÇO)

A treliça TE4-1 trata-se de uma repetição da treliça TE4, realizada em função do modo de falha desta última ter contrariado as previsões teóricas.

6.8.1 Modos de ruína TE4-1

O colapso da estrutura iniciou com o esgotamento da capacidade dos nós-barras apresentado na Figura 6.73. Houve um modo de colapso combinado de flambagem de barra e estabilidade de nó, que ocorreu para um carregamento aplicado de 135,2 kN, 17% inferior ao previsto.

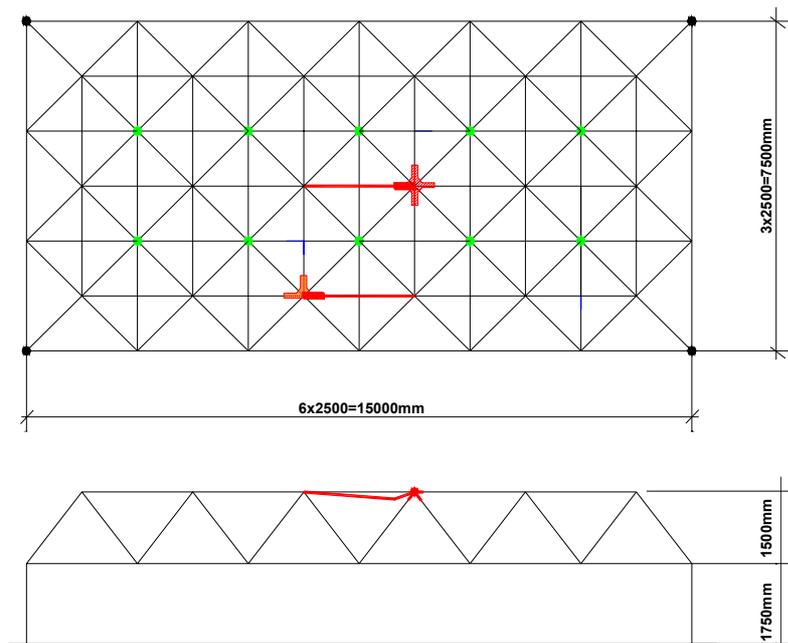


Figura 6.73 – Localização do nó de falha na treliça TE4-1

As fotos da Figura 6.74 apresentam a configuração de ruína para a treliça TE4-1.

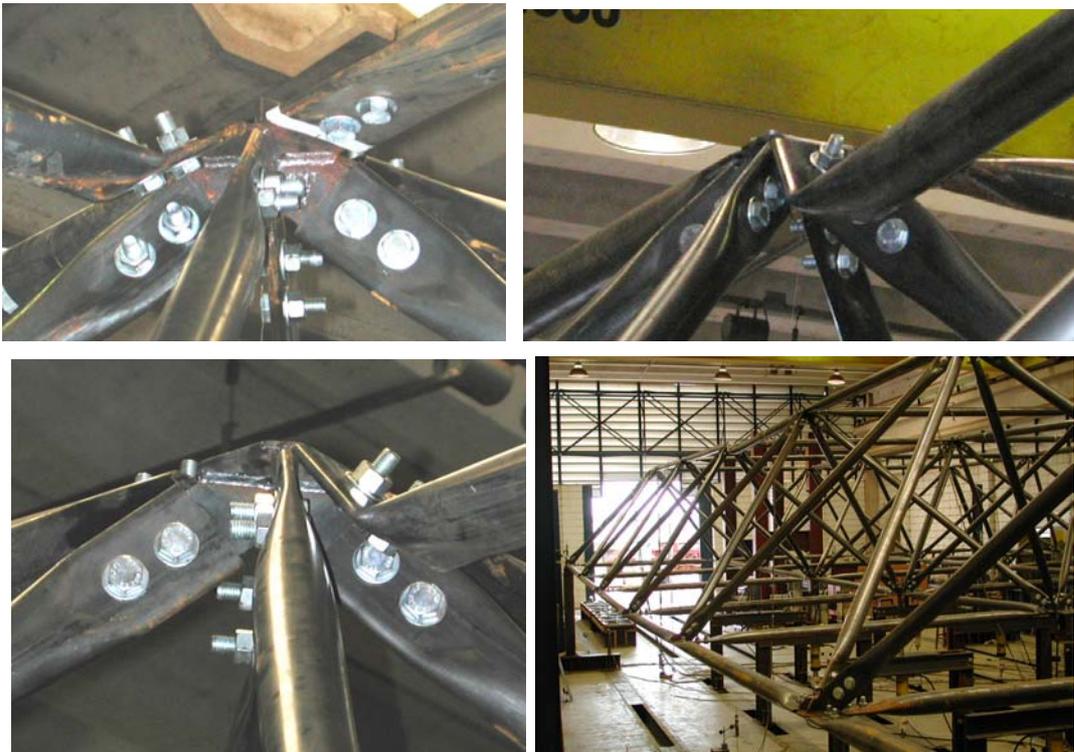


Figura 6.74– Configuração de colapso dos nós da treliça TE4-1

6.8.2 Deslocamentos TE4-1

No gráfico da Figura 6.75 apresentam-se os deslocamentos verticais, na direção do maior vão, obtidas experimentalmente para várias etapas de carregamento e, na Figura 6.76, a distribuição de forças aplicadas à estrutura.

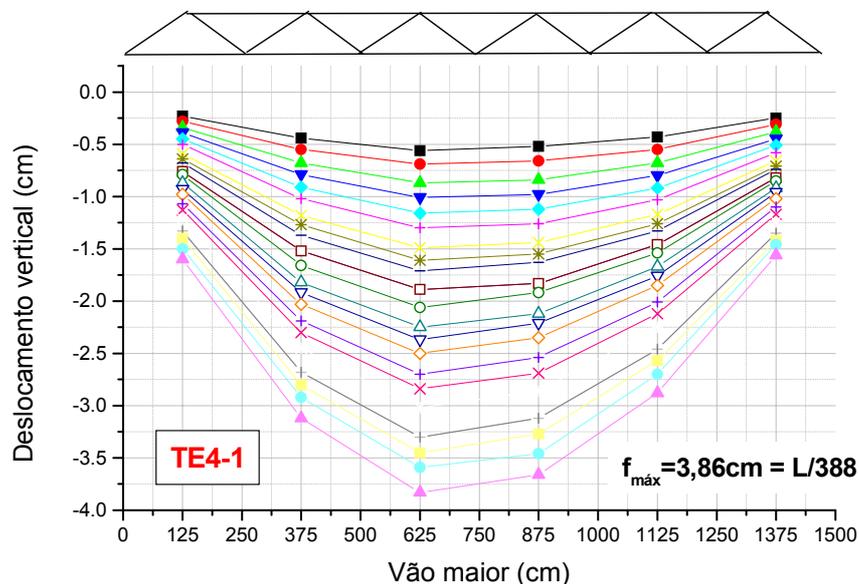


Figura 6.75 – Deslocamentos verticais ao longo do vão para treliça TE4-1

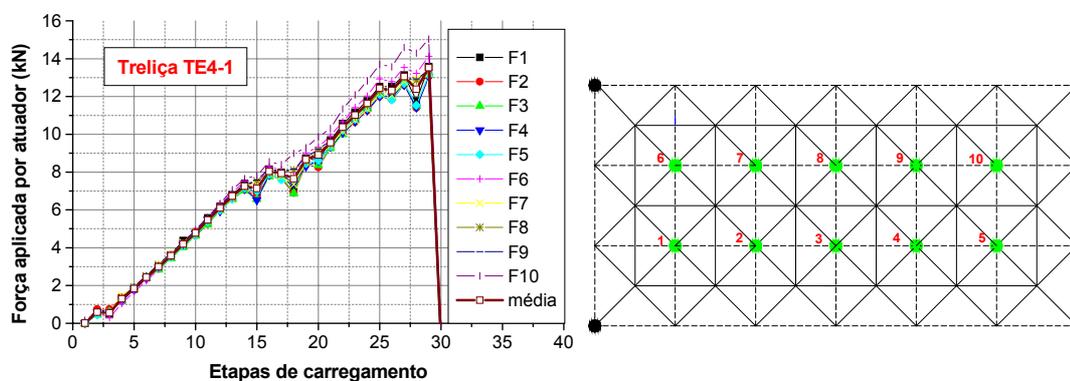


Figura 6.76 – Distribuição de forças na treliça TE4-1

Na Figura 6.77 estão indicados os pontos de medição de deslocamento na treliça TE4-1 e, na Figura 6.78, os principais resultados obtidos.

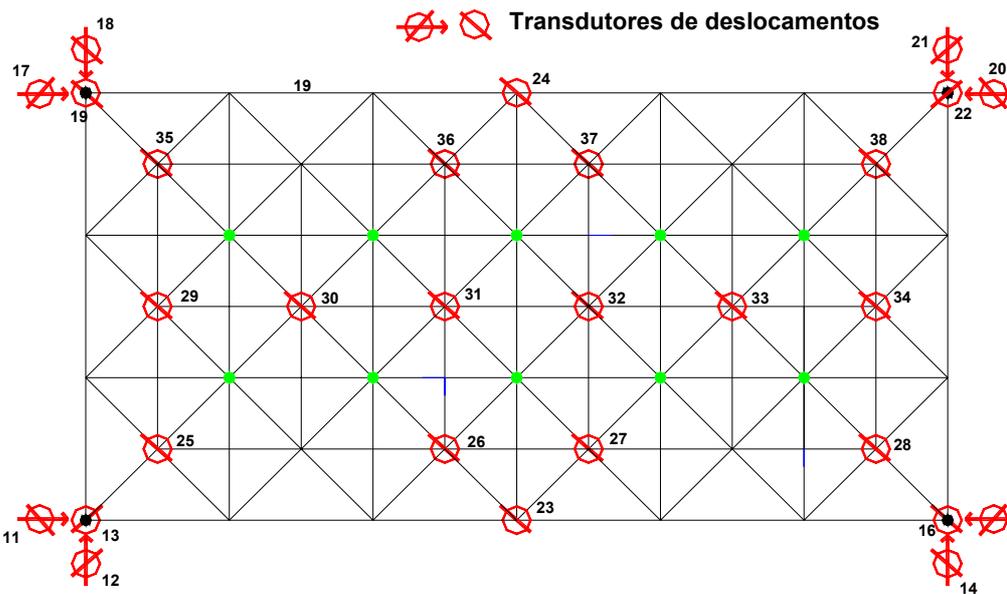


Figura 6.76 – Canais de leitura para deslocamento para a treliça TE4-1

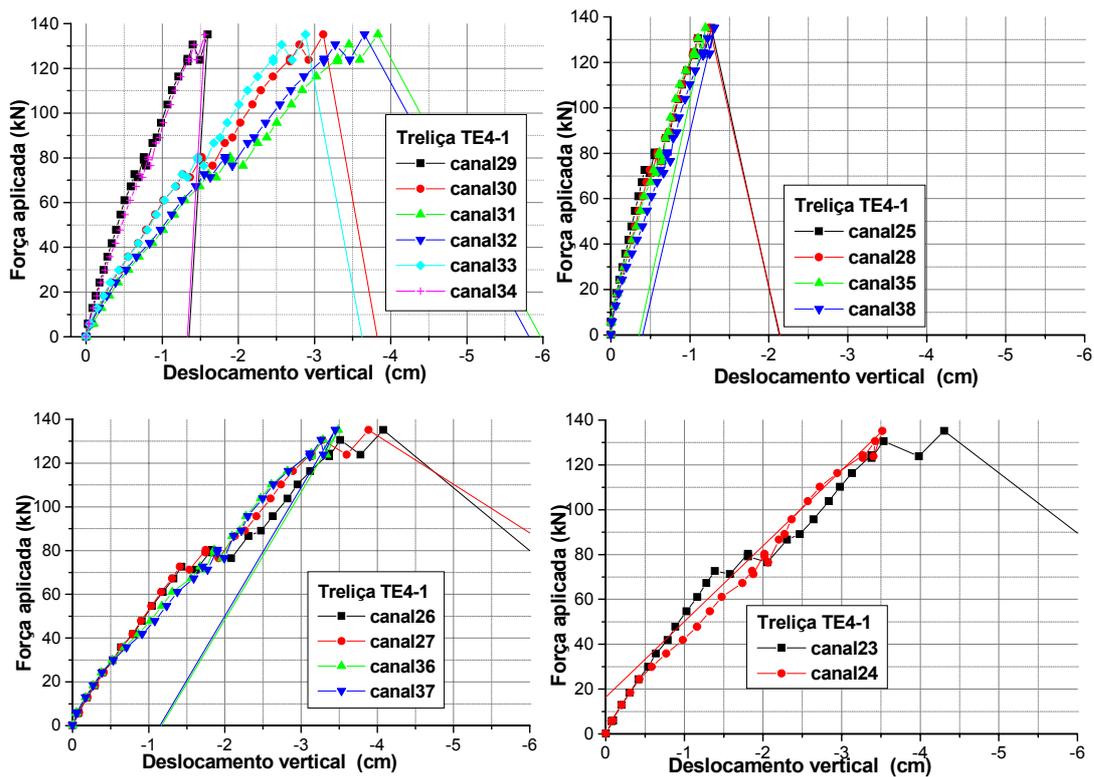


Figura 6.77 – Deslocamentos verticais TE4-1

Percebe-se que o comportamento força aplicada x deslocamento é praticamente linear, com pouca evidência de acomodações na estrutura. Vale observar que, neste caso, o colapso da estrutura ocorreu de forma frágil, sem

grandes deslocamentos, causado por carregamento próximo ao que acarretaria flambagem do banzo superior.

6.8.3 Deformações

Foram medidas deformações nas barras indicadas na Figura 6.78. Na Figura 6.79 estão as deformações numa das diagonais (det 1 da Figura 6.78) de apoio medidas em duas seções na estampagem e em uma seção no meio da barra.

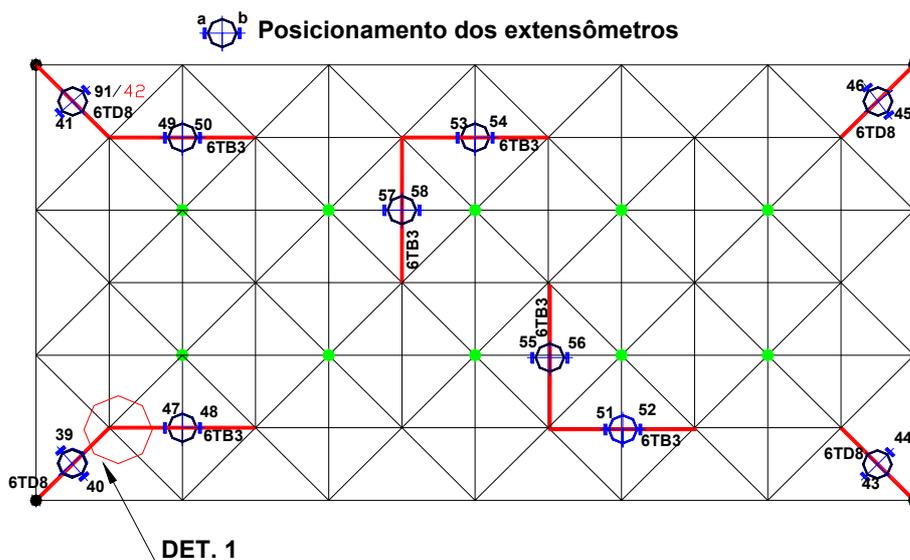
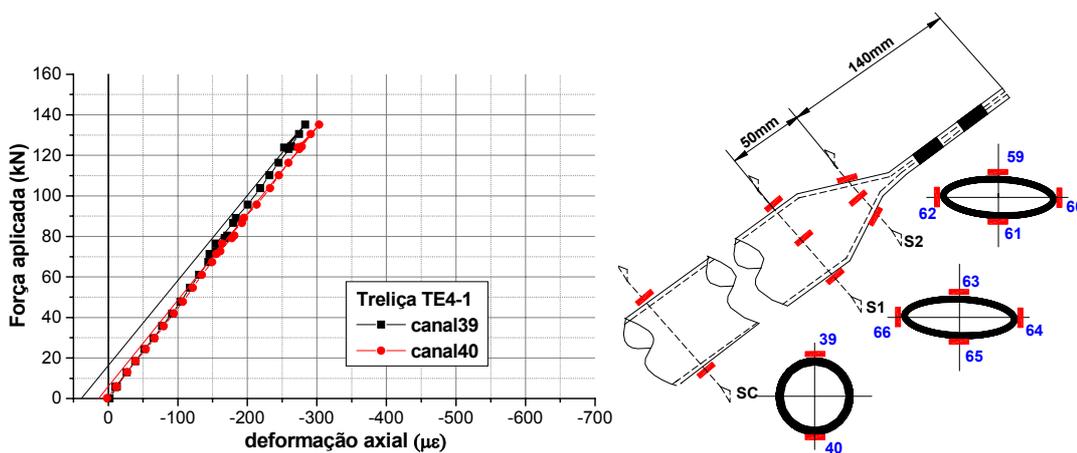


Figura 6.78 – Canais de medição de deformações para treliça TE4-1



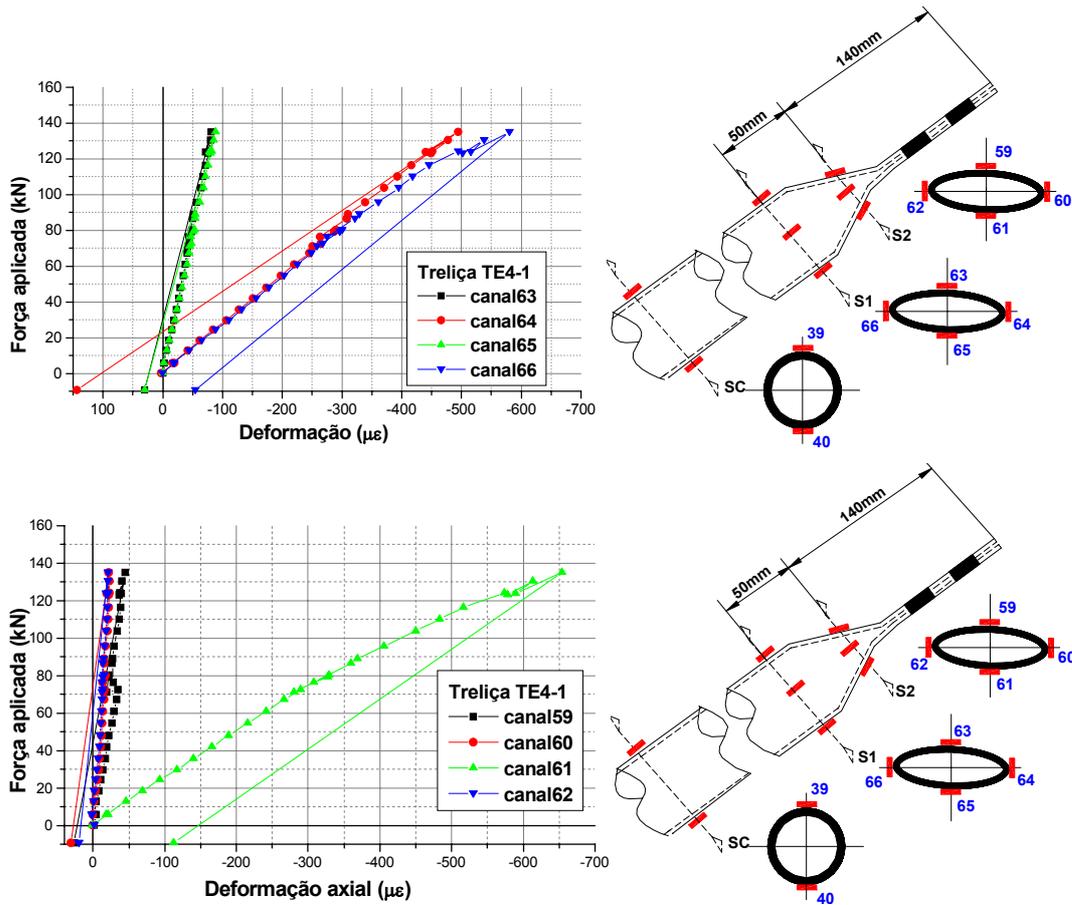
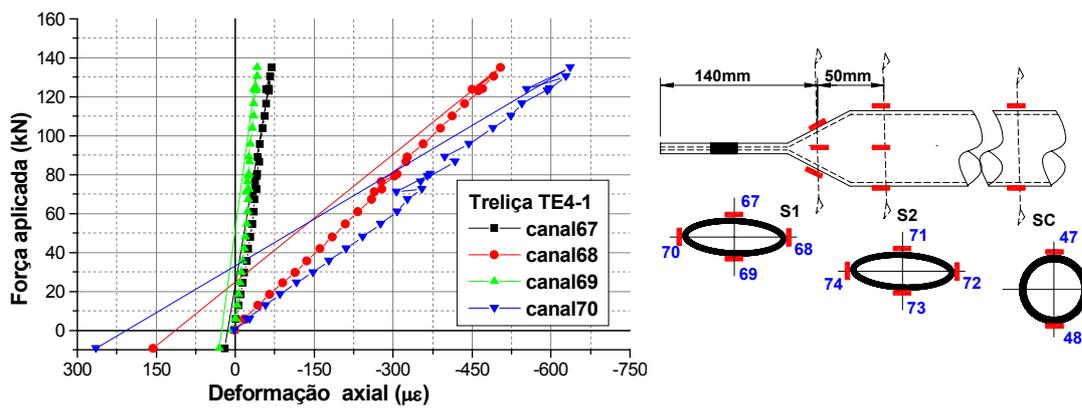


Figura 6.79 – Deformações nas diagonais de apoio para a treliça TE4-1

Nos gráficos da Figura 6.80 estão os resultados de deformações medidas no banzo horizontal superior junto ao vértice.



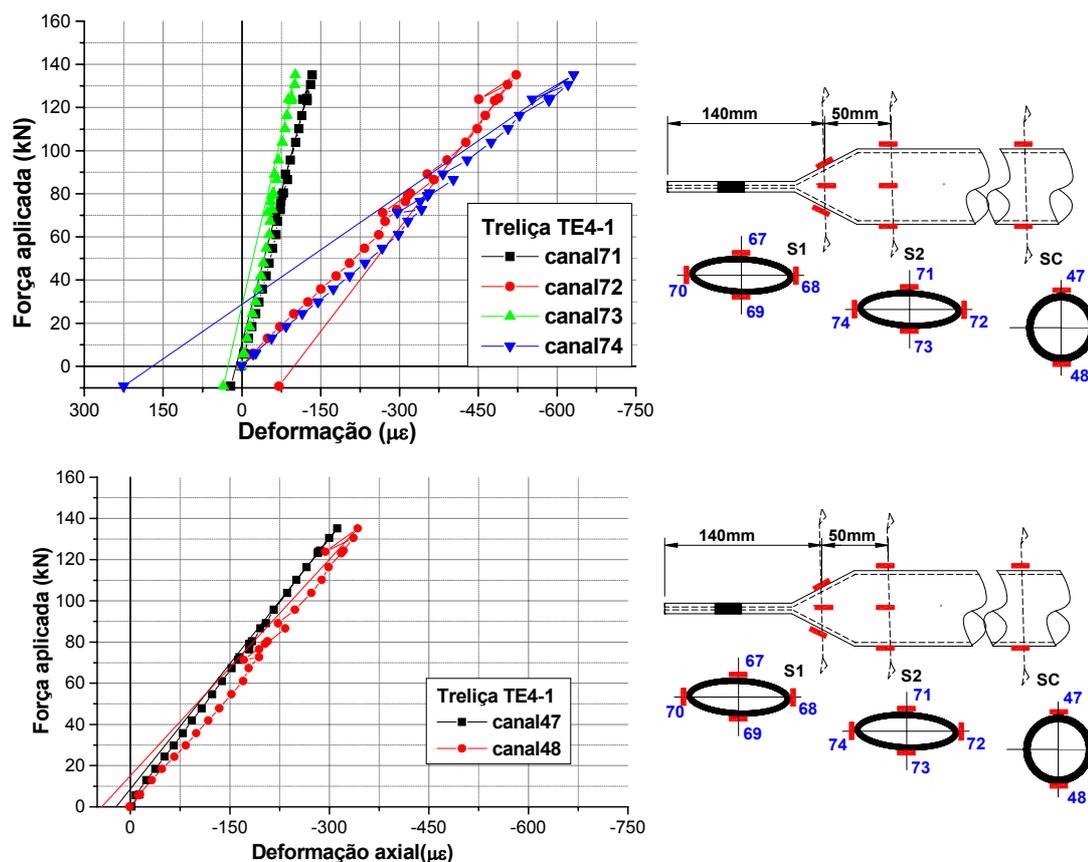


Figura 6.80 – Deformações nos banzos superiores vértice - treliça TE4-1

O comportamento força aplicada x deformações nas barras é semelhante ao observado nas demais estruturas. Ou seja, nas seções centrais, as deformações são praticamente lineares e permanecem, na maioria dos casos, em regime elástico. Já nas seções estampadas ocorrem concentrações de deformações.

As deformações em alguns banzos, mais solicitados, da região central da treliça TE4-1 são apresentadas na Figura 6.81.

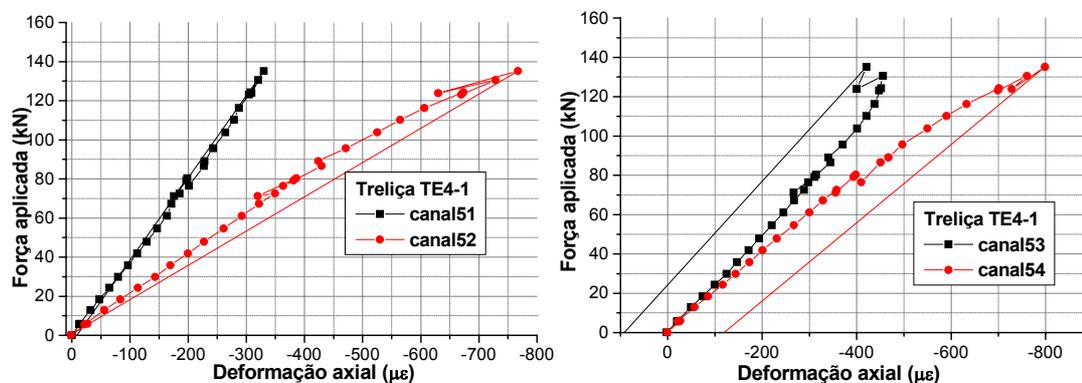


Figura 6.81– Deformações banzos superiores - treliça TE4-1

Percebe-se que existe um desequilíbrio de deformações na seção, principalmente nos canais 51 e 52, que correspondem à barra vinculada ao nó colapsado, que indica o início de flexão, a qual conduziria à falha do conjunto barra-nó, caracterizando a instabilidade da barra. Nota-se que este efeito não ocorre no banzo instrumentado com os extensômetros 47 e 48 da Figura 80.

6.9 TRELIÇA ESPACIAL TE4-2 (NÓ DE AÇO)

A treliça TE4-2 tem dimensões em planta de 7,5m x 7,5m e altura de 1,5m. Seus banzos são barras tubulares ϕ 76x2,0mm, diagonais ϕ 60x2,0mm e diagonais de apoio ϕ 88x2,65mm. Os elementos (barras e nós) utilizados para a montagem da treliça TE4-2 foram reaproveitados das treliças TE4 e TE4-1. O fato de alguns elementos terem sido ensaiados duas vezes pode ter prejudicado o desempenho desta estrutura.

O ensaio da Treliza TE4-2 foi proposto para comparar o modo de colapso nesta estrutura com o observado em uma treliça semelhante à ensaiada por MAIOLA(1999).

6.9.1 Modos de colapso TE4-2

A treliça espacial TE4-2 apresentou comportamento semelhante ao observado na treliça TE4. O colapso da estrutura iniciou-se com o esgotamento da capacidade dos nós apresentados na Figura 6.82.

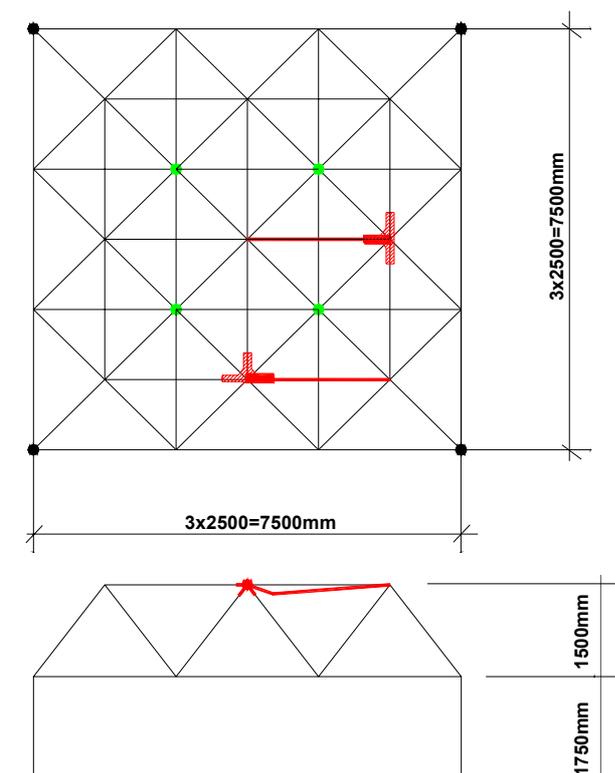


Figura 6.82 – Localização do nó colapsado - treliça TE4-2

O colapso dos nós e, conseqüentemente, da estrutura ocorreu de forma repentina, para um carregamento máximo aplicado de 161,4 kN, que é 38% inferior ao previsto teoricamente. As fotos da Figura 6.83 apresentam a configuração de ruína para os nós da treliça TE4-2.

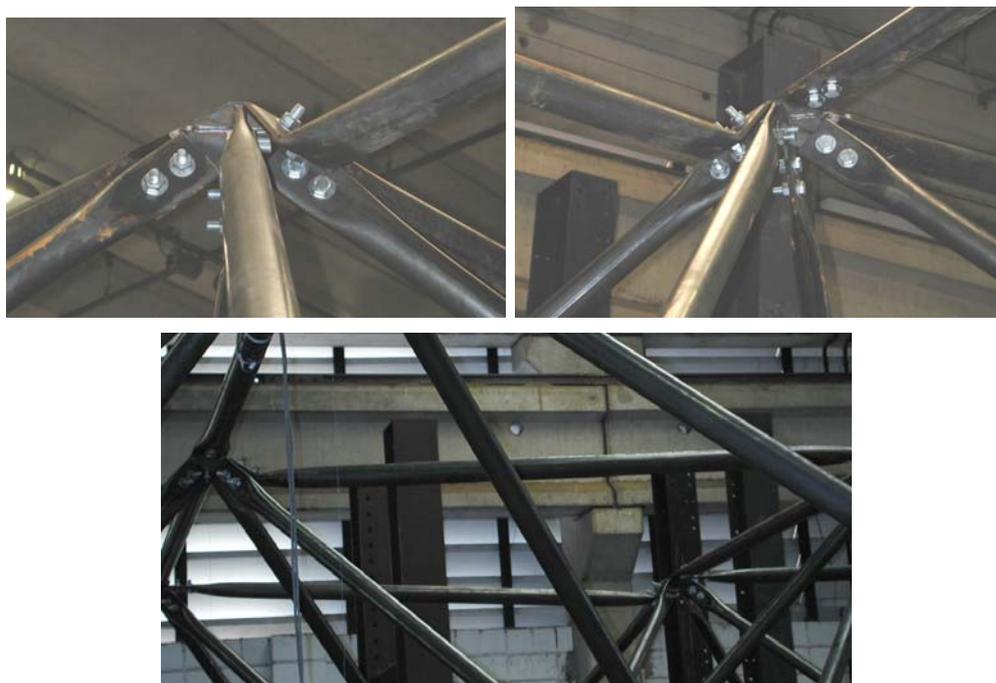


Figura 6.83 – Configuração de colapso treliça TE4-2

6.9.2 Deslocamentos TE4-2

No gráfico da Figura 6.84 apresentam-se os deslocamentos verticais na direção do maior vão e, a Figura 6.85 apresenta a distribuição de forças nos quatro nós do banzo inferior da estrutura.

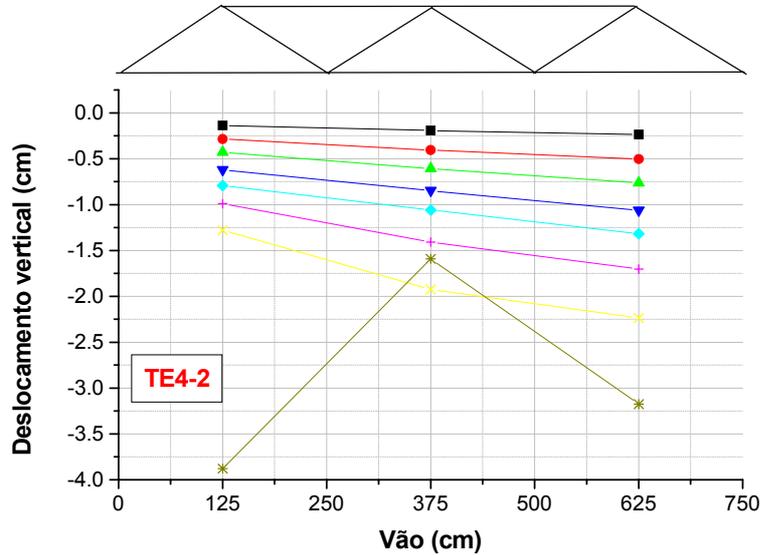


Figura 6.84 – Deslocamentos verticais ao longo do vão para treliça TE4-2

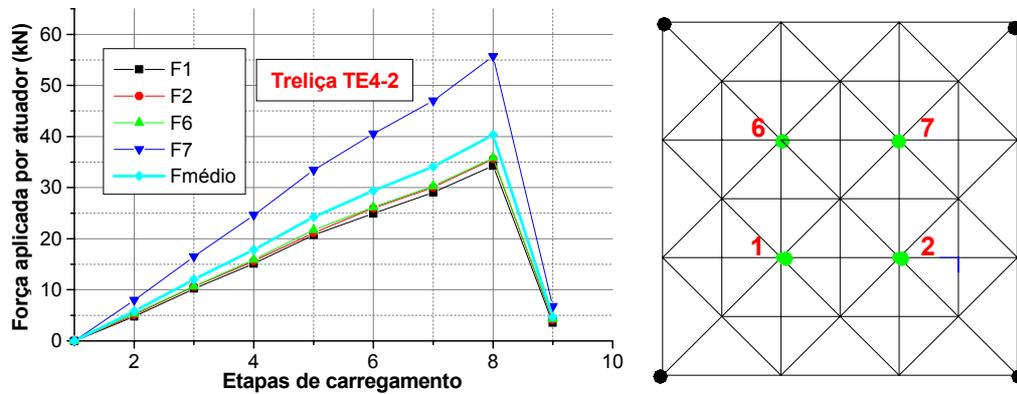


Figura 6.85 – Distribuição de força na treliça TE4-2

Percebe-se que já no início do carregamento existem assimetrias nos deslocamentos da estrutura, sendo observados deslocamentos maiores no lado do atuador F7 (Figura 6.85) onde foram registradas forças aplicadas superiores aos valores nos demais pontos. Vale lembrar que esta estrutura foi montada com elementos reaproveitados das treliças TE4 e TE4-1, logo, os problemas relatados podem estar relacionados com este fato.

A numeração dos canais de leitura para deslocamentos é o apresentado na Figura 6.86.

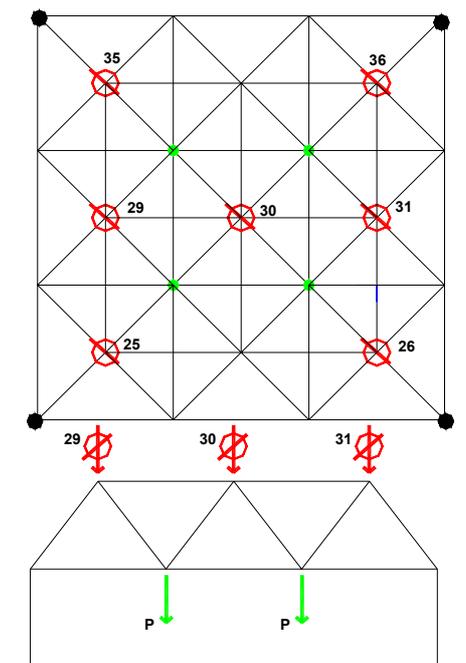


Figura 6.86 – Canais de leitura para deslocamento - treliça TE4-2

Os gráficos da Figuras 6.87 apresentam os resultados experimentais para deslocamentos verticais em função do carregamento.

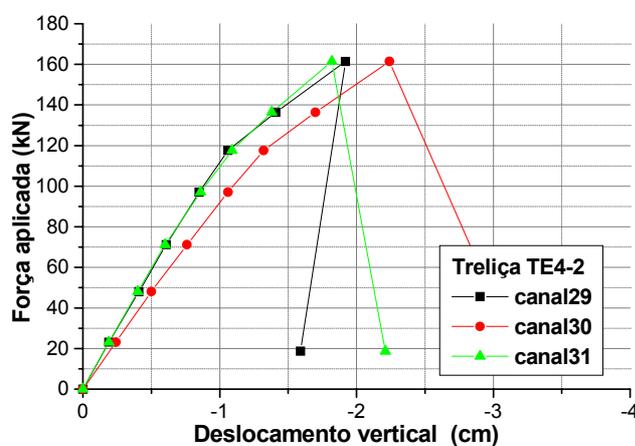


Figura 6.77 – Deslocamentos verticais - treliça TE4-2

O comportamento força aplicada x deslocamento pode ser aproximado por dois trechos lineares; este comportamento é resultado de escorregamento de parafusos. A capacidade resistente foi inferior ao esperado e ao obtido por MAIOLA(1999), conforme gráfico da Figura 6.88.

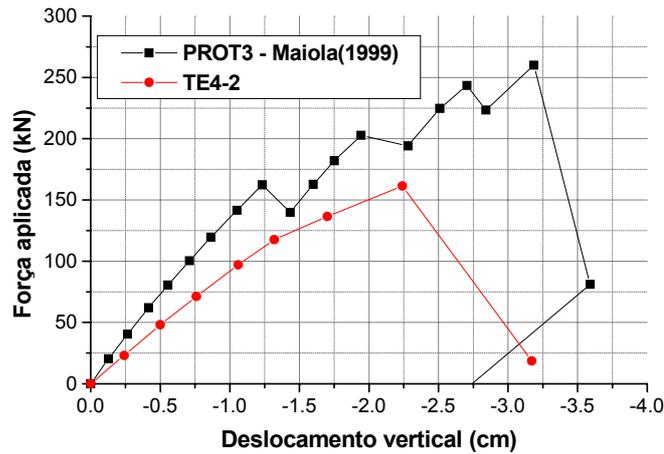


Figura 6.88 – Comparação TE4-2 x PROT3 - MAIOLA(1999)

Como é fácil perceber, pela Figura 6.88, os deslocamentos da treliça TE4-2, desde do início do carregamento, são menores que os medidos no PROT3. Além disso, os modos de colapso resultaram diferentes; enquanto o colapso no PROT3 foi por flambagem de barras, a treliça TE4-2 entrou em colapso por falha nos nós. Conclusões comparativas mais profundas ficam prejudicadas em função das características da montagem da treliça TE4-2, discutidas anteriormente. Comparativamente, o modo de falha observado na treliça TE4-2 foi semelhante ao da treliça TE4.

6.9.3 Deformações TE4-2

Os gráficos das figuras subsequentes apresentam os resultados experimentais para deformações nas barras apresentadas na Figura 6.89.

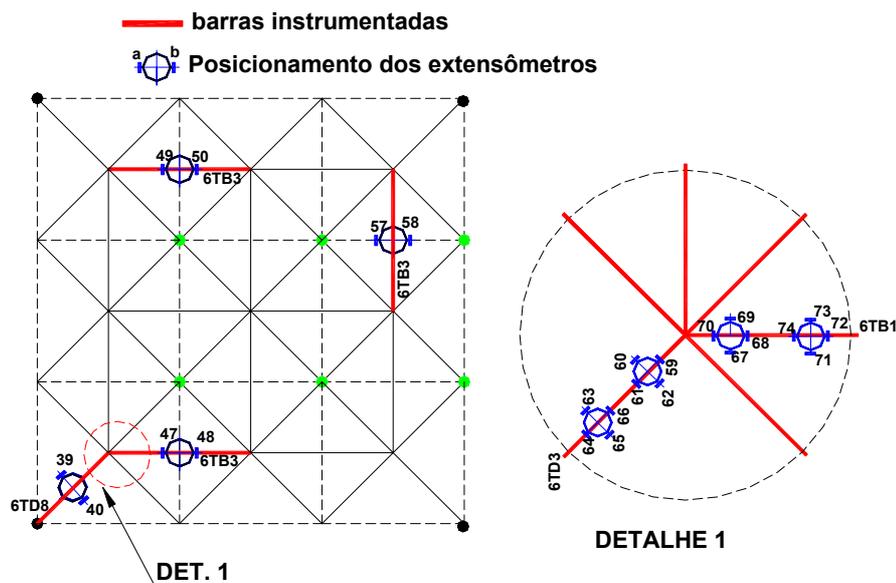


Figura 6.89 – Canais de medição de deformações - treliça TE4-2

Os gráficos da Figura 6.90 apresentam as deformações medidas na diagonal de apoio da estrutura.

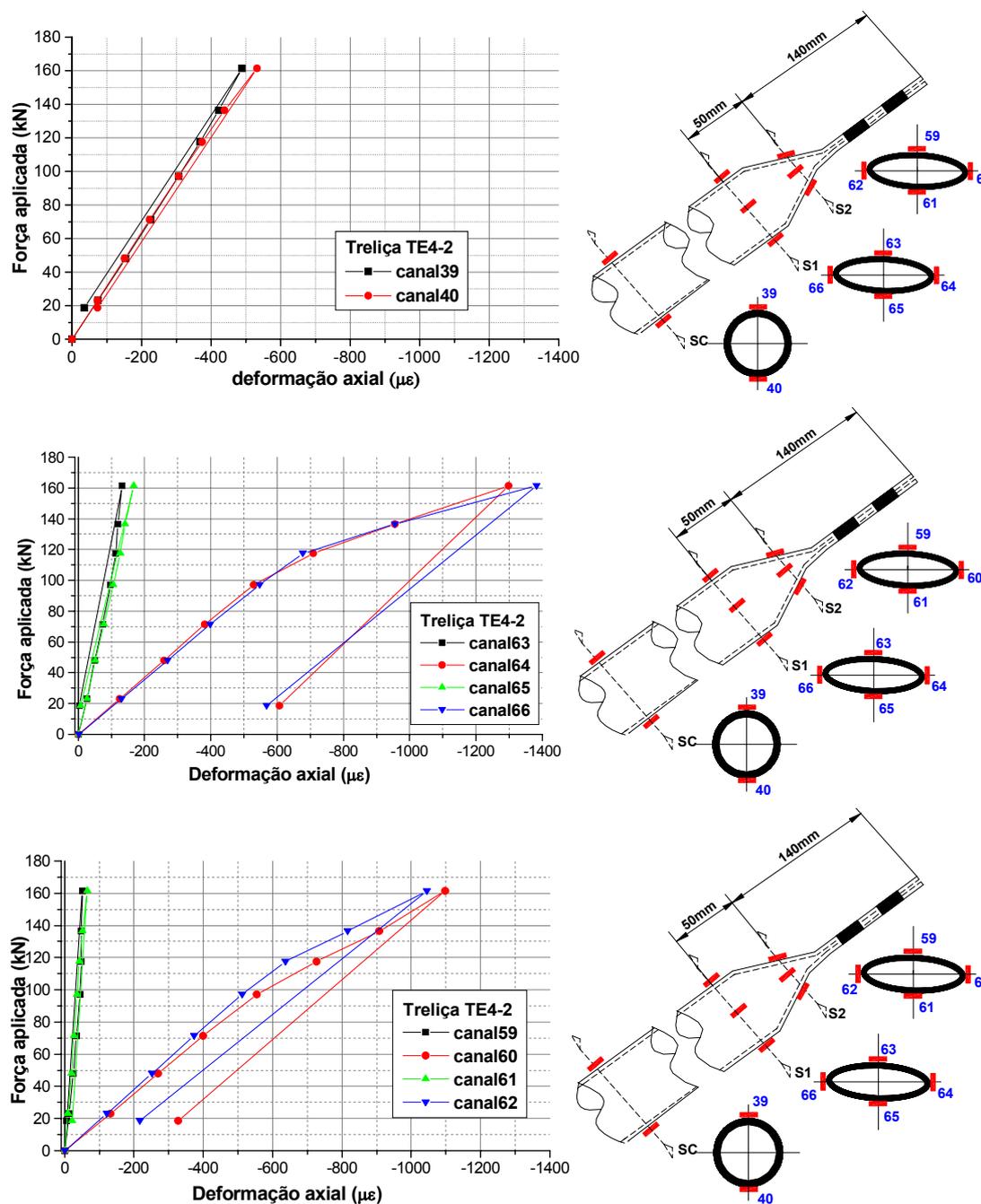


Figura 6.90 – Deformações nas diagonais de apoio – treliça TE4-2

Os gráficos das Figuras 6.91 apresentam os resultados experimentais para deformações nos banzos superiores.

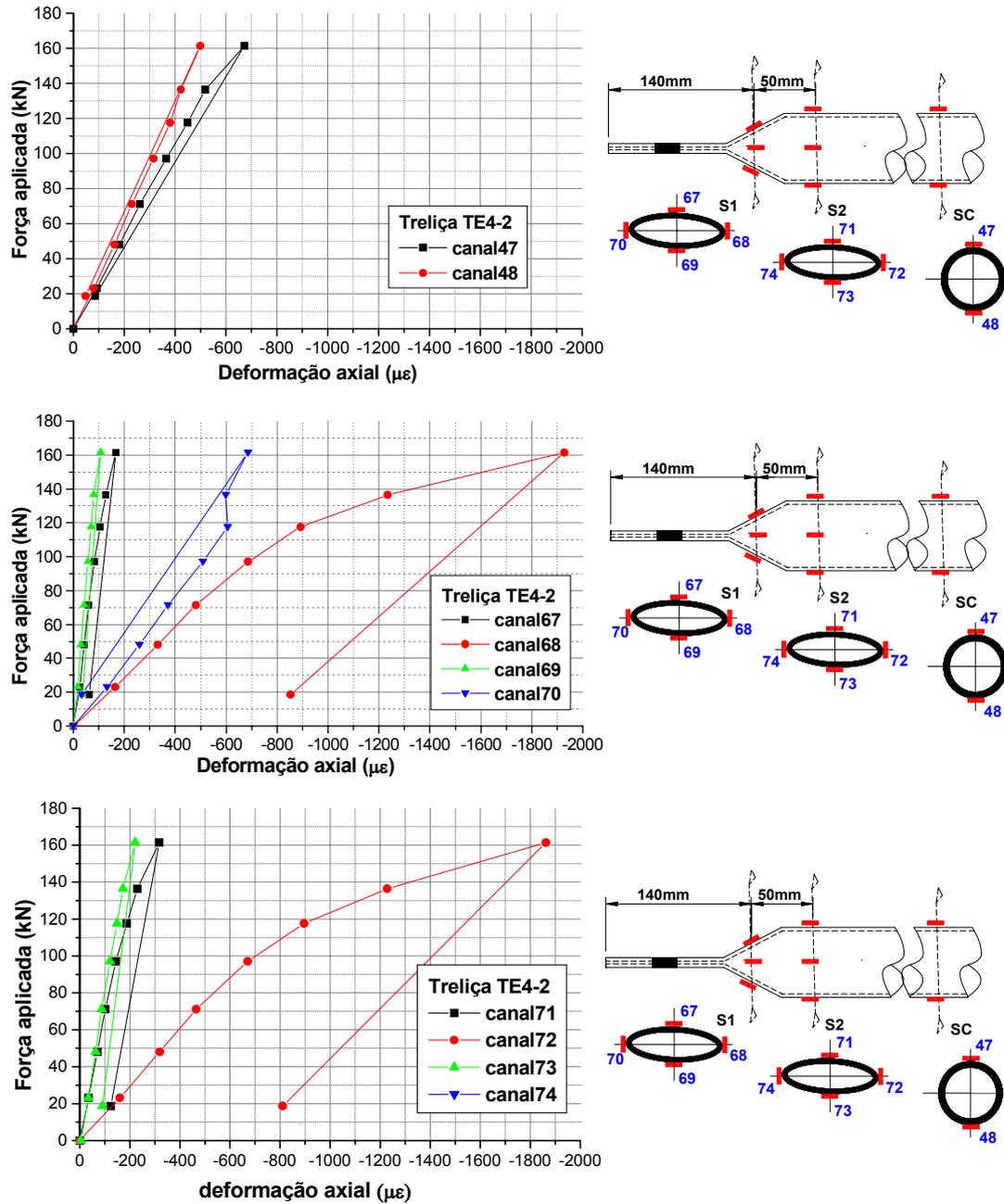


Figura 6.91 – Deformações no banço superior - treliça TE4-2

A distribuição de deformações é semelhante à observada nas estruturas apresentadas anteriormente e também às medições realizadas por MAIOLA(1999) no PROT3.

6.10 TRELIÇA ESPACIAL TE5 (PONTEIRA)

Nas ligações da treliça TE5 foram utilizadas barras com chapas de ponteira conectadas a nós de aço. Nos banços foram utilizadas barras ϕ 76x2,0mm, nas diagonais ϕ 60x2,0mm e diagonais de apoio com ϕ 88x2,65mm.

6.10.1 Modos de colapso TE5

Na treliça espacial TE5 a ruína iniciou-se com a flambagem das barras apresentadas na Figura 6.92.

O colapso da estrutura ocorreu para um carregamento máximo aplicado de 144 kN, 12% inferior à previsão teórica com modelo de treliça ideal. As fotos da Figura 6.93 apresentam a configuração de ruína para a treliça TE5.

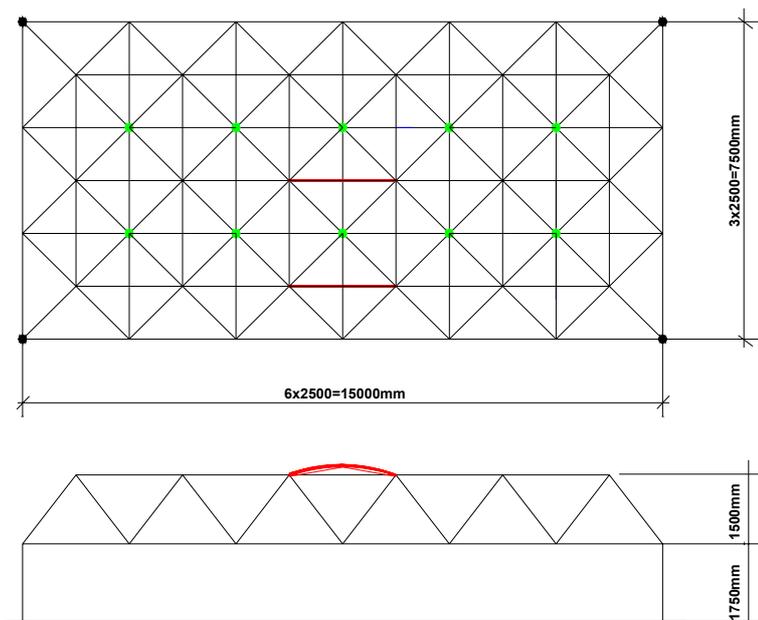


Figura 6.92 – Localização da falha (barra) na treliça TE5



Figura 6.93 – Configuração de colapso - treliça TE5

6.10.2 Deslocamentos TE5

Os deslocamentos ao longo do maior vão para a treliça TE5 são apresentados na Figura 6.94 e, na Figura 6.95, a distribuição de força na estrutura.

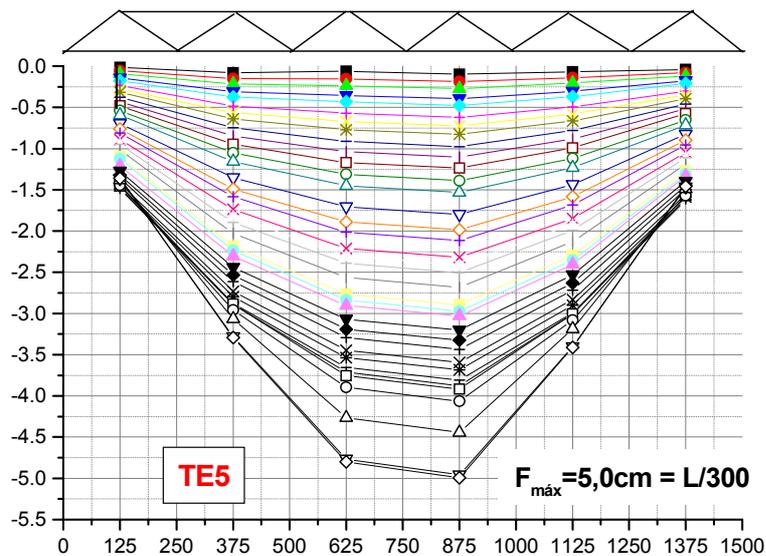


Figura 6.94 – Deslocamentos verticais ao longo do vão - treliça TE5

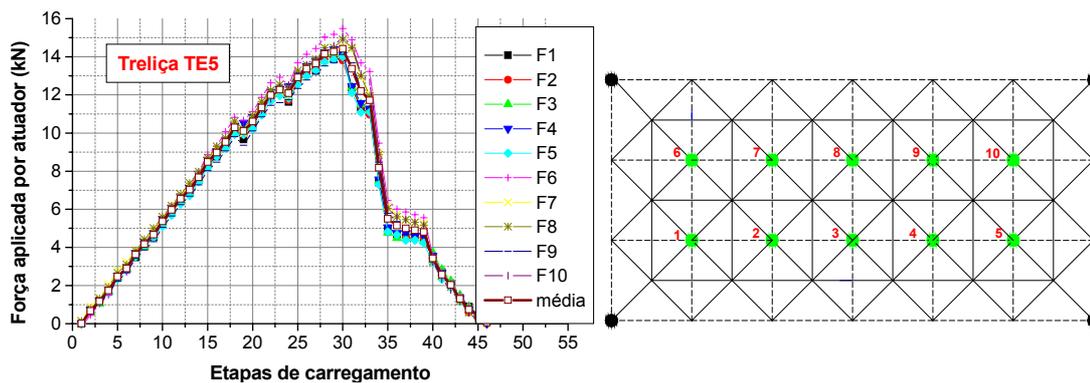


Figura 6.95 – Distribuição de forças na treliça TE5

Conforme Figura 6.94 e 6.95, tanto a distribuição de força na estrutura quanto a simetria dos deslocamentos podem ser consideradas satisfatórias.

Na Figura 6.96 estão indicados os pontos de medição de deslocamentos.

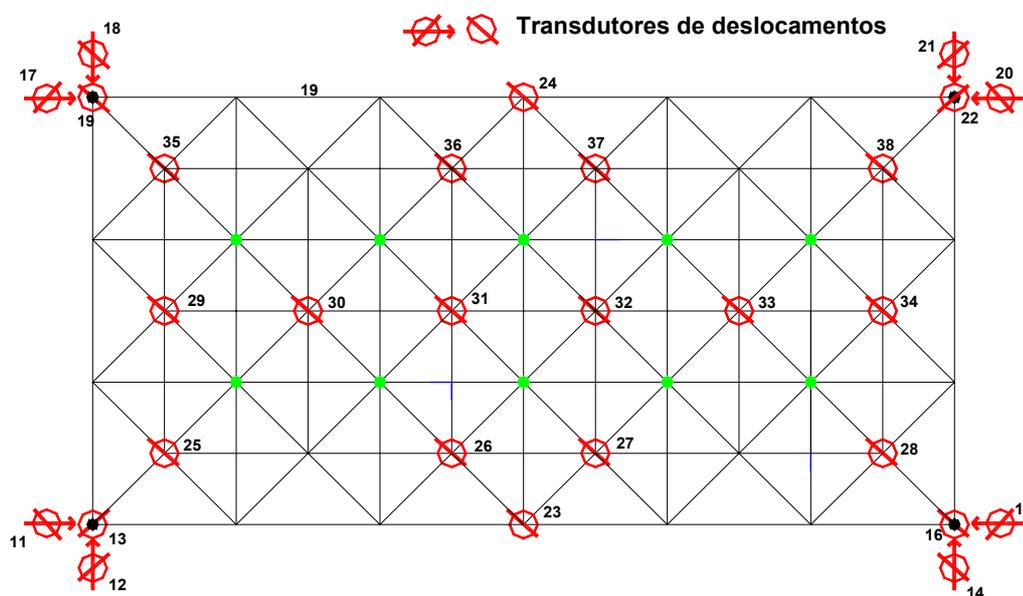
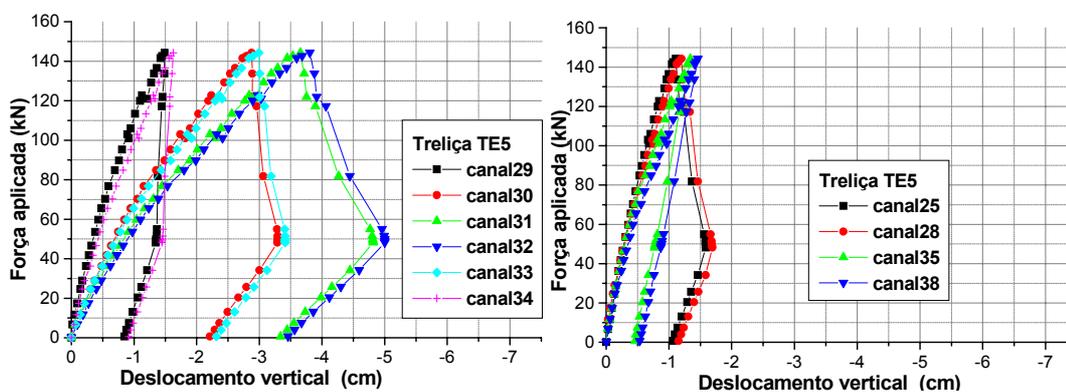


Figura 6.96 – Canais de leitura para deslocamento - treliça TE5

Os gráficos da Figura 6.97 apresentam os resultados experimentais força aplicada x deslocamento para a treliça TE5.



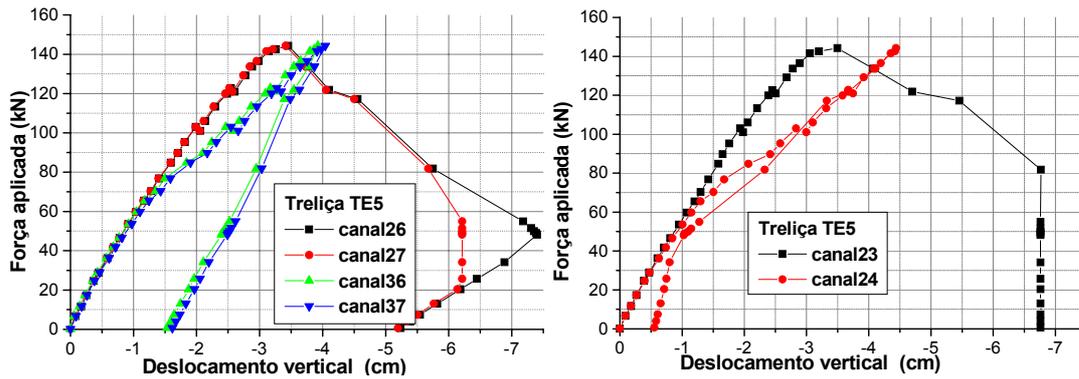


Figura 6.97 – Deslocamentos verticais - treliça TE5

O comportamento força aplicada x deslocamento é praticamente linear e a ordem de grandeza dos mesmos é compatível com as dimensões da estrutura e com os valores teóricos calculados com modelo de treliça. Não foram observadas acomodações significativas na estrutura durante o ensaio.

6.10.3 Deformações TE5

Os gráficos das figuras subseqüentes apresentam os resultados experimentais para deformações nas barras com referência aos canais de medição apresentados na Figura 6.98.

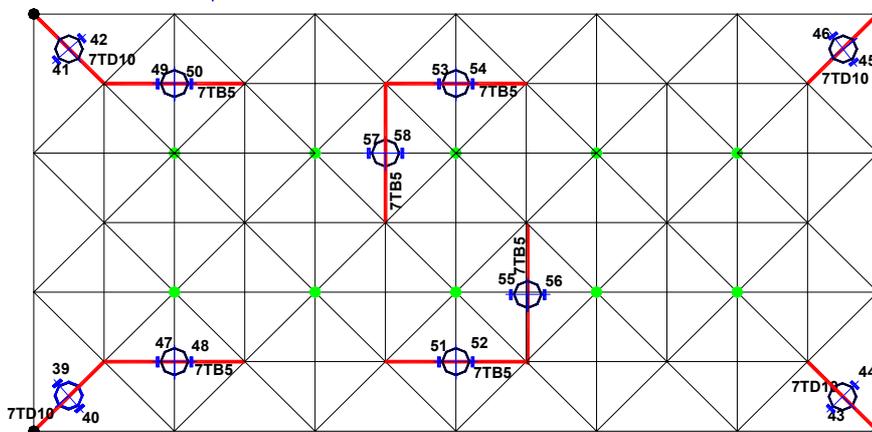


Figura 6.98 – Canais de medição de deformações - Treliça TE5

Os gráficos da Figuras 6.99 apresentam as deformações medidas nas diagonais de apoio da estrutura.

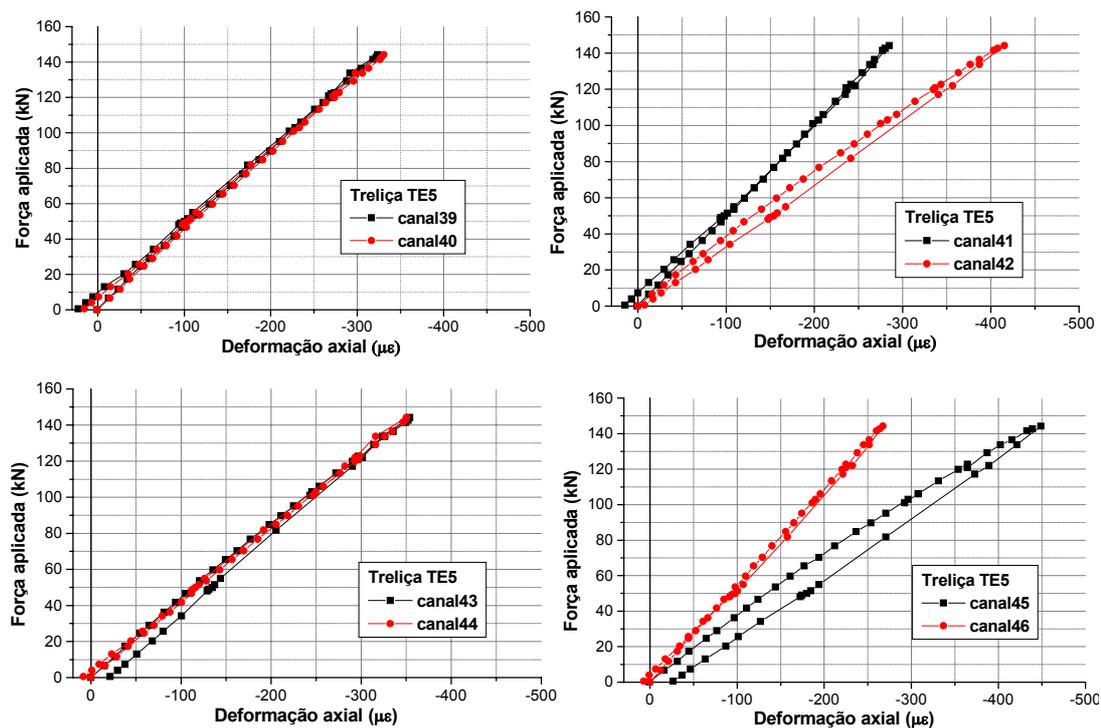
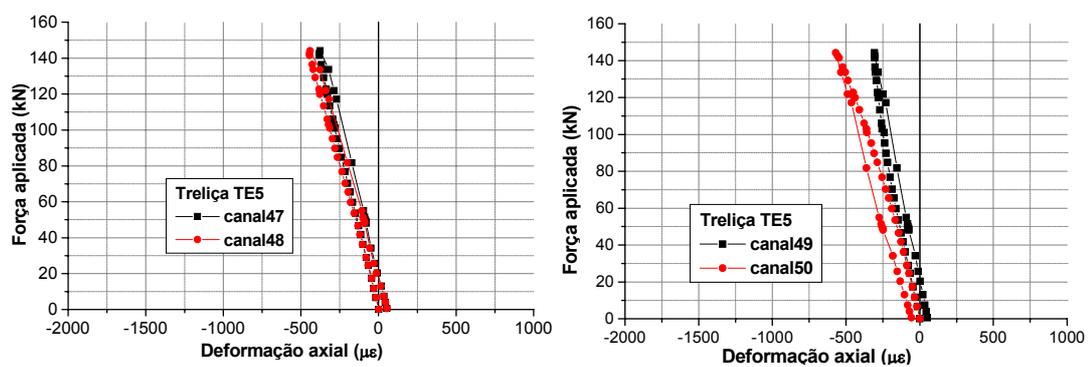


Figura 6.99 – Deformações diagonais de apoio - treliça TE5

As quatro diagonais de apoio apresentaram deformações da mesma ordem de grandeza, evidenciando a simetria do carregamento aplicado. Além disso, não houve deformações residuais significativas nestas barras.

Os gráficos da Figura 6.100 apresentam os resultados experimentais para deformações nos banzos superiores.



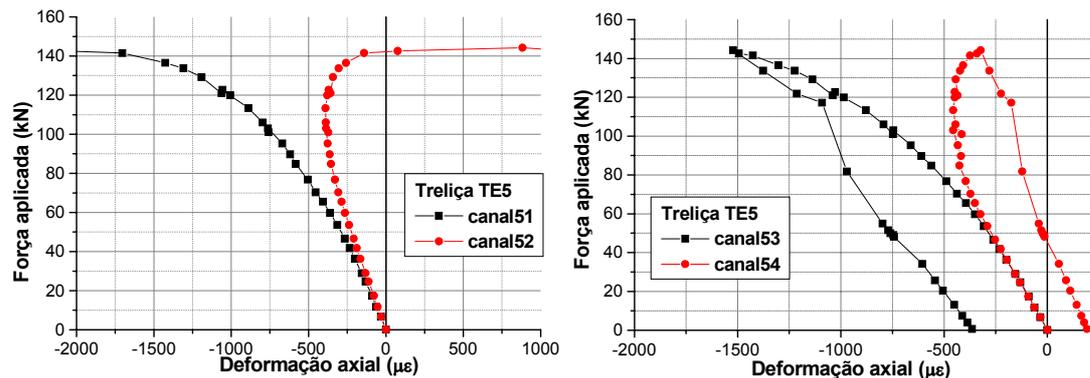


Figura 6.100 – Deformações banzos superiores – treliça TE5

A barra do banzo superior, instrumentada com os extensômetros 51 e 52, foi a que apresentou flambagem; este fenômeno é facilmente observado no gráfico da Figura 6.90. A segunda barra da estrutura onde ocorreu flambagem (Figura 6.92) não foi instrumentada para medição de deformação. Nota-se que a barra com os canais 53 e 54 exibe tendência de flexão caracterizando a possibilidade de flambagem desta barra, caso houvesse redistribuição de esforços na estrutura.

A treliça TE5 apresentou comportamento compatível com o previsto teoricamente com modelo de treliça, como desempenho estrutural satisfatório.

6.11 ENSAIOS DE NÓS ISOLADOS

Em função da ocorrência de falhas não esperadas em nós de aço, foram realizados ensaios de tração e compressão nestes elementos a fim de avaliar sua resistência e os possíveis modos de colapso.

Os ensaios foram realizados em máquina de ensaio universal INSTRON com controle de deslocamento, conforme apresentado na Figura 6.101.

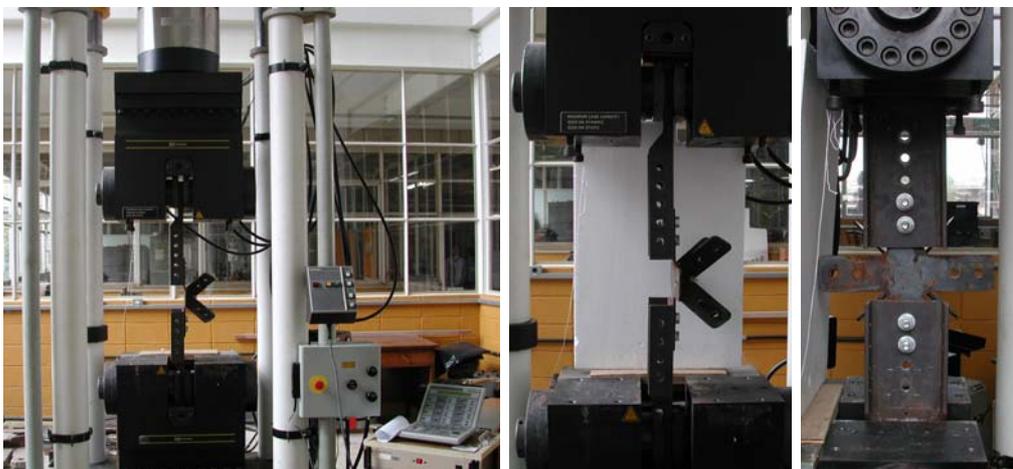


Figura 6.101 – Esquema geral para o ensaio de nós

Foram ensaiados dois nós à tração (NÓT-1 e NÓT-2) e três nós à compressão (NÓC-1, NÓC-2 e NÓC-3). Para os nós submetidos à tração, o modo de falha característico foi a ruptura da seção efetiva com esmagamento da parede do furo. As fotos da Figura 6.102 apresentam os modos de falha observados.



Figura 6.102 – Modos de falha para nós tracionados

A força máxima obtida foi de 135kN para o NÓT-1 e de 133,5kN para o NÓT-2, valores superiores à resistência à tração das barras utilizadas nas treliças ensaiadas. O gráfico da Figura 6.103 apresenta o carregamento aplicado em função do deslocamento do pistão da máquina Instron, utilizando o sistema de gerenciamento da própria máquina.

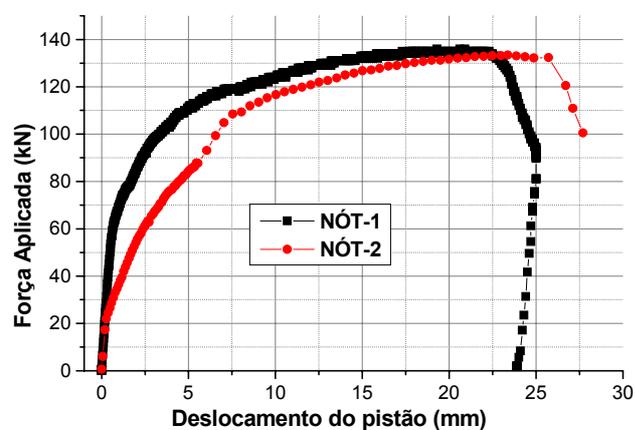


Figura 6.103 – Força aplicada x deslocamento pistão – nós tracionados

Para os nós submetidos à compressão, os modos de falha observados foram os apresentados na Figura 6.104, ou seja, flambagem das aletas.



Figura 6.104 – Modos de falha para nós comprimidos

A Tabela 6.2 apresenta um resumo dos resultados de força última de compressão obtidos nos ensaios de nó.

Tabela 6.2 – Força última de compressão nos nós

Nó	Força máxima de compressão (kN)
NÓC1	88,2
NÓC2	79,0
NÓC3	83,7
<i>MÉDIA</i>	83,4

A resistência média dos nós de aço a compressão é de 83,4kN, valor praticamente igual a resistência a compressão dos banzos que é de 84,64kN. O gráfico da Figura 6.105 apresenta, para os nós ensaiados, a força aplicada em função do deslocamento do pistão.

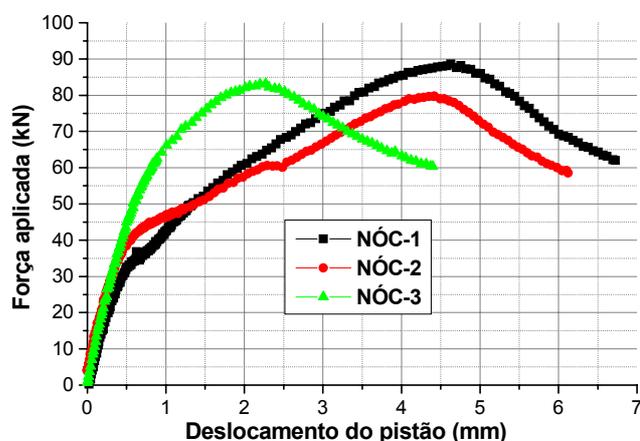


Figura 6.105 - Força aplicada x deslocamento pistão – nós comprimidos

Com os resultados dos ensaios em nós pode-se concluir que os mesmos possuem resistência à tração e compressão compatíveis com a resistência das barras utilizadas nas treliças ensaiadas. No caso da compressão, a resistência do nó é 1,4% inferior à resistência da barra. Portanto, reduções na resistência do nó, oriundas de excentricidades de fabricação ou montagem, podem ter alterando o tipo de colapso das treliças espaciais com esse sistema de ligação.

6.12 COMPARAÇÃO ENTRE AS TRELIÇAS ENSAIADAS

Neste item, faz-se uma comparação entre o comportamento estrutural das treliças ensaiadas, possibilitando uma análise comparativa do desempenho dos sistemas de ligações testados e os respectivos modos de colapso e capacidade resistente.

A Tabela 6.3 apresenta o carregamento último experimental, os deslocamentos máximos e os modos de colapso observados em ensaio.

Tabela 6.3 Resultados experimentais: deslocamentos e força última

Treliça	Ligação	F_{última} (kN)	Deslocamento máx. (cm)	Modo de colapso
TE1	Nó típico	93,0	4,62	falha do nó
TE1-R	Nó típico com reforço	90,0	5,82	Falha do nó
TE2	Nó típico	71,0	4,56	Falha do nó
TE2-R	Nó típico com reforço	80,8	5,4	Falha do nó
TE3	Nó típico – vértice nó de aço	106,4	4,7	Falha do nó de aço junto aos vértices
TE3-1	Nó típico – vértice nó de aço	148,8	7,9	Deslocamentos excessivos
TE4	Nó de aço	102,2	4,76	Falha do nó
TE4-1	Nó de aço	135,2	3,83	Falha do nó-barra
TE4-2	Nó de aço (7,5 x 7,5m)	161,4	2,24	Falha do nó-barra
TE5	Nó com ponteira	144,0	3,65	Flambagem banzo superior

Nota: A força última corresponde ao somatório das forças aplicadas pelos atuadores hidráulicos.

Comparando as treliças TE1 e TE2 percebe-se que esta última apresentou capacidade inferior, apesar de possuir diagonais de apoio com diâmetro maior. Diâmetros de barras maiores implicam em trechos estampado maiores para permitir o detalhamento da ligação, conseqüentemente, reduzem a rigidez do trecho nodal e a capacidade da estrutura.

A capacidade resistente de barras comprimidas com variação de inércia diminui com a redução da esbeltez. O gráfico da Figura 6.106 apresenta o comportamento força aplicada x deslocamento vertical para as treliças TE1 e TE2.

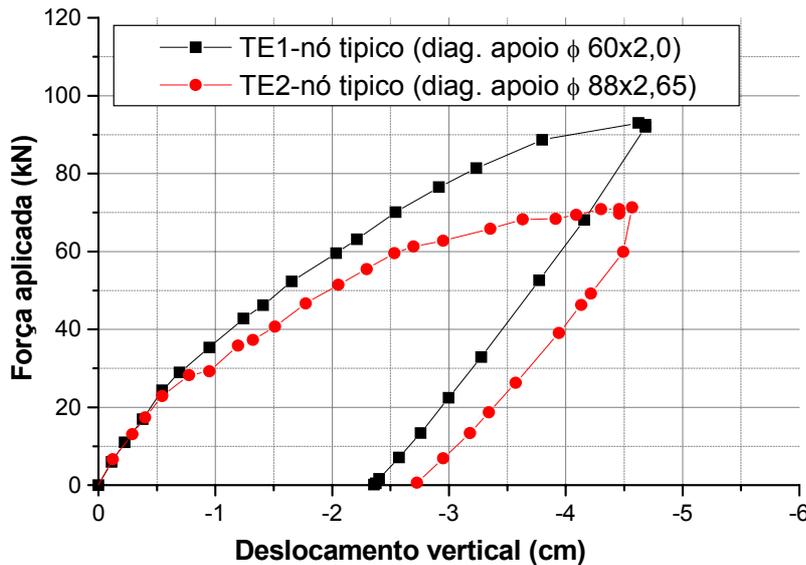


Figura 6.106 – Comparação TE1 e TE2 (deslocamentos)

O reforço proposto para o nó típico se mostrou ineficiente, pois não houve alterações nos modos de colapso e o acréscimo de resistência da estrutura foi inferior a 15%. Os gráficos da Figura 6.107 comparam o comportamento de treliças espaciais com e sem reforço no nó típico.

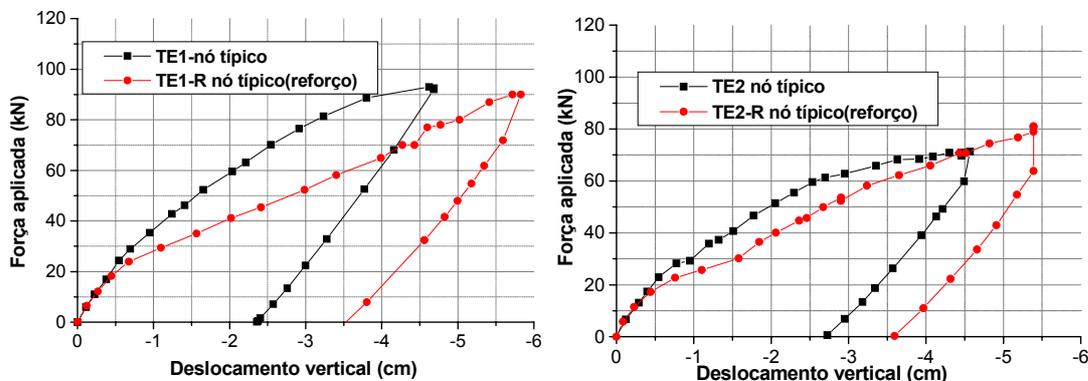


Figura 6.107 - Comparação nó típico com e sem reforço

O reforço introduziu superfícies de escorregamento adicionais no nó, o que contribui para acréscimos de deslocamentos e maiores acomodações e escorregamentos entre barras. Este fato pode ser comprovado por uma análise dos gráficos da Figura 6.107.

As treliças TE3 e TE3-1 foram construídas com nós de aço nos vértices junto às diagonais de apoio. Com este artifício esperava-se reduzir os deslocamentos e aumentar a capacidade resistente da estrutura, já que o nó típico nesta posição determinou o colapso das treliças TE1, TE1-R, TE2 e TE2-R. Os gráficos da Figura 6.108 comparam o comportamento força aplicada X deslocamento entre as treliças com nós típicos (TE1, TE2) e as treliças com nós de aço nos vértices (TE3, TE3-1).

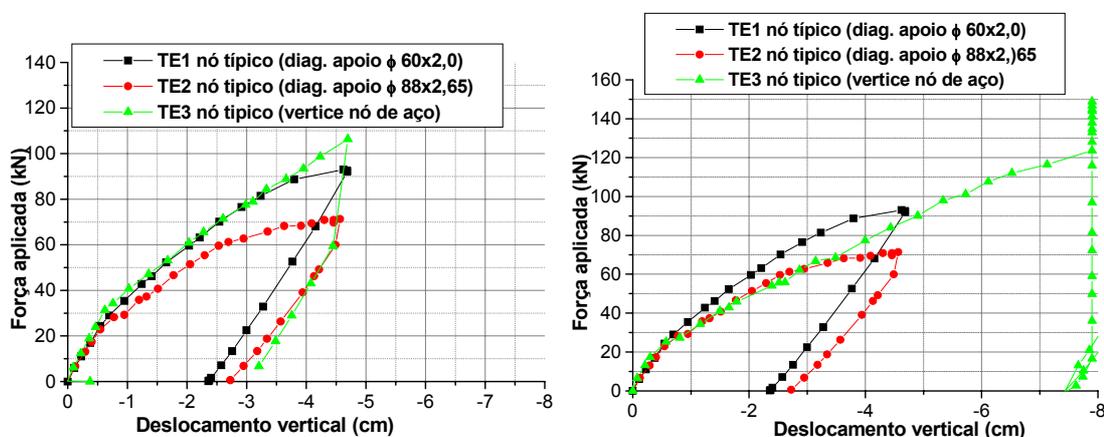


Figura 6.108 Comparação do comportamento de treliças com nós típicos e nós de aço nos vértices

O ganho de rigidez em função da utilização de nós de aço nos vértices não foi significativo, mas houve reduções no escorregamento entre barras e evitou-se a plastificação das extremidades estampadas das diagonais de apoio.

Observou-se diferença de comportamento entre as treliças TE3 e TE3-1. Na primeira, ocorreu falha do nó de aço localizado no vértice, junto às diagonais de apoio. Na segunda, não houve falha dos nós, sendo o colapso caracterizada por deslocamentos excessivos. O gráfico apresentado na Figura 6.109 mostra, comparativamente, o comportamento destas duas treliças.

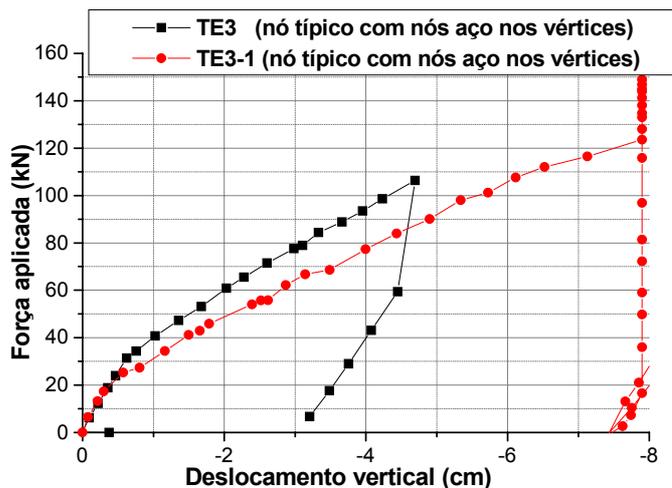


Figura 6.109 - Comparação força aplicada x deslocamento _ TE3 e TE3-1

Na treliça TE4, construída com nós de aço, o comportamento força aplicada X deslocamento resultou semelhante às estruturas com nós típicos e a ruína ocorreu devido à falha do nó. Este comportamento não era esperado para esta tipologia estrutural. Por esta, razão ensaiou-se a treliça TE4-1 com o mesmo detalhamento da treliça TE4 e novos nós de aço. A Figura 6.110 compara o comportamento destas duas estruturas.

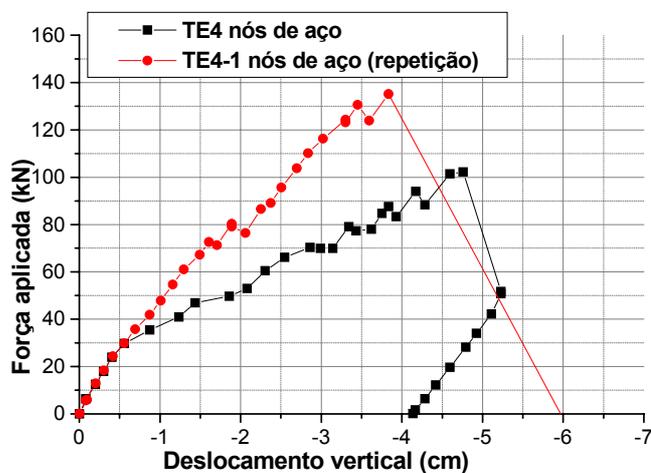


Figura 6.110 - Comparação força aplicada x deslocamento _ TE4 e TE4-1

O colapso da treliça TE4-1 ocorreu devido à falha do conjunto barra-nó. Portanto, os deslocamentos resultaram menores e a capacidade resistente maior, como se pode observar na Figura 6.110.

Em todas as estruturas com barras estampadas, a distribuição de deformações é semelhante, independente da intensidade. Ocorre um direcionamento das deformações por compressão para as bordas da

estampagem. No plano da estampagem ocorrem deformações de compressão menores ou, em alguns casos, ocorrem deformações de tração nesta região.

No caso de estruturas com nós típicos, as concentrações de deformações causam plastificação nas extremidades das barras, sobretudo nas diagonais de apoio, que aliada ao escorregamento e acomodações conduzem a um comportamento força aplicada deslocamento não-linear. Nas treliças com nós de aço, inclusive aquelas com nós de aço apenas nós vértices, o comportamento força aplicada x deslocamento também resulta não-linear que é causado, principalmente, pelo escorregamento de parafuso.

Comparando-se os resultados experimentais de deslocamentos da treliça TE4-1 com os da treliça TE5, cujo colapso ocorreu por flambagem do banzo superior, percebe-se comportamento e força última semelhantes (Figura 6.111).

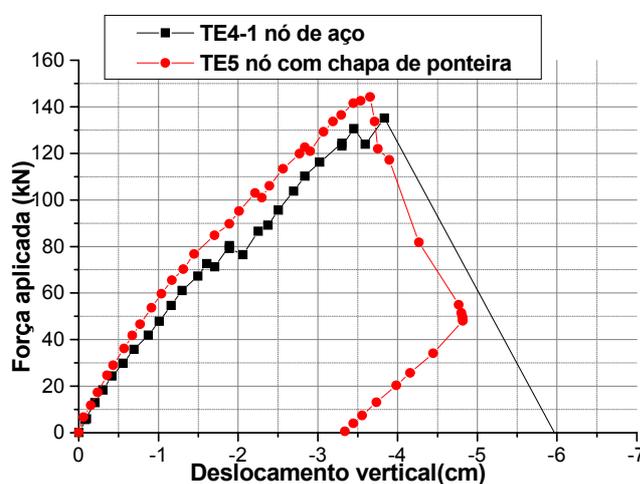


Figura 6.111 - Comparação força aplicada x deslocamento _ TE4-1 e TE5

A comparação estabelecida acima confirma que o colapso da treliça TE4-1 está associada a um modo combinado de falha no nó e flambagem da barra.

Fica claro que o desempenho estrutural de treliças espaciais com nó típicos é inferior ao de treliças espaciais com nó de aço e nós com chapa de ponteira. O gráfico da Figura 6.112 compara os desempenho de treliças com nós típicos, nós de aço e nós com chapa de ponteira.

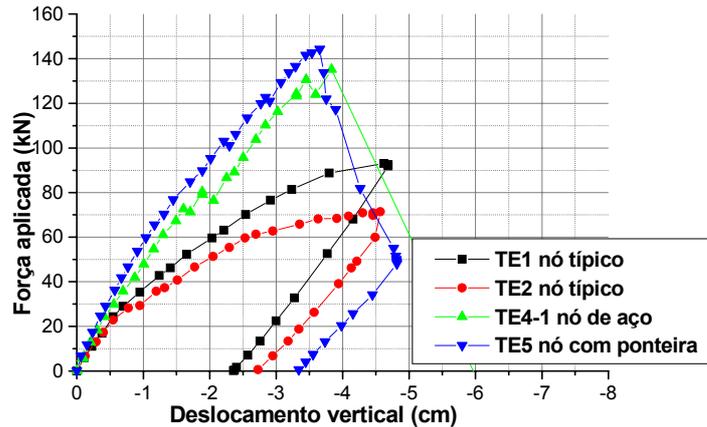


Figura 6.112 - Comparação força aplicada x deslocamento entre treliças com nós típicos e nós de aço

Percebe-se que o uso de nós típicos resulta em estruturas com maiores deslocamentos, menor capacidade resistente e comportamento força aplicada x deslocamento dificilmente representável pelos modelos de cálculos simplificados.

Estruturas com nós de aço podem apresentar colapso por flambagem de barras ou um modo de colapso associando flambagem de barras com estabilidade de nó. Este sistema de ligação é bastante sensível a imperfeições de fabricação e montagem podendo levar a estrutura ao colapso em função da ruína localizada do nó.

As treliças com chapa de ponteira apresentaram o melhor desempenho estrutural e comportamento condizente com as hipóteses de cálculo normalmente adotadas em projeto. A relação força aplicada x deslocamento resulta aproximadamente linear, sendo os valores de deslocamentos, deformações e força última experimentais satisfatoriamente previsto com um modelo de treliça em análise linear.

ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL

capítulo 7

Neste capítulo, serão apresentados e discutidos os resultados da análise teórica obtidos para cada uma das treliças espaciais ensaiadas, em comparação com resultados experimentais. A análise teórica engloba duas abordagens: análise global da estrutura e análise localizada do nó típico. A metodologia empregada para esta análise foi detalhada no Capítulo 4.

7.1 ANÁLISE LINEAR

Inicialmente comparam-se os resultados experimentais com os teóricos obtidos por meio de um modelo de treliça ideal em análise elástica linear, que é o mais comumente utilizado em escritórios de projetos. Neste caso, o carregamento último teórico é determinado em função da capacidade resistente à compressão das barras. A determinação destes valores foi apresentada no Capítulo 5. Em todos os casos as bases foram consideradas engastadas.

Na Tabela 7.1 estão os resultados teóricos e experimentais para carregamento último.

Tabela 7.1 – Carregamento último teórico e experimental

TRELIÇA	LIGAÇÃO	$F_{exp.}$ (kN)	F_{teo} (kN)	$F_{exp.}/F_{teo}$	Modo de colapso observado
TE1	Nó típico	93,0	129,7	0,72	colapso do nó de canto
TE1-R	Nó típico reforçado	90,0	129,7	0,69	colapso do nó de canto
TE2	Nó típico	71,0	162,8	0,43	colapso do nó de canto
TE2-R	Nó típico reforçado	80,8	162,8	0,49	colapso do nó de canto
TE3	Nó típico c/ nó de aço – vértice	106,4	162,8	0,65	colapso do nó de canto
TE3-1	Nó típico c/ nó de aço – vértice	148,8	162,8	0,91	Deslocamento excessivo
TE4	Nó de aço	102,2	162,8	0,63	colapso do nó
TE4-1	Nó de aço (7,5x7,5m)	135,2	162,8	0,83	colapso barra-nó
TE4-2	Nó de aço	161,4	260	0,62	colapso do nó
TE5	Nó com ponteira	144,0	162,8	0,88	Flambagem barra

O gráfico da Figura 7.1 permite visualizar as diferenças entre carregamento teórico e experimental.

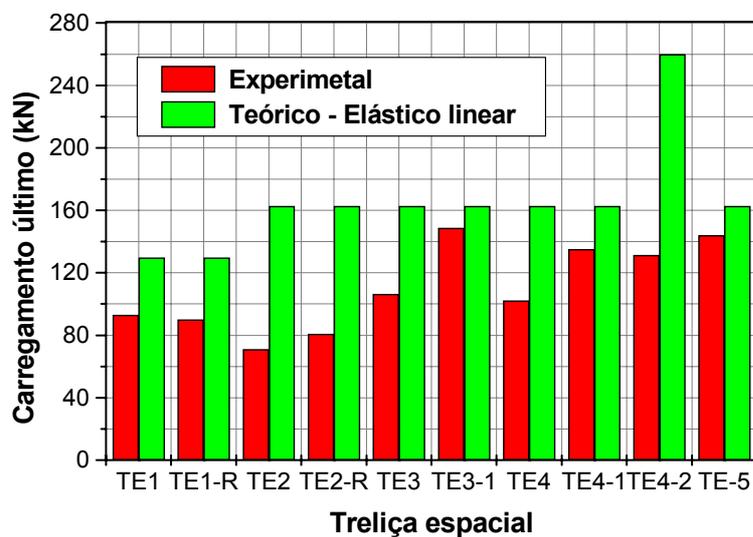


Figura 7.1 – Resultados teóricos x experimentais para carregamento último

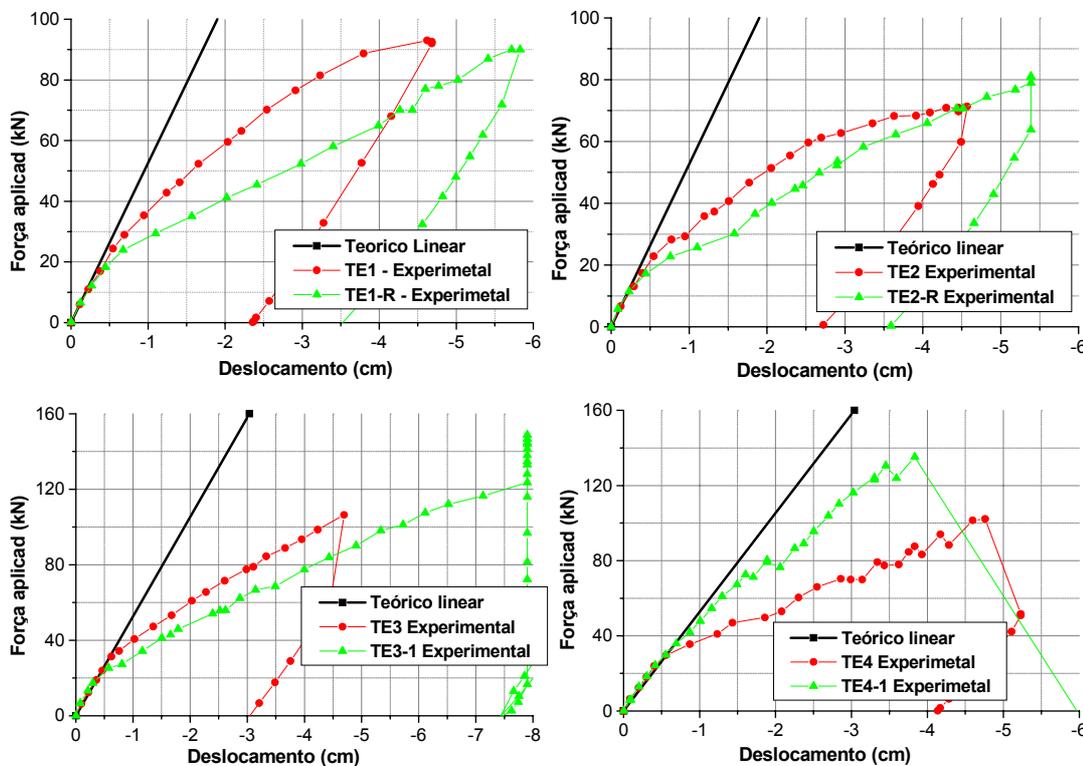
Para todas as treliças ensaiadas, o carregamento último experimental resultou inferior ao teórico. As maiores diferenças são verificadas nas estruturas cujo mecanismo de ruína localiza-se no nó.

A segurança e a economia são dois aspectos importantes que devem ser discutidos diante destes resultados.

Fica claro, diante dos resultados experimentais, que a segurança de treliças espaciais com nós típicos está comprometida, caso não se utilizem modelos de análise que reflitam o comportamento da estrutura ou se introduzam coeficientes de segurança específicos.

A economia é a principal razão para o uso desse sistema de ligação e qualquer intervenção na geometria do nó ou nos procedimentos de projeto irá aumentar os custos. Logo, é um problema cuja solução vai além dos conhecimentos técnicos, ou seja, há a necessidade de avaliar os aspectos econômicos envolvidos.

A comparação entre deslocamentos teóricos e experimentais demonstra diferenças significativas de comportamento entre o modelo físico e o teórico, deixando claro que a análise da estrutura supondo um modelo de treliça ideal elástico linear, é absolutamente inadequada. Os gráficos da Figura 7.2 apresentam estas comparações.



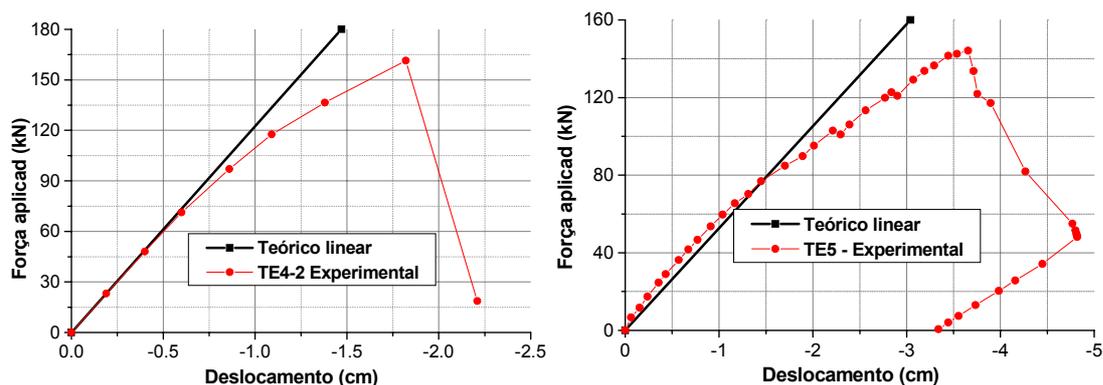


Figura 7.2 – Deslocamentos teóricos x experimentais – elástico linear

Excetuando-se as treliças com nós de aço (TE4-1, TE4-2 e TE5), todas as estruturas ensaiadas apresentam comportamento força aplicada x deslocamento com fortes não-linearidades. Este comportamento é consequência de acomodações da estrutura, principalmente escorregamento na região nodal e plastificação das extremidades estampadas.

Mesmos em condições de serviço/utilização, os deslocamentos observados experimentalmente são bastante superiores ao determinados teoricamente. O carregamento de serviço corresponde ao carregamento no qual as barras mais solicitadas atingem 50% de sua capacidade resistente. Assim, é possível comparar, na Tabela 7.2, deslocamentos teóricos e experimentais nesta situação.

Tabela 7.2 – Deslocamentos teórico x experimentais em serviço

TRELIÇA	Carregamento de serviço (kN)	$D_{exp.}$ (kN)	D_{teo} (kN)	$D_{exp.}/d_{teo}$	$D_{exp}/V\tilde{a}o$
TE1	64,85	2,3	1,23	1,87	1/652
TE1-R	64,85	3,9	1,23	3,17	1/384
TE2	71,0	4,56	1,35	3,38	1/328
TE2-R	81,4	5,38	1,5	3,58	1/278
TE3	81,4	3,1	1,5	2,07	1/483
TE3-1	81,4	4,1	1,5	2,73	1/365
TE4	81,4	3,5	1,5	2,33	1/428
TE4-1	81,4	2,0	1,5	1,33	1/750
TE4-2	130,0	1,25	1,06	1,18	1/600
TE5	81,4	1,6	1,5	1,07	1/937

No gráfico da Figura 7.3 é possível visualizar as diferenças entre deslocamentos teóricos e experimentais.

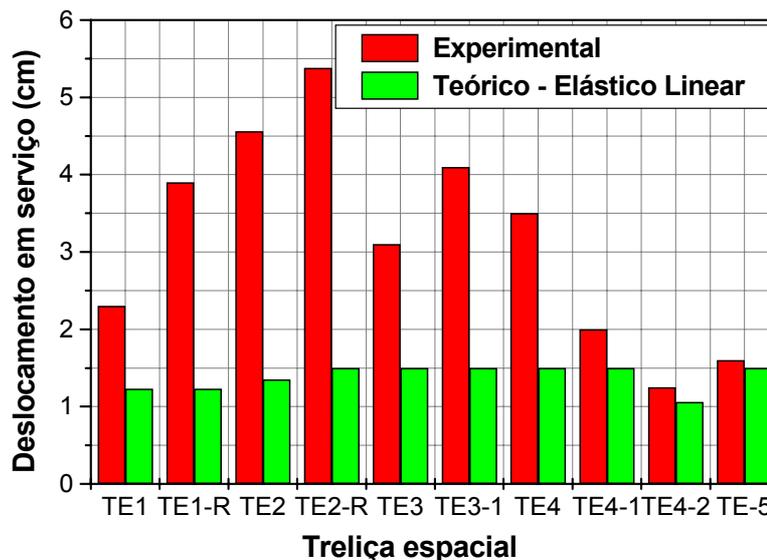


Figura 7.3 – Comparação de resultados teóricos x experimentais – deslocamentos em serviço

Como pode-se observar, em condições de serviço o modelo simplificado de treliça ideal conduziu a resultados satisfatórios para as treliças TE4-1, TE4-2 e TE5 (nós de aço). Para as demais estruturas, os deslocamentos experimentais são, no mínimo, duas vezes maiores que os teóricos, no entanto, as relações flecha/vão estão próximas ou inferiores às recomendadas.

Fica claro que, para a utilização com segurança das treliças espaciais com nós típicos é necessário rever as hipóteses de projeto normalmente adotadas.

As análises que seguem tentam incorporar, nos modelos teóricos, as mais importantes características geométricas e de comportamento das treliças espaciais a fim de permitir melhor correlação entre resultados teóricos e experimentais, contribuindo para a minimização de erros de análise por inadequação do modelo teórico. As características julgadas mais importantes são as não-linearidades, excentricidades na ligação e variação de seção nas extremidades das barras. Toda a metodologia que deu suporte a esta modelagem foi apresentada no Capítulo 4.

7.2 ANÁLISE NÃO-LINEAR

Para a análise não-linear adotou-se apenas o modelo mais representativo para cada tipo de ligação. Esta escolha foi realizada com base nos resultados numéricos obtidos no Capítulo 4, em comparação com os resultados experimentais apresentados por MAIOLA (1999). Portanto, os modelos de análise utilizados são os seguintes:

Modelo 2 – considera a rigidez dos elementos (pórtico espacial). Utilizado na treliça TE5.

Modelo 3 – considera a rigidez dos elementos (pórtico espacial) e variação de seção nas extremidades das barras. Utilizado nas treliças TE4, TE4-1,.

Modelo 5 – considera a rigidez dos elementos (pórtico espacial), excentricidade nas ligações e variação de seção nas extremidades das barras. Utilizado nas treliças TE1, TE1-R, TE2, TE2-R, TE3 e TE3-1.

Detalhes da modelagem, como propriedades geométricas das seções, propriedades mecânicas dos materiais e excentricidades são apresentadas em seguida.

A Figura 7.4 apresenta uma visão tridimensional da região nodal após a discretização das barras.

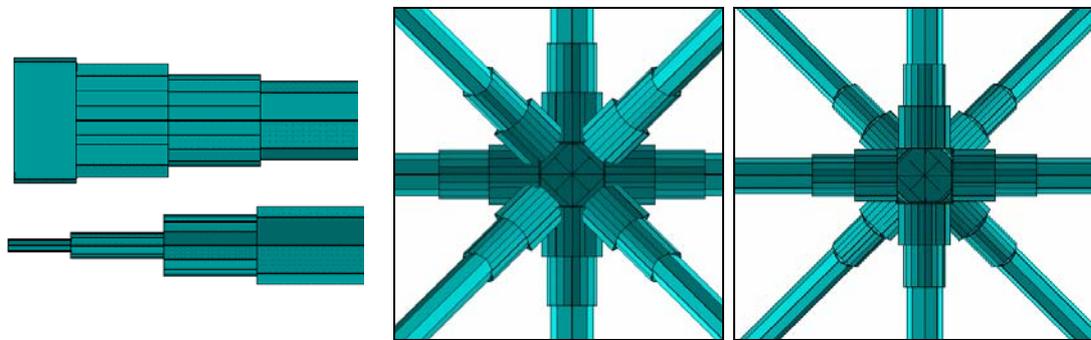


Figura 7.4 – Detalhes da discretização das barras e nós

A Tabela 7.4 apresenta, as dimensões, a discretização das extremidades e as propriedades geométricas das barras (seção circular) utilizadas.

Tabela 7.4 – Detalhes para modelagem das barras

Barra	A (cm ²)	I (cm ⁴)	Discretização das extremidades
ϕ 60x2,0 mm	3,64	15,33	<p>The diagram for the 60x2,0 mm bar shows a side view with a total length of 94mm. It is divided into four sections: 'seção 1' (blue), 'seção 2' (red), 'seção 3' (green), and 'seção circular' (yellow). A top view shows the bar's profile with dimensions of 100mm for the first section, and 90mm for each of the next two sections. A cross-section view shows a diameter of 8mm. Below the main diagram are four colored circles representing the cross-sections of 'seção 1', 'seção 2', 'seção 3', and 'seção circular'.</p>
ϕ 76x2,0 mm	4,65	31,83	<p>The diagram for the 76x2,0 mm bar shows a side view with a total length of 120mm. It is divided into four sections: 'seção 1' (blue), 'seção 2' (red), 'seção 3' (green), and 'seção circular' (yellow). A top view shows the bar's profile with dimensions of 100mm for the first section, and 90mm for each of the next two sections. A cross-section view shows a diameter of 8mm. Below the main diagram are four colored circles representing the cross-sections of 'seção 1', 'seção 2', 'seção 3', and 'seção circular'.</p>
ϕ 88x2,65 mm	7,1	64,73	<p>The diagram for the 88x2,65 mm bar shows a side view with a total length of 138mm. It is divided into four sections: 'seção 1' (blue), 'seção 2' (red), 'seção 3' (green), and 'seção circular' (yellow). A top view shows the bar's profile with dimensions of 140mm for the first section, and 90mm for each of the next two sections. A cross-section view shows a diameter of 8mm. Below the main diagram are four colored circles representing the cross-sections of 'seção 1', 'seção 2', 'seção 3', and 'seção circular'.</p>

As treliças TE1, TE1-R, TE2 e TE2-R apresentam excentricidades nas ligações função do comprimento estampado da extremidade das barras diagonais. A Tabela 7.5 apresenta detalhes destes elementos e os valores das excentricidades consideradas.

Tabela 7.5 – Excentricidade nas ligações para treliças ensaiadas

Treliça	Excentricidade	Detalhe estampagem/excentricidade
TE1/TE1-R	e=50mm (em todos os nós)	
TE2/TE3	e=70mm (nós de apoio) e=50mm (Demais nós)	
TE3/TE31	e=0 (nos de apoio - nós de aço) e=50mm (demais nós)	

Os modelos constitutivos empregados podem ou não incluir os efeitos da flambagem nas barras, dependendo do tipo de colapso observado experimentalmente.

Para treliças com nós típicos não ocorre flambagem antes do colapso e, além disso, ocorrem tensões localizadas superiores a resistência ao escoamento do aço, e neste caso a presença de tensões residuais é um fator importante. Portanto, para estes casos (TE1, TE1-R, TE2, TE2-R, TE3 e TE3-1), utiliza-se o diagrama tensão deformação apresentado na Figura 7.5. Para seções de aço, em geral, as tensões residuais são da ordem de 50% da tensão de escoamento, além disso, a utilização deste valor é justificada por testes com o modelo numérico, cujo objetivo era representar o comportamento global das treliças ensaiadas.

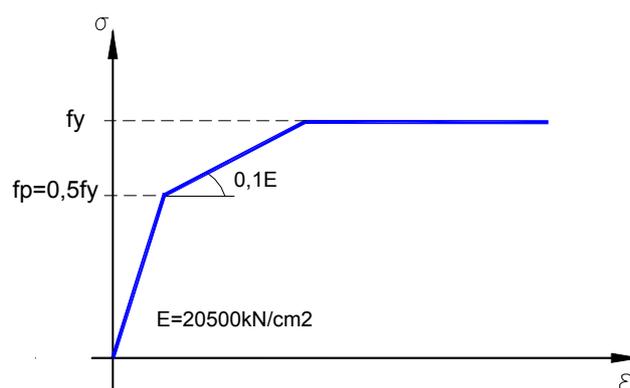


Figura 7.5 – Diagrama tensão x deformação para treliças TE-1, TE1-R, TE2, TE2-R, TE3 e TE3-1

Nas treliças com nó de aço e com chapa de ponteira o colapso previsto é por flambagem das barras comprimidas, nestas estruturas, para as barras tracionadas é utilizado o diagrama tensão x deformação da Figura 7.5 e, para as barras comprimidas, os diagramas apresentados na Figura 7.6, admitindo que máxima tensão, nestas barras, não ultrapassa a tensão correspondente à força normal resistente de compressão, calculada segundo a NBR8800(1986).

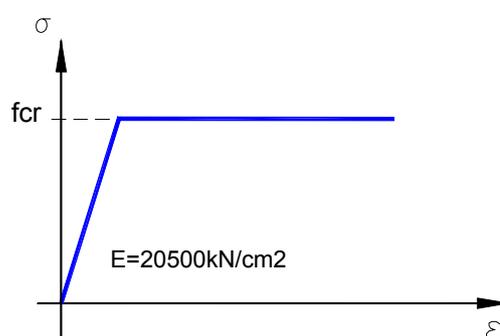


Figura 7.6 – Diagrama tensão x deformação para treliças TE4, TE5 (barras comprimidas)

Na seqüência, apresenta-se a análise teórica em confronto com a experimental para as estruturas ensaiadas.

7.2.1 Treliza TE-1(nó típico)

A treliza espacial TE1 tem ligações em nós típicos com seus banzos formados por barras de seção circular ϕ 76x2,0mm e diagonais (inclusive dos apoios) 60x2,0mm. Para esta estrutura utilizou-se o *modelo 5*, que incorpora variação de seção nas extremidades das barras, excentricidade nas ligações e não-linearidade do material. O gráfico da Figura 7.7 apresenta os resultados obtidos teórica e experimentalmente para força aplicada x deslocamento.

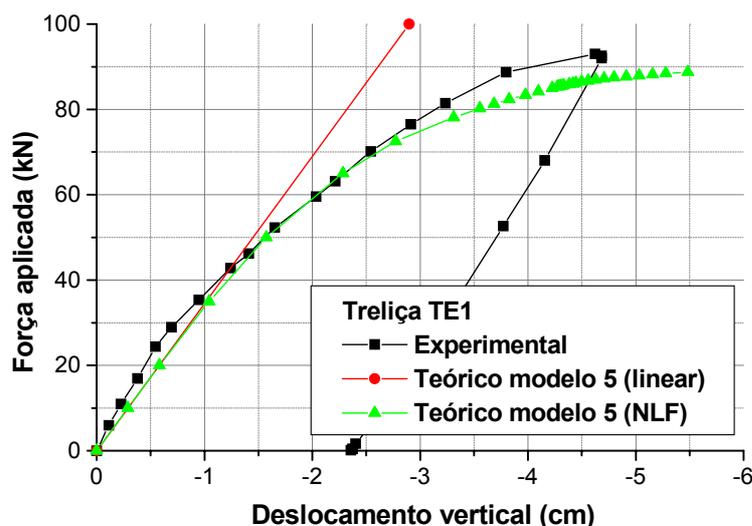


Figura 7.7 – Força aplicada x deslocamentos análise não-linear - TE1

Conforme indicado no gráfico da Figura 7.7, para o *Modelo 5* (excentricidade e variação de seção) obteve-se carregamento máximo igual a 90,0kN e deslocamento vertical máximo igual a 5,5cm, resultando em diferenças, em relação à análise experimental, de 3% para o carregamento último e 16% para os deslocamentos.

Os resultados teóricos e experimentais para tensões e deformações também apresentaram boa correlação, inclusive na região da estampagem. Os gráficos da Figura 7.8 apresentam as deformações teóricas e experimentais nas extremidades de uma diagonal de apoio.

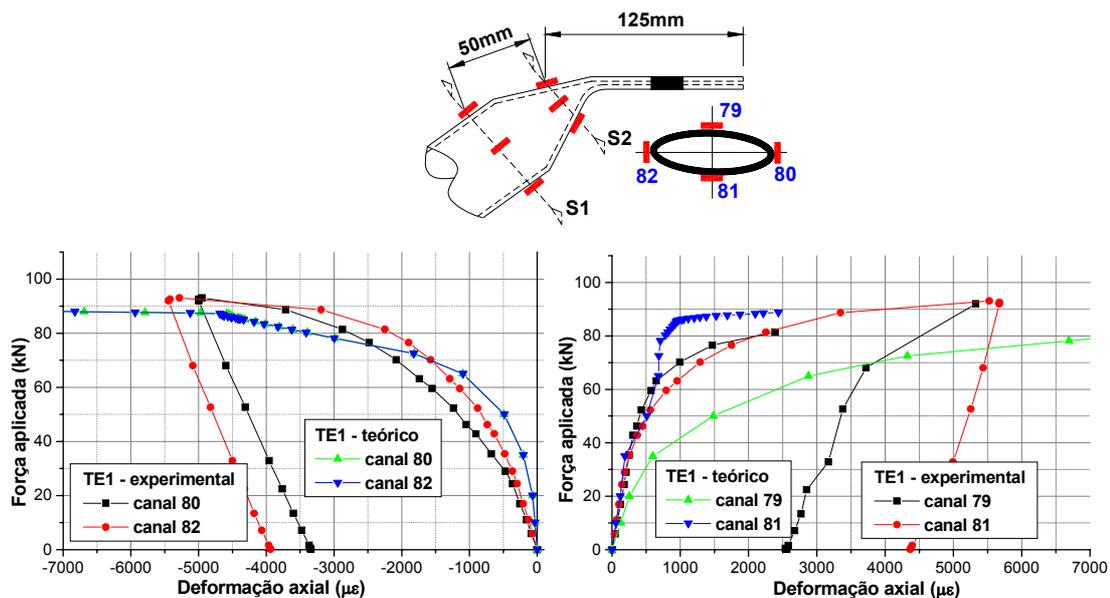


Figura 7.8 – Deformações teóricas e experimentais diagonais de apoio - TE1

A Figura 7.9 apresenta uma comparação entre deformações teóricas e experimentais, na seção central de um banzo superior, onde pode-se constatar uma boa correlação entre o modelo teórico proposto e o comportamento observado em ensaio.

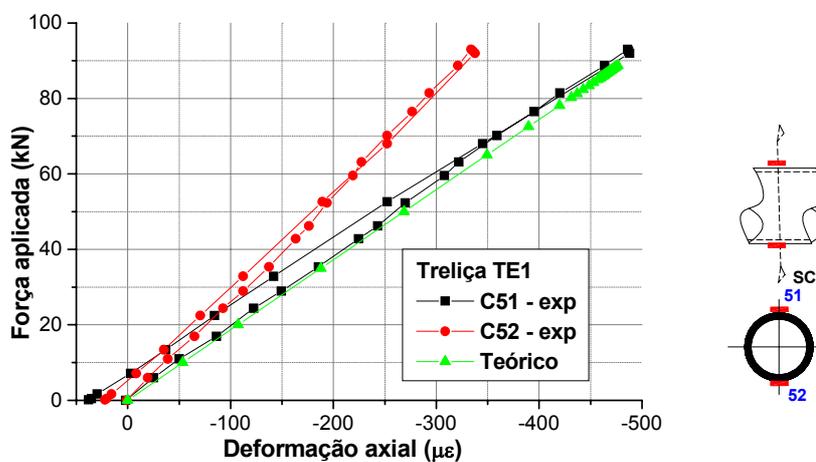


Figura 7.9 - Deformações teóricas e experimentais nos banzos - TE1

Quando o modelo teórico incorpora, simultaneamente, os efeitos da não-linearidade física e geométrica, o carregamento último teórico resulta inferior ao experimental, no entanto, existe boa correlação entre deslocamentos teóricos e experimentais. Esses resultados são apresentados na Figura 7.10.

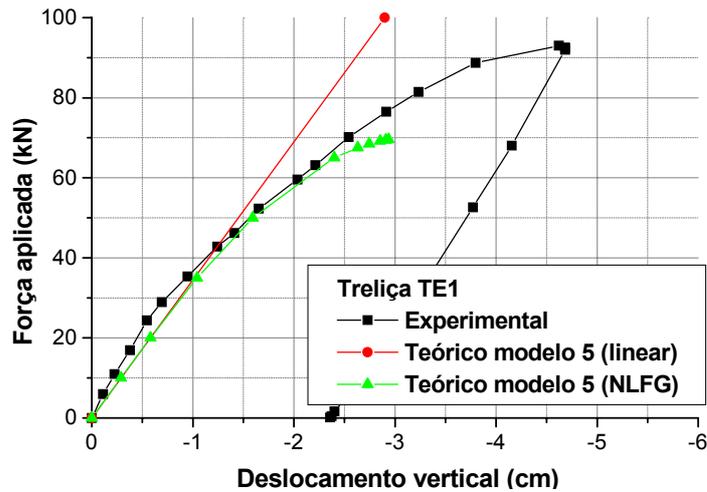


Figura 7.10 – Resultados teóricos x experimentais TE1 com NLFG

O comportamento apresentado na Figura 7.10 se repetiu nas demais estruturas analisadas. A análise apenas com não-linearidade geométrica não apresentou resultados satisfatório quando comparados aos resultados experimentais, de modo que serão analisados e discutidos somente os resultados referentes às análises com não-linearidade física.

7.2.2 Treliça TE1-R (nó típico com reforço)

A treliça espacial TE1-R tem ligações em nós típicos com seus banzos formados por barras de seção circular ϕ 76x2,0mm e diagonais (inclusive dos apoios) 60x2,0mm. Nesta estrutura, os nós foram reforçados conforme descrito no Capítulo 5.

Como foi discutido em capítulos precedentes, o reforço não alterou o comportamento estrutural da treliça TE1-R, portanto, sua simulação teórica é semelhante à da treliça TE1. No gráfico da Figura 7.11 estão os resultados para força aplicada x deslocamentos obtidos para a treliça TE1-R com o *modelo 5*.

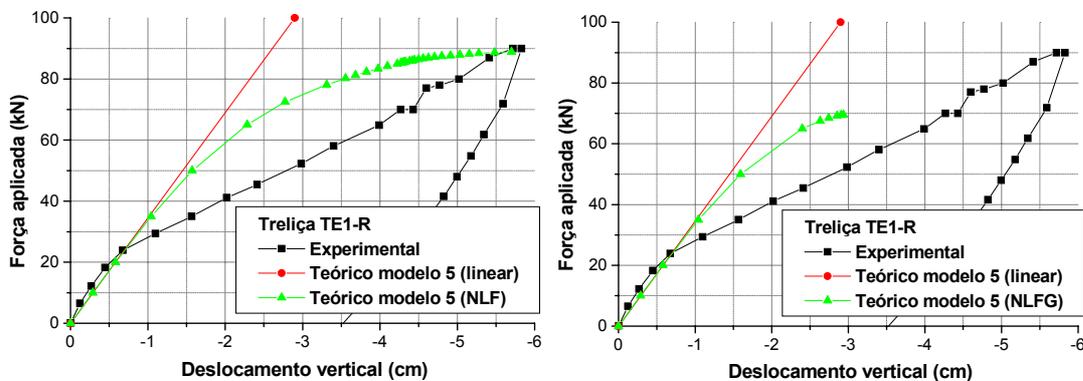


Figura 7.11 – Análise não-linear_ Força aplicada x deslocamentos TE1-R

A correlação entre resultados teóricos e experimentais para a treliça TE1-R mostrou-se menos satisfatória em relação à obtida para a treliça TE1. A presença do reforço, ao contrário do esperado, causou acréscimos nas acomodações e escorregamento entre barras, que contribuiu para reduções mais acentuadas na rigidez da estrutura. Essas características não são incluídas no modelo proposto, no entanto, comparando carregamento e deslocamento últimos teóricos e experimentais, as diferenças são insignificantes para a análise com não-linearidade física.

7.2.3 Treliça TE2 (nó típico)

A treliça espacial TE2 tem ligações em nós típicos com seus banzos formados por barras de seção circular ϕ 76x2,0mm, diagonais ϕ 60x2,0mm e diagonais de apoio ϕ 88x2,65mm.

No gráfico da Figura 7.12 estão plotados os resultados força aplicada deslocamentos verticais obtidos para a treliça TE2 utilizando o *modelo 5* (excentricidade e variação de seção).

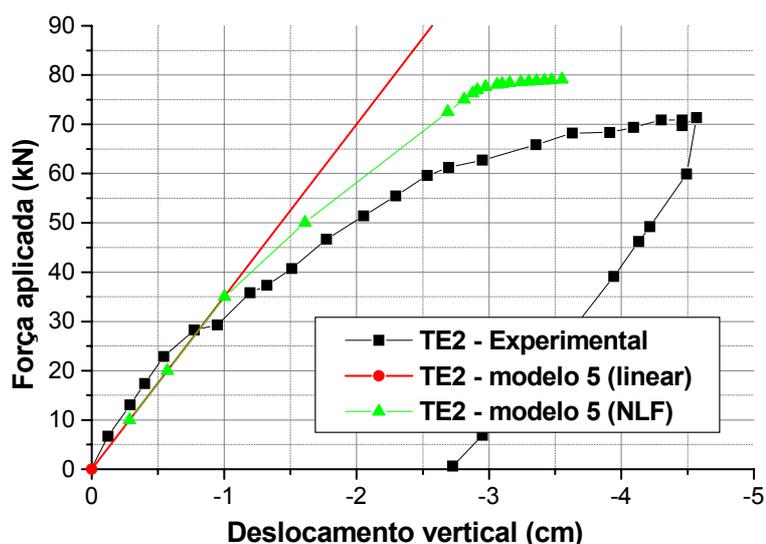


Figura 7.12 – Análise não-linear_ Força aplicada x deslocamentos - TE2

Conforme os resultados apresentados no gráfico da Figura 7.8, para o *modelo 5* (excentricidade e variação de seção com NLF) obteve-se carregamento máximo igual a 79,07kN, sendo 11% superior ao obtido experimentalmente e deslocamento vertical máximo igual a 3,55cm, que é 22% superior ao obtido experimentalmente.

7.2.4 Treliça TE2-R (nó típico com reforço)

A treliça espacial TE2-R tem as mesmas características da treliça TE2. No entanto, neste caso foi empregado o reforço descrito no capítulo 5. No gráfico da Figura 7.13 estão plotados os resultados força aplicada deslocamentos obtidos para a treliça TE2-R, admitindo que o reforço não alterou o modo de falha da estrutura. Esses resultados são os obtidos com o modelo 5 (excentricidade e variação de seção) em análise não-linear física.

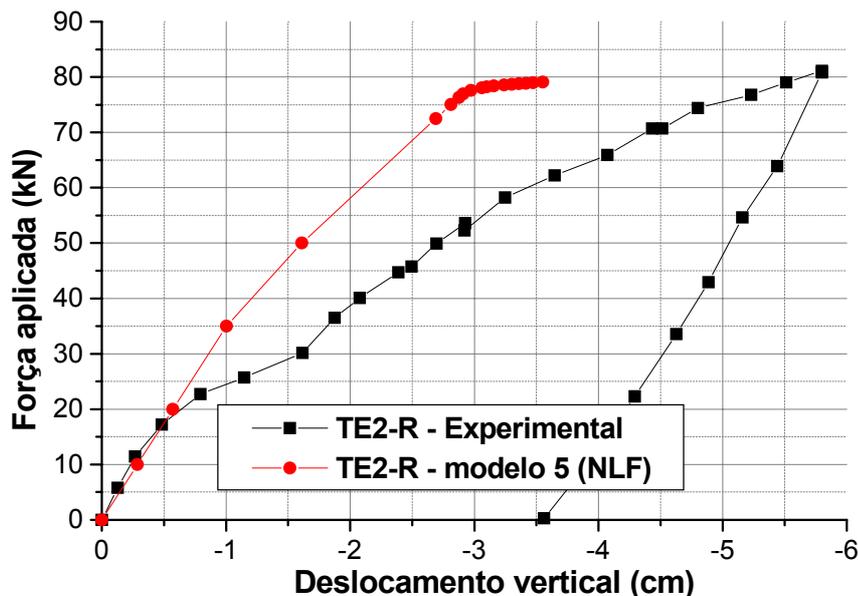


Figura 7.13– Análise não-linear _ Força aplicada x deslocamentos -TE2-R

Para o modelo 5 tem-se carregamento máximo igual a 80,0kN, (Figura 7.13) que é praticamente igual ao carregamento experimental. Já os deslocamentos teóricos resultaram 39% inferiores aos experimentais. No entanto, se comparado ao modelo de treliça ideal nota-se que houve um ganho significativo na representatividade do modelo teórico em relação ao comportamento experimental.

7.2.5 Treliças TE3 e TE3-1 (nó de aço nos vértices)

A treliça TE3 e TE3-1 são formadas por banzos ϕ 76x2,0mm, diagonais ϕ 60x2,0mm e diagonais de apoio ϕ 88x2,65mm. Nesta estrutura foram utilizados nós típicos, com exceção dos nós junto às diagonais de apoio, onde utilizou-se nós de aço. Portanto, nos vértices não há excentricidade nas ligações. A treliça TE3-1 foi ensaiada para confirmar o modo de falha no nó de aço observado na treliça TE3. Vale lembrar que a TE3-1 foi montada substituindo-se os elementos danificados no ensaio da TE3.

Com esta configuração, ou seja, sem excentricidades nos nós dos vértices, duas hipóteses são plausíveis para o modo de falha da estrutura:

1 – Falha nos nós típicos sem ocorrência de flambagem das barras. Para análise teórica desta hipótese foi utilizado o *modelo 5*, admitindo $f_p=0,5f_y$ no diagrama tensão x deformação do material.

2 – Falha por flambagem das barras, já que nas diagonais de apoio (elementos críticos da estrutura) foram utilizados nós de aço. Esta hipótese também foi analisada numericamente com o *modelo 5*.

O diagrama tensão deformação utilizado foi o apresentado na Figura 7.6, que inclui a possibilidade de flambagem das barras.

No gráfico da Figura 7.14 estão os resultados de força x deslocamentos obtidos para a treliça TE3, para as duas hipóteses de modo de falha (escoamento com falha do nó típico ou flambagem das barras comprimidas).

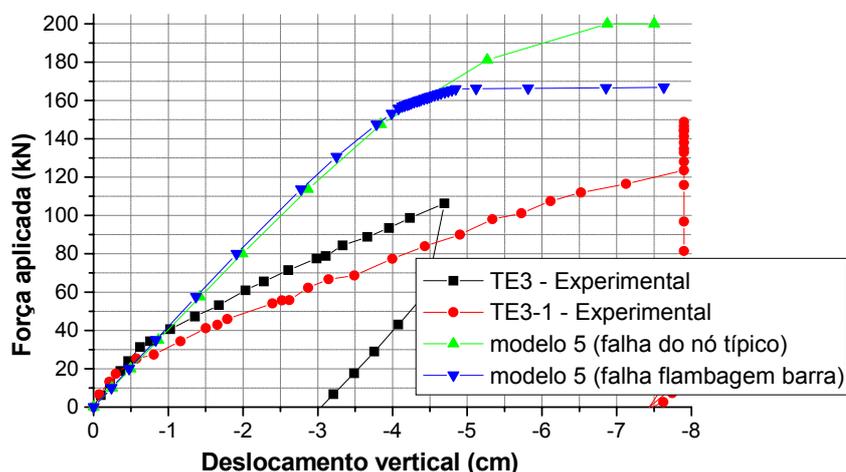


Figura 7.14 - Força aplicada x deslocamento - treliça TE3 e TE3-1

O modo de falha observado, experimentalmente, na treliça TE3 foi a ruína do nó de aço em um dos vértices (na extremidade menos solicitada). Este fato reduziu significativamente a rigidez e a capacidade resistente da estrutura, de modo que os modelos de análise propostos não produziram bons resultados quando comparados aos experimentais.

Na treliça TE3-1 o colapso da estrutura caracterizou-se por escorregamento excessivo entre barras, provocando decréscimos na rigidez da estrutura e aumento dos deslocamentos verticais, impossibilitando acréscimos de carregamento. Esta característica, ou seja, escorregamento entre barras nos nós típicos, não é considerada no modelo de análise, fato que justifica as diferenças entre resultados teóricos e experimentais.

Observou-se, experimentalmente, que nas treliças construídas totalmente com nós típicos também existe a influência do escorregamento entre barras, no entanto, neste caso, as características mais importantes e que determinam o colapso da estrutura, são as excentricidades nos nós de vértices e a plastificação da extremidade nas diagonais de apoio. Portanto, o modelo teórico proposto (*modelo 5* – com excentricidade e variação de seção nas barras) representa bem este comportamento.

7.2.6 Treliça TE4 e TE4-1 (nós de aço)

A treliça TE4 é formada por banzos ϕ 76x2,0mm, diagonais ϕ 60x2,0mm e diagonais de apoio ϕ 88x2,65mm. Nesta estrutura foram utilizados nós de aço e barras com extremidades estampadas, que não introduzem excentricidade nas ligações. A treliça TE4-1 foi ensaiada para confirmar o modo de falha no nó de aço observado na treliça TE4. Vale lembrar que a TE4-1 foi montada substituindo-se os elementos danificados no ensaio da TE4. Para análise teórica desta configuração estrutural (nós de aço sem excentricidade) utilizou-se o *modelo 3* (pórtico com variação de seção nas barras).

No gráfico da Figura 7.15 são apresentados os resultados teóricos e experimentais para as duas estruturas.

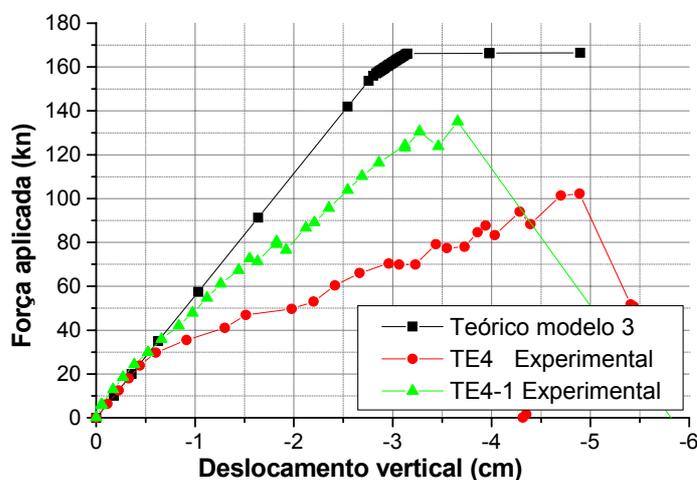


Figura 7.15 - Força aplicada x deslocamento treliça TE4

Nota-se, pelo gráfico da Figura 7.15, que o comportamento da TE4 observado em ensaio é sensivelmente diferente do obtido teoricamente, o que é justificado em função do colapso da estrutura ter sido caracterizado pela falha do nó e não da barra, como previa o modelo teórico.

Na treliça TE4-1, onde o colapso da estrutura foi associado à falha combinada barra-nó, há uma melhor correlação entre resultados teóricos e experimentais.

7.2.7 Treliça TE5

Nas ligações da treliça TE5 foram utilizadas barras com chapas de ponteira conectadas a nós de aço. Nos banzos foram utilizadas barras ϕ 76x2,0mm, nas diagonais ϕ 60x2,0mm e diagonais de apoio ϕ 88x2,65mm. As chapas de ponteira e chapas de nó possuem rigidez equivalente à rigidez da seção do tubular, portanto, para esta configuração estrutural utilizou-se o modelo 2 (pórtico espacial sem variação de seção nas barras). Na Figura 7.16 apresenta-se a curva força aplicada x deslocamento máximo teórica e experimental para a treliça TE5.

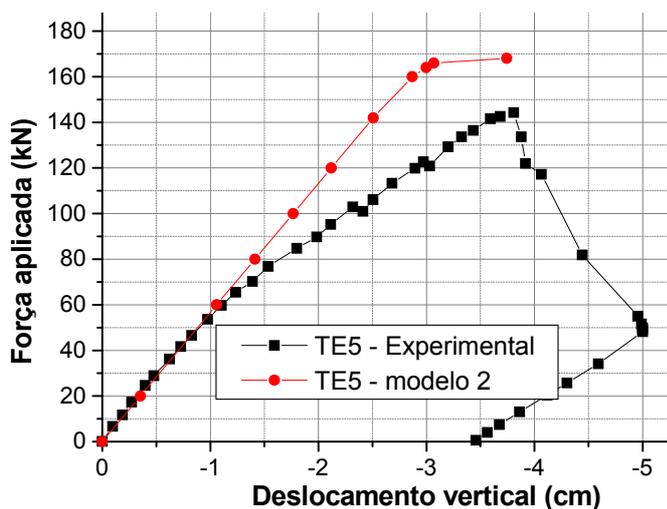


Figura 7.16 - Força aplicada deslocamento - treliça TE5

A treliça TE5 apresenta carregamento máximo teórico de 168kN, que é 14,2% maior que o experimental. Para os deslocamentos, a diferença entre os valores teóricos e experimentais é de 2,7%. Portanto, o modelo teórico representa de forma satisfatória o comportamento físico da estrutura. Neste caso, como já discutido, o modelo de treliça ideal já se aproxima, de forma satisfatória, dos resultados teóricos e experimentais, sobretudo para carregamentos de serviço. Esta característica é função do modo de colapso observado, que se caracteriza pela flambagem do banzo comprimido, assim sendo, não há reduções significativas na rigidez da estrutura e os deslocamentos conservam-se praticamente proporcionais ao carregamento aplicado.

O gráfico da Figura 7.17 apresenta as deformações medidas experimentalmente em comparação com as obtidas teoricamente na barra da estrutura que apresentou flambagem.

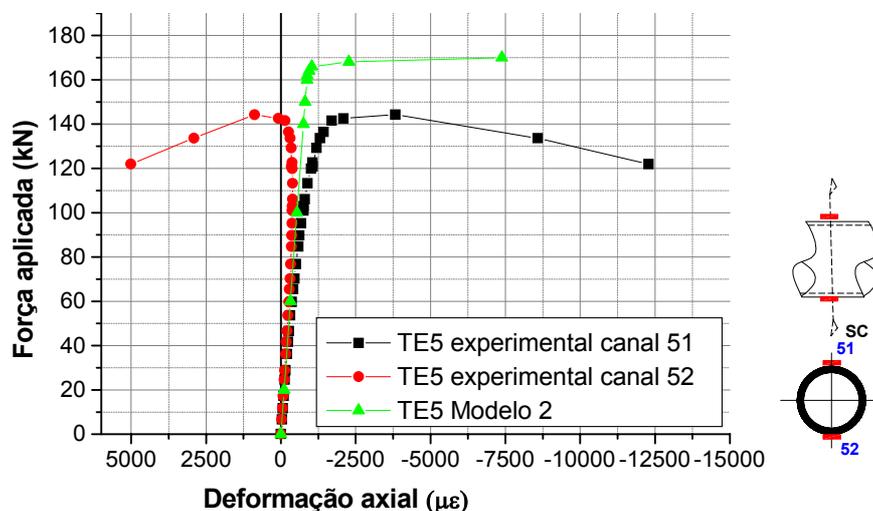


Figura 7.17 – Deformações teóricas e experimentais - TE5

Observa-se, pelo gráfico da Figura 7.17, uma boa correlação entre deformações teóricas e experimentais; as diferenças encontradas correspondem às diferenças entre força normal resistente à compressão teórica e a registrada em ensaio, confirmando que para esta tipologia de ligação e diante das observações experimentais, um modelo simplificado de treliça ideal pode ser utilizado para representar o comportamento da estrutura.

A Tabela 7.5 resume os resultados de carregamento último e deslocamento, obtidos com a análise não-linear, para as estruturas em estudo.

Tabela 7.5 – Carregamento último e deslocamento máximo em análise não-linear

TRELIÇA	F_{exp} (kN)	F_{teo} (kN)	F_{exp} / F_{teo}	D_{exp} (kN)	D_{teo} (cm)	D_{exp} / D_{teo}
TE1	93,0	90,0	1,03	4,62	5,5	0,84
TE1-R	90,0	90,0	1,0	5,82	5,5	1,06
TE2	71,0	79,07	0,90	4,56	3,55	1,28
TE2-R	80,8	79,07	1,02	5,4	3,55	1,52
TE3	106,4	200,0	0,53	4,7	7,5	0,63
TE3-1	148,8	200,0	0,74	7,9	7,5	1,05
TE4	102,2	166,5	0,61	4,76	4,9	0,97
TE4-1	135,2	166,5	0,81	3,83	4,9	0,78
TE5	144	168	0,86	3,65	3,74	0,98

Nos gráficos da Figura 7.18 é possível uma avaliação global dos resultados teóricos e experimentais de carregamento último e deslocamentos máximos verticais nas estruturas ensaiadas.

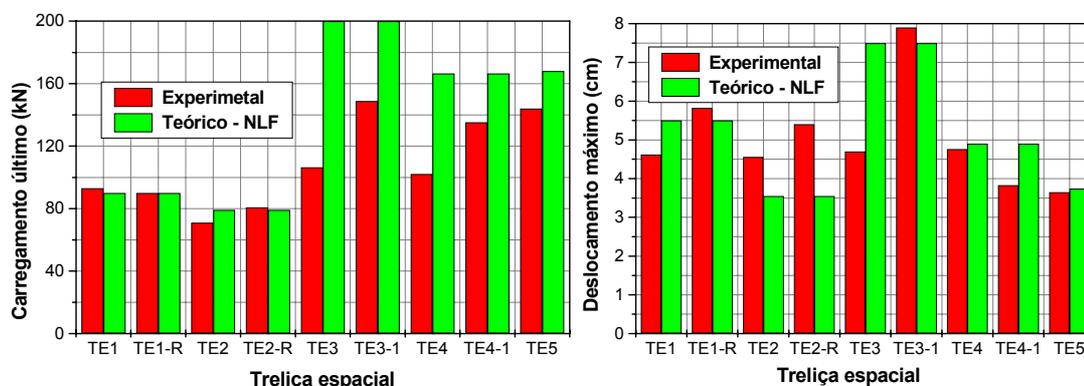


Figura 7.18 – Carregamento e deslocamentos últimos teóricos e experimentais

Percebe-se que há uma melhoria significativa na representatividade do comportamento das estruturas quando são inseridas na análise excentricidades, variação de seção nas barras e não-linearidades do material e da estrutura.

Uma análise interessante seria comparar os deslocamentos experimentais para carregamentos de serviço com os obtidos teoricamente para estes níveis de carregamento. A Tabela 7.6 apresenta estes valores e o gráfico da Figura 7.49 exhibe um panorama comparativo geral para as estruturas analisadas.

Tabela 7.6 – Deslocamentos teóricos x experimentais em serviço para análise não-linear

TRELIÇA	Carregamento de serviço (kN)	D _{exp.} (kN)	D _{teo} (kN)	D _{exp.} /d _{teo}
TE1	64,85	2,3	2,28	1,0
TE1-R	64,85	3,9	2,28	1,71
TE2	71,0	4,56	3,55	1,28
TE2-R	81,4	5,4	3,55	1,52
TE3	81,4	3,1	2,0	1,55
TE3-1	81,4	4,1	2,0	2,05
TE4	81,4	3,5	1,45	2,41
TE4-1	81,4	2,0	1,45	1,38
TE5	81,4	1,6	1,44	1,11

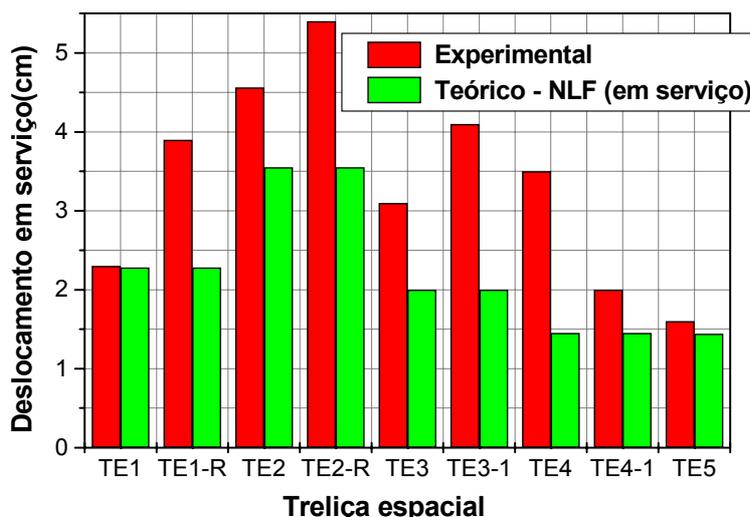


Figura 7.49 – Deslocamentos (NLF) x deslocamentos experimentais para carregamento de serviço

Vê-se que, para algumas estruturas, mesmo com uma modelagem mais refinada, encontram-se diferenças significativas entre os deslocamentos determinados teoricamente e os medidos em ensaio. Este fato é mais pronunciado nas treliças onde o colapso foi determinado pela falha dos nós de aço, ou por deslizamento excessivo entre barras nos nós típicos, características não avaliadas pelos modelos teóricos propostos.

Comparando os gráficos da Figura 7.49 com o da Figura 7.18 conclui-se que a modelagem teórica proposta é mais representativa para as condições últimas do que para as condições de serviço. Em todas as análises realizadas houve uma aproximação satisfatória entre resultados teóricos e experimentais para deformações e tensões nas barras.

7.3 ANÁLISE DO NÓ TÍPICO

Apresenta-se a modelagem do nó típico para as treliças TE1 e TE2. A metodologia empregada para esta modelagem foi a mesma apresentada no capítulo 4, assim como os parâmetros de contato e modelo constitutivo do material.

7.3.1 Análise do nó treliça TE1

A treliça TE1 é formada por banzos de seção tubular ϕ de 76x2,0 e diagonais ϕ 60x2,0. As dimensões utilizadas para a modelagem das extremidades estampadas estão apresentadas no Apêndice A (Tabela A.3).

Na Figura 7.50 apresenta-se a localização do nó modelado com elemento de casca na treliça TE1, juntamente com detalhes da malha de elemento finito utilizada e a numeração de alguns nós onde serão analisados os resultados.

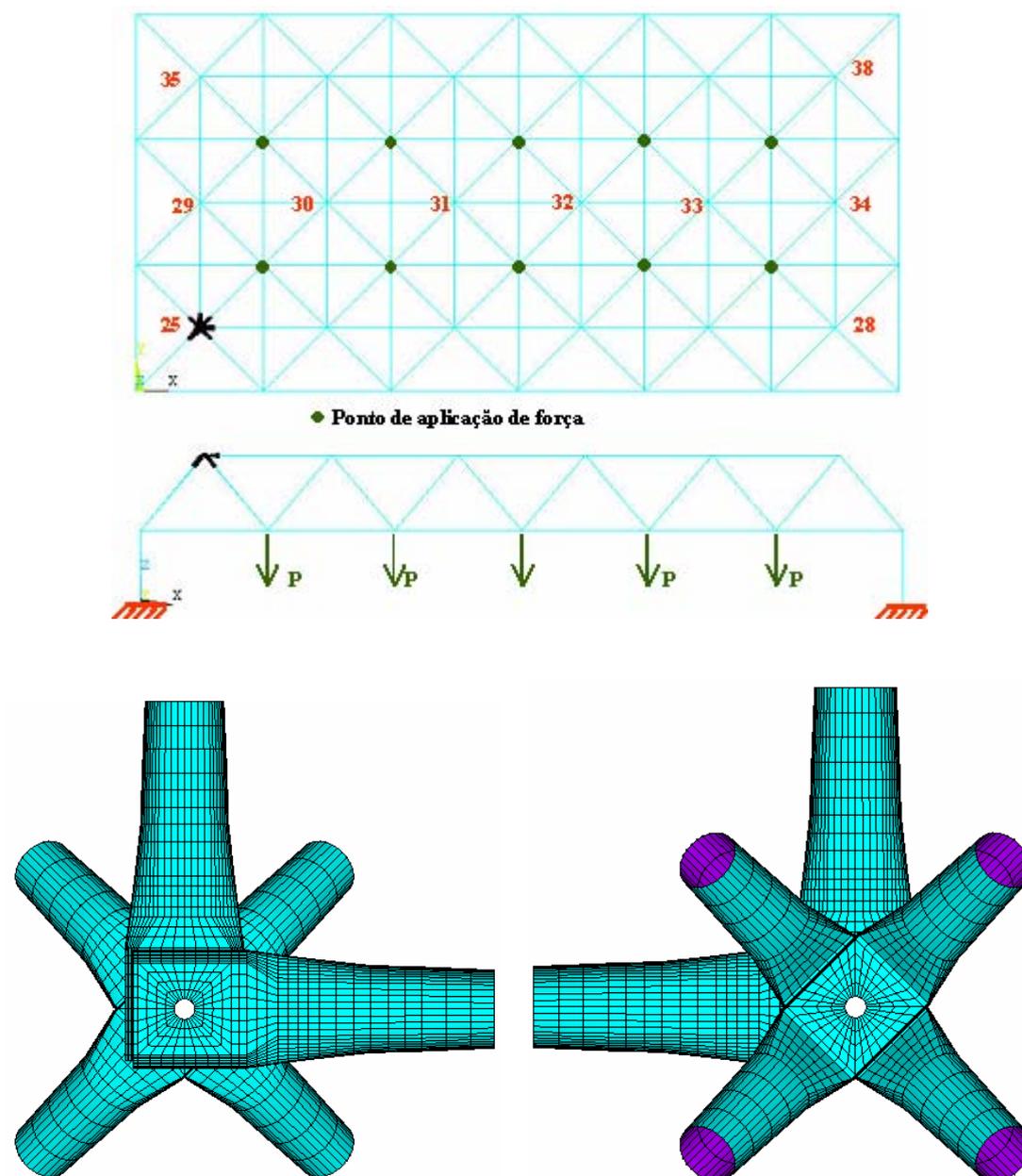


Figura 7.50 – Modelagem do nó Treliça TE1 / numeração de nós

Percebe-se uma certa assimetria nos deslocamentos em função da presença do nó modelado com elemento de casca, conforme pode-se observar na Figura 7.51, que apresenta a distribuição de deslocamentos na estrutura em algumas fases de carregamento. Em menor grau, este fato também foi observado no ensaio experimental.

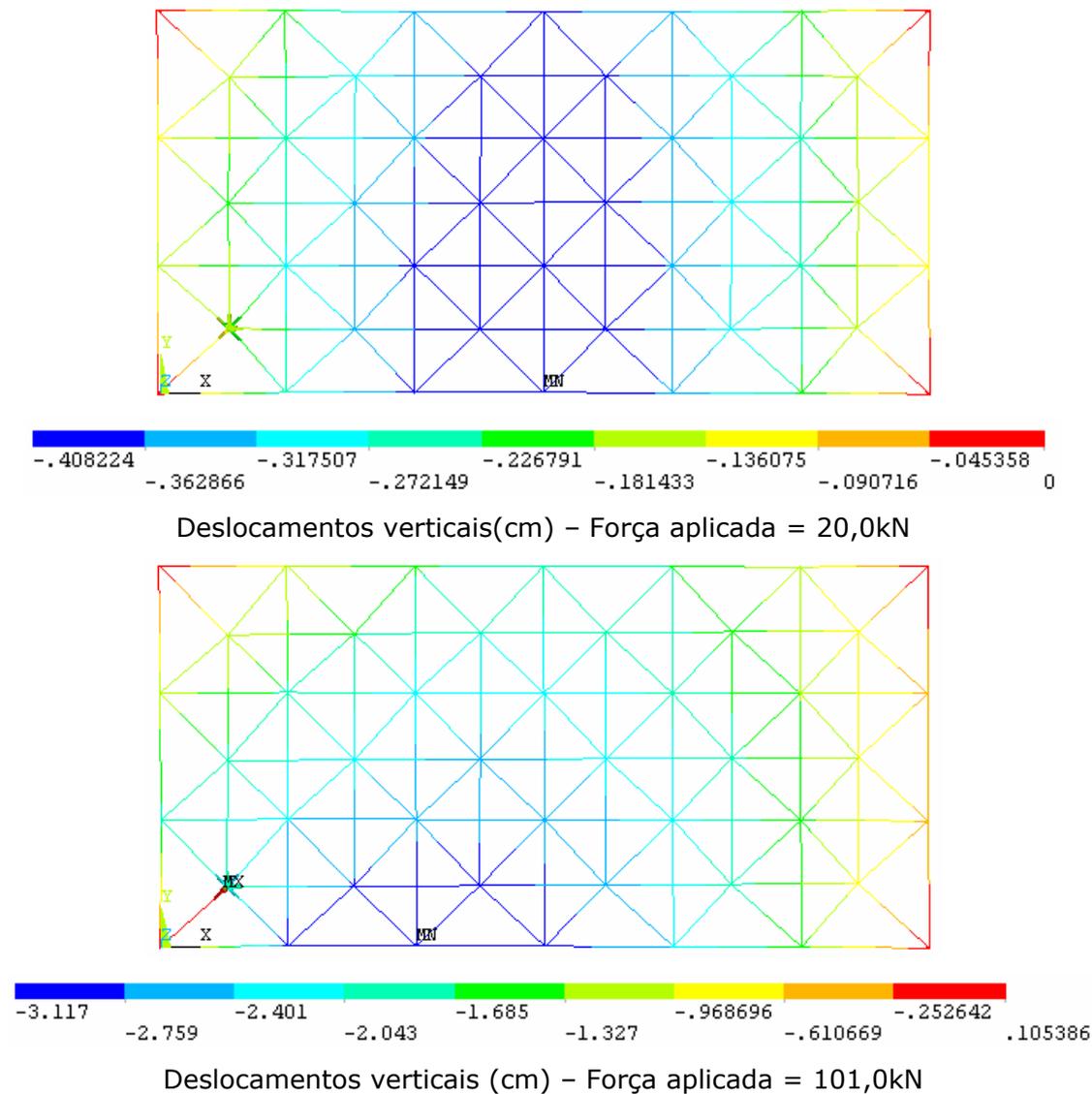


Figura 7.51 – Distribuição de deslocamentos na treliça TE1

Conforme a Figura 7.52, os deslocamentos teóricos são maiores nas proximidades do vértice onde existe o nó modelado com casca. No modelo experimental também foram observados deslocamentos verticais maiores, nas etapas finais de carregamento, próximo ao nó de canto por onde se iniciou o colapso.

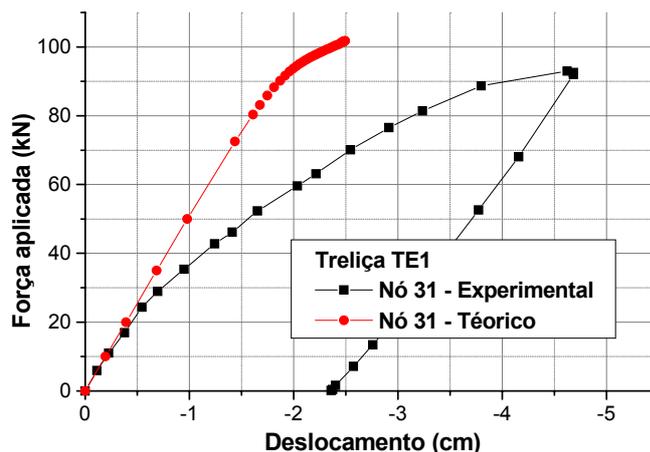
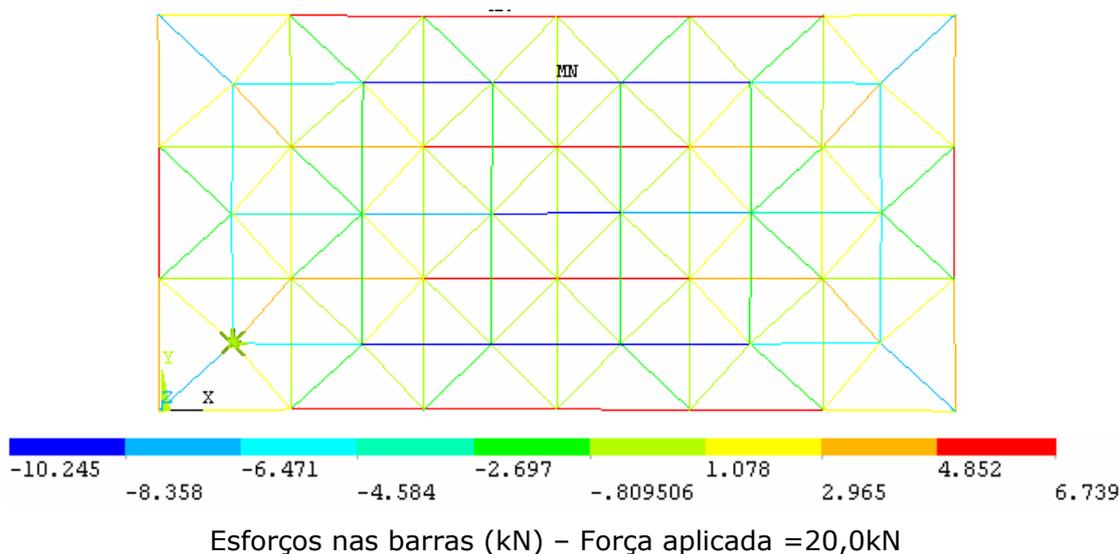


Figura 7.52 - Deslocamentos teóricos e experimentais no meio do vão - TE 1

Para a treliça TE1, a diferença entre carregamento último teórico e experimental foi de 8,6%. No entanto, para os deslocamentos encontram-se diferenças da ordem de 50%. Essa diferença pode ser atribuída a dois fatores: primeiro, a calibração da superfície de contato e em segundo lugar, o fato de estar incluído no modelo a influência de apenas um nó da estrutura.

Com relação às deformações, tensões e esforços axiais nas barras que foram modeladas com o elemento finito PIPE20, os resultados são satisfatórios quando comparados com os experimentais. A Figura 7.53 mostra os esforços axiais nas barras da estrutura para uma etapa inicial e final do carregamento.



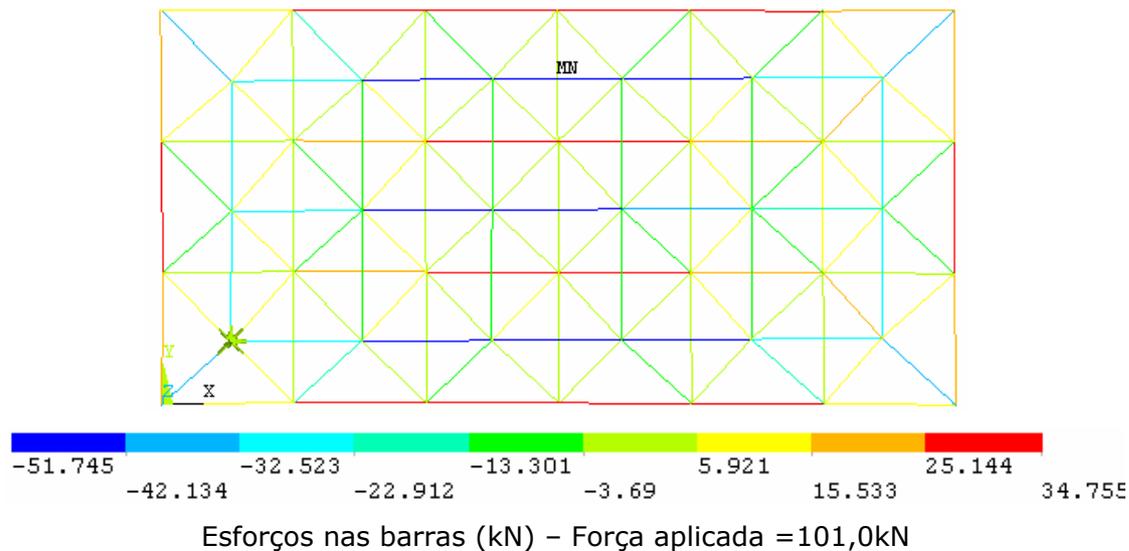
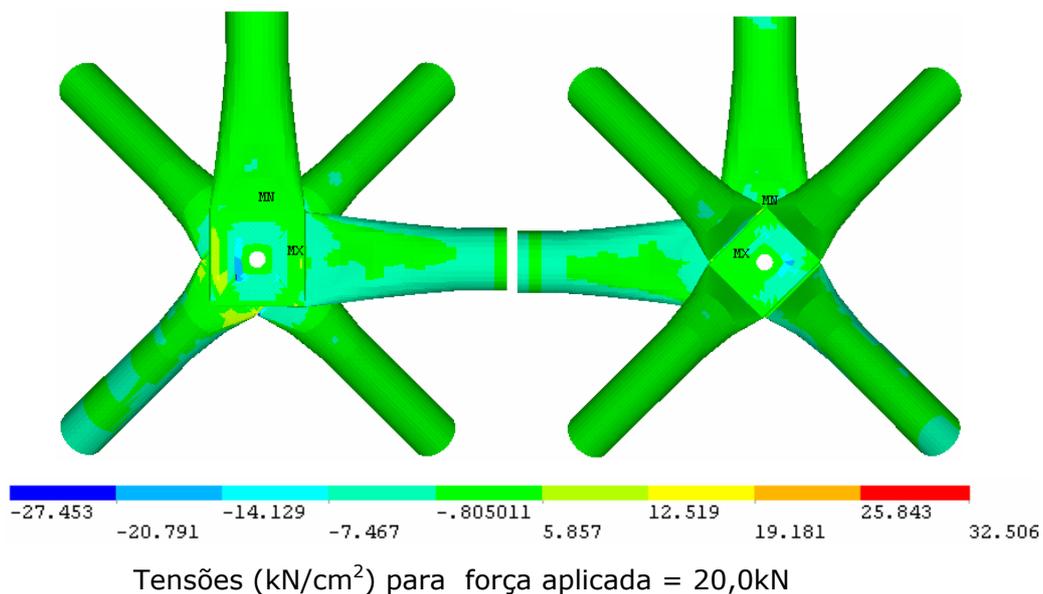


Figura 7.53 – Esforços nas barras treliça - TE1

Os esforços nas barras encontram-se abaixo de sua capacidade resistente, no entanto, observam-se deformações e tensões elevadas junto às extremidades estampadas, que foi uma das causas da ruína da estrutura, tanto experimentalmente quanto numericamente.

A Figura 7.54 apresenta a distribuição de tensões no nó para dois estágios de carregamento.



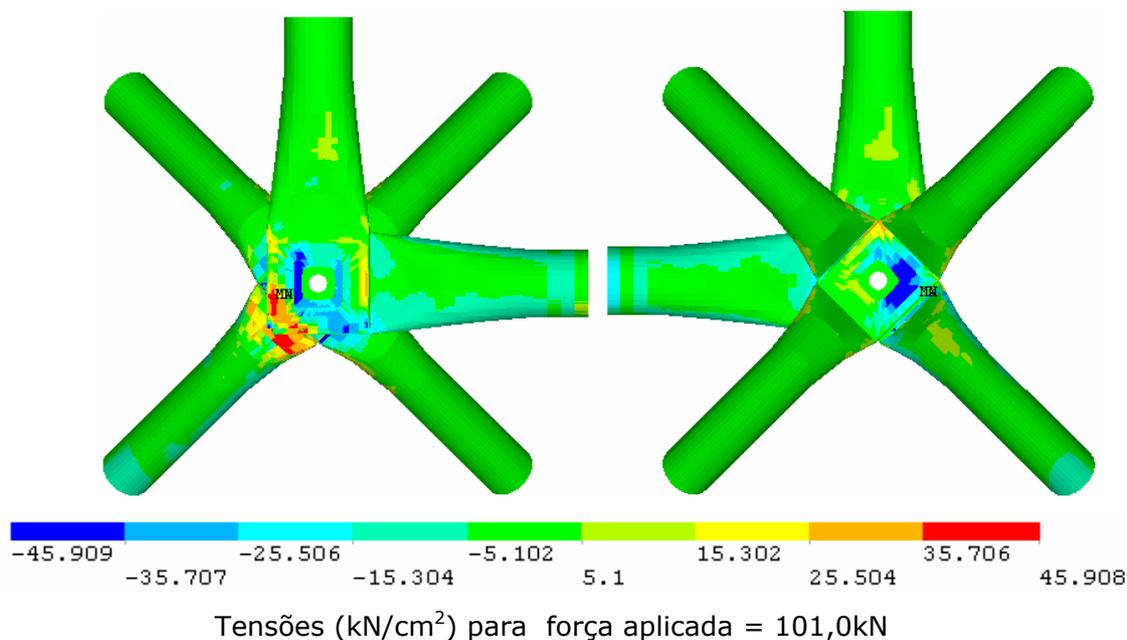
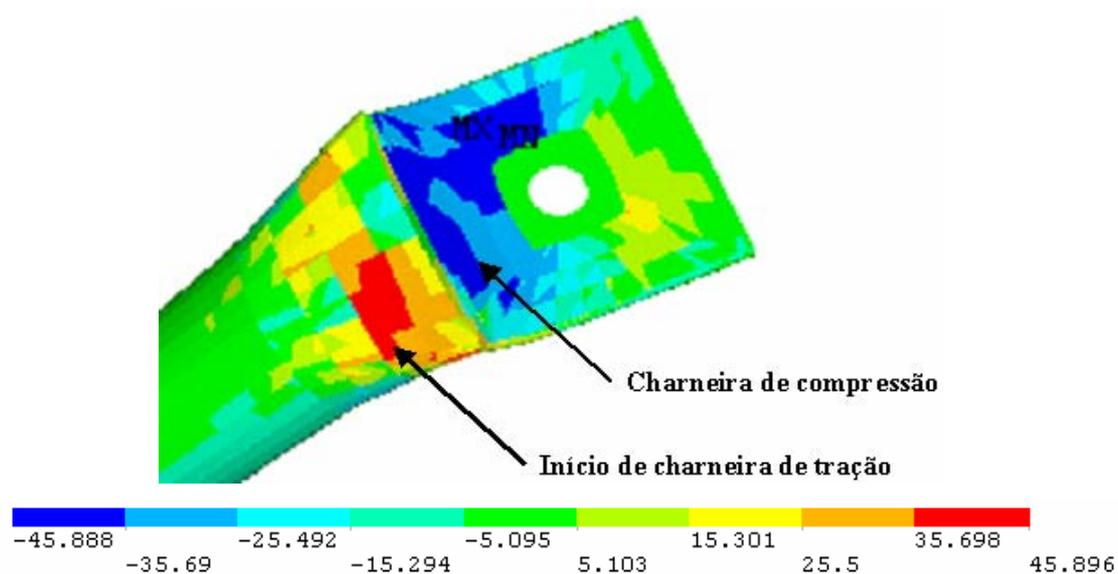


Figura 7.54 – Distribuição de tensões no nó – TE1 ($f_y=396\text{MPa}$)

Pela Figura 7.55 já percebe-se o início de formação de charneiras plásticas na extremidade estampada da diagonal de apoio, que pode ser melhor visualizada no detalhe da Figura 7.56, onde nota-se uma charneira plástica de compressão na estampagem e o início de uma charneira de tração no tubo com variação de seção.



Conforme indicado no capítulo 5, as extremidades de algumas barras foram instrumentadas para medição de deformações. Os gráficos da Figura 7.56

apresentam as deformações medidas em ensaio, para a extremidade da diagonal de apoio, comparadas com as determinadas na análise teórica.

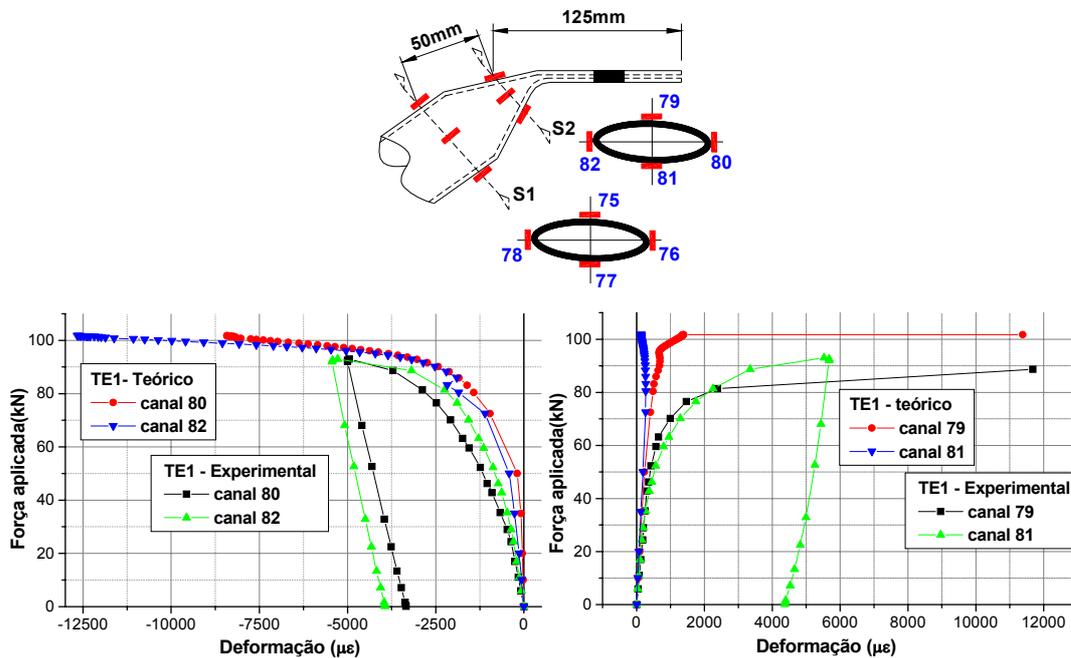
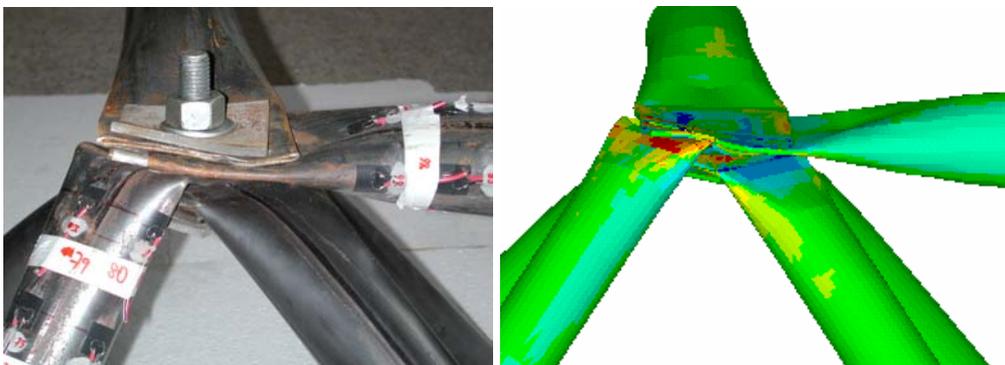


Figura 7.56 – Deformações teóricas e experimentais na diagonal de apoio – TE1

Como pode ser confirmado nos gráficos da Figura 7.56, há uma boa correlação entre deformações teóricas e experimentais, mesmo que alguns pontos de extensometria não coincidiam exatamente com os nós da malha de elementos finitos. Nesta região, a malha de elementos finitos deve ser mais refinada para permitir análises mais precisas das tensões e deformações.

Com relação ao modo de colapso e configuração deformada final, o modelo numérico representou, de forma qualitativa, as observações experimentais, conforme pode ser comprovado na Figura 7.57.



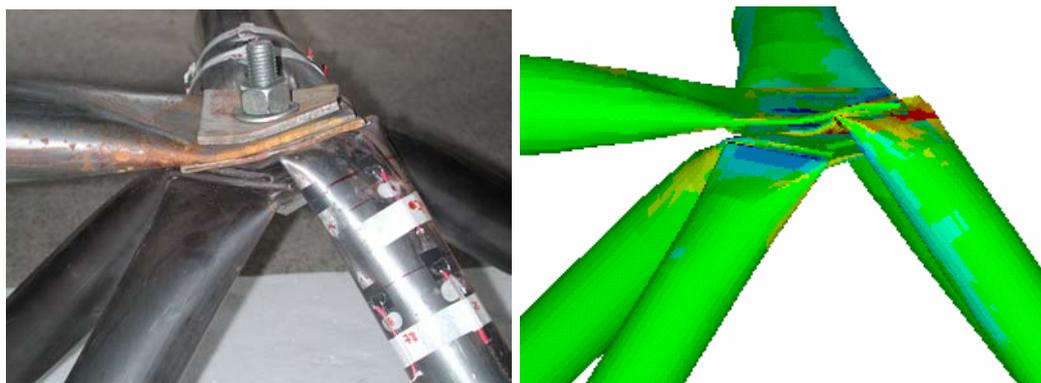


Figura 7.57 – Configuração de ruína nó – TE1

Para a treliça TE1, numa segunda modelagem do nó foram incluídas as chapas cobrejuntas (chapa de 90cm x 90cm x 6,3mm) a fim de avaliar sua influência na resposta numérica. A inclusão da chapa cobrejunta implica em, pelo menos, uma superfície de contato adicional entre o banzo superior e esse elemento. Na Figura 7.58 estão detalhes do nó com a chapa cobrejunta.

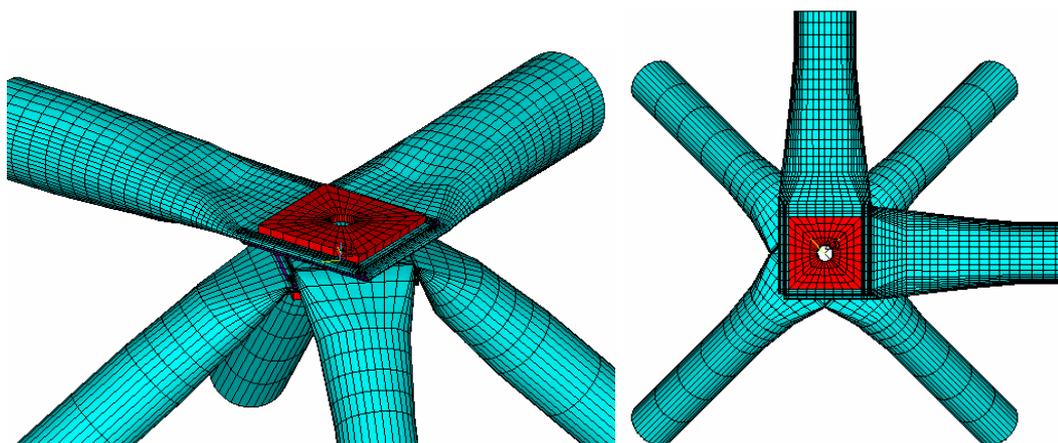


Figura 7.58 - Nó com chapa cobrejunta – TE1

No gráfico da Figura 7.59 estão plotados os deslocamentos verticais teóricos obtidos com e sem a utilização da cobrejunta, em comparação com os valores experimentais.

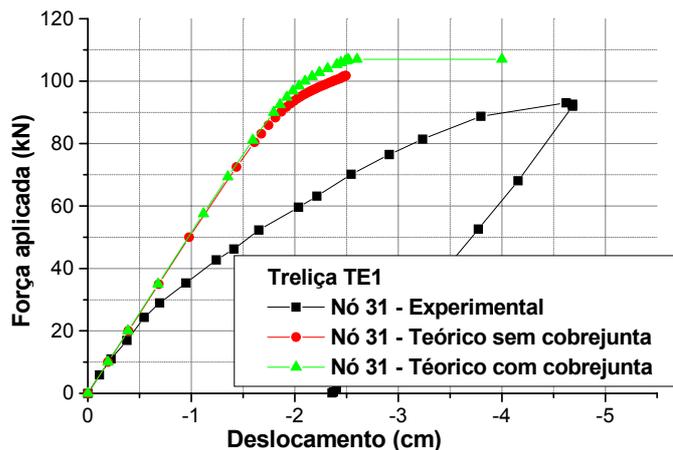


Figura 7.59 - Deslocamentos teóricos e experimentais com e sem cobrejunta – TE1

Percebe-se que, numericamente, a diferença entre os resultados com e sem cobrejunta é insignificante; este fato pode confirmar a hipótese de acoplamento dos graus de liberdade na proximidade do furo, explicada no capítulo 4. Por outro lado, com o modelo calibrado é importante avaliar o efeito da chapa cobrejunta na rigidez do nó, pois como observou-se experimentalmente, a inclusão de uma arruela de reforço em forma de U não alterou, como se imaginava, o modo de falha nem aumentou significativamente a resistência das treliças TE1-R e TE2-R.

7.3.2 Análise do nó treliça TE2

A treliça TE2 é formada por banzos de seção tubular ϕ de 76x2,0 e diagonais ϕ 88x2,65. As dimensões utilizadas para modelagem das extremidades estampadas estão apresentadas no Apêndice A (Tabela A.4).

Na Figura 7.60 apresenta-se a localização do nó modelado com elemento de casca na treliça TE2, juntamente com detalhe da malha de elementos finitos utilizada e a numeração de alguns nós onde serão analisados os resultados.

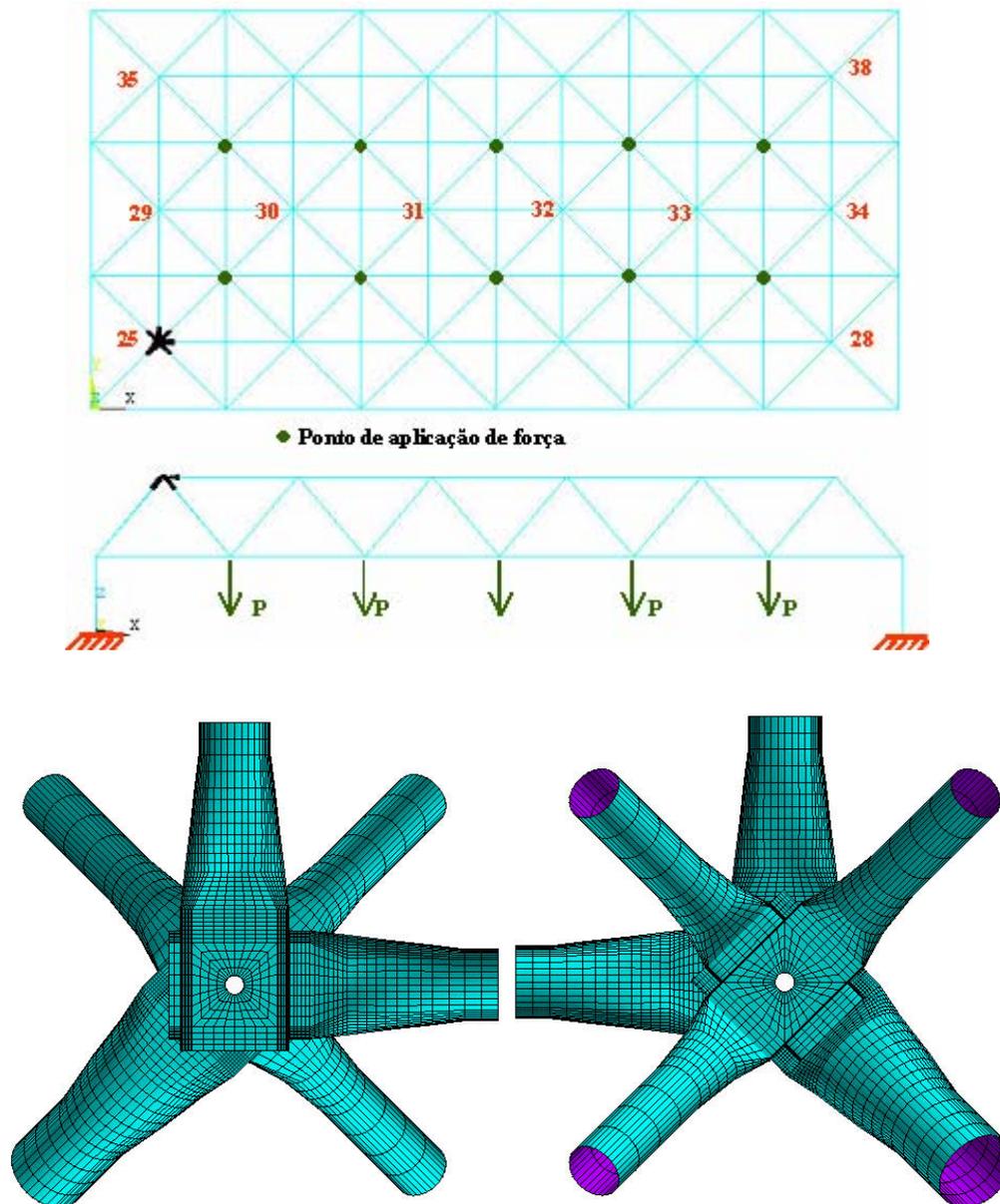
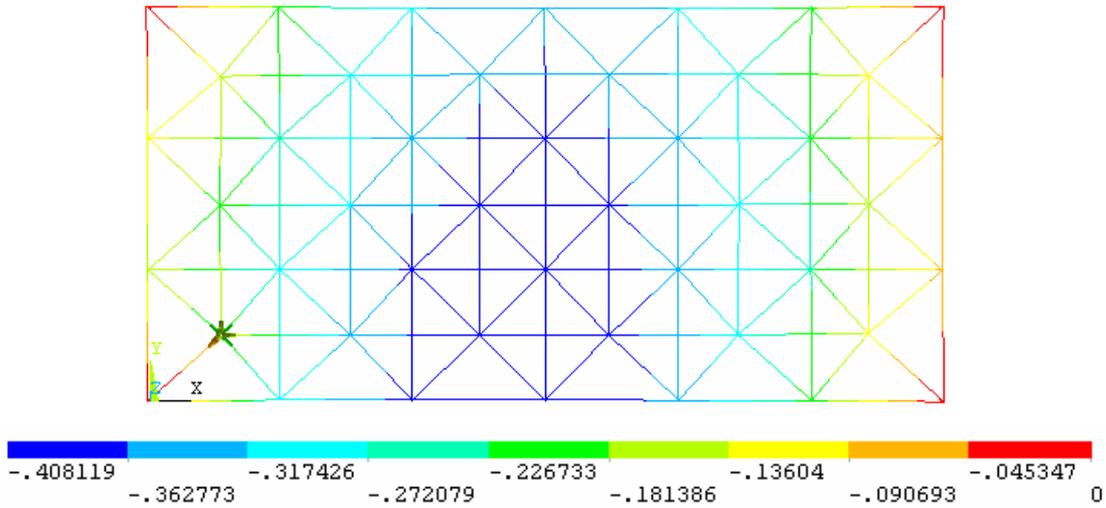
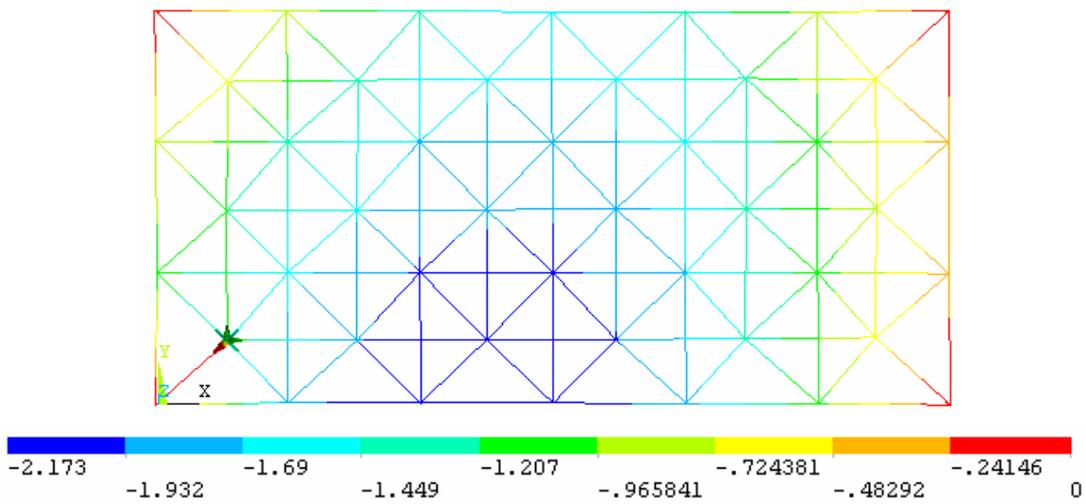


Figura 7.60 – Modelagem do nó Treliza TE2 / numeração de nós

Percebe-se, mais uma vez, que os deslocamentos verticais são maiores próximos ao nó - Figura 7.61.



Deslocamentos verticais(cm) – Força aplicada = 20,0kN



Deslocamentos verticais (cm) – Força aplicada = 101,0kN

Figura 7.61 – Distribuição de deslocamentos - treliça TE2

A Figura 7.62 apresenta os resultados para força aplicada \times deslocamentos verticais teóricos e experimentais no meio do vão da treliça TE2.

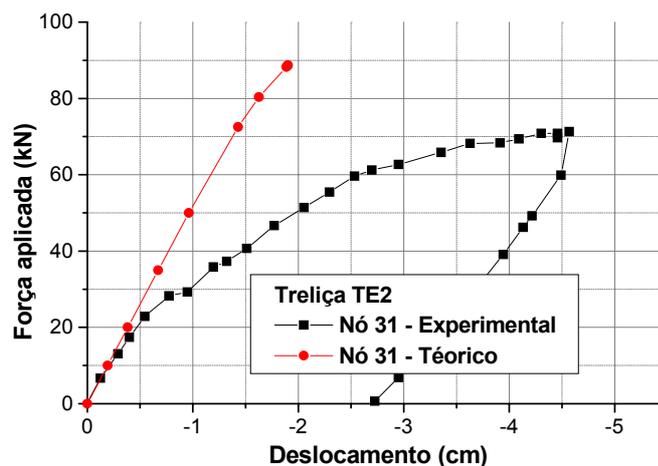
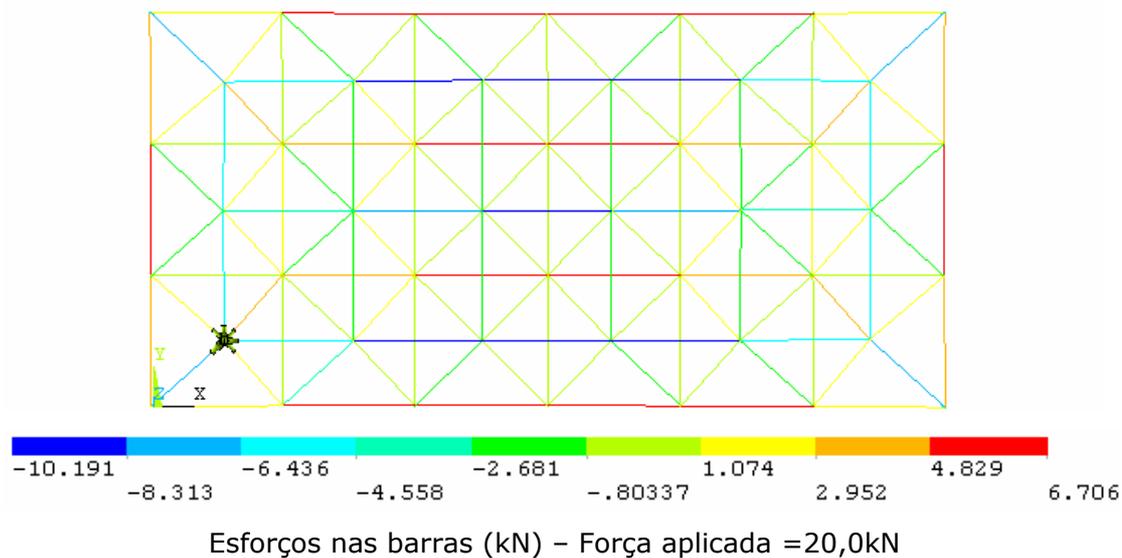


Figura 7.62 - Deslocamentos teóricos e experimentais – TE2

A diferença entre carregamento último teórico e experimental foi de 19,6%. No entanto, as diferenças entre deslocamentos teóricos e experimentais ultrapassam 50%.

As deformações, tensões e esforços axiais nas barras que foram modeladas com o elemento finito PIPE20 são satisfatórias quando comparadas com as experimentais. A Figura 7.63 apresenta os esforços axiais nas barras da estrutura para uma etapa inicial e final do carregamento.



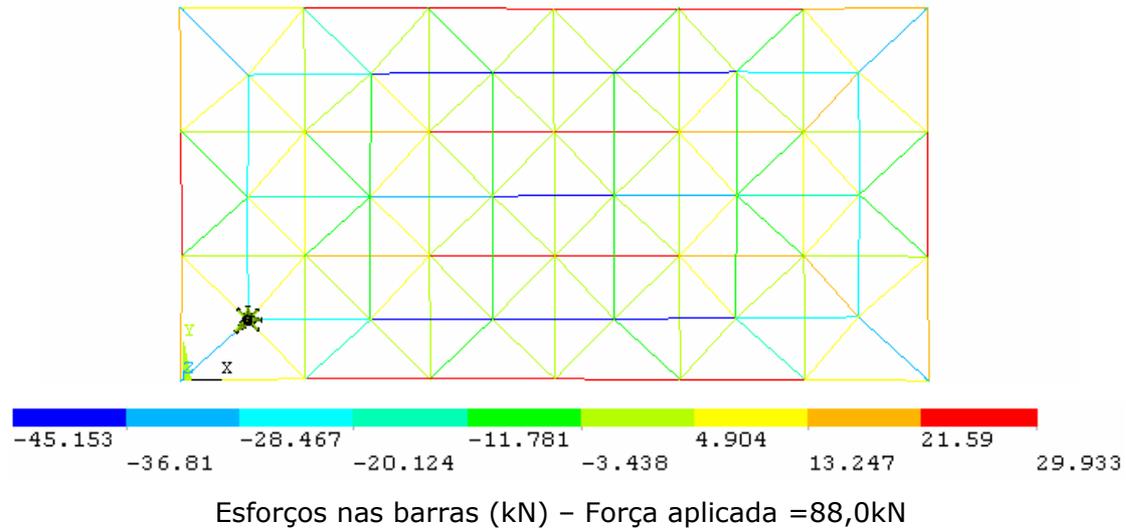


Figura 7.63 – Esforços nas barras treliça TE2

Semelhante ao ocorrido na treliça TE1, os esforços nas barras da treliça TE2 são inferiores à capacidade resistente, mas deformações excessivas nas extremidades estampadas provocam a ruína experimental e também numérica da estrutura. Na Figura 7.64 apresenta-se a distribuição de tensões no nó da treliça TE2 para a última etapa de carregamento.

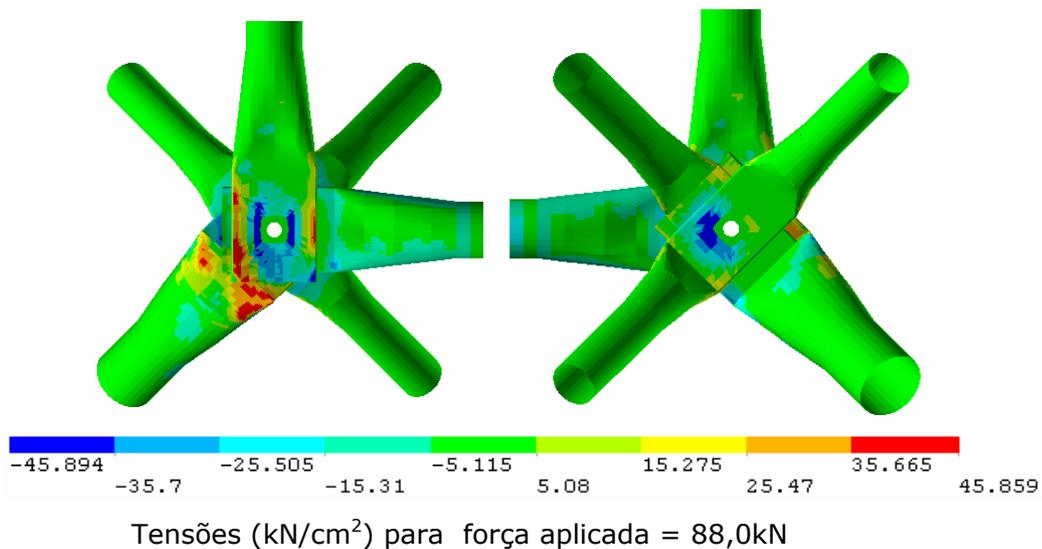
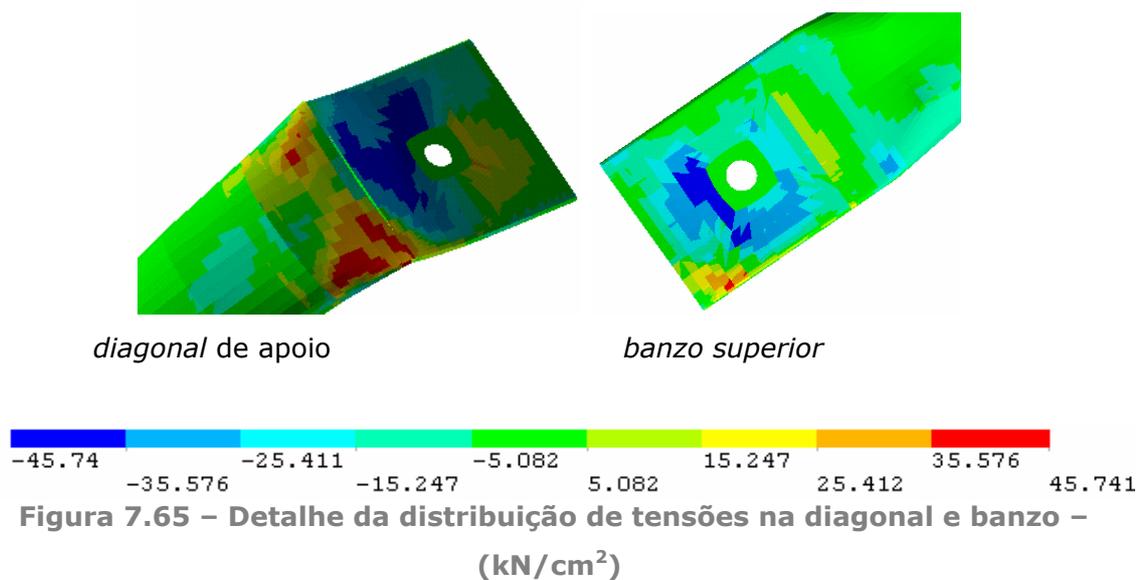


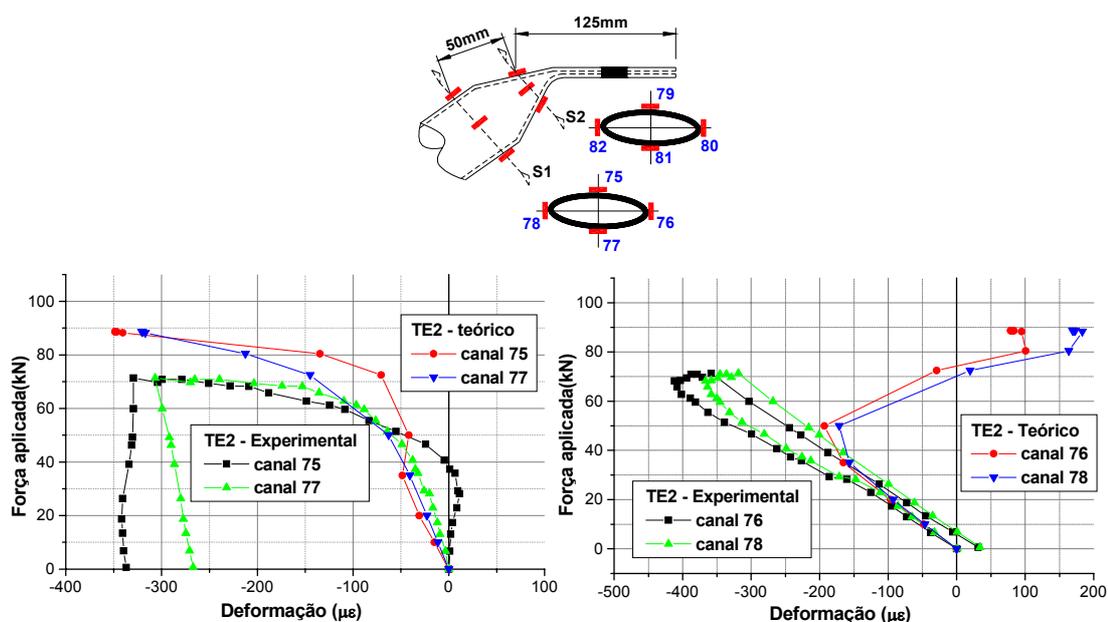
Figura 7.64 – Distribuição de tensões no nó – TE2

Na Figura 7.65 apresenta-se, em detalhe, a distribuição de tensões nas extremidades da diagonal de apoio e de um dos banzos superiores.



Pelo detalhe das tensões nas barras nota-se que existem seções nas extremidades já totalmente plastificadas, formando rótulas plásticas e transformando a barra em mecanismo, conduzindo a estrutura ao colapso. Este foi o modo de colapso observado em ensaio e reproduzido teoricamente.

Aliado às concentrações de tensões ocorrem, nas extremidades estampadas, deformações excessivas que contribuem para o colapso do nó e da estrutura. Os gráficos da Figura 7.66 apresentam, comparativamente, as deformações medidas em ensaio e as determinadas numericamente para a extremidade da diagonal de apoio.



Como pode ser observado nos gráficos da Figura 7.66, houve diferenças significativas de comportamento teórico e experimental para as deformações, principalmente para os canais 76 e 78. Estas diferenças podem ser atribuídas a vários fatores como: imperfeições na modelagem da geometria das barras, características das superfícies de contato inadequadas e as simplificações gerais adotadas. No entanto, considerando os bons resultados obtidos para treliça TE1, estas diferenças podem também ser atribuídas a imperfeições de ensaios.

Com relação ao modo de colapso e configuração final, o modelo numérico representou satisfatoriamente o comportamento experimental, conforme pode ser comprovado na Figura 7.67.

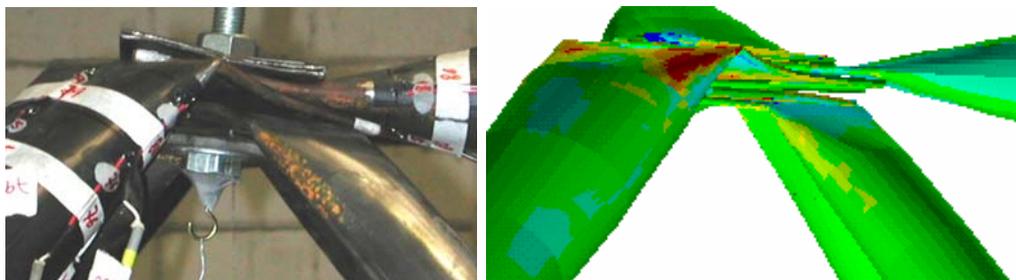


Figura 7.67 – Configuração de ruína para o nó da treliça TE2

Diante das análises numéricas realizadas e comparando os resultados obtidos com análise experimental observa-se que, para o comportamento global da estrutura, os modelos de barra são os mais adequados, sendo possível incorporar características como variação de seção nas barras, excentricidades e não-linearidades, além disso, estes modelos são passíveis de utilização em escritórios de projetos.

Os modelos de nós discretizados com elementos de casca são mais importantes do ponto de vista acadêmico, pois possibilitam avançar nas pesquisas sobre o comportamento de ligações, reduzindo a necessidade de ensaios em modelos físicos; obviamente, o modelo teórico deve ser devidamente calibrado.

Vale lembrar que os objetivos deste trabalho eram apresentar apenas uma metodologia de análise que permitisse modelar o comportamento de nós típicos. A calibragem e o aperfeiçoamento desses modelos, bem como a modelagem de outros tipos de nós já estão em desenvolvimento no Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos.

COMENTÁRIOS FINAIS E CONCLUSÕES

capítulo 8

Neste trabalho, apresentou-se um estudo sobre o comportamento de treliças espaciais, com ênfase nas tipologias de ligações mais comuns no Brasil.

Inicialmente, realizou-se uma extensa revisão bibliográfica sobre treliças espaciais a fim de conhecer o estado da arte e o desenvolvimento atual deste sistema estrutural, que era um dos objetivos desta tese. Na revisão bibliográfica, foi possível identificar os principais centros de pesquisa que se dedicam ao estudo das estruturas espaciais e, em particular, das treliças espaciais. Universidades de vários países possuem linhas de pesquisas nesta área, sendo que na Europa e, especialmente, no Reino Unido esses estudos são mais concentrados e desenvolvidos; neste sentido vale destacar a Universidade de Surrey e a Universidade Dundee.

Apesar do grande número de pesquisas sobre treliças espaciais encontrados na bibliografia internacional, poucas possuem relação direta com os objetivos desta tese. Este fato se deve às particularidades inerentes a construção metálica brasileira, em particular as treliças espaciais. Outro fator está ligado à filosofia de projeto e pesquisa adotada em outros países. Na Europa, por exemplo, é comum a utilização de modelos reduzidos para realização de ensaios experimentais, além disso, os sistemas de ligação patenteados tipo nós esféricos são os mais comuns nestes países.

No Brasil, as pesquisas concentram-se em poucos centros universitários. Na Escola de Engenharia de São Carlos já é uma linha de pesquisa consolidada,

sendo que este trabalho é mais uma etapa, onde a investigação experimental foi o eixo principal da pesquisa.

Outro objetivo do trabalho, que foi alcançado no capítulo 3, era apresentar, analisar e discutir os principais parâmetros envolvidos no projeto e na construção de treliças espaciais. Destes parâmetros, o que tem maior influência, tanto no custo quanto no comportamento e no desempenho estrutural, é o sistema de ligação entre barras. Neste sentido observa-se uma diversidade de sistemas de ligação e muitos estudos que buscam desenvolver novos meios de ligação, que aliem baixo custo sem comprometimento da segurança.

No Brasil, os sistemas de ligação mais utilizados são aqueles formados pela superposição de barras com extremidades estampadas unidas por apenas um parafuso (nó típico). São bastante comuns também os nós formados por chapas de aço soldadas (nós de aço); neste caso as barras podem ser conectadas diretamente ao nó, havendo a necessidade de estampagem das extremidades; ou podem ser utilizadas chapas de ponteira soldadas nas extremidades das barras (nó com ponteira). Pouco se sabe sobre o comportamento destas tipologias de ligação e sobre a adequação dos modelos de cálculo normalmente adotados para análise de treliças espaciais.

As pesquisas, na Escola de Engenharia de São Carlos, têm dispensado atenção para estes aspectos do comportamento da ligação, principalmente no caso do nó típico, que é bastante utilizado, principalmente devido ao baixo custo e facilidade de fabricação e montagem. Problemas em estruturas com este tipo de ligação apontam para dois aspectos importantes: primeiro que o colapso da ligação é, para a maioria dos casos, o estado limite último da estrutura; e, em segundo lugar, a inadequação das hipóteses de cálculo que não prevêm o colapso da ligação como fator predominante para a determinação do estado limite último.

Os principais objetivos desta tese foram fundamentados nas observações comentadas anteriormente. Ou seja, buscou-se identificar os modos de colapso de treliças espaciais em função do sistema de ligação empregado e, por outro lado, avaliar a eficiência dos modelos com hipóteses simplificadas normalmente utilizadas e incluir nestes modelos, as principais características que influenciam o comportamento da estrutura.

Para este fim, foram ensaiadas 10 treliças espaciais com nós típicos, nós de aço e nós com ponteira.

Sobre a metodologia de ensaio empregada pode-se concluir que:

- 1- O esquema de ensaio e a instrumentação proposta se mostraram eficientes para permitir as observações desejadas sobre o comportamento da estrutura;
- 2- Para avaliação da distribuição de deformações nas seções das extremidades de barras, recomenda-se uma instrumentação com maior número de extensômetros. Em alguns casos os quatro extensômetros utilizados não foram suficientes para analisar as deformações na região nodal, pois a variação de deformações nesta região é complexa;
- 3- O sistema de montagem da estrutura e sua fixação à laje de reação foi satisfatória;
- 4- O reaproveitamento de partes de estruturas ensaiadas para montagem de novas estruturas, em alguns casos, pode ter comprometido o desempenho desta última. No entanto, esta suspeita é difícil de ser confirmada ou quantificada.

Com relação aos ensaios de treliças com nós típicos pode-se fazer os seguintes comentários:

- 1- O colapso da estrutura é governado pela ruína da ligação para carregamentos inferiores aos correspondentes à capacidade resistente das barras. Conseqüentemente, o carregamento último experimental resultou, sempre, inferior ao teórico, calculado com modelos de treliça em análise elástica linear. Para a treliça TE1, a diferença entre força última teórica e experimental é de 28% e para a treliça TE2 esta diferença aumenta para 57%. Nos ensaios realizados por MAIOLA(1999) esta diferença é da ordem de 40%;
- 2- O colapso dos nós ocorre segundo a seqüência de montagem, ou seja, o nó cuja diagonal de apoio é colocada logo abaixo dos banzos é o primeiro a apresentar colapso;
- 3- Observa-se intensa deformação nas extremidades das barras, com formação de charneiras plásticas acompanhadas de separação entre as barras, causando a degeneração no nó, aumento dos deslocamentos verticais e, conseqüentemente, o colapso da estrutura;
- 4- O comportamento força aplicada x deslocamentos é fortemente não-linear devido à degeneração do nó, acomodações e escorregamento entre barras, fenômenos observados nos ensaios. Obviamente, os

deslocamentos medidos experimentalmente são sensivelmente maiores que os teóricos, calculados com modelos simplificados;

- 5- Uma parcela significativa dos deslocamentos verticais pode ser atribuída ao escorregamento entre barras na região da ligação;
- 6- Como o colapso da estrutura está relacionado com a ligação, aumentar diâmetros de barras visando aumentar a resistência deste elemento e da estrutura como um todo não é uma solução eficiente, ao contrário, maiores diâmetros exigem trechos estampados maiores nas extremidades, ocasionando maiores excentricidades da estrutura. Este fato foi observado na Treliza TE2, que teve o diâmetro das diagonais de apoio aumentado para $\phi 88 \times 2,65$ a fim de conduzir a falha para o banzo superior e incrementar a resistência da estrutura, mas obteve-se o efeito contrário, ou seja, o nó apresentou colapso para carregamentos inferiores aos obtidos para Treliza TE1, que possuía diagonal de apoio de $\phi 60 \times 2,0$;
- 7- Com o comportamento estrutural e os resultados observados experimentalmente comparados com resultados teóricos, obtidos com hipóteses e modelos de cálculos simplificados, as treliças espaciais com nós típicos apresentam correlação insatisfatória, não são recomendadas.

Duas abordagens podem ser seguidas para enfrentar o problema das treliças espaciais com nós típicos. Em primeiro lugar, são necessárias intervenções na geometria do nó a fim de modificar os modos de colapso observados e aumentar a capacidade da ligação e da estrutura; isto é particularmente importante na reabilitação de estruturas existentes.

Para estruturas novas, este tipo de intervenção poderia aumentar os custos e dificultar a fabricação e a montagem, de maneira que seria mais prudente optar por outro sistema de ligação como o nó de aço ou o nó com chapa de ponteira.

Uma segunda abordagem está relacionada à melhoria da representatividade dos modelos de análise em relação ao comportamento da estrutura. Com os modelos propostos neste trabalho, que incluem os efeitos não-lineares, variações de seção nas barras e excentricidades na ligação, obteve-se resultados satisfatórios quando comparados com os experimentais. No entanto, novamente vem à tona a relação custo x benefício; obviamente, uma treliça com nós típicos adequadamente projetada e utilizando modelos de análise

mais refinados e mais adequados pode conduzir a custos compatíveis com outros sistemas de ligação de melhor desempenho.

Neste trabalho, foi proposta uma metodologia de modelagem para avaliar o comportamento do nó típico, que consiste na modelagem da ligação incluindo, com algumas simplificações, os efeitos não-lineares do material e da estrutura e a interação entre barras por meio de elementos de contato. Foi possível reproduzir os modos de colapso observados experimentalmente, mas a complexidade do modelo exige estudos mais detalhados dos fatores intervenientes, a fim de obter uma calibragem satisfatória com os resultados experimentais disponíveis, de modo a tornar possível extrapolar os resultados teóricos obtidos com a modelagem proposta. Neste trabalho foi dado o passo inicial neste sentido.

Visando a reabilitação de estruturas existentes, com problemas estruturais devido à utilização de nós típicos, foi proposto um reforço que consiste de arruelas em forma de canal, colocadas acima da chapa cobrejunta. Para testar este reforço foram ensaiadas duas treliças espaciais (TE1-R e TE2-R), com as mesmas características das treliças TE1 e TE2, com a inclusão do reforço no nó. Sobre estes estudos pode-se concluir que:

- 1- O reforço proposto não se mostrou adequado para os fins a que se destinava;
- 2- Não houve alterações no modo de colapso das estruturas, ou seja, a ruína continuou sendo condicionada pela falha da ligação;
- 3- Não houve reduções nos deslocamentos, que permaneceram apresentando comportamento fortemente não-linear e influenciado pelo escorregamento entre barras e acomodações na estrutura.

Observações experimentais mostraram que, para as treliças com nós típicos, o comportamento da ligação é mais crítico nos vértices superiores, junto às diagonais de apoio. A fim de confirmar esta hipótese e avaliar o comportamento de nós típicos na região central da estrutura foram ensaiadas treliças espaciais com nós de aço nos vértices e nós típicos no restante da estrutura. Da análise dos resultados obtidos conclui-se:

- 1- No primeiro ensaio realizado ocorreu ruptura no nó de aço, com carregamento muito inferior ao previsto, em um dos vértices na direção de menor sollicitação;
- 2- Este modo de colapso foi atribuído a imperfeições de fabricação do nó ou de montagem da estrutura;

- 3- Diante destes resultados foi ensaiada uma segunda estrutura com as mesmas características. Neste novo ensaio, a estrutura não apresentou colapso nas ligações, seja nos nós de aço ou nós típicos. Houve, portanto, alterações no modo de falha da treliça em função da utilização de nós de aço nos vértices;
- 4- O colapso da estrutura foi caracterizado por deslocamentos verticais excessivos, que ocorrem principalmente em consequência de escorregamentos entre barras e acomodações na estrutura;
- 5- O carregamento total aplicado à estrutura foi de 148,8kN que é 60% superior ao carregamento obtido para treliças construídas totalmente com nós típicos;
- 6- Embora o nó de aço nos vértices tenha alterado o modo de falha da estrutura e aumentado o carregamento último, os deslocamentos finais são grandes e sua previsão pelos modelos simplificados é insatisfatória.

Com relação a treliças espaciais com nós de aço, o primeiro ensaio realizado resultou em colapso da ligação para baixos valores de força aplicada. Este fenômeno era totalmente inesperado devido às verificações realizadas e a análise de resultados de ensaios desenvolvidos por outros autores. No entanto, durante a montagem da estrutura percebeu-se pequenas imperfeições em alguns nós; acredita-se que estas imperfeições tenham conduzido ao colapso do nó e, conseqüentemente, da estrutura. Desta forma conclui-se que, neste tipo de ligação, a fabricação dos elementos de ligação deva passar por um controle rigoroso e que estudos sobre a influência de imperfeições do nó sobre o comportamento da estrutura devam ser conduzidos.

Para dirimir dúvidas sobre a capacidade dos nós de aço, esses elementos foram ensaiados, isoladamente, à tração e à compressão, concluindo-se que sua resistência é compatível com a resistência das barras. Além dos ensaios de nós isolados foi realizado um novo ensaio, em treliça espacial com nós de aço, com as mesmas características da anterior a fim de confirmar o modo de colapso observado, neste segundo ensaio foram feitas as seguintes observações e conclusões:

- 1- Houve falha do conjunto barra-nó no banzo superior comprimido;
- 2- A estrutura apresentou baixos valores de deslocamentos se comparada com as demais estruturas ensaiadas, poucas acomodações e ou escorregamentos entre barras foram observados;

- 3- O carregamento último experimental foi compatível com a capacidade resistente das barras; este fato deixa claro que a falha do nó ocorreu simultaneamente ao início da flambagem da barra comprimida;
- 4- Em treliças espaciais com nós de aço pode ocorrer o colapso da ligação, sendo que este fenômeno pode estar relacionado a imperfeições de fabricação e montagem. No outro extremo, pode ocorrer colapso por instabilidade das barras comprimidas; isto vai depender das características do nó e da geometria da estrutura. No entanto, o modo de ruína característico observado foi o colapso do conjunto barra-nó.

Do ensaio conduzido com treliça espacial onde se utilizou nós com chapa de ponteira pode-se concluir que:

- 1- A estrutura apresenta rigidez à flexão satisfatória, com comportamento força aplicada x deslocamento praticamente linear em todas as etapas de carregamento;
- 2- O modo de colapso caracteriza-se pela instabilidade das barras comprimidas;
- 3- O comportamento da estrutura pode ser previsto de forma satisfatória com a utilização de modelos simplificados de treliça em regime elástico linear.

Analisando, comparativamente, as treliças ensaiadas conclui-se que dentre as ligações estudadas, o nó com chapa de ponteira apresenta o melhor desempenho, seguido pelo nó de aço, que também apresenta comportamento estrutural satisfatório, embora deva se dispensar, devido à influência das imperfeições, atenção especial ao detalhamento e a fabricação do nó.

O desempenho dos sistemas de ligação foi inversamente proporcional aos custos; o nó com chapa de ponteira apresenta custos mais elevados enquanto o nó típico tem custos bastante reduzidos. O nó típico como, era esperado, foi o sistema de ligação com maiores deficiências estruturais. De modo geral, o nó típico deve ser usado com cautela; para estruturas de grande porte deve ser evitado. Vale ressaltar que nos nós de apoios não se deve utilizar o nó típico, independentemente das dimensões da estrutura.

Neste sentido, a grande preocupação é com relação aos milhões de m² de treliças espaciais construídas com nós típicos, espalhados Brasil a fora. Algumas delas, por fatores diversos, podem não apresentar qualquer tipo de

problema. Outras, provavelmente, possuem margens de segurança restrita, e muitas já apresentaram problemas estruturais com colapso parcial e até total. Sendo assim, as pesquisas sobre este tipo de ligação assumem importância fundamental no que tange à prevenção e correção destes problemas. Para isso, são fundamentais a caracterização experimental e modelagem do comportamento do nó.

8.1 SUGESTÕES DE CONTINUIDADE

Ao final da pesquisa realizada foram feitas algumas conclusões importantes, mas novas questões foram levantadas, de modo que se abre um leque de novas e necessárias pesquisas no campo das treliças espaciais, das quais destacam-se os seguintes pontos:

- 1- Continuidade do estudo experimental de treliças com nó típicos com uma mudança de foco, visando agora melhor entender o comportamento deste nó, procurando reproduzir as condições mais comuns em que ele é utilizado (inversão/assimetria de carregamento e variações bruscas de diâmetros de barras na ligação, por exemplo) objetivando a reabilitação de estruturas existentes;
- 2- Com o mesmo foco discutido no item 1, aprimorar a modelagem tridimensional do nó típico, analisando e calibrando as variáveis importantes, incluindo o escorregamento entre barras e incluindo o parafuso;
- 3- Análise teórica e experimental de treliças com dimensões e geometrias diferentes das apresentadas, com outros tipos de malha, com curvatura, com banzos não paralelos e utilizando barras com índice de esbeltez maiores;
- 4- Avaliação experimental mais detalhada de treliças espaciais com nós de aço, analisando a influência das imperfeições da fabricação do nó sobre o comportamento da estrutura;
- 5- Avaliação teórica e experimental de nós de aço com geometria diferente da apresentada neste trabalho;
- 6- Estudar a estabilidade de barras comprimidas quando esta é influenciada pela estabilidade da ligação, principalmente em treliças com nós de aço;

- 7- Finalmente pode se trabalhar na proposição de novos sistemas de ligação com eficiência estrutural e custos compatíveis.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGERSKOV, H. (1986). Optimum geometry design of double-layer space structure. **Journal of Structural Engineering**, v.112, n.6, p.1454-1463, June.

AGUIAR, L. L. (2002). **Projeto e dimensionamento automático de treliças espaciais metálicas**. Brasília. Dissertação (Mestrado)- Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília.

ALDEA, C. ; SOARE, M.V. (1993). Cylindrical bending of square-on-square triple-layer grids. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 4., Guildford, UK, Sept. 1993. **Proceedings**. London, Thomas Telford. v.1, p.582-592.

AMARI, J.V. ; DAVOID, M.R.(2002). Modeling the semi-rigid behaviour of the MERO jointing system. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 5., Guildford, UK, Aug. 2002. **Proceedings**. London, Thomas Telford. v.2, p.309-316.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1992). **A-370 - Standard test methods and definitions for mechanical testing of steel products**. Philadelphia.

APRILE, A. ; BENEDETTI, A. (1998). Sulla progettazione ottimale di strutture reticolari spaziali in alluminio. **Costruzione Metalliche**, n.1, p.11-32.

ASHRAF, M. et al. (1993). Composite double-layer bridge grids. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 4., Guildford, UK, Sept. 1993. **Proceedings**. London, Thomas Telford. v.1, p.1518-1525.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). **NBR-8800 - Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios: método dos estados limites**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988). **NBR-6123 - Forças devidas ao vento em edificações: procedimento**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). **NBR-8681 Ações e segurança nas estruturas: procedimentos**. Rio de Janeiro.

ANSYS (1997). **Structural nonlinearities**: user's guide for revision 5.5. Houston. v.1.

BALUT, N. ; GIONCU, V. (2000). The influence of geometrical tolerances on the behaviour of space structures. **International Journal of Space Structures**, v.15, n.3/4. p.189-194.

BALUT, N. ; GIONCU, V. (2002). Adjustable and non-adjustable connecting systems. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 5., Guildford, UK, Aug. 2002. **Proceedings**. London, Thomas Telford. v.2, p.739-748.

BATISTA, R.C. ; BATISTA, E.M. (1997). Determinação experimental dos mecanismos de colapso de uma junta típica de estruturas metálicas reticuladas espaciais. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28., São Carlos, Brasil, 01-05 Setembro 1997. **Estruturas e fundações**. v.3, p.665-674.

BATISTA, R.C. ; PFEIL, M.S. ; CARVALHO, E.M.L. (1997). Habilitação via reforço da estrutura metálica de uma grande calota esférica de cobertura. In: In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28., São Carlos, Brasil, 01-05 Setembro 1997. **Estruturas e fundações**. v.3, p.1127-1137.

BHAGAVAN, N. G. ; GOPALKRISHNAN, N. (1993). Simplified analysis of a space grid roof system. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 4., Guildford, UK, Sept. 1993. **Proceedings**. London, Thomas Telford. v.2, p.1365-1373.

BLANDFORD, G.E. (1996). Large deformation analysis of inelastic space truss structures. **Journal of Structural Engineering**, v.122, n.4, p.407-415, Apr.

BLANDFORD, G.E. (1996). Review of progressive failure analysis for truss structures. **Journal of Structural Engineering**, v.123, n.2, p.122-129, Feb.

BALLERINI, M. et al.(1995). Il sistema Flowdrill per la giunzione bullonata di aste tubolari: risultanze sperimentali ed indicazioni progettuali. **Costruzioni Metalliche**, n.6, p.25-43.

BUTTERWORTH, J.W. (1981). Analysis of double-layer grids. In: **MAKOWSKI, Z.S., ed. Analysis, design and construction of double-layer grids**. Applied Science. p.57-91.

BRUZZESE, E. ; RAUSO, D. (1993). Struttura di acciaio a reticolo spaziale strallato per la coperture della manifattura Tabacchi di Pianodardine in Irpinia. **Costruzioni Metalliche**, n.5, p.285-305.

BUYUKTASSKIN, H.A. ; et. al. (1998). Experiments on factors affecting the strength of bolted space truss members. **Journal of Constructional Steel Research**, v.46, n.1-3, paper n.238.

CHANDRA et. al. (1990). Nonlinear analysis of steel space structures. **Journal of Structural Engineering**, v.116, n.4, p.898-955.

CHAPMAN et al. (1993). **Developments in cold-formed space structures**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 4., Guildford, UK, Sept. 1993. **Proceedings**. London, Thomas Telford. v.2, p.1604-1612.

COLLINS, I.M.(1984). An investigation into the collapse behaviour of double-layer grids. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 3., Guildford, UK, Sept. 1984, **Proceedings**. London/New York, Elsevier Applied Science. p.400-405.

CUENCAS, L.S. (2002). The stainless steel structures of a sport stadium in quart. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 5., Guildford, UK, aug. 2002. **Proceedings**. London, Thomas Telford. v.1, p.547-556.

COOD, E. T.(1984). Low technology space frames. INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 3., Guildford, UK, sept. 1984. **Proceedings**. London, Elsevier Applied, p.955-960.

CUOCO, D. A. (ED.)(1997). **Guidelines for the design of double-layer grids**. Prepared by the Task Committee on Double-Layer Grids – ASCE. New York, 1997.

DADDI, I. (1969). Strutture reticolari spaziali per coperture piane. **Costruzioni Metalliche**, n.6, p.502-509.

DAKOV, D. ; TCHUKANOV, S. (1993). Defects in the fabrication and erection of 3D structures with spherical nodes. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 4., Guildford, UK, Sept. 1993. **Proceedings**. London, Thomas Telford. v.2, p.1720-1725.

DE MARTINO, A. (1992). Relazione generale: progettazioni, lavorazione e montaggio. **Costruzioni Metalliche**, n.1, p.14-54.

DIAS, L.A.M. (1997). **Estruturas de aço: conceitos, técnicas e linguagem**. São Paulo, Zigurate Editora.

D'ESTE, A. V. (1998). **Comportamento de estruturas espaciais tubulares padronizadas**. Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado)- Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

DUBINA D. (1991). New structural system for double-layer grids using bolted joints. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON STEEL AND ALUMINIUM STRUCTURES, Singapore, May. 1991. **Proceedings**. v.1, p.889-907.

DUBINA, D. (1993). Structural solutions with cold-formed profiles for double and single layered grids. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 4., Guildford, UK, Sept. 1993. **Proceeding.**, London, Thomas Telford. v.2, p.1492-1500.

DU CHATEAU, S. (1984). Structures spatiales. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 3., Guildford, UK, Sept. 1984. **Proceedings**. London/New York, Elsevier Applied Science. p.1058-1065.

EL-SHEIKH, A. I. ; McCONNEL, R.E. (1993). Experimental study of behavior of composite space trusses. **Journal of Structural Division**, v.118, n.4.

EL-SHEIKH, A.I. (1996a). Experimental study of behaviour of new space truss system. **Journal of Structural Engineering**, v.122, n.8, p.845-853, Aug.

EL-SHEIKH, A.I. (1996b). Development of a new space truss system. **Journal of Constructional Steel Research**, v.37, n.3, p.205-227, Jan.

EL-SHEIKH, A.I. (1997). Effect of member length imperfection on triple-layer space trusses. **Engineering Structures**. v.19, n.7, p.540-550.

EL-SHEIKH, A.I. (1999). Design of web members in space trusses. **International Journal of Space Structures**, v.14, n.1, p.25-32.

EL-SHEIKH, A.I. (2000). Approximate dynamic analysis of space trusses. **Engineering Structures**. n.22, p. 29-38.

EL-SHEIKH, A.I. ; EL-KANSSAS, E. (2002). Performace od curved space structures. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 5, Guildford, UK, Aug. 2002. **Proceedings**. London, Thomas Telford. v.2, p.1129-1138.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (1992). **Eurocode 3. Design of steel structures. Part.1.1. General rules and rules for buildings**.

FAKURY, R.H. ; PAULA, F.A. ; GONÇALVE, R.M. ; SILVA, R.M. (1999). Investigation of the causes of the collapse of a large span structure. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON STEEL AND ALUMINIUM STRUCTURES, 4., Finland, June, 1999. **Proceedings**. Elsevier Applied Science. p.617-624.

FLOWER, W. R. ; SCHMIDT, L.C. (1971). Analysis of space truss as equivalente plate. **Journal of Structural Division**, v.97, n.12.

GAMANIS, G.A. (2002). Skytech system 2000. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 5., Guildford, UK, Aug. 2002. **Proceedings**. London, Thomas Telford. v.1, p.327-335.

GANDOLFI, A. (1989). Hangar per il montaggio e la revisione di velivoli nello stabilimento aeritalia de Capodichino Nord. **Costruzioni Metalliche**, n.6, p.317-324.

GANDOLFI, A. (1991). New hangar of the Tessera factory of Officine Aeronavali Venezia Co. Ltd. **Costruzioni Metalliche**, n.5, p.271-279.

GEORGIVSKI, V. et. al.(1998). Practix space structures system: manufacturing and application. **International Journal of Space Structures**, v.13, n.3, p.137-143.

GERRITS, J.M. (1984). Space structures in the Netherlands since 1975. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 3., Guildford, UK, Sept. 1984. **Proceedings**. London/New York, Elsevier Applied Science. p.28-32.

GIORDANO, G. (1992). The steel frames for a new university building in via Marittima - Naples. **Costruzioni Metalliche**, n.1, p.1-54.

GIULIANE, A. ; GIULIANE, M.E. (1996). Innovative composite spatial large span structures for the new Milano Fair exhibition facilities. **Costruzioni Metalliche**, n.2, p.33-48, mar-abr.

GONÇALVES, R.M.; RIBEIRO, L.F.R. (1995). Analysis of the behaviour and numerical simulation of nodes that are characteristic of spatial tubular structures. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 27, Tucumán, Argentina, 18-22 septiembre 1995. **Memórias**. Tucumán, ASAIE/Laboratório de Estructuras - FCET - UNT. v.4, p.507-518.

GONÇALVES, R.M. ; FAKURY, R.H. ; MAGALHÃES, J.R.M. (1996). Performance of tubular steel sections subjected to compression: theoretical and experimental analysis. In: INTERNATIONAL COLOQUIUM ON STRUCTURAL STABILITY, 5, Rio de Janeiro, August 5-7, 1996. **Stability problems in designing, construction and rehabilitation of metal structures: Proceedings**. COPPE-UFRJ. p.439-449.

GONÇALVES, R.M. ; MALITE, M. ; SÁLES, J.J.(1999). Aluminium tubes flattened (stamped) ends subjected to compression - a theoretical and experimental analysis. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON STEEL AND ALUMINIUM STRUCTURES, 4., Finland, June, 1999. **Proceedings**. Elsevier Applied Science. p.647-654.

HANAOR, A. ; MARSH, C. (1989). Modification of behaviour of double-layer grids: overview. **Journal of Structural Engineering**, v.115, n.5, p.1021-1070, May.

HANAOR, A.(1999). Joint instability in lattice structures – Lesson from a recent collapse. **International Journal of Space Structures**, v.14, n.4, p.205–213.

HANAOR, A. et al.(2000). Member buckling with joint instability – Design application. **International Journal of Space Structures**, v.15, n.3/4, p.257 – 267.

HILL, C.D. ; BLANDFORD, G.E.; WANG, S.T. (1989). Post-buckling analysis of steel space trusses. **Journal of Structural Engineering**, v.115, n.4, p.900-919, Apr.

HOLLAWAY, L.; KOLOSOWSKI, J. (1981) Experimental investigation of double-layer grids. In: MAKOWSKI, Z.S., ed. **Analysis, design and construction of double-layer grids**. London, Applied Science Publishers. p.269-287.

HORIZONO, Y. et al. (1998). Development of hollow ball joints for 3-dimensional space trusses - full scale test and calibration for numerical analysis. **Journal of Constructional Steel Research**, v.46, n.1-3, paper 238.

IFFLAND, J. (1982). Preliminary planning of steel roof space trusses. **Journal of the Structural Division**, v.108, n.11, p.2578-2589, Nov.

IMAI, K. et al. (1993). The KT space truss system. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 4, Guildford, UK, Sept. 1993. **Proceedings**. London, Thomas Telford. v.2, p.1374-1382.

IWATA, M. ; KAMIYAMA, K. (1993). Development and projects of the NS space truss system. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 4.,

Guildford, UK, Sept. 1993. **Proceedings**. London, Thomas Telford. v.2, p.1417-1426.

KARCZEWSKI, J.A. et al. (1984). The load-carrying of space truss node composed of flat steel plates. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 3., Guildford, UK, Sept. 1984. **Proceedings**. London/New York, Elsevier Applied Science. p.533-538.

LAN, T.T. ; QIAN, R. (1986). A study on the optimum design of space trusses – optimal geometrical configuration and selection of type. In: IASS - SYMPOSIUM ON SHELL, MEMBRANES AND SPACE FRAMES. Osaka, Japão, 1986. **Proceedings**. p.191-198.

LAN, T.T. (1994). Structural failure and quality assurance of space frames. In: IASS-ASCE INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SPATIAL, LATTICE AND TENSION STRUCTURES, Atlanta, USA, 1994. **Proceedings**. p.123-132.

LANDOLFO, R. (1993). Qualification analysis of a new structural system. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 4., Guildford, UK, Sept. 1993. **Proceedings**. London, Thomas Telford. v.1, p.693-702.

LIEW, J.Y.R. et. al.(1997). Advanced analysis and design of spatial structures. **Journal of Constructional Steel Research**, v.42, n.1, p.21-48.

LIU, X. (1993). Recent applications and developments of steel space structures with welded hollow spherical joints in China. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 4., Guildford, UK, Sept. 1993. **Proceedings**. London, Thomas Telford. v.1.

MAALEK, S. (1999). Structural assessment and quality control procedures for the Homa Aircraft Hangar n. 3. **International Journal of Space Structures**, v.14, n. 3, p.167-184.

MADI, U.R (1984). Idealising the members behaviour in the analysis of pin-jointed spatial structures. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 3., Guildford, UK, Sept. 1984. **Proceedings**. London/New York, Elsevier Applied Science. p.462-467.

MADI, U.R. ; EL-TAYEM, A. (1991). On the effective length of compression members in double-layer grids. **International Journal of Space Structures**, v.6, n.1, p.33-39.

MADI, U.R. ; EL-TAYEM, A. (1994). Collapse patterns for double-layer grids. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 4., Guildford, UK, Sept. 1994. **Proceedings**. London, Thomas Telford. v.1, p.631-639.

MAGALHÃES, J.R.M.; MALITE, M (1996). Alguns aspectos relativos ao projeto e à construção de estruturas metálicas espaciais. In: CONGRESSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UFJF, 2, Juiz de Fora, maio 1996. **Anais**. Juiz de Fora, UFJF-FEC, 1996. v.1, p.282-291.

MAGALHÃES, J.R.M. (1996). **Sobre o projeto e a construção de estruturas metálicas espaciais**. São Carlos. Dissertação (Mestrado)- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

MAIOLA, C.H.(1999). **Análise teórica e experimental de treliças espaciais constituídas por barras com extremidades estampadas**. São Carlos. Dissertação (Mestrado)- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

MAKOWSKI, Z. S. (1968). **Estructuras espaciales de acero**. Barcelona, Gustavo Gili.

MAKOWSKI, Z.S. (1981). Review of development of various types of double-layer grids. In: **MAKOWSKI, Z.S., ed. Analysis, design and construction of Double-layer grids**. Applied Science., p.1-55.

MAKOWSKI, Z.S.(1987). A worldwide review of space structures in sports buildings. In: **INTERNATIONAL COLLOQUIUM ON SPACE STRUCTURES FOR SPORTS BUILDINGS**, Beijing, Oct. 1987. **Proceedings**. London, Elsevier Applied Publishers.

MAKOWSKI, Z.S ; LEUNG, D. (1987). Stress distribution in prefabricated double-layer grids and their use for large-span sports buildings. In: **INTERNATIONAL COLLOQUIUM ON SPACE STRUCTURES FOR SPORTS BUILDINGS**, Beijing, oct. 1987. **Proceedings**. London, Elsevier Applied Publishers.

MALITE, M. et al. (1997). Barras de aço comprimidas de seção tubular com extremidades estampadas - análise teórica e experimental. In: **JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL**, 28., São Carlos, Brasil, 01-05 Setembro 1997. **Estruturas e fundações**. v.1, p.417-426

MALITE, M. (1997). **Ensaio de compressão em barras de aço com extremidades estampadas**. São Carlos. Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos,. Relatório técnico.

MALLA, R.B. ; SERRETTE, R.L. (1996a). Double-layer grids: review of static and thermal analysis methods. **Journal of Structural Engineering**, v.122, n.8, p.873-881, Aug.

MALLA, R.B. ; SERRETTE, R.L. (1996b). Double-layer grids: review of dynamic analysis methods and special topics. **Journal of Structural Engineering**, v.122, n.8, p.882-889, Aug.

MARSH, C. (1988). Improving space truss performance by member removal. In: **IASS SYMPOSIUM ON SHELL, MEMBRANES AND SPACE FRAMES**, Osaka, 1988, **Proceedings**. Amsterdam, Elsevier Science. v.3, p.215-220.

MARSH, C. (2000). Some observations on designing double layer grids. **International Journal fo Space Structures**, v.15, n. 3/4, p.225 -231.

MORINI, F. (1976). Coperture spaziale. **Costruzione Metalliche**, n.6, p.328-332.

MURTHA-SMITH, E. (1986). Alternate path analysis of space trusses for progressive colapse. **Journal of Structural Engineering**, v.114. March.

MURTHA-SMITH, E.; LEARY, S.F. (1993). Space truss structural integrity. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 4., Guildford, UK, Sept. 1993, **Proceedings**, London, Thomas Telford. v.1, p.640-648.

MURTHA-SMITH, E. ; HWANG, S.H. ; CHOU, Y.H. (1993). Space truss testing. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 4., Guildford, UK, Sept. 1993. **Proceedings**. London, Thomas Telford. v.1.

MURTHA-SMITH, E. (1993). Compression-member models for space trusses: review, **Journal of Structural Engineering**, v.120, n.8, p.2399-2407, Aug.

NUSIER, L. ; PESENTE, C.(1987). Il palazzo dello sport di Chieti. **Costruzioni Metalliche**, n.6, p.329-335, novembre-dicembre.

PAPADRAKAKIS, M. (1983). Inelastic post-buckling analysis of trusses. **Journal of Structural Engineering**, v.109, n.9, p.2129-2145, Sept.

PACKER, J.A. ; HENDERSON, J.E.(1996). **Design guid for hollow structural section connections**. Canadian Institute of Steel Construction, Ontario – Canada.

POSOTTO, F.(1997). Il grigliato doppioprato com celle esagonali. **Costruzione Metalliche**, n.3, p.35-48. maggio-giugno.

SAKA, T. ; HEKI, K. (1984). The effect of joints on the strength of space trusses. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 3., Guildford, UK, Sept. 1984. **Proceedings**. London/New York, Elsevier Applied Science. p.417-422.

SALAJEGHEH, E. (1984). Optimum design of double-layer grids. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 3., Guildford, UK, Sept. 1984. **Proceedings**. London/New York, Elsevier Applied Science p.661- 668.

SCHMIDT, L.C. ; MORGAN, P.R. (1982). Ultimate load of testing of space trusses. **Journal of the Structural Division**, v.118, n.6, p.1324-1335, June.

SCHMIDT, L.C. ; HANAOR, A. (1979). Force limiting device in space trusses. **Journal of the Structural Division**, v.105, n.5, p.939-951, May.

SCHMIDT, L.C.(2000). Some design aspects peculiar to space trusses. **International Journal of Space Structures**, v.15, n.3/4, p.215 –223.

SEBASTIAN, W.M. et al.(1993). An investigation into the possibility of a composite space truss bridge. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 4., Guildford, UK, Sept. 1993. **Proceedings**. London, Thomas Telford. v.2, p.1640-1649.

SEE, T. ; McCONNEL, R.E.(1986). Large displacement elastic buckling of space structures. **Journal of Structural Engineering**, v.112, n.5, p.1053- 1069, May.

SILVA, K. C. (1999). **Análise teórico-experimental de barras comprimidas em estruturas metálicas espaciais**. Ouro Preto. Dissertação (Mestrado) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto.

SOUZA, A.S.C. (1998). **Contribuição ao estudo das estruturas metálicas espaciais**. São Carlos. Dissertação (Mestrado)- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

SOUZA, A.S.C.; GONÇALVES, R.M. (2000) Ligações em treliças metálicas espaciais tubulares [CD-ROM]. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL, 29. / JUBILEO PROF. JULIO RICALDONI, Punta Del Este, Uruguay, 13-17 noviembre, 2000. *Memorias*. Montevideo, Instituto de Estructuras y Transporte/Facultad de Ingeniería, Universidad de la República/ASAIE, 2000. 15p.

SOUZA, A.S.C.; GONÇALVES, R.M.; MAIOLA, C.H. (2000) Modelos de análise para treliças espaciais com ligações excêntricas e elementos tubulares com extremidades amassadas [CD-ROM]. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 29. / JUBILEO PROF. JULIO RICALDONI, Punta Del Este, Uruguay, 13-17 noviembre, 2000. **Memorias**. Montevideo, ASAIE/ Instituto de Estructuras y Transporte/ Facultad de Ingeniería, Facultad de la República . 18p.

SOUZA, A.S.C.; GONÇALVES, R.M.; VENDRANE, A.M. (2002). Análise de ligações em treliças espaciais pelo método dos elementos finitos [CD-ROM]. In: JORNADAS SUL -AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUCTURAL, 30. / Brasília-DF, 27-31 maio, 2002. **Anais**. Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia civil e Ambiental. 16p.

SOUZA, A.N. (2002). **Análise da concepção do projeto de estruturas metálicas espaciais: ênfase em coberturas**. São Carlos. Dissertação (Mestrado)- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

SOUZA, J.L.C. ; BATTISTA, R.C. (2002). Reticulado espacial composto para pisos de grandes vãos [CD-ROM]. In: CONGRESSO INTERNACIONAL DA CONSTRUÇÃO METÁLICA, 2. / São Paulo-SP, 11-14 novembro, 2002. **Anais**.

SUPPLE, W.J. ; COLLINS, I. (1981). Limit state analysis of double-layer grids. In: **MAKOWSKI, Z.S., ed. Analysis, design and construction of double-layer grids**, Applied Science., p.93-95.

TAKEYA, T. (2000). **Análise experimental de estruturas: notas de aula**. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

TANIGUCHI, Y. ; SAKA, T. (1993). Buckling behaviour of space trusses constructed by a bolted jointing system. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 4, Sept. 1993, Guildford, UK, 1993. **Proceedings**. London, Thomas Telford. v.1, p.89-98.

THORNTON, C.H. ; LEW, I.P. (1984). Investigation of the causes of Hartford Coliseum collapse. In: INTENATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 3., Guildford, UK, Sept. 1984. **Proceedings**. London/New York, Elsevier Applied Science p.636-641.

VENDRAME, A. M. (1999). **Contribuição ao estudo das cúpulas treliçadas utilizando elementos tubulares em aço**. São Carlos. Dissertação (Mestrado)- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

YANG, Y. ; YANG, C. (1997). Effects of member buckling and yielding on ultimate strengths of space trusses. **Engineering Structures**. V.19, n.2, p. 179-191.

WANG, B. ; LI, Y. (1999). A theoretical study of super-span latticed shells. **Journal of Constructional Steel Research**, n.51.

WALKER, H.B. (1981). The design and construction of double-layer space frame grids. In: **MAKOWSKI, Z.S., ed. Analysis, design and construction of double-layer grids**, Applied Science., p.331-354.

WHITE, A. N. (2002). The design and use of a modular space frame of varying height for use in suspended access. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 5., Guildford, UK, Aug. 2002. **Proceedings**. London, Thomas Telford. v.2, p.1375-1382.

ZIGNOLI, V.(1981) **Construções Metálicas**. Madri, Editora Dossat, v. 3, p. 1273-1292

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

AFFAN, A.; CALLADINE, C.R. (1986). Structural mechanics of double-layer space grids. In: IASS SYMPOSIUM ON SHELLS, MEMBRANES AND SPACE FRAMES, Osaka, v.3, p.41-48.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (1972). Bibliography on latticed structures. **Journal of the Structural Division**, v.98, n.7, p.1545-1566, July.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (1976). Latticed structures: state-of-the-art report. **Journal of the Structural Division**, v.102, n.11, p.2197-2230, Nov.

ASSIS, G.M.V (1996). **Análise não-linear de treliças espaciais** São Paulo. Dissertação (Mestrado)- Escola de Politécnica da Universidade de São Paulo.

BALLERINI, M. et al. (1995). The Flowdrill system for the bolted connection of steel hollow sections. **Costruzioni Metalliche**, v.2, n.5, p.25-43. set.

FINZI, L.(1995). Le strutture metalliche della aerostazione passeggeri Malpensa 2000. **Costruzioni Metalliche**, n.5, p.37-45, set.

GEBHARDT, D.H.(1984). The power-strut space frame system. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 3., Guildford, UK, Sept. 1984, **Proceedings**. London/New York, Elsevier Applied Science. p.53-58.

GONÇALVES, R.M.; RIBEIRO, L.F.R. (1996). Behaviour of steel tubular elements submitted to compression: analysis by finite element method, In: JOINT CONFERENCE OF ITALIAN GROUP OF COMPUTACIONAL MECHANICS AND IBERO-LATIN AMERICAN ASSOCIATION OF COMPUTACIONAL METHODS IN ENGINEERING, Padova, Italy, Sept, 25-27, 1996, **Proceedings**. Pa1996, p.106-115.

KOO, B. (1984). Analysis of compression members in spatial roof structures. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 3., Guildford, UK, Sept. 1984, **Proceedings**. London/New York, Elsevier Applied Science. p.442-445.

MAGALHÃES, J.R.M.; MALITE, M.; SALLES, E.R.P. (1997). Estruturas metálicas espaciais no Brasil. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28., São Carlos, 1-5 set. 1997. **Estruturas e fundações**. São Carlos, EESC-USP / ASEE, v. 2, p. 885-894.

MAGALHÃES, J.R.M.; MALITE, M.; SÁLES, J.J.; GONÇALVES, R.M. (1996). Barras comprimidas com variações de inércia ao longo do comprimento. *Ciência e Tecnologia, Revista Construção Metálica*, ABCEM, n.27, p.14-17

MAIOLA, C.H.(1999). Treliças metálicas espaciais: análise teórica e experimental de protótipos constituído por barras tubulares com extremidades estampadas. In: CONGRESSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UFJF, 2., Juiz de Fora, agosto 1998. **Anais**. Juiz de Fora, UFJF-FEC, v.1, p.265-274.

MAIOLA, C.H.; MALITE, M.; SOUZA, A.S.C. (2000). A construção metálica brasileira e as treliças espaciais: uma investigação sobre o comportamento dos nós usualmente empregados. [CD-ROM]. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 29. / JUBILEO PROF. JULIO RICALDONI, Punta Del Este, Uruguay, 13-17 noviembre, 2000. Memorias. Montevideo, ASAIE/ Instituto de Estructuras y Transporte/ Facultad de Ingeniería, Facultad de la República . 15p.

MAKOWSKI, Z.S. (1984). Space structures of today and tomorrow, In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 3., Guildford, UK, Sept. 1984. **Proceedings**. London/New York, Elsevier Applied Science p.1-8.

MALECI, G. (1994) Una nuova e interessante applicazione della struttura a reticolo spaziale. **Costruzione Metalliche**, n.6, p.63-66.

MALITE, M. ; et al.(1998). Space structures in Brazil. **Journal of Constructional Steel Research**, v.46, n.1-3, paper 230.

MALITE, M. et al.(1999). Treliças metálicas espaciais constituídas por barras tubulares com extremidades estampadas: análise teórica e experimental. **Construção Metálica**. Ano 9, n37, p33-41.

MALITE, M.; GONÇALVES, R.M.; MAIOLA, C.H.; SOUZA, A.S.C. (1999). Análise teórica e experimental de treliças metálicas espaciais constituídas por barras tubulares com extremidades estampadas. In: LAMAS, A.; SILVA, L.S.; CRUZ, P. **Construção metálica e mista 2** (Actas do II Encontro Nacional de Construção Metálica e Mista, Coimbra, Portugal, 18-19 nov. 1999). Guimarães, CMM, 1999. p.447-456

MALITE, M.; MAIOLA, C.H.; GONÇALVES, R.M.; SOUZA, A.S.C. (2001) Experimental analysis of the structural performance of space trusses commonly used in Brazil. **International Journal of Space Structures**. v.16, n.4, 2001.

MULLORD, P.(1984). A review of collapse analysis of space structures. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SPACE STRUCTURES, 3., Guildford, UK, Sept. 1984, **Proceedings**. London/New York, Elsevier Applied Science. p.647-649.

MURTHA-SMITH, E.; CHATURVEDI, A.; LEARY, S.F. (1994). Structural integrity of space truss. In: INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR SHELL AND SPATIAL STRUCTURES. **Proceedings**. p.409-418.

PAULA, C.F. (2001). **Contribuição ao estudo das respostas numéricas não-lineares estática e dinâmica de estruturas reticuladas planas**. São Carlos. Tese (Doutorado)- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

PRION, H. G. ; BIRKEMOE, P. C. (1992). Beam-column behavior of fabricated steel tubular members. **Journal of Structural Engineering**, v.118, n.5, p.1213- 1233, May.

SAPIENZA, J.R.M. (2000). **Análise de treliças espaciais com extremidades amassadas**. São Paulo. Tese (Doutorado)- Escola de Politécnica da Universidade de São Paulo.

SCHMIDT, L.C.; MORGAN, P.R.; CLARKSON, J.A. (1976). Space trusses with brittle-type strut buckling. **Journal of the Structural Division**, v.102, n.7, p.1479-1492, July.

SMITH, E.A. (1984). Space truss nonlinear analysis. **Journal of Structural Engineering**, v.110, n.4, p.688-705, Apr.

SOUZA, A.S.C. ; GONÇALVES, R.M. (1998). Estruturas metálicas espaciais formadas por elementos tubulares com extremidades estampadas. In: CONGRESSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UFJF, 2., Juiz de Fora, agosto 1998. **Anais**. Juiz de Fora, UFJF-FEC, v.1, p.265-274.

SOUZA, A.S.C.; GONÇALVES, R.M. (2001). Influence of section variation by stamping of bar ends the behavior of space trusses. In: NORDIC STEEL CONSTRUCTIN CONFERENCE, 9., Helsink, Finland, 18-20 June, 2001. **Proceedings**.

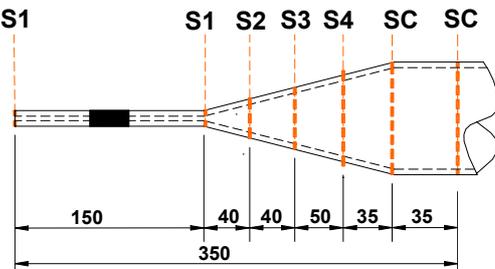
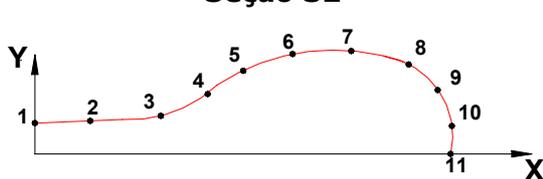
SOUZA, A.S.C.; GONÇALVES, R.M. ; MALITE, M.(2002). Behaviour of tubular space truss connections with stamped end bars. In: PARKER, G. A. R. ; Disney, P. (Eds.) **Space truss 5** (Proc. 5th International Conference on Space Structures, Guildford, UK, August 2002).London, Thomas Telford. V.1, p.337-345.

DIMENSÕES E DISCRETIZAÇÃO DAS ESTAMPAGENS DO NÓ TÍPICO

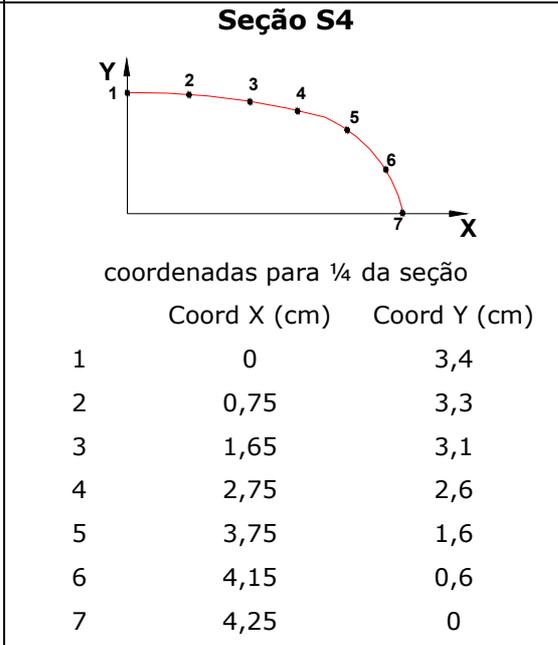
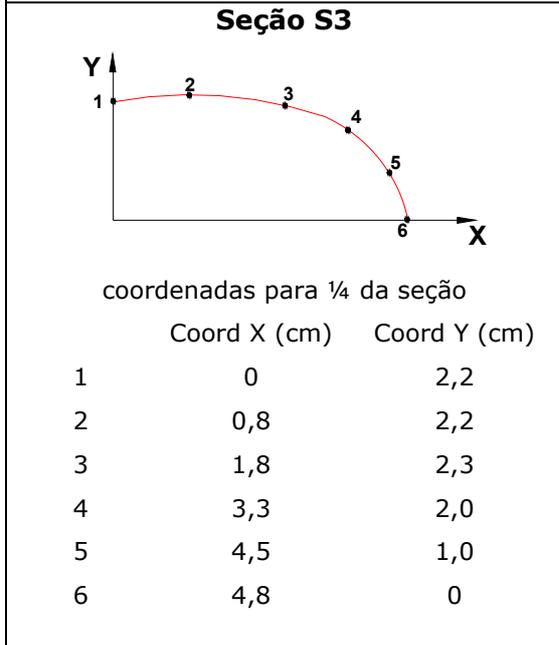
APÊNDICE **A**

Neste apêndice são apresentadas as dimensões das seções da estampagem das extremidades dos tubos utilizadas para a modelagem das barras do nó típico.

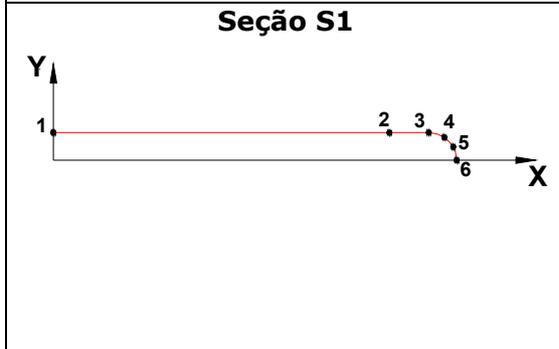
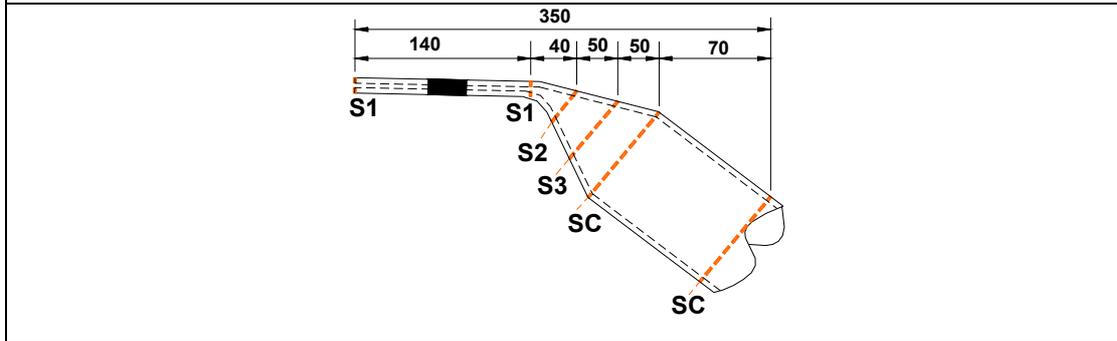
Tabela A.1 – Dimensões das barras da treliça PROT1 para modelagem do nó típico

Banzo ϕ 76x2,0 (PROT1)			
			
Seção S1	Seção S2		
			
coordenadas para ¼ da seção		coordenadas para ¼ da seção	
Coord X (cm)	Coord Y (cm)	Coord X (cm)	Coord Y (cm)
1	0	1	0,7
2	4,5	2	0,8
3	5,5	3	0,9

4	5,625	0,2165	4	1,8	1,05
5	5,716	0,125	5	2,3	1,15
6	5,75	0	6	2,8	1,3
			7	3,3	1,3
			8	3,8	1,2
			9	4,3	1,05
			10	4,9	0,7
			11	5,3	0

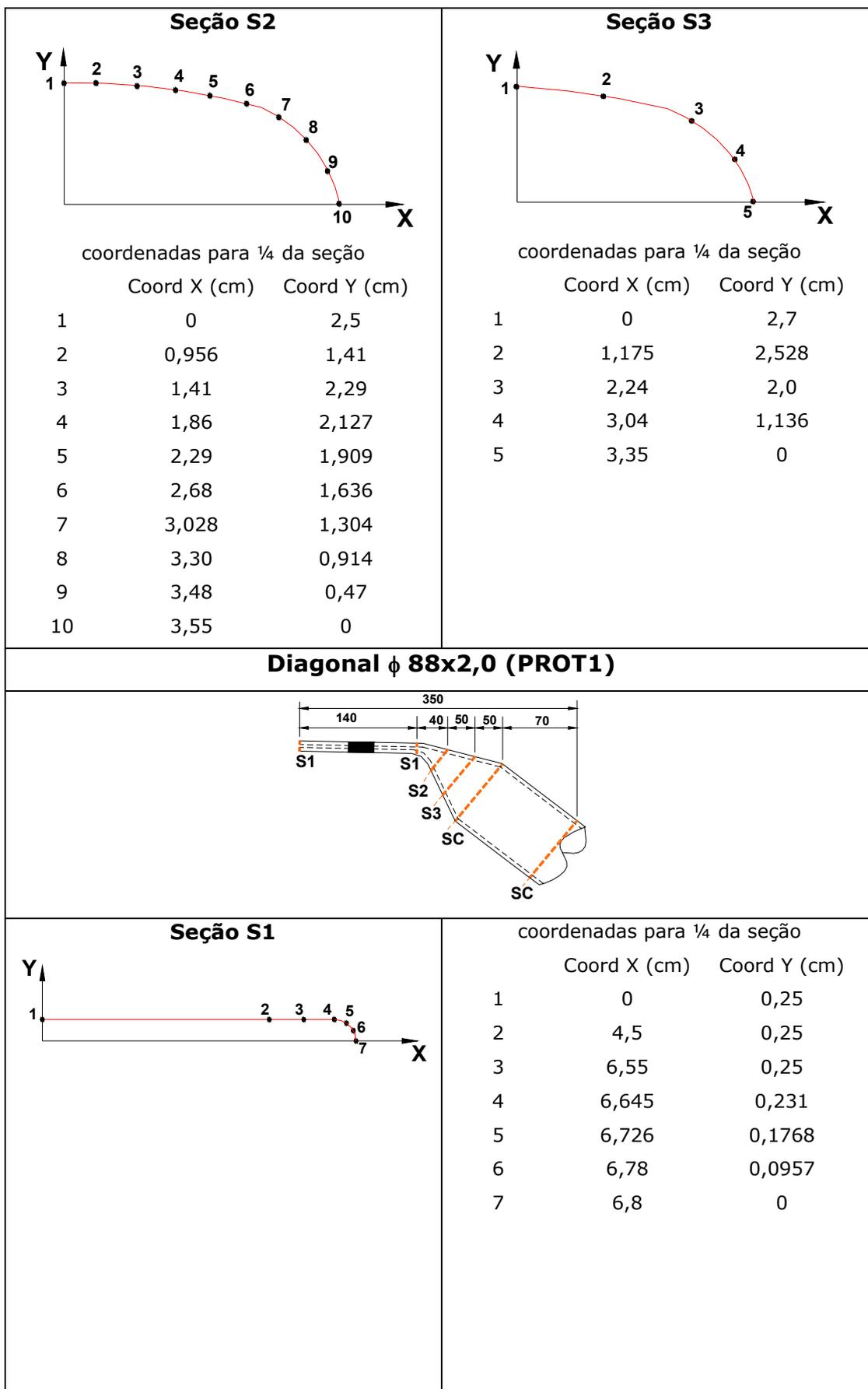


Diagonal ϕ 60x2,0 (PROT1)



coordenadas para ¼ da seção

	Coord X (cm)	Coord Y (cm)
1	0	0,25
2	4,5	0,25
3	4,62	0,177
4	4,68	0,096
5	4,7	0



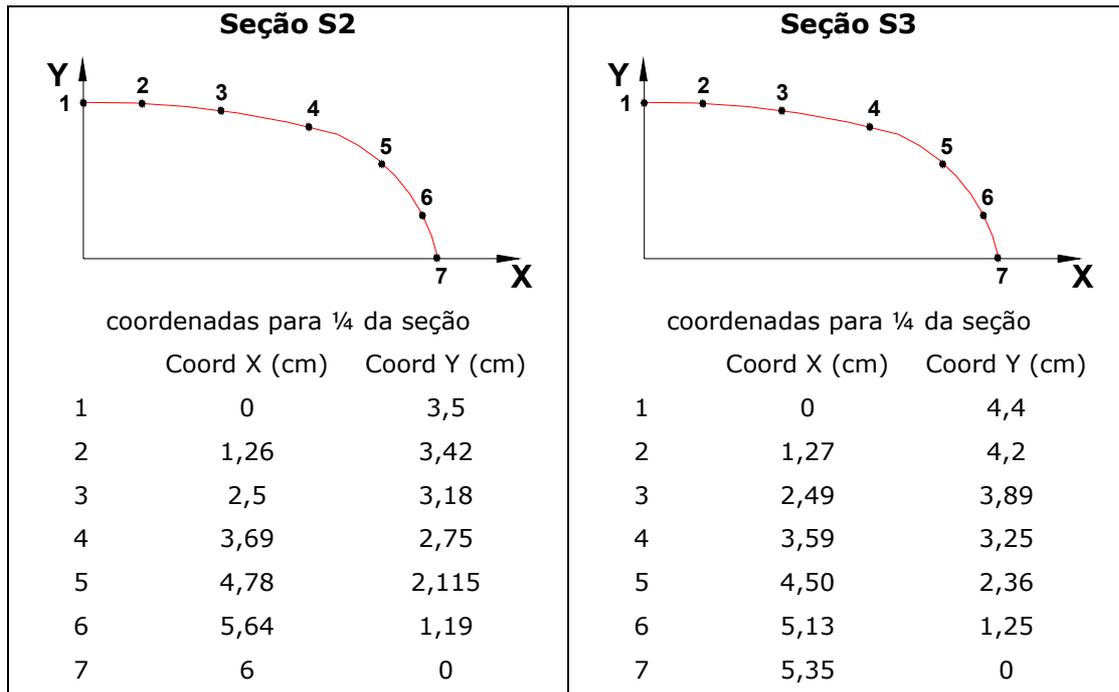
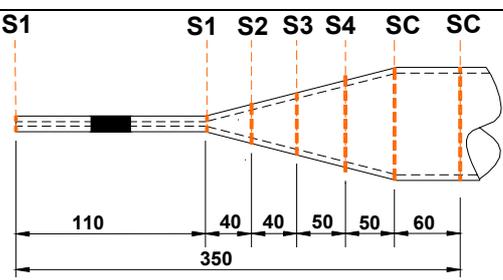
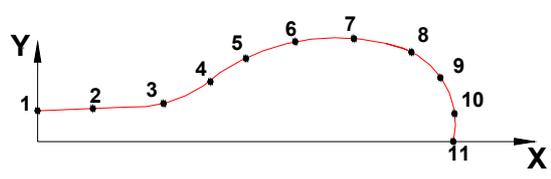
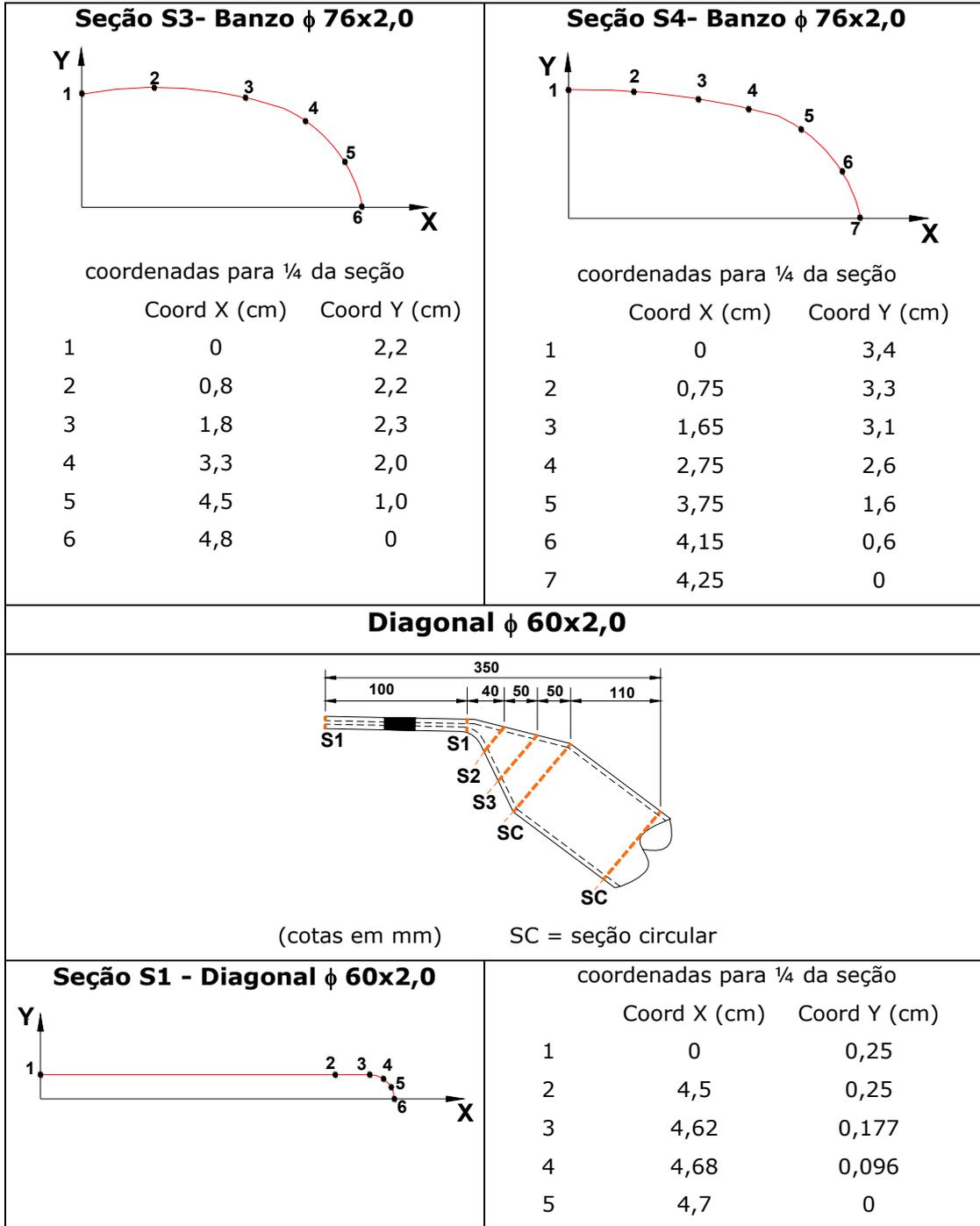
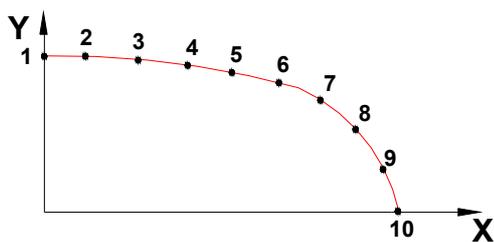


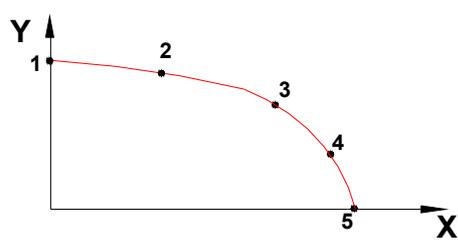
Tabela A.2 – Dimensões das barras da treliça PROT2 para modelagem do nó típico

Banzo ϕ 76x2,0 (PROT2)																																																										
 <p style="text-align: center;">(cotas em mm) SC = seção circular</p>																																																										
<p style="text-align: center;">Seção S1 - Banzo ϕ 76x2,0</p>  <p style="text-align: center;">coordenadas para ¼ da seção</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th></th> <th>Coord X (cm)</th> <th>Coord Y (cm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>0</td><td>0,25</td></tr> <tr><td>2</td><td>4,5</td><td>0,25</td></tr> <tr><td>3</td><td>5,5</td><td>0,25</td></tr> <tr><td>4</td><td>5,625</td><td>0,2165</td></tr> <tr><td>5</td><td>5,716</td><td>0,125</td></tr> <tr><td>6</td><td>5,75</td><td>0</td></tr> </tbody> </table>		Coord X (cm)	Coord Y (cm)	1	0	0,25	2	4,5	0,25	3	5,5	0,25	4	5,625	0,2165	5	5,716	0,125	6	5,75	0	<p style="text-align: center;">Seção S2 - Banzo ϕ 76x2,0</p>  <p style="text-align: center;">coordenadas para ¼ da seção</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th></th> <th>Coord X (cm)</th> <th>Coord Y (cm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>0</td><td>0,7</td></tr> <tr><td>2</td><td>0,8</td><td>0,8</td></tr> <tr><td>3</td><td>1,3</td><td>0,9</td></tr> <tr><td>4</td><td>1,8</td><td>1,05</td></tr> <tr><td>5</td><td>2,3</td><td>1,15</td></tr> <tr><td>6</td><td>2,8</td><td>1,3</td></tr> <tr><td>7</td><td>3,3</td><td>1,3</td></tr> <tr><td>8</td><td>3,8</td><td>1,2</td></tr> <tr><td>9</td><td>4,3</td><td>1,05</td></tr> <tr><td>10</td><td>4,9</td><td>0,7</td></tr> <tr><td>11</td><td>5,3</td><td>0</td></tr> </tbody> </table>		Coord X (cm)	Coord Y (cm)	1	0	0,7	2	0,8	0,8	3	1,3	0,9	4	1,8	1,05	5	2,3	1,15	6	2,8	1,3	7	3,3	1,3	8	3,8	1,2	9	4,3	1,05	10	4,9	0,7	11	5,3	0
	Coord X (cm)	Coord Y (cm)																																																								
1	0	0,25																																																								
2	4,5	0,25																																																								
3	5,5	0,25																																																								
4	5,625	0,2165																																																								
5	5,716	0,125																																																								
6	5,75	0																																																								
	Coord X (cm)	Coord Y (cm)																																																								
1	0	0,7																																																								
2	0,8	0,8																																																								
3	1,3	0,9																																																								
4	1,8	1,05																																																								
5	2,3	1,15																																																								
6	2,8	1,3																																																								
7	3,3	1,3																																																								
8	3,8	1,2																																																								
9	4,3	1,05																																																								
10	4,9	0,7																																																								
11	5,3	0																																																								



Seção S2 - Diagonal ϕ 60x2,0coordenadas para $\frac{1}{4}$ da seção

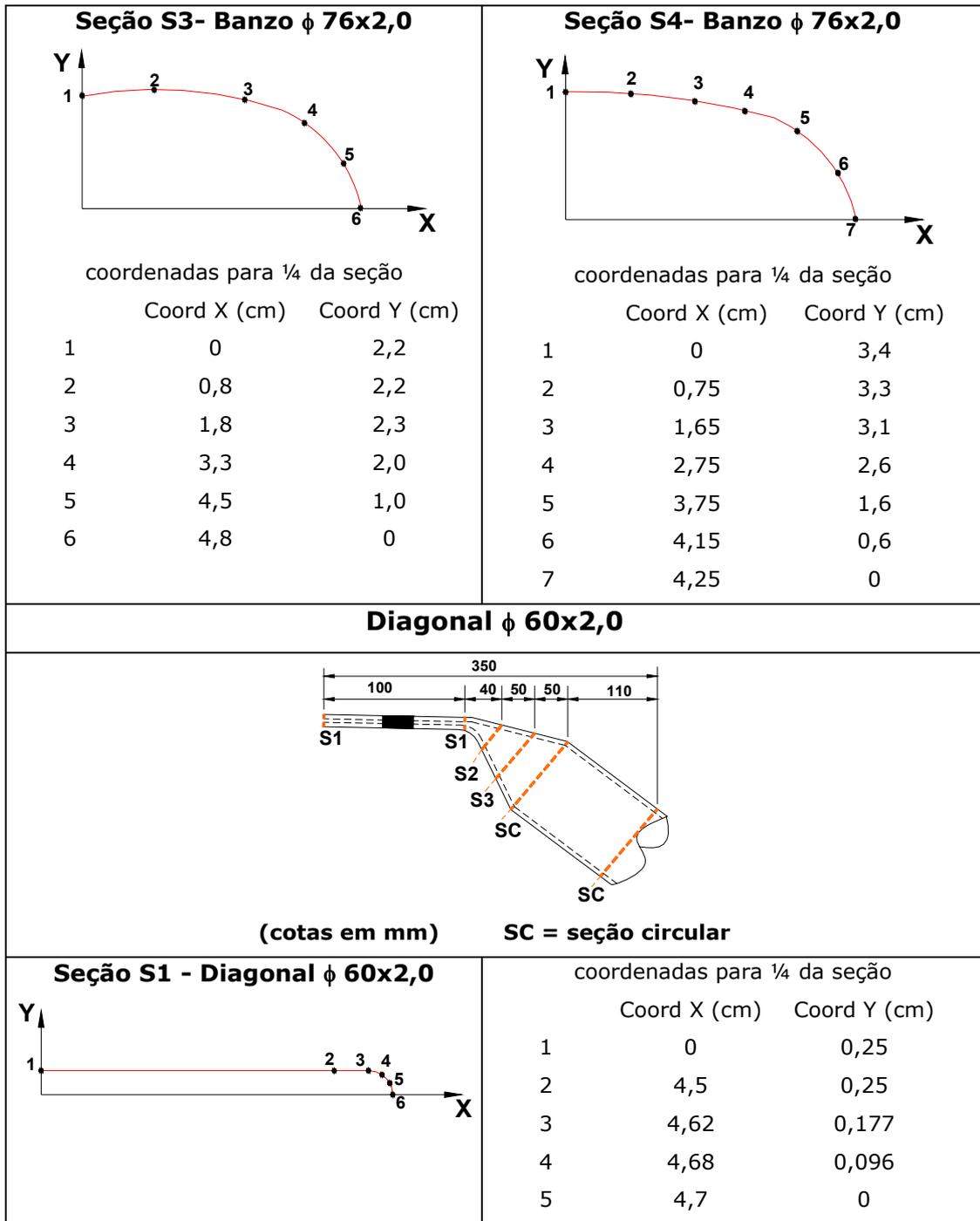
	Coord X (cm)	Coord Y (cm)
1	0	2,5
2	0,956	2,41
3	1,41	2,29
4	1,86	2,127
5	2,29	1,909
6	2,68	1,636
7	3,028	1,304
8	3,30	0,914
9	3,48	0,47
10	3,55	0

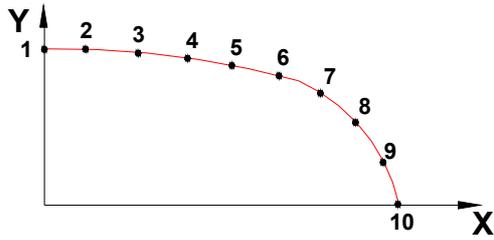
Seção S3 - Diagonal ϕ 60x2,0coordenadas para $\frac{1}{4}$ da seção

	Coord X (cm)	Coord Y (cm)
1	0	2,7
2	1,175	2,528
3	2,24	2,0
4	3,04	1,136
5	3,35	0

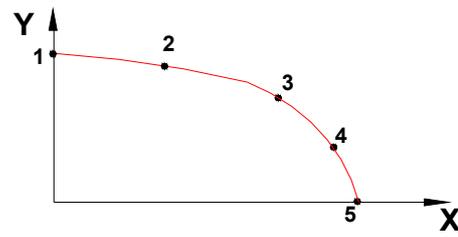
Tabela A.3 – Dimensões para modelagem das barras TE1

Banzo ϕ 76x2,0			
<p style="text-align: center;">(cotas em mm) SC = seção circular</p>			
Seção S1 - Banzo ϕ 76x2,0		Seção S2 - Banzo ϕ 76x2,0	
coordenadas para $\frac{1}{4}$ da seção		coordenadas para $\frac{1}{4}$ da seção	
	Coord X (cm)	Coord Y (cm)	
1	0	0,25	1
2	4,5	0,25	2
3	5,5	0,25	3
4	5,625	0,2165	4
5	5,716	0,125	5
6	5,75	0	6
			7
			8
			9
			10
			11



Seção S2 - Diagonal ϕ 60x2,0coordenadas para $\frac{1}{4}$ da seção

	Coord X (cm)	Coord Y (cm)
1	0	2,5
2	0,956	2,41
3	1,41	2,29
4	1,86	2,127
5	2,29	1,909
6	2,68	1,636
7	3,028	1,304
8	3,30	0,914
9	3,48	0,47
10	3,55	0

Seção S3 - Diagonal ϕ 60x2,0coordenadas para $\frac{1}{4}$ da seção

	Coord X (cm)	Coord Y (cm)
1	0	2,7
2	1,175	2,528
3	2,24	2,0
4	3,04	1,136
5	3,35	0

Tabela A.4 – Dimensões para modelagem das barras TE2

