

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS

FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA

E URBANISMO- FEC

DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

ESTUDO NUMÉRICO-EXPERIMENTAL DE TRELIÇAS TUBULARES PLANAS PARA COBERTURAS PADRONIZADAS PARA GRANDES VÃOS

ENG.º FÁBIO AURÉLIO SAMARRA

Campinas, Dezembro de 2007



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS

FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA

E URBANISMO- FEC

DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

ESTUDO NUMÉRICO-EXPERIMENTAL DE TRELIÇAS TUBULARES PLANAS PARA COBERTURAS PADRONIZADAS PARA GRANDES VÃOS

Engº Fábio Aurélio Samarra

Orientador: Prof. Dr. João Alberto Venegas Requena

Co-orientador: Prof. Dr. Newton de Oliveira Pinto Júnior

Dissertação de Mestrado apresentada à Faculdade de Engenharia Civil como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração em Engenharia de Estruturas.

Campinas, Dezembro de 2007

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA E ARQUITETURA - BAE - UNICAMP

٦

Sa43e	Samarra, Fábio Aurélio Estudo numérico-experimental de treliças tubulares planas para coberturas padronizadas para grandes vãos / Fábio Aurélio SamarraCampinas, SP: [s.n.], 2007.	
	Orientador: João Alberto Venegas Requena, Newton de Oliveira Pinto Júnior Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.	
	1. Estruturas metálicas. 2. Aço - Estruturas. 3. Aço tubular - Estruturas. 4. Cobertura metálica. 5. Projeto estrutural. I. Requena, João Alberto Venegas. II. Pinto Júnior, Newton de Oliveira. III. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. IV. Título.	
Titulo em In	glês: Experimental and numerical study of hollow plane true standardized roofs	sses for

Palavras-chave em Inglês: Steel structures, Tubular steel structures, roof systems, Standardized structures, structural design, experimental analyses Área de concentração: Estruturas Titulação: Mestre em Engenharia Civil Banca examinadora: José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa, Renato Bertolino Júnior Data da defesa: 07/12/2007 Programa de Pós-Graduação: Engenharia Civil



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS

FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA

E URBANISMO

ESTUDO NUMÉRICO-EXPERIMENTAL DE TRELIÇAS TUBULARES PLANAS PARA COBERTURAS PADRONIZADAS PARA GRANDES VÃOS

Fábio Aurélio Samarra Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por: Prof. Dr. João Alberto Venegas Requena Presidente e Orientador/FEC - UNICAMP Prof. Dr. José Tonz Antunes de Oliveira e Sousa FEC - UNICAMP

Prof. Dr. Renato UNESP

Campinas, 07 de dezembro de 2007

AGRADECIMENTOS

Ao orientador Prof. Dr. João Alberto Venegas Requena pela amizade, incentivo, atenção e dedicação ao desenvolvimento deste trabalho.

Ao Prof. Maurício Dario, pela paciência, amizade e apoio nesses anos de mestrado.

Aos Engenheiros Afonso Henrique Mascarenhas de Araújo e Maurício Dario Filho, ambos da empresa V&M do Brasil, agradeço pela oportunidade que me foi dada e pelo conhecimento que adquiri com esta dissertação de mestrado.

À minha noiva Lígia, aos meus pais Ramon e Suely e demais familiares, pelo apoio, incentivo, paciência e compreensão durante a realização desta dissertação.

À todos os professores e funcionários do Departamento de Estruturas da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp, que de uma maneira ou de outra colaboraram para a realização deste trabalho e em especial ao Prof. Newton e a equipe do Laboratório de Estruturas.

À Universidade Estadual de Campinas, em especial à Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

Agradeço à empresa V&M do Brasil, pela oportunidade e apoio para a realização deste trabalho.

RESUMO

O desenvolvimento de sistemas de cobertura pré-fabricados para grandes vãos, que tenham como características menor tempo de projeto, fabricação e montagem, aliado ao custo competitivo e fator estético, é tema de constantes estudos. O objetivo deste trabalho é desenvolver um sistema de cobertura metálica padronizado e modular utilizando perfis tubulares laminados sem costura. Este sistema se destina principalmente para coberturas de supermercados, shoppings, centros de distribuição, grandes lojas e indústrias, que necessitam de grandes áreas livres. Foi feita, inicialmente neste trabalho, uma descrição de todas as etapas envolvidas em um projeto, destacando, em cada uma, as vantagens e desvantagens da aplicação do perfil tubular. Através de estudos sobre os diversos sistemas de cobertura existentes, tanto no Brasil como no exterior, foi desenvolvido um sistema padronizado de cobertura para atender grandes vãos com utilização de perfis tubulares de seção circular. Para se avaliar o comportamento estrutural deste sistema, foi construído, de maneira inédita no Brasil, um protótipo de 900 m², para testar o sistema construtivo idealizado e realizar ensaios com os carregamentos reais neste tipo de estrutura. Foram realizadas análises experimentais e numéricas, que permitiram comparar o modelo real com o modelo computacional. Através dos modelos numéricos gerados, levando em conta a rigidez das ligações, foi possível identificar qual modelo computacional mais se aproxima com o real. Avaliando-se então o comportamento global da estrutura, com base em todos os resultados numéricos e experimentais obtidos, confirmou-se o comportamento previsto no cálculo computacional com o protótipo ensaiado.

Palavras Chave: Estruturas metálicas, estruturas de aço, sistemas tubulares, perfis tubulares, sistemas de cobertura, estruturas padronizadas, projetos estruturais, ensaios experimentais.

ABSTRACT

The development of roof systems, with attributes such as shorter time on design, manufacturing and assembly, considering competitive cost and aesthetic, is subject of recent studies. The purpose of this study is to develop a roof system using tubular steel sections (hollow sections). This strucuture is applied mainly for supermarkets, large stores and industries. Initially, all stages involved on design of steel structure were discussed, especially the advantages and disadvantages of tubular structures. Through the study of existing roof systems, a new system using tubular steel sections was developed. To evaluate the structural behavior of this system a 900m² prototype was built, an unprecedented occurrence in Brazil, to accomplish experimental tests with usual loads on this kind of structure. Experimental and numerical analyses were done, that allowed to compare the prototype with the numerical results.

Evaluating the behavior of the entire structure, with all the results obtained on experimental tests and numerical analysis, it was concluded that the prototype is in accordance with the model.

Key Words: Steel structures, tubular steel structures, roof systems, standardized structures, structural design, experimental analyses.

SUMÁRIO

RESUMO	vii
ABSTRACT	viii
LISTA DE FIGURAS	xiv
LISTA DE TABELAS	xxii
LISTA DE SIMBOLOS	xxiv
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações Gerais	1
1.1.1 Proposta do trabalho	2
1.2 Conceitos técnicos	3
1.2.1 Sistemas de coberturas padronizadas	3
1.2.2 O uso do perfil tubular	13
1.2.3 Custo global de uma estrutura	18
1.2.4 Elementos que compõem uma estrutura de cobertura	21
2. DESENVOLVIMENTO DE PROJETOS EM AÇO UTILIZANDO PERFIS	33
TUBULARES DE SEÇÃO CIRCULAR	
2.1 Arquitetura	33
2.2 Sondagens do solo	34
2.3 Projeto estrutural	34
2.3.1 Arranjo estrutural	34
2.3.2 Ações e combinações de ações	34
2.3.3 Critérios restritivos	35
2.3.4 Análise estrutural	35
2.3.5 Ligações tubulares	45
2.3.6 Deslocamentos máximos	70
2.4 Desenhos de projeto, fabricação e montagem	71
2.5 Fabricação da estrutura	71
2.5.1 Cortes em tubos	71
2.5.2 Amassamento da ponta do tubo	74
2.5.3 Calandragem	74
2.5.4 Gabaritos	74
2.5.5 Parafusagem	74
2.5.6 Soldagem	75
2.5.7 Pré-montagem	77

2.5.8 Limpeza e proteção	77
2.6 Transporte	79
2.7 Montagem da estrutura	80
3. DESENVOLVIMENTO DO SISTEMA DE COBERTURA PADRONIZADO	83
3.1 Definição do arranjo estrutural	83
3.2 Esquema estático	86
3.3 Descrição do sistema de cobertura	87
3.3.1 Vigas principais	88
3. 3.2 Terças treliçadas	90
3.3.2 Colunetas	92
3.4 Sistema de estabilidade da estrutura	92
3. 5 Ligações	96
3.6 Perfis utilizados na estrutura	97
3.7 Carregamentos aplicados na estrutura	101
3.7.1 Carregamento permanente	102
3.7.2 Sobrecarga	102
3.7.3 Vento	103
4. PROJETO DO PROTÓTIPO	107
4.1 Características gerais	107
4.2 Descrição do protótipo	112
4.3 Modelagem da estrutura do protótipo	116
4.3.1 Carregamentos aplicados no modelo computacional	119
4.4 Dimensionamento	122
5. PROCEDIMENTO DE ENSAIO	123
5.1 Introdução	123
5.2 Fabricação do protótipo	123
5.3 Transporte da estrutura	125
5.4 Serviços iniciais	126
5.5 Fundações	127
5.6 Montagem da estrutura	128
5.7 Preparação para ensaio	135
5.7.1 Numeração dos nós das treliças da estrutura a ser ensaiada	137
5.7.2 Plano das cargas aplicadas na estrutura	139
5.7.3 Fases de carregamento da estrutura	152
5.7.4 Instrumentação	154
5.7.5 Posição dos extensômetros	155

5.7.6 Posição de leitura de deslocamentos	164
5.8 Metodologia do ensaio	167
5.8.1 Primeira Etapa de ensaio	167
5.9 Segunda etapa de ensaio	176
5.9.1 Montagem da estrutura invertida	176
5.9.2 Preparação para ensaio	178
5.9.3 Metodologia de ensaio	178
6. RESULTADOS EXPERIMENTAIS DA PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIO	183
6.1 Estrutura ensaiada	183
6.2 Leitura das deformações	184
6.2.1 Tabelas de resultados das leituras das deformações	185
6.2.3 Gráficos de carga x deformação	188
6.2.4 Gráficos de carga x tensão	190
6.3 Leitura dos deslocamentos verticais	192
6.3.1 Tabelas de resultados das leituras dos deslocamentos	193
6.3.2 Gráficos de carga x deslocamento vertical	194
6.4 Avaliação dos resultados da primeira etapa de ensaios	197
7. RESULTADO EXPERIMENTAIS DA SEGUNDA ETAPA DE ENSAIO	201
7.1 Estrutura ensaiada	201
7.2 Leitura das deformações	203
7.2.1 Tabelas de resultados das leituras das deformações	205
7.3 Gráficos de carga x deformação	208
7.4 Gráficos de carga x tensão	211
7.5 Leitura dos deslocamentos verticais	215
7.6 Avaliação dos resultados do ensaio	218
8.COMPARAÇAO DE RESULTADOS PARA A PRIMEIRA ETAPA DE	221
ENSAIO	
8.1. Análise do modelo computacional e do modelo ensaiado	221
8.2 Comparação de resultados	222
8.2.1 Projeto original comparado com ensaio	223
8.2.2 Análise das excentricidades das ligações das diagonais	227
8.3 Modelos analisados	228
8.3.1 Resultados dos modelos	232
8.4 Comparação de todas as fases de carregamento com o modelo Alfa-1	233
8.4.1 Análise das comparações das tensões	241

8.4.1.1 Comparação da fase I	241
8.4.1.2 Comparação da fase II	241
8.4.1.3 Comparação da fase III-1	242
8.4.1.4 Comparação da fase III-2	242
8.4.1.5 Comparação da fase IV	243
8.4.1.6 Comparação da fase V-1	243
8.4.1.7 Comparação da fase V-2	244
8.4.1.8 Comparação dos contraventamentos	244
8.4.2 Análise geral dos resultados comparativos das tensões	245
8.4.3 Gráficos comparativos	246
8.5 Comparativo dos deslocamentos	250
8.5.1 Comparação com a fase III	252
8.5.2 Comparação com a fase V	253

9. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS PARA A SEGUNDA ETAPA DE 257 ENSAIO

9.1. Análise do modelo computacional e do modelo ensaiado	257
9.2 Comparação de Resultados	257
9.2.1 Projeto original comparado com ensaio	259
9.3 Modelos analisados	263
9.3.1 Resultados dos modelos	265
9.4 Comparação de todas as fases de carregamento com o modelo Beta-3	267
9.4.1 Análise das comparações das tensões	278
9.4.1.1 Comparação da fase I	278
9.4.1.2 Comparação da fase II	279
9.4.1.3 Comparação da fase III-1	279
9.4.1.4 Comparação da fase III-2	280
9.4.1.5 Comparação da Fase IV	281
9.4.1.6 Comparação da fase V	282
9.4.1.7 Comparação dos contraventamentos	283
9.4.2 Análise geral dos resultados comparativos das tensões	283
9.4.3 Gráficos comparativos	285
9.5 Comparativo dos deslocamentos	289
9.5.1 Comparação com a fase III	291
9.5.2 Comparação com a fase V	292
9.5.3 Análise dos resultados dos deslocamentos	293
9.5.4 Gráficos comparativos	293

10. CONSIDERAÇÕES FINAIS	295
ANEXOS	
A. DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DA ESTRUTURA	A.1
A.1 Combinações de Cálculo	A.1
A.2 Dimensionamento da Estrutura	A.2
A.3 Dimensionamento e verificação	A.2
A.3.1 Dimensionamento e verificação de barra submetida à tração com flexão	A.2
A.3.2 Dimensionamento e verificação de barra submetida à compressão com flexão	A.6
A.3.3 Resistência à força cortante	A.10
A.3.4 Dimensionamento de uma ligação K com gap	A.10
A.3.5 Dimensionamento da placa de base	A.13
A.3.6 Dimensionamento do flange	A.16
A.3.7 Escoamento da placa de flange	A.17
A.3.8 Resistência à tração dos parafusos	A.18
A.3.9 Resistência da solda utilizada na ligação entre o flange e o tubo	A.18
A. 3.10 Verificação da Deformação da Estrutura	A.19
A 3.10.1 Deslocamentos calculados no programa SAP2000	A.20
B. PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIO - RESULTADOS COMPLETOS DE	B.1

TODOS OS MODELOS

C. PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIO - RESULTADOS COMPLETOS DO C.1 MODELO COMPUTACIONAL

D. SEGUNDA ETAPA DE ENSAIO – RESULTADOS COMPLETOS DE D.1 TODOS OS MODELOS

E. SEGUNDA ETAPA DE ENSAIO - RESULTADOS COMPLETOS DO E.1 MODELO COMPUTACIONAL

F. PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIO – GRÁFICOS COMPARATIVOS F.1

G. SEGUNDA ETAPA DE ENSAIO – GRÁFICOS COMPARATIVOS G.1

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1	– Fabricação de uma estrutura padronizada.	3
Figura 1.2	– Exemplo de utilização de coberturas padronizadas. Loja Leroy Merlin.	4
Figura 1.3	– Loja da Leroy Merlin.	4
Figura 1.4	– Hipermercado Extra - São Paulo.	5
Figura 1.5	– Shopping Dom Pedro – Campinas.	5
Figura 1.6	– Fábrica da Avon - Bahia.	6
Figura 1.7	 Centro de distribuição- Loja de peças Sotreq. 	6
Figura 1.8	– Sistema de cobertura.	7
Figura 1.9	– Seções transversais padronizadas pelo Steel Joist Institute.	8
Figura 1.10	- Seção transversal de treliça utilizando chapas de ligação.	8
Figura 1.11	– Joist composta por dupla cantoneira e barra redonda.	9
Figura 1.12	– Exemplos de travamentos.	9
Figura 1.13	– Exemplos de condições de apoio.	10
Figura 1.14	– Exemplos de apoios utilizando furos ovalizados.	10
Figura 1.15	- Exemplo de travamento do banzo inferior da estrutura principal através de	11
	mão francesa.	
Figura 1.16	 Passagem de dutos e tubulações. 	11
Figura 1.17	 Sistema de cobertura utilizado na Fábrica da Goodyear, São Paulo. 	12
Figura 1.18	– Sistema de cobertura - Unisys Arena Complexo esportivo - São Paulo.	12
Figura 1.19	– Joist formada por cantoneiras.	13
Figura 1.20	 Seção do banzo superior utilizado pela "Omega Joist". 	13
Figura 1.21	- Foto do aeroporto de Osaka, no Japão.	14
Figura 1.22	- Foto do Pavilhão de Sevilha, Espanha.	14
Figura 1.23	- Passarela de Oudry-Mesly em Paris.	15
Figura 1.24	- Processo de laminação de tubo.	17
Figura 1.25	 Comparação das propriedades geométricas de diversos perfis. 	17
Figura 1.26	 Foto de uma ligação parafusada utilizando flange 	20
Figura 1.27	 Principais elementos de uma estrutura de cobertura. 	21
Figura 1.28	 – (a) Pórticos simples e (b) múltiplos 	22
Figura 1.29	– Perfis usuais para vigas.	23
Figura 1.30	– Perfis usuais para vigas treliçadas.	24
Figura 1.31	– Tipos usuais de vigas treliçadas.	24
Figura 1.32	– Perfis usuais para colunas.	25
Figura 1.33	– Exemplos de bases (a) rotuladas e (b) engastadas.	26
Figura 1.34	– Sistema de contraventamento de cobertura.	27
Figura 1.35	– Perfis usuais para terças de cobertura.	28
Figura 1.36	–Terça treliçada.	28
Figura 1.37	- (a)Seção da Telha zipada.(b) Detalhe dos clips.(c) Fixação da telha no clip.	29
Figura 1.38	– Foto de um exaustor natural instalado na cobertura da fábrica.	30
Figura 1.39	– Calha e tubo de descida de água.	31

Figura 2.1	– Curvas de flambagem.	40
Figura 2.2	– Flambagem lateral com torção.	43
Figura 2.3	- (a) ligação flexível; (b) ligação semi-rígida;(c) ligação rígida.	45
Figura 2.4	- Possíveis modos de falha em ligações parafusadas.	47
Figura 2.5	- Tipos usuais de solda. Adaptado de AISC[5]	48
Figura 2.6	- Posições de soldagem. Adaptado de Valenciani[63]	48
Figura 2.7	- Definições para solda de filete. Adaptado de CBCA[31]	49
Figura 2.8	– Exemplos de ligações tubulares.	50
Figura 2.9	– Exemplos de ligações tubulares	51
Figura 2.10	– Ligações soldadas: (a) com gap. (b) com overlap.	51
Figura 2.11	– Tipos de ligações de perfis tubulares.	52
Figura 2.12	– Tipos de ruptura de ligações K.	53
Figura 2.13	– Ligação K com gap.	53
Figura 2.14	- Ligação de tubo com chapa.	56
Figura 2.15	- Ligação de tubo com chapa.	56
Figura 2.16	-Ligação de tubo com perfil T laminado.	57
Figura 2.17	- Ligação de tubo com chapa.	57
Figura 2.18	- Ligação de tubo com chapa.	59
Figura 2.19	- Efeito Prying.	60
Figura 2.20	- Ligação tubular de flange.	60
Figura 2.21	- Exemplos de ligações.	63
Figura 2.22	- Tipos de solicitações de placas de base.	63
Figura 2.23	- Placa de base submetida à carga axial.	64
Figura 2.24	- Base sob flexo–compressão ($e \le L/6$).	66
Figura 2.25	– Trecho da placa calculada como viga em balanço.	67
Figura 2.26	- Placa de base submetida a esforço normal e momento fletor. Adaptado de	68
	Bellei[13].	
Figura 2.27	- Corte por serra circular.	72
Figura 2.28	- Processo de corte à fogo.	72
Figura 2.29	- Corte à laser.	73
Figura 2.30	- (a) Processo de corte a plasma.(b) Corte "boca de lobo".	73
Figura 2.31	- Ligação de tubos com ponta amassada.	74
Figura 2.32	- Processo de soldagem SMAW.	75
Figura 2.33	- Área de pintura para diferentes perfis.	78
Figura 2.34	- Coluna preenchida com concreto (a) não armado. (b) armado.	79
Figura 2.35	- Instabilidade lateral durante a montagem.	80
Figura 3.1	 Exemplo de carregamentos nas terças treliçadas. 	83
Figura 3.2	 Modelo genérico das geometrias analisadas para as treliças. 	84
Figura 3.3	 Esquema estático das terças treliçadas. 	86
Figura 3.4	 Esquema estático para as terças internas. 	86
Figura 3.5	 Esquema estático para as terças de extremidade. 	87

Figura 3.6	– Esquema estático para as a viga principal	87
Figura 3.7	– Elementos do sistema de cobertura proposto.	88
Figura 3.8	– Trechos da Viga Padrão	88
Figura 3.9	– Detalhes da Viga Principal.	89
Figura 3.10	 Detalhes dos furos ovalizados (oblongos) da Viga Principal. 	90
Figura 3.11	– Terça treliçada	90
Figura 3.12	– Detalhes da Terça Treliçada.	91
Figura 3.13	– Detalhes do furo ovalizado da Terça Treliçada.	91
Figura 3.14	 Simulação do furo ovalizado no programa SAP2000. 	91
Figura 3.15	– Coluneta.	92
Figura 3.16	– Plano do Banzo Superior das Vigas Principais e Terças Treliçadas	93
Figura 3.17	– Plano do Banzo Inferior das Terças Treliçadas	94
Figura 3.18	– Detalhe do Contraventamento Inclinado	95
Figura 3.19	- (a) Ligação do sistema de contraventamento. (b) detalhe da conexão.	95
Figura 3.20	- Ligações parafusadas (a) sistema de contraventamento (b) linhas de corrente.	96
Figura 3.21	– (a) Detalhes VP/Coluneta (b) VMJ/VP.	97
Figura 3.22	-Trechos da Viga Principal - Materiais.	98
Figura 3.23	– VMJ – Materiais.	99
Figura 3.24	– Perfis dos contraventamentos e tirantes no plano dos banzos superior das	100
	Vigas Principais e Terças Treliçadas.	
Figura 3.25	 Perfis dos tirantes no plano do banzo inferior das Terças Treliçadas. 	101
Figura 3.26	- Isopletas da Velocidade Básica.	103
Figura 3.27	- Coeficiente de pressão e forma externos para cobertura em uma água.	105
Figura 3.28	 Coeficiente de pressão externa para paredes. 	106
Figura 4.1	 Detalhe da implantação do laboratório. 	107
Figura 4.2	– Planta do térreo	108
Figura 4.3	– corte longitudinal	109
Figura 4.4	– corte transversal	109
Figura 4.5	– Perspectiva do laboratório	110
Figura 4.6	 Perspectiva mostrando a estrutura de cobertura 	110
Figura 4.7	– Perspectiva interna - mezanino.	111
Figura 4.8	 Perspectiva interna –pavimento térreo. 	111
Figura 4.9	 Dimensões em planta: plano do banzo superior. 	113
Figura 4.10	- (a)Detalhe das Vigas Principais. (b) Terças treliçadas tubulares	114
-	intermediárias. (c) Terças treliçadas nos apoios e colunetas de apoio.	
Figura 4.11	- (a) Coluna auxiliar. (b) coluna auxiliar e pilarete do sistema de cobertura.	115
Figura 4.12	- Figura da estrutura no programa computacional SAP2000	116
Figura 4.13	- Figura do protótipo no programa computacional SAP2000	117
Figura 4.14	- Figura do protótipo no programa computacional SAP2000	117
Figura 4.15	- Figura do protótipo no programa computacional SAP2000	117
Figura 4.16	- Plano XZ: Y=0, Y=15 m e Y=30 m – Vigas Principais (VP).	118
Figura 4.17	- Plano YZ: X=0 e X=30 m – Terças treliçadas (VMJ) de extremidade.	118

Figura 4.18	- Plano YZ: X = 15 m – Terças treliçadas (VMJ) intermediárias.	118
Figura 4.19	- Terça Treliçada de extremidade - $X = 0 - Carregamento permanente.$	119
Figura 4.20	- Terça Treliçada de extremidade - $X = 0$ – Sobrecarga.	120
Figura 4.21	- Terça Treliçada de extremidade - $X = 0$ – Vento de sucção.	120
Figura 4.22	- Terça Treliçada de extremidade - $X = 30 - Carregamento Permanente.$	120
Figura 4.23	- Terça Treliçada de extremidade $- X = 30 - Sobrecarga.$	121
Figura 4.24	- Terça treliçada de extremidade - $X = 30$ – Vento de sucção.	121
Figura 4.25	- Terças Treliçadas intermediárias – Carregamento permanente.	121
Figura 4.26	- Terças Treliçadas intermediárias – Sobrecarga.	121
Figura 4.27	 Terças Treliçadas intermediárias – Vento de sucção. 	122
Figura 5.1	- Perfis da Viga Padrão de Extremidade	124
Figura 5.2	- Identificação das peças	125
Figura 5.3	- Carreta utilizada para transporte da estrutura	125
Figura 5.4	- Disposição das vigas principais e das terças treliçadas.	126
Figura 5.5	- Descarregamento e armazenamento das peças.	126
Figura 5.6	– Movimentação de terra.	127
Figura 5.7	– Escavação através de perfuratriz	127
Figura 5.8	- posicionamento das colunas auxiliares.	128
Figura 5.9	- Seqüência de montagem.	128
Figura 5.10	- (a) Posicionamento da Viga Principal (b) Ligação da VPE-D com o pilarete.	130
Figura 5.11	- (a)Posicionamento da VPC.(b)ligação da Viga Principal Central com a de	130
	Extremidade.	
Figura 5.12	- (a) Montagem da Viga Principal.(b)Viga Principal conectada nas colunetas e	131
E' 512	escorada.	101
Figura 5.13 E_{1}	- Viga Principal ligada ao pilarete.	131
Figura 5.14 \mathbf{F}^{\prime}	- (a) Montagem da viga Principal 2. (b) Montagem da viga Principal 3.	132
Figura 5.15 \mathbf{F}^{\prime}	- Ligação paratusada.	132
Figura 5.16 \mathbf{F}	- (a) Montagem das terças treliçadas (b) Posicionamento das terças treliçadas.	133
Figura 5.1 / \mathbf{F}^{\prime}	- Montagem das terças trençadas	133
Figura 5.18	- 1 frantes do sistema de contraventamento.	
Figura 5.19 \mathbf{F}^{\prime}	- Estrutura completamente montada	105
Figura 5.20	– Detaine do Big Bag utilizado no ensaio.	135
Figura 5.21	-Big Bags utilizados no ensaio.	135
Figura 5.22	- Big Bag pendurado no da terça.	136
Figura 5.23	- Foto do no com o numero correspondente.	136
Figura 5.24	- Numeração dos nos: Plano do banzo inferior da terça treliçada.	137
Figura 5.25	- Numeração dos nos:Plano do banzo superior da treliça principal.	138
Figura 5.26	– Nomenclatura das terças treliçadas – primeira etapa de ensaio.	139
Figura 5.27	– Nomenclatura das terças treliçadas – segunda etapa de ensaio.	140
Figura 5.28	- Valores do carregamento permanente	141
Figura 5.29	- Valores da sobrecarga para as filas A e B.	141
Figura 5.30	- Valores do vento de sucção.	142

Figura 5.31	- Valores do vento de sucção.	142
Figura 5.32	- Primeira etapa de ensaio (combinação do carregamento permanente com	143
	sobrecarga).	
Figura 5.33	 Determinação do carregamento a ser aplicado na segunda etapa de ensaio. 	144
Figura 5.34	- Segunda etapa de Ensaio (combinação do carregamento permanente com vento de sucção).	145
Figura 5.35	- Segunda etapa de ensaio (combinação do carregamento permanente com vento de sucção).	146
Figura 5.36	- Fases de carregamento para o banzo superior – primeira e segunda etapa de ensaio.	151
Figura 5.37	- Fases de carregamento para o banzo inferior - primeira e segunda etapa de ensaio.	153
Figura 5.38	– Extensômetros de lâmina (foil gage) utilizados nos ensaios.	154
Figura 5.39	– Aquisitor de dados	155
Figura 5.40	– Nível eletrônico de alta precisão.	155
Figura 5.41	-Barras da Viga Principal escolhidas para instrumentação na primeira etapa de ensaio.	156
Figura 5.42	 Barras da terça treliçada (TC8b) escolhidas para instrumentação na primeira etapa de ensaio. 	156
Figura 5.43	- Barras do contraventamento escolhidas para instrumentação na primeira etapa de ensaio	157
Figura 5.44	- Barras da Viga Principal escolhidas para instrumentação na segunda etapa de ensaio.	157
Figura 5.45	 Barras das terças treliçadas (TC8a e TC8b) escolhidas para instrumentação na segunda etapa de ensaio. 	158
Figura 5.46	- Barras do contraventamento escolhidas para instrumentação na segunda etapa de ensaio.	158
Figura 5.47	-Posição dos extensômetros da Viga Principal para a primeira etapa de ensaio.	159
Figura 5.48	 Detalhe da posição dos extensômetros da Viga Principal para a primeira etapa de ensaio. 	159
Figura 5.49	-Posição dos extensômetros das Terças Treliçadas para a primeira etapa de ensaio.	159
Figura 5.50	-Detalhe da posição dos extensômetros das Terças Treliçadas para a primeira etapa	160
Figura 5.51	- Posição dos extensômetros do sistema de contraventamento para a primeira etapa de ensaio.	160
Figura 5.52	- Posição dos extensômetros da Viga Principal para a segunda etapa de ensaio.	161
Figura 5.53	 Detalhe da posição dos extensômetros da Viga Principal para a segunda etapa de ensaio. 	161
Figura 5.54	 Posição dos extensômetros das terças treliçadas para a segunda etapa de ensaio. 	161
Figura 5.55	 Detalhe da posição dos extensômetros das terças treliçadas para a segunda etapa de ensaio. 	162
Figura 5.56	 Detalhe da posição dos extensômetros das terças treliçadas para a segunda etapa de ensaio. 	162
Figura 5.57	-Posição dos extensômetros do sistema de contraventamento para a segunda	163

	etapa de ensaio.	
Figura 5.58	- Identificação dos extensômetros.	164
Figura 5.59	- Pontos de leitura de deslocamento para a primeira etapa de ensaio.	165
Figura 5.60	-Pontos de leitura de deslocamento para a segunda etapa de ensaio.	166
Figura 5.61	- Pontos de leitura de deslocamento da Viga Principal para a primeira e	167
	segunda	
Figura 5.62	- Balanças utilizadas.	167
Figura 5.63	- Pesagem dos Big Bags.	168
Figura 5.64	- (a) Etiqueta com indicação do peso do Big Bag. (b) Posicionamento dos Big	168
	Bags.	1.60
Figura 5.65	- Estrutura pronta para ser carregada.	169
Figura 5.66	- Seqüência de carregamento.	170
Figura 5.67	- Içamento dos Big Bags.	171
Figura 5.68	- Fase I completa.	171
Figura 5.69	- Foto da Fase II	172
Figura 5.70	- Foto da Fase III	173
Figura 5.71	- Foto da Fase IV	173
Figura 5.72	- Foto da fase V	174
Figura 5.73	- Foto da estrutura totalmente carregada	174
Figura 5.74	- (a) Marco zero e régua utilizada para as leituras dos deslocamentos (b) Nível eletrônico posicionado para a leitura dos deslocamentos	175
Figura 5.75	- Deslocamento observado na viga principal do eixo 2.	175
Figura 5.76	– Fotos:(a) Peça de transição. (b) detalhe da peça.	176
Figura 5.77	– Estrutura montada de forma invertida.	177
Figura 5.78	– Estrutura montada de forma invertida.	177
Figura 5.79	– Big Bags posicionados.	178
Figura 5.80	– Talha para içamento dos Big Bags.	179
Figura 5.81	– Içamento dos Big Bags.	179
Figura 5.82	– Carregamento da Fase I	180
Figura 5.83	– Carregamento da Fase II	180
Figura 5.84	– Carregamento da Fase III	181
Figura 5.85	– Carregamento da Fase IV	181
Figura 5.86	– Carregamento da Fase V	182
Figura 5.87	- Aquisição: (a) deformações e (b) deslocamentos da estrutura.	182
Figura 6.1	– Vinculação da Viga Principal.	183
Figura 6.2	- Detalhe do banzo inferior da Viga principal sem os parafusos.	184
Figura 6.3	-Posição dos extensômetros da Viga Principal para a primeira etapa de ensaio.	185
Figura 6.4	-Posição dos extensômetros das Terças Treliçadas para a primeira etapa de	185
C	ensaio.	
Figura 6.5	- Posição dos extensômetros do sistema de contraventamento para a primeira etapa de ensaio.	185
Figura 6.6	- Gráficos carga aplicada x deformação dos extensômetros E1 a E10.	188

Figura 6.7	- Gráficos de carga aplicada x deformação dos extensômetros E11 a E17.	189
Figura 6.8	- Gráficos carga aplicada x tensão dos extensômetros E1 a E10.	190
Figura 6.9	-Gráficos carga aplicada x tensão dos extensômetros E11 a E17.	191
Figura 6.10	- Pontos de leitura de deslocamento para a primeira etapa de ensaio.	192
Figura 6.11	- Gráficos de carga aplicada x deslocamentos das estações F001, F002, F003, 282, 320,322 e 360.	194
Figura 6.12	- Gráficos carga aplicada x deslocamentos das estações 16, 26, 136, 494, 146 e 506.	195
Figura 6.13	- Gráficos de carga aplicada x deslocamentos das estações 216, 226, 416, 426, 296, 336, 306 e 346.	196
Figura 6.14	- Excentricidade das terças treliçadas na região dos flanges.	198
Figura 6.15	 Excentricidades do montante do sistema de contraventamento e do carregamento aplicado na região dos flanges das terças treliçadas. 	199
Figura 7.1	- Detalhe do banzo inferior da Viga principal sem os parafusos (Nota: estrutura montada de forma invertida).	201
Figura 7.2	 Conexões testadas para o sistema de contraventamento. Conexão tipo (a) entre eixos 1 e 2; Conexão tipo (b) entre eixos 2 e 3. 	202
Figura 7.3	 Problema de montagem observado nas terças onde estão localizados os extensômetros. 	203
Figura 7.4	- Posição dos extensômetros da Viga Principal para a segunda etapa de ensaio.	203
Figura 7.5	- Posição dos extensômetros das terças treliçadas para a segunda etapa de ensaio.	204
Figura 7.6	-Posição dos extensômetros do sistema de contraventamento para a segunda etapa de ensaio.	204
Figura 7.7	- Gráficos de carga aplicada x deformação dos extensômetros E1 a E8.	208
Figura 7.8	- Gráficos de carga aplicada x deformação dos extensômetros E9 a E14, E16 e E19.	209
Figura 7.9	- Gráficos carga aplicada x deformação dos extensômetros E15, E17, E18, E20 a E22	210
Figura 7.10	- Gráficos de carga aplicada x deformação dos extensômetros E23 a E26.	211
Figura 7.11	- Gráficos de carga aplicada x tensão dos extensômetros E1 a E4	211
Figura 7.12	- Gráficos carga aplicada x tensão dos extensômetros E5 a E10, E16 e E19	212
Figura 7.13	- Gráficos carga aplicada x tensão dos extensômetros E11 a E15, E20 a E22	213
Figura 7.14	- Gráficos carga aplicada x tensão dos extensômetros E17, E18, E23 a E26	214
Figura 7.15	-Pontos de leitura de deslocamento para a segunda etapa de ensaio.	215
Figura 7.16	- Gráficos carga aplicada x deslocamentos das estações F001, F002, F003, 183, 195, 309 e 363.	217
Figura 7.17	- Gráficos carga aplicada x deslocamentos das estações 477 e 489.	218
Figura 8.1	- Simulação do esquema estático no programa SAP2000	221
Figura 8.2	-Posição dos extensômetros da Viga Principal para a primeira etapa de ensaio.	222
Figura 8.3	-Posição dos extensômetros das Terças Treliçadas para a primeira etapa de ensaio.	223
Figura 8.4	- Posição dos extensômetros do sistema de contraventamento para a primeira etapa de ensaio.	223

Figura 8.5	- Simulação da excentricidade da ligação da terça na viga principal.	226
Figura 8.6	- Simulação da excentricidade da ligação soldadas das diagonais (gap).	226
Figura 8.7	– Ligação da Viga Principal com a coluneta.	229
Figura 8.8	– (a) Detalhe do furo ovalizado das terças treliçadas.(b) Ligação da coluneta	229
	com a coluna auxiliar.	
Figura 8.9	- Hipóteses para a Viga Principal: (a) articulada na coluneta; (b) engastada na	230
F ' 0.10	coluneta.	•••
Figura 8.10	– Hipóteses para a VMJ: (a) com furo ovalizado; (b) sem furo ovalizado.	230
Figura 8.11	– Hipóteses para a coluneta:(a)engastada na coluneta;(b)articulada na coluneta.	230
Figura 8.12	- Gráfico comparativo das diferenças médias para a primeira etapa de ensaio.	244
Figura 8.13	- Gráfico comparativo das tensões na fase I.	247
Figura 8.14	- Gráfico comparativo das tensões na fase II.	247
Figura 8.15	- Gráfico comparativo das tensões na fase III-1.	248
Figura 8.16	- Gráfico comparativo das tensões na fase III-2.	248
Figura 8.17	- Gráfico comparativo das tensões na fase IV.	249
Figura 8.18	- Gráfico comparativo das tensões na fase V-1.	249
Figura 8.19	- Gráfico comparativo das tensões na fase V-2.	250
Figura 8.20	- Pontos de leitura de deslocamento para a primeira etapa de ensaio.	251
Figura 8.21	- Gráfico comparativo dos deslocamentos na fase III.	256
Figura 8.22	- Gráfico comparativo dos deslocamentos na fase V.	256
Figura 9.1	- Posição dos extensômetros da viga principal para a segunda etapa de ensaio.	258
Figura 9.2	- Posição dos extensômetros das terças treliçadas para segunda etapa de ensaio.	258
Figura 9.3	- Posição dos extensômetros do sistema de contraventamento para segunda	259
	etapa de ensaio.	
Figura 9.4	– Modelo computacional considerando estrutura montada de forma invertida.	262
Figura 9.5	- Gráfico comparativo das diferenças médias para a segunda etapa de ensaio.	284
Figura 9.6	- Gráfico comparativo das tensões na fase I.	285
Figura 9.7	- Gráfico comparativo das tensões na fase II.	286
Figura 9.8	- Gráfico comparativo das tensões na fase III-1.	286
Figura 9.9	- Gráfico comparativo das tensões na fase III-2.	287
Figura 9.10	- Gráfico comparativo das tensões na fase IV.	287
Figura 9.11	- Gráfico comparativo das tensões na fase V.	288
Figura 9.12	-Pontos de leitura de deslocamento para a segunda etapa de ensaio.	289
Figura 9.13	- Gráfico comparativo dos deslocamentos na fase III.	293
Figura 9.14	- Gráfico comparativo dos deslocamentos na fase V.	293

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	-Classificação das seções e métodos de análises.	37
Tabela 2.2	– Limites de b/t para perfis tubulares.	37
Tabela 2.3	- Materiais utilizados para parafuso.	46
Tabela 2.4	– Tabela com as resistências mínimas à tração do metal da solda.	50
Tabela 2.5	 Verificação dos parâmetros geométricos. 	54
Tabela 2.6	– Adaptado da Tabela 26 do Anexo A – NBR 8800/86.	70
Tabela 3.1	- Tabela com lista dos materiais empregados nos componentes estruturais do sistema de cobertura.	98
Tabela 3.2	- Lista de tubos de seção circular empregados na confecção dos componentes estruturais do sistema de cobertura.	99
Tabela 5.1	– Cargas aplicadas na primeira etapa do ensaio – nó 1 a 276.	147
Tabela 5.2	- Cargas aplicadas na primeira etapa do ensaio- nó 277 a 564.	148
Tabela 5.3	- Cargas aplicadas na primeira etapa do ensaio – nó 565 a 671.	149
Tabela 5.4	- Cargas aplicadas na segunda etapa do ensaio- nó 1 a 275.	149
Tabela 5.5	- Cargas aplicadas na segunda etapa do ensaio – nó 277 a 671.	150
Tabela 6.1	 Deformações e tensões atuantes nos extensômetros E1 a E8. 	186
Tabela 6.2	 Deformações e tensões atuantes nos extensômetros E9 a E17. 	187
Tabela 6.3	- Resultados dos deslocamentos obtidos no ensaio.	193
Tabela 7.1	 Deformações e tensões atuantes nos extensômetros E1 a E8. 	205
Tabela 7.2	 Deformações e tensões atuantes nos extensômetros E9 a E18. 	206
Tabela 7.3	 Deformações e tensões atuantes nos extensômetros E19 a E26. 	207
Tabela 7.4	- Resultados dos deslocamentos obtidos no ensaio.	216
Tabela 8.1	- Comparação do modelo computacional original com o modelo ensaiado.	224
Tabela 8.2	– Comparação do modelo com gap e sem gap.	227
Tabela 8.3	– Modelos de cálculo analisados.	231
Tabela 8.4	- Resumo da comparação dos modelos com o ensaio.	232
Tabela 8.5	– Comparação para fase I.	234
Tabela 8.6	– Comparação para fase II.	235
Tabela 8.7	– Comparação para fase III-1.	236
Tabela 8.8	– Comparação para fase III-2.	237
Tabela 8.9	– Comparação para fase IV.	238
Tabela 8.10	– Comparação para fase V-1.	239
Tabela 8.11	– Comparação para fase V-2.	240
Tabela 8.12	– Comparação dos deslocamentos – Fase III.	252
Tabela 8.13	– Comparação dos deslocamentos – Fase V.	254
Tabela 9.1	- Comparação do modelo computacional original com o modelo ensaiado.	260
Tabela 9.2	- Resumo - Comparação do modelo computacional original com o modelo	261

ensaiado.

- Modelos numéricos gerados para análise comparativa.	264
 Resumo da comparação dos modelos com o ensaio. 	265
- Diferenças médias totais dos modelos analisados.	266
– Comparação para a fase I.	267
– Resumo - Comparação para a fase I.	268
– Comparação para a fase II.	269
– Resumo - Comparação para a fase II.	270
– Comparação para a fase III-1	271
– Resumo - Comparação para a fase III-1.	272
– Comparação para a fase III-2.	273
– Resumo - Comparação para a fase III-2.	274
- Comparação para a fase IV.	275
– Resumo - Comparação para a fase IV.	276
–Comparação para a fase V.	277
– Resumo - Comparação para a fase V.	278
– Comparação dos deslocamentos – Fase III.	290
– Comparação dos deslocamentos – Fase V.	291
	 Modelos numéricos gerados para análise comparativa. Resumo da comparação dos modelos com o ensaio. Diferenças médias totais dos modelos analisados. Comparação para a fase I. Resumo - Comparação para a fase I. Comparação para a fase II. Resumo - Comparação para a fase II. Comparação para a fase III-1 Resumo - Comparação para a fase III-1. Comparação para a fase III-2. Resumo - Comparação para a fase III-2. Resumo - Comparação para a fase III-2. Resumo - Comparação para a fase IV. Resumo - Comparação para a fase IV. Resumo - Comparação para a fase IV. Comparação para a fase V. Comparação dos deslocamentos – Fase III. Comparação dos deslocamentos – Fase V.

LISTA DE SÍMBOLOS

- a) Letras romanas maiúsculas
- A_b Área da placa de base
- Achapa Área da chapa de ligação
- Ag Área bruta da seção
- A_i Área da seção transversal da barra i
- A_n Área líquida
- A_e Área líquida efetiva
- A_{Mb} Área do metal base
- A_p Área da bruta, baseada no diâmetro nominal "d" do parafuso (mm²)
- A_r Área efetiva à tração do parafuso (mm²)
- A_{chu,t} Área total dos chumbadores tracionados
- A_{chu} Área total dos chumbadores;
- A_V -Área efetiva de cisalhamento
- A_w Área da seção efetiva da solda
- B Altura da placa de base
- C_m Coeficiente utilizado no dimensionamento à flexão simples ou composta
- Ct Coeficiente de redução para cálculo de barras tracionadas
- D Diâmetro externo do tubo
- E Módulo de elasticidade longitudinal
- G = Módulo de elasticidade transversal do aço, G = 0,385E
- I Momento de inércia da seção transversal
- Ib Momento de inércia da superfície da placa de base
- I_T Momento de inércia à torção
- K Parâmetro utilizado no cálculo do comprimento de flambagem
- L Largura da chapa de ligação e largura da placa de base; comprimento real não contraventado da barra.
- M Momento fletor
- M_b Momento fletor localizado no engaste da viga em balanço
- Mcr-Momento crítico

Mel,Rd - Resistência de cálculo ao momento fletor, segundo o regime elástico

- M_k Momento fletor característico
- M_n Resistência nominal ao momento fletor
- M_{máx} Momento fletor máximo
- M_{pl,Rd} Resistência de cálculo ao momento fletor, segundo o regime plástico
- M_p Momento na extremidade da placa
- $M_{Sd}\xspace$ Momento fletor atuante
- M0 Momento fletor aplicado no banzo da ligação "K"
- N Força normal em geral
- Nex, Ney Cargas de flambagem elástica, segundo os eixos x e y respectivamente.
- Ni Solicitação da ligação, representada por uma força axial na barra i
- N_{i,Rd} Resistência da ligação, representada por uma força axial na barra i
- Nk Força normal característica
- Nn Resistência nominal à força normal
- N_{Sd, F} Força axial de cálculo atuando na barra
- N₀ Maior valor absoluto da força axial atuante no banzo
- N_{0p} Força axial passante através da ligação do banzo
- R_n Resistência nominal
- Rnt Resistência nominal à tração
- T Esforço de tração nos chumbadores
- V_{pl,Rd} Resistência ao cisalhamento de uma seção
- V_{Sd} Esforço cortante devido a cargas majoradas
- Wel Módulo resistente elástico à flexão
- W_{pl}- Módulo resistente plástico à flexão
- b) Letras romanas minúsculas
- bi Largura do tubo quadrado e retangular da barra i
- di Diâmetro do tubo de seção circular da barra i
- e Excentricidade
- e1 Distância da parede do pilar à linha de furação do parafuso
- e2 Distância da linha de furação do parafuso à borda do flange

fck - Resistência característica do concreto à compressão

- f_t Tensão nos chumbadores devido à tração
- f_h Tensão nos chumbadores devido ao cisalhamento
- f Tensão final devido à tração e cisalhamento no chumbador
- $f_{\rm sw}$ Resistência ao cisalhamento da solda
- $f_{\rm aw}$ Resistência a tração da solda
- f_u Tensão de ruptura à tração do aço
- f_w Tensão de ruptura do metal solda
- f_y Tensão de escoamento do aço
- f_{vi} Tensão de escoamento do aço da barra i
- f₃ Parâmetro geométrico utilizado no cálculo da espessura das placas de flange
- g Gap afastamento entre as barras secundárias do banzo para ligação "K"
- h_i Altura ou diâmetro do tubo retangular ou circular da barra i
- h_s garganta efetiva nominal da solda
- i índice que indica o número da barra
 - 0 Representa o banzo
 - 1 Representa a diagonal comprimida da ligação "K"
 - 2 Representa a diagonal tracionada da ligação "K"

f(n'), k_g, k_p, k_n - Funções que incorporam a influência da tensão de compressão atuante na barra principal

m - Projeção máxima da placa de base

- pc Pressão de contato
- p₀ Pressão de contato mínima
- p1, pmáx Pressão de contato máxima
- p2 Pressão de contato relativo à posição do engaste da viga em balanço
- r Raio de giração
- r1,2,3 Parâmetros geométricos utilizados no cálculo do parâmetro f3
- t_p Espessura da placa de base
- t_{ch} Espessura da chapa de ligação
- t_f Espessura da placa de flange
- t Espessura da parede do tubo

- t_i Espessura da parede do tubo da barra i
- y Posição da linha neutra
- y_{CG} Distância entre o CG e a borda analisada
- c) Letras gregas maiúsculas
- αs Ângulo da seção de cisalhamento
- β- Relação entre os diâmetros ou larguras das barras que compõem a ligação "K"
- ø- Coeficiente de resistência em geral
- ø t Coeficiente de resistência à tração
- γ- Relação entre o diâmetro ou largura da seção transversal da barra principal deuma ligação "K"
- e o dobro de sua espessura
- η Relação entre a altura das barras secundárias e a largura da barra principal
- θi Ângulo entre as barras principais e secundárias
- σ Tensão normal
- λ Parâmetro de esbeltez
- v Coeficiente de Poisson para aço estrutural no domínio elástico, igual a 0,3.

CAPÍTULO 1

1. INTRODUÇÃO

1.1 Considerações gerais

Nos últimos anos, a utilização de estruturas metálicas no Brasil tem se destacado principalmente em coberturas de grandes áreas como supermercados, shoppings, centros de distribuição, grandes lojas e indústrias. Geralmente esse tipo de obra exige que a estrutura metálica seja executada num espaço curto de tempo e com um custo competitivo. Observa-se então uma tendência a se desenvolver sistemas de cobertura pré-fabricados, em substituição às estruturas tradicionais, proporcionando maior velocidade de projeto, fabricação e montagem.

Desta forma, surgiu a idéia de se desenvolver um sistema de cobertura utilizando perfis tubulares, como alternativa aos sistemas existentes no mercado, que utilizam perfis abertos formados a frio ou laminados.

O sistema proposto neste estudo visa atender o segmento de mercado que requer grandes áreas cobertas, com um número mínimo de pilares, de forma a se otimizar os espaços internos. Esse sistema utilizando perfis tubulares aliado ao fator estético, permite uma economia de material quando comparado com outros perfis, além de ser uma alternativa inovadora.

A expectativa de aplicação do sistema de cobertura em diversas edificações requer uma racionalização do sistema construtivo, o que impõe a padronização dos elementos estruturais. Desta forma, de maneira inédita no Brasil, uma estrutura protótipo de 900 m² foi executada e ensaiada com os carregamentos reais, objetivando confirmar o comportamento previsto pelo cálculo estrutural.

1.1.1 Proposta do trabalho

O objetivo desse trabalho é descrever os sistemas de cobertura atualmente no mercado, discutir os conceitos adotados para projetos de estruturas metálicas, propor um sistema de cobertura padronizado utilizando perfis tubulares, e a partir da execução de um protótipo, comparar os resultados dos ensaios experimentais da estrutura com o modelo computacional.

Para isso, foi realizada uma revisão bibliográfica dos principais sistemas de cobertura existentes, e dos conceitos e diretrizes de projeto e execução de estruturas metálicas. Como no Brasil não há nenhuma norma específica de projeto para estruturas de perfis tubulares, foram utilizadas manuais e normas internacionais, adaptando-as aos critérios da norma brasileira, sendo destacadas as principais diferenças entre a utilização de perfil de seção aberta e do perfil tubular.

A partir dessas informações, foi desenvolvido um projeto de sistema de cobertura padronizado utilizando perfis tubulares, adequando-o às exigências de mercado. A estrutura foi modelada e dimensionada no programa computacional de análise estrutural SAP2000[53]. Após isso, uma estrutura protótipo de 900 m² foi projetada e executada na Universidade Estadual de Campinas, onde foram realizados ensaios experimentais para avaliar o comportamento da estrutura. Foi feito todo o planejamento de ensaio, aplicando os carregamentos normalmente utilizados nesse tipo de estrutura, comparando os resultados obtidos com o modelo computacional.

1.2 Conceitos técnicos

1.2.1 Sistemas de coberturas padronizadas

Pode-se definir um sistema de cobertura de estrutura metálica como um arranjo estrutural composto de barras, formando um conjunto autoportante, tendo como característica principal a sua pré-fabricação. Outra característica é a padronização de seus elementos e de detalhes construtivos, permitindo maior velocidade de fabricação e montagem. A modulação permite racionalizar o processo de fabricação devido às peças repetidas e pela simplificação da montagem.

Por se tratar de um processo industrializado, onde as peças são pré-fabricadas e apenas instaladas no local da obra, eliminam-se improvisações e erros de projeto, devido à sua padronização e modulação. Permite também um ganho de tempo na etapa de projeto com conseqüente redução dos custos. A figura 1.1 mostra a fabricação de uma estrutura padronizada.



Figura 1. 1- Fabricação de uma estrutura padronizada.

Os sistemas de coberturas padronizadas são utilizados principalmente para vãos de 12 a 30 metros, podendo chegar a 40 metros em casos especiais. Supermercados, grandes lojas, shopping, centros de distribuição, ou qualquer edificação que necessite de uma maior área interna útil podem utilizar esse tipo de sistema, idealizado principalmente para vencer grandes vãos. As figuras de 1.2 a 1.7 apresentam diversas aplicações desse sistema.



Figura 1. 2 – Exemplo de utilização de coberturas padronizadas. Loja Leroy Merlin. Fonte: www.aeromedia.pl[2].



Figura 1. 3 – Loja da Leroy Merlin. Fonte: www.matec.com.br[35].



Figura 1. 4 – Hipermercado Extra - São Paulo. Fonte: Engineering [23].



Figura 1. 5 – Shopping Dom Pedro – Campinas. Fonte: Engineering [23].



Figura 1. 6 – Fábrica da Avon - Bahia. Fonte: Engineering [23].



Figura 1. 7– Centro de distribuição- Loja de peças Sotreq. Fonte: www.sotreq.com.br[56].

Normalmente um sistema de cobertura é composto de estruturas principais e estruturas secundárias. A primeira é formada por um pórtico, cuja viga pode ser de alma cheia ou treliçada. A estrutura secundária é formada pelas terças, normalmente de perfil único ou treliçadas, que se apóiam sobre a estrutura principal. As telhas por sua vez são fixadas à estrutura secundária. Caso essas estruturas sejam treliças planas é usual denominá-las de *joist*.

A figura 1.8 mostra um sistema de vigas e terças de cobertura treliçadas (*joists*), onde o sistema de contraventamento não está representado para facilitar a visualização.



Figura 1. 8 – Sistema de cobertura.

Esse tipo de sistema é utilizado há algum tempo no exterior, principalmente nos Estados Unidos, onde foi fundado o *Steel Joist Institute* (SJI), em 1928. Este instituto desenvolve estudos sobre *joists*, além de qualificar os fabricantes desse sistema. Detalhes de conexões, tipos de aço utilizados, condições de apoio e aplicação de carregamento, por exemplo, são amplamente discutidos em manuais publicados por este instituto.

As seções transversais das *joists* ilustradas na figura 1.9 são as padronizadas pelo Steel Joist Institute. Normalmente, em função da padronização, se utiliza o mesmo perfil para o banzo superior e inferior e o mesmo perfil para as diagonais. Através de tabelas fornecidas nos manuais acima citados, é possível obter a geometria e o peso das treliças padronizadas.



Figura 1.9 – Seções transversais padronizadas pelo Steel Joist Institute, sendo os banzos de dupla cantoneira e: (a) diagonais de cantoneira dobrada; (b) cantoneira dupla; (c) cantoneira simples;(d) barra redonda. Adaptado de SJI[58].

No Brasil, é muito comum a utilização de chapas para a ligação das diagonais e montantes com os banzos das treliças, como mostra a figura 1.10.



Figura 1.10 – Seção transversal de treliça utilizando chapas de ligação.

A figura 1.11 ilustra uma *joist* composta por duas cantoneiras com diagonais em barra redonda, além de travamento horizontal discutido a seguir.



Figura 1.11 – Treliças planas compostas por dupla cantoneira e barra redonda. Adaptado de SJI[58].

Entretanto, para esse sistema podem ser utilizados os mais variados tipos de perfis, como cantoneiras, perfis U, perfis tubulares ou outros tipos de seções.

Como pode ser observado, esses sistemas são compostos por elementos extremamente esbeltos. Desta forma, além do sistema de contraventamento da estrutura, devem ser previstos travamentos entre as *joists* para garantir a estabilidade lateral do conjunto. Esses travamentos são os normalmente utilizados em estruturas metálicas, e devem ser soldados ou parafusados às *joists*. A figura 1.12 ilustra alguns tipos de travamento sugeridos pelo SJI [58].



Figura 1.12 – Exemplos de travamentos: (a) travamento horizontal; (b) travamento em diagonal.

As condições de apoio para sistemas de cobertura são os mais variados, e dependem do tipo do esquema estático adotado no cálculo, perfis utilizados na estrutura, tipo de coluna da edificação etc. A figura 1.13 traz alguns exemplos de condições de apoio normalmente utilizadas.



Figura 1.13 – Exemplos de condições de apoio: (a) em pilar metálico; (b) em pilar de concreto. Adaptado de NCJ [40].

Outra solução para o apoio das treliças é a utilização de furos ovalizados em uma das extremidades, ou seja, uma furação que permite um determinado deslocamento na direção axial. A figura 1.14 ilustra duas situações, onde em um caso o banzo inferior da treliça não está ligado ao pilar, e em outro caso há essa ligação, devendo ser considerada no cálculo como uma viga contínua.



Figura 1.14 – Exemplos de apoios utilizando furos ovalizados. Adaptado de SJI[58].

No caso de ligações entre a estrutura principal e a estrutura secundaria, sendo ambas treliçadas, pode-se utilizar mão francesa para realizar o travamento do banzo inferior da estrutura principal, como mostrado na figura 1.15.


Figura 1.15 – Exemplo de travamento do banzo inferior da estrutura principal através de mão francesa. Adaptado de SJI [58].

Outra vantagem deste tipo de sistema é a possibilidade de passagem de dutos e tubulações entre as barras da treliça, como mostrado na figura 1.16. Este tipo de situação é muito comum em supermercados, lojas etc, onde se tem dutos do sistema de ar condicionado, dutos para instalação elétrica, entre outros. Os carregamentos devido à esses elementos devem ser considerados no dimensionamento da estrutura.



Figura 1.16 – Passagem de dutos e tubulações. Adaptado de NCJ [40]

No Brasil, algumas empresas oferecem sistemas de coberturas padronizadas com geometrias e características diferentes. Na sua maioria, utilizam perfil aberto formado a frio.

Um dos fabricantes utiliza treliças planas paralelas (joists), sobre as quais são desenroladas bobinas contínuas de aço, que têm função de telha, permitindo caimento até 1%. As vigas treliçadas, compostas de perfil aberto formado a frio, são dispostas lado a lado e unidas entre si por peças transversais. A figura 1.17 mostra esse sistema, para cobertura de uma fábrica.



Figura 1. 17 – Sistema de cobertura utilizado na fábrica da Goodyear, São Paulo. Fonte: www.arcoweb.com.br[7].

Existe disponível no mercado nacional um sistema de geometria similar ao anterior, mas utilizando telha trapezoidal, o que permite um caimento mínimo de 5%. Esse sistema possibilita vãos até 28 metros, com distância entre treliças de 1,0 metro.

Uma outra empresa fornece esse tipo de cobertura utilizando treliças planas até determinado vão, e treliças triangulares, ou também denominadas de multi-planares, para vãos até 30 metros, sendo todos os perfis de chapa dobrada. A telha utilizada pode ser a zipada, que permite caimento mínimo de 3%. A figura 1.18 mostra esse sistema.



Figura 1. 18 – Sistema de cobertura - Unisys Arena Complexo esportivo - São Paulo. Fonte: www.metalica.com.br[36].

No exterior, existem diversos sistemas de cobertura com as mais variadas geometrias. A empresa americana "New Columbia Joist Company" (NCJ), por exemplo, fornece treliças planas (joists) de banzos e diagonais compostos por cantoneiras, para uma vasta gama de vãos. A figura 1.19 ilustra esse sistema. Outros tipos de seções para os banzos podem ser utilizados, como o proposto pelo sistema da empresa canadense Omega Joists [41], ilustrado na figura 1.20.



Figura 1. 19 – Joist formada por cantoneiras. NCJ[40].



Figura 1. 20 – Seção do banzo superior utilizado pela Omega Joist. Adaptado de Omegajoist[41]

Analisando as principais empresas no mercado brasileiro, não se encontra nenhum sistema de cobertura utilizando perfil tubular. A vantagem de se utilizar perfis tubulares nesse tipo de sistema está associada as características geométricas do tubo e elevada resistências à compressão, torção e esforços combinados. Dessa forma, a utilização dos perfis tubulares nesse tipo de estrutura é objeto de estudo deste trabalho.

1.2.2 O uso do perfil tubular

A utilização de perfis tubulares em obras de estruturas metálicas vem crescendo significativamente nos últimos anos, principalmente na Europa e Estados Unidos, tendência que

começa a ser observada no Brasil. Estruturas para cobertura de supermercados, centros de distribuição, indústrias, ginásios de esportes, aeroportos, além de equipamentos mecânicos, são alguns exemplos onde se podem empregar perfis tubulares com vantagens econômicas e estéticas.

Segundo Eekhout [22], com perfis tubulares há a possibilidade de se obter estruturas de arquitetura mais arrojada, como o aeroporto de Osaka, no Japão, o Pavilhão de Sevilha, na Espanha, e a passarela de Oudry-Mesly em Paris, ilustradas nas figuras 1.21, 1.22, e 1.23, respectivamente.



Figura 1. 21- Foto do aeroporto de Osaka, no Japão. Adaptada de Eekhout [22].



Figura 1. 22- Foto do Pavilhão de Sevilha, Espanha. Adaptada de Wardenier [61].



Figura 1. 23- Passarela de Oudry-Mesly em Paris. Fonte www.metalica.com.br[36]

A Norma Técnica Brasileira para dimensionamento de estruturas metálicas, a NBR 8800/86[9], utilizada para o dimensionamento de estruturas metálicas, discute superficialmente o emprego de perfis tubulares, principalmente com relação às ligações. Pode-se então, principalmente para o cálculo de ligações tubulares, recorrer as bibliografias internacionais como o Eurocode3 [24], CIDECT [17,18,19,20,21], Rautaruukki [48] e Packer[43]. Pode-se dizer que o CIDECT (Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire) é uma das principais fontes de informação sobre o dimensionamento e utilização de estruturas tubulares. A partir de inúmeros estudos teóricos e experimentais, o CIDECT[17,18,19,20,21] lançou uma coletânea de oito livros para auxiliar o engenheiro no dimensionamento de estruturas tubulares.

Para aplicação estrutural, os perfis tubulares podem ser laminados ou soldados (tubos com costura), normalmente com resistências de 250 MPa a 350 MPa, conforme especificação de projeto. Estes aços podem possuir alta resistência à corrosão atmosférica, por conterem em sua composição certos elementos químicos, como o cobre, que propiciam a formação de uma película de óxidos aderentes e protetores chamados de pátina. Esses aços são conhecidos como aços patináveis, também denominados de aços COR ou CORTEN.

Os perfis tubulares laminados sem costura e os com costura apresentam diferentes processos de fabricação e diferentes propriedades estruturais. Os perfis circulares laminados sem costura, objeto de estudo deste trabalho, são obtidos a partir de uma barra maciça de aço de seção

circular e os perfis com costura são obtidos através de chapas que são dobradas e posteriormente soldadas.

Os tubos sem costura são produzidos por processo de laminação a quente, a partir de bloco maciço de seção redonda de aço, sendo este laminado e perfurado por mandril, obtendo-se suas dimensões finais. São resfriados em leito de resfriamento, até a temperatura ambiente. Esses perfis, por possuírem distribuição uniforme de massa em torno de seu centro, mantêm temperatura praticamente constante ao longo de todo o seu comprimento e em qualquer ponto de sua seção transversal, o que resulta num baixo nível de tensões residuais.

Nos tubos com costura, os processos de calandragem e de soldagem provocam diferenças de tensões residuais ao longo do tubo. A região afetada termicamente pelo processo de soldagem possui níveis de tensões residuais diferente das demais regiões da seção transversal. A uniformidade das tensões residuais observada nos tubos sem costura conduz a um melhor desempenho do aço em seu emprego estrutural.

De uma forma simplificada, de acordo com Polukhin[47], o processo de laminação se dá inicialmente pelo aquecimento da barra de aço maciça de seção circular à temperatura de aproximadamente 1300° C. A barra de aço passa através de diversos cilindros de laminação, reduzindo seu diâmetro, e é posteriormente perfurada por meio de um pistão, diminuindo a sua espessura, o que resulta num alongamento da barra e aumento do diâmetro, conforme mostra a figura 1.24. Posteriormente passa por mais uma etapa de redução de diâmetro, seguindo para o leito de resfriamento. Após essa etapa, o tubo é reaquecido e passa por um processo de acabamento, até ir novamente ao leito de resfriamento já como produto final. Os perfis de seção retangular e quadrada são obtidos a partir da deformação do tubo de seção circular, podendo ser esse processo a quente ou a frio, sendo este último o processo adotado normalmente no Brasil.



Figura 1. 24 - Processo de laminação de tubo. Adaptado de Polukhin[47].

A escolha do tipo de seção está relacionada a diversos fatores, como a comparação das propriedades mecânicas, custo unitário do material, custo fabricação e montagem e manutenção da estrutura.

Os perfis tubulares de seção circular, retangular e quadrada possuem propriedades mecânicas que resultam em estruturas leves principalmente devido às suas elevadas resistências à compressão, torção e esforços combinados. Conforme ressalta o CIDECT [19], essas características permitem estruturas mais leves do que as dimensionadas com perfis de seção aberta.

Na figura 1.25, tem-se a comparação entre as propriedades geométricas de vários tipos de seções transversais, considerando aproximadamente o mesmo peso por metro de perfil.



Figura 1. 25- Comparação das propriedades geométricas de diversos perfis.

Onde I_{max} é o momento de inércia na maior direção, I_{min} é o momento de inércia na menor direção e I_t é o módulo de resistência à torção, ou constante de torção.

Observa-se uma resistência à compressão maior dos perfis tubulares, principalmente quando analisado o eixo de menor inércia, no caso dos perfis retangulares. A resistência à torção da seção tubular é muitas vezes superior à da seção aberta, que devido ao seu valor muito baixo não aparece na figura 1.25. Já no caso de flexão simples, as seções abertas se mostram mais econômicas, devido à um maior momento de inércia na maior direção, superior ao do perfil tubular. Entretanto, caso a solicitação seja flexão composta, o perfil tubular torna-se novamente vantajoso.

De acordo com o observado por Rautaruukki[48], uma grande vantagem do perfil tubular está relacionada com a flambagem lateral com torção, onde praticamente se desconsidera esse efeito devido a um módulo de resistência a torção muito elevado.

Considerando essas propriedades geométricas, o uso de treliças planas e espaciais utilizando perfis tubulares tem-se tornado mais freqüente. A grande resistência à compressão, à flambagem lateral com torção e a solicitações combinadas, aliada a uma vasta gama de diâmetros e espessuras para perfis tubulares disponíveis no mercado, possibilita a utilização dessas treliças para vencer grandes vãos com pesos menores do que as realizadas com perfis abertos, além do fator estético proporcionado pelos perfis tubulares.

Outra vantagem que o perfil tubular oferece é o preenchimento com concreto no caso de colunas. Nas peças comprimidas, as seções tubulares mistas apresentam um aumento significativo de resistência à compressão, possibilitando utilizar seções menores. A utilização de concreto armado promove também a proteção contra situações de incêndio. Estudos do Cidect [20] demonstram um elevado ganho de resistência ao fogo utilizando esse tipo de solução.

1.2.3 Custo global de uma estrutura

Talvez o maior desafio para o engenheiro seja projetar uma estrutura economicamente viável e que atenda aos requisitos de segurança e durabilidade. Isto faz com que se busque uma otimização da estrutura. Diversos autores, segundo Kravanja [32], propõem formulações para se determinar os custos de uma estrutura, principalmente com relação aos materiais utilizados. O custo global de uma estrutura deve levar em conta um conjunto de fatores, como o projeto

estrutural, o detalhamento, materiais e insumos, fabricação, limpeza e pintura, transporte e montagem.

Segundo o Manual Brasileiro para Cálculo de Estruturas Metálicas[15], a escolha dos materiais dos perfis, dos parafusos e das soldas deve ser feita em função dos carregamentos a que ela esta sujeita. A resistência do aço a ser utilizado deve levar em conta o custo e a disponibilidade no mercado. No caso dos parafusos, os comuns (ASTM A307) são mais econômicos do que os de alta resistência (ASTM A325, ASTM A490), entretanto geram ligações mais onerosas. Com relação às soldas, proporcionam maior economia as soldas de filete com a menor dimensão permitida pela NBR 8800/86[9].

O custo de uma ligação, por exemplo, está relacionado ao peso de aço utilizado e o custo da mão de obra de fabricação e montagem. Além disso, influem no custo: o tipo da ligação escolhida (flexível, rígida, semi-rígida), a quantidade de cortes de chapa, a padronização das ligações, tipo e diâmetro do parafuso, método de instalação e aperto dos parafusos, tipo de junta e dimensão da solda, grau de preparação das superfícies de contato e local da execução da ligação.

No caso de ligações soldadas, o Manual Brasileiro para Cálculo de Estruturas Metálicas[15] ressalta que o custo maior é o de mão de obra, sendo o custo do material do eletrodo em torno de 3 a 20% do custo total da soldagem. O número de horas de soldagem na fabricação multiplicado pelo custo horário da mão de obra, incluindo os outros custos indiretos, fornece o custo da execução da solda. Desta forma, detalhes mais simples são mais econômicos, mesmo que seja consumido mais material.

Deve-se buscar, sempre que possível, executar as operações de solda na fábrica, tendo em vista que soldas executadas na obra necessitam de equipamentos e dispositivos de acesso que permitam a execução da solda, aumentando o custo da operação. Para ligações de campo, como a ligação por flange exemplificada na figura 1.26, a utilização de parafusos é uma opção melhor, pois é mais rápida de ser executada, mais simples e mais econômica do que uma ligação soldada.



Figura 1. 26– Foto de uma ligação parafusada utilizando flange – Adaptado de V&M–Preon [59].

Segundo Pannoni [44], dois parâmetros que também devem ser levados em conta, são o revestimento de proteção contra a corrosão e o sistema de proteção contra incêndio. No caso da proteção contra a corrosão, ao ar livre, as partes mais sujeitas à corrosão são aquelas onde se acumulam água, pó ou sujeira. Esses fatores devem ser levados em conta na etapa de projeto, e podem influenciar no custo de manutenção da estrutura. Geralmente se utilizam tintas ou processo de galvanização para efetuar essa proteção.

No caso da pintura, o Cidect[19] salienta que a seção tubular possui vantagem por ter uma menor área de pintura, podendo chegar a uma diferença de 50% quando comparada com uma seção aberta, o que influencia no custo de proteção contra a corrosão.

Com relação ao sistema de proteção contra incêndio, Pannoni [44] destaca que em situações onde a temperatura ultrapassa 550°C, o aço carbono começa a perder resistência, diminuindo a margem de segurança definida em projeto. Os componentes de aço, em especial colunas e vigas, devem ser protegidos com produtos que reduzam a velocidade com que o aço é aquecido.

Uma vantagem dos perfis tubulares é que estes podem ser protegidos contra incêndio não só externamente, mas também preenchidos com concreto.

O transporte e a montagem das peças que compõem a estrutura também influenciam no custo final. Essa análise também deve ser feita na etapa de projeto, de forma que a estrutura possua uma montagem mais simples e rápida.

Conforme Rautaruukki [48], na montagem de estruturas compostas por perfis tubulares, o içamento é facilitado devido à grande rigidez lateral dessas estruturas, além de não haver necessidade de um grande número de travamentos temporários para estabilizá-la.

Sabe-se, porém, que o custo de fabricação de um perfil tubular é superior ao de um perfil aberto. Suas ligações influenciam no custo final da estrutura, pois geralmente necessitam de dois ou três planos de corte para possibilitar a ligação, ou a utilização de chapas de conexão. Entretanto, com o desenvolvimento tecnológico de métodos de corte, como corte a plasma e corte a laser mostrados no Capítulo 2, esses detalhes têm sua execução facilitada.

Cabe, então, ao engenheiro projetista levar em conta todos esses fatores na concepção estrutural, utilizando da melhor forma possível as vantagens proporcionadas pelos perfis tubulares.

1.2.4 Elementos que compõem uma estrutura de cobertura

Uma estrutura de cobertura é composta por vários elementos. Desta forma, para auxiliar o desenvolvimento do sistema, esses elementos foram ilustrados na figura 1.27, e suas principais características discutidas neste item.



Figura 1. 27– Principais elementos de uma estrutura de cobertura. Adaptado de CBCA – Galpões para Usos Gerais [28].

De uma forma geral, de acordo com Yagui [62], a estrutura principal pode ser em pórtico simples ou em pórticos múltiplos, e a cobertura pode ser em cobertura plana (horizontal ou inclinada), em shed ou em arco. Os pórticos simples são utilizados quando for necessário usar um único vão e os pórticos múltiplos quando há necessidade de cobrir grandes áreas. Ambos estão representados na figura 1.28.



Figura 1. 28 – (a) Pórticos simples e (b) múltiplos. Adaptado de Pinho – Galpões em Pórticos de Aço[46]

- Vigas de Cobertura

As vigas de cobertura, podem ser:

i) Vigas de alma cheia:

Para as coberturas planas, podem ser utilizadas vigas de alma cheia, em perfis laminados, para vãos menores e perfis soldados para vãos maiores. Segundo Pfeil [45], os tipos de perfis mais adequados para estas vigas são aqueles com maior inércia no plano da flexão, isto é, com massas mais afastadas do eixo neutro. Na figura 1.29, tem-se os tipos de perfis utilizados. As vantagens dessa solução são: o aspecto estético, custo de fabricação reduzido, altura da tesoura, facilidade de limpeza e conservação. Entretanto, para grandes vãos essa solução deixa de ser economicamente viável.



Figura 1. 29 – Perfis usuais para vigas. Adaptado de Pfeil[45].

ii) Vigas treliçadas

Outra solução para coberturas planas é a utilização de vigas treliçadas. As treliças utilizadas em edifícios são treliças simples, formadas por associações de triângulos. Ainda conforme Pfeil [45], as barras internas da treliça (diagonais e montantes) estão sujeitas a esforços de tração ou compressão, e são calculadas como rotuladas, ou seja, articulações desprovidas de atrito. Existem, porém, nessas barras momentos fletores provenientes da rigidez da ligação. Esses momentos são geralmente pequenos, constituindo esforços secundários. As ações externas são supostas atuando nos nós. Entretanto, as barras que constituem os banzos podem estar submetidas a esforços de tração com flexão, ou compressão com flexão, devido ao peso próprio da barra distribuído linearmente, por exemplo. No caso de treliças compostas por perfis tubulares com ligações soldadas, o efeito da rigidez da ligação pode ser levado em conta, considerando então o efeito do momento fletor no dimensionamento das diagonais e montantes. A figura 1.30 ilustra os tipos de perfis utilizados para vigas treliçadas.



Figura 1. 30 – Perfis usuais para vigas treliçadas.

As configurações mais conhecidas são do tipo Warren, Pratt e Howe. Segundo Pfeil [45], a treliça Warren simples é formada por triângulos geralmente isósceles, sem montantes verticais, sendo estes necessários quando a distância entre os nós fica muito grande. Na treliça Pratt, para ação de carga gravitacional as diagonais são tracionadas e os montantes comprimidos. Na viga Howe, para ação de carga gravitacional as diagonais são comprimidas e os montantes tracionados. Entretanto, no dimensionamento das tesouras, deve ser levado em conta o efeito do vento de sucção, pois este pode provocar instabilidade no banzo inferior da treliça. Outra geometria conhecida, porém de utilização mais restrita, é a Vierendeel, que possui nós rígidos, resistentes à flexão, e que, devido ao seu reticulado, é muitas vezes hiperestático. A figura 1.31 mostra os tipos de treliças acima citados.



Figura 1.31 – Tipos usuais de vigas treliçadas.

iii) Tipo Shed e Tesoura em Arco

Segundo Yagui [62], as coberturas também podem ser do tipo shed ou em arco.

- Colunas

As colunas têm a função de transmitir as ações atuantes na estrutura para as fundações, estando sujeitas à compressão, acompanhadas ou não por momentos fletores. Normalmente, nos edifícios, as colunas estão solicitadas por ações verticais e por momentos fletores, sendo estes decorrentes de cargas transversais ou devido ao engastamento de vigas.

Os perfis normalmente utilizados para colunas metálicas estão ilustrados na figura 1.32. Os perfis I laminados são geralmente utilizados em colunas de tapamento com carregamentos pequenos, mas raramente são utilizados devido ao baixo raio de giração em torno do eixo de menor inércia. O perfil H laminado apresenta raios de giração muito próximos nas duas direções. Para alturas maiores, os perfis I e H soldados passam a ser vantajosos. Outras opções são os perfis compostos, perfis com reforços em chapa, perfis de seção múltipla e colunas treliçadas. O perfil tubular apresenta grande vantagem por possuir o mesmo raio de giração nas duas direções e uma elevada resistência à compressão. Outra vantagem é a utilização do perfil tubular preenchido com concreto, armado ou não, que aumenta a resistência da coluna.



Figura 1. 32 – Perfis usuais para colunas. Adaptado de Bellei[13].

As colunas são ligadas às fundações por meio de bases rotuladas ou engastadas. Segundo Bellei[13], quando se empregam bases rotuladas, obtem-se uma fundação mais barata, mas em contrapartida uma estrutura mais pesada. No caso de bases engastadas, a estrutura é mais econômica, mas possui fundações mais caras do que a rotulada. Para evitar o esmagamento do

concreto, placas de base são colocadas entre a coluna e o concreto para distribuir o carregamento. Na figura 1.33 estão ilustrados exemplos de bases rotuladas e de base engastadas.



Figura 1. 33 – Exemplos de bases (a) rotuladas e (b) engastadas. Adaptado de Bellei[13].

- Contraventamentos

Para garantir a estabilidade espacial da estrutura, devem ser previstos contraventamentos na estrutura. Os contraventamentos horizontais têm também a função de distribuir as ações devidas ao vento, podendo estar situado no plano das terças ou no plano dos banzos das tesouras. Os contraventamentos verticais, além de proporcionar estabilidade à estrutura, têm a função também de distribuir ações horizontais de vento. Os principais materiais utilizados são barras redondas, cantoneiras simples, cantoneira dupla, perfil T, estando submetidos a esforços de tração ou compressão. Na figura 1.34, mostrada abaixo, tem-se um exemplo do contraventamento de uma cobertura.



Figura 1. 34 – Sistema de contraventamento de cobertura.

- Terças e travessas de fechamento

A principal função das terças é servir de apoio às telhas de cobertura, além de trabalhar como elemento estabilizador da estrutura, tendo seu espaçamento dado em função do tipo e espessura da telha, condição de continuidade da telha (biapoiada, sobre 3 apoios, sobre 4 apoios), carregamento atuante e flecha admissível para a telha.

As ações provenientes do peso da telha, sobrecarga e vento são transferidas para as tesouras por meios das terças, submetendo-as à flexão oblíqua. As peças situadas entre o primeiro e segundo pórtico, ou seja, no primeiro módulo da edificação, podem estar submetidas também à ação horizontal do vento, devendo ser dimensionada à flexo-compressão.

As terças podem ser dimensionadas como vigas contínuas ou biapoiadas, podendo-se utilizar tirantes no meio do vão, ou a cada terça parte do vão, para reduzir o momento fletor em torno do eixo yy de menor inércia. Outro artifício citado pelo Manual Brasileiro para Cálculo de Estruturas Metálicas[15], é a utilização de mãos francesas, que além de diminuir o comprimento de flambagem das terças em torno do eixo de maior inércia, faz o travamento do banzo inferior da tesoura. A ligação das terças nas tesouras é normalmente feita com parafusos. Na figura 1.35 estão ilustrados os principais perfis utilizados para terças.



Figura 1. 35 – Perfis usuais para terças de cobertura. Adaptado de Bellei[13].

As vigas de tapamento nada mais são do que terças colocadas na horizontal, com a função de servir de apoio para as chapas verticais, estando sujeitas ao peso próprio da viga e das chapas de fechamento, além da ação horizontal do vento.

Normalmente, as terças de perfis abertos como mostradas acima são utilizadas para vãos de até 12 metros. A partir desse comprimento, pode-se ter um aumento do custo da estrutura, devido às características geométricas desses perfis. Desta forma, terças treliçadas, ilustradas na figura 1.36, também denominadas de joists, podem resultar em soluções mais econômicas, principalmente para vãos maiores, solução esta que é objeto de estudo deste trabalho.



Figura 1. 36 – Terça treliçada.

- Telhas de cobertura e tapamento

Conforme define Bellei [13], as telhas de cobertura e tapamento têm a função de separar o ambiente externo do interno. Os principais materiais empregados são: aço galvanizado, alumínio, fibrocimento, PVC e fiberglass.

As telhas de aço podem ser de seção ondulada ou trapezoidal, com inclinação mínima de 5%, para garantir a estanqueidade. Caso se utilize inclinação inferior, devem ser previstos materiais de vedação. Um outro tipo de telha de aço muito utilizada é a chamada telha zipada, ideal para coberturas de grandes extensões e pequenas inclinações, próximas à 3%. Nesse sistema, clips são fixados às terças, sendo as telhas fixadas nesses clips. O sistema de fixação

com clips deslizantes permite a dilatação do material e fixa a telha na estrutura, sem perfurar a chapa. A figura 1.37 ilustra o perfil da telha zipada, o clip e a instalação da telha.





As telhas de alumínio são mais leves do que as de aço, porém mais caras. São encontradas em seção ondulada e trapezoidal, com inclinação mínima de 10%. O contato direto da telha de alumínio com o aço provoca corrosão eletroquímica, o que deve ser evitado.

As telhas de fibrocimento são muito mais pesadas do que as de aço e de alumínio. São encontradas em seção ondulada, trapezoidal e canaletas, com inclinação mínima de 3%.

As telhas translúcidas são utilizadas para iluminação interna e podem ser encontradas com seções compatíveis com as da telha utilizada.

As telhas termo-acústicas, também conhecidas como telha sanduíche, são formadas por duas telhas convencionais, onde entre elas se utiliza um material isolante, como o Poliuretano (PUR), Poliestireno (EPS - Isopor) ou manta mineral (lã de rocha ou lã de vidro). Pode-se utilizar apenas uma telha superior com o material isolante fixado com cola.

- Ventilação natural

A ventilação da edificação é necessária para controlar a pureza do ar, a temperatura e a umidade interna. Na etapa de projeto, devem ser previstos mecanismos que viabilizem essa ventilação, que pode ser natural quando proporcionada por condições naturais, ou mecânica quando proporcionada por meio de equipamentos.

A ventilação natural consiste na passagem do ar através da edificação, e depende da diferença de pressão entre as partes internas e externas. A movimentação do ar pode ocorrer pelo efeito dos ventos ou por convecção natural (conhecido como efeito chaminé), podendo ocorrer os dois simultaneamente. Silvani[55] demonstra as formulações existentes que permitem dimensionar o sistema de ventilação natural para galpões industriais.

Para permitir o funcionamento da ventilação natural, devem ser previstas entradas e saídas de ar adequadas. As entradas podem ser feitas através de aberturas ou venezianas situadas na parte mais baixa possível do fechamento. As saídas de ar devem estar situadas na parte mais alta, podendo ser através de lanternim ou exaustores naturais. A figura 1.38 mostra um sistema de exaustor natural.



Figura 1. 38– Foto de um exaustor natural instalado na cobertura da fábrica Tubos Soldados Atlântico (TSA), em Vitória-ES.

- Calhas e tubos de descida

As calhas e os tubos de descida de águas pluviais têm a função de escoar a água da chuva que cai sobre a cobertura, sendo constituída de PVC ou chapa zincada, com inclinação mínima de 0,5%. Em alguns casos, em construções com grandes áreas de telhado, as calhas podem ser autoportantes, vencendo o vão entre as colunas.

Muitos autores apresentam valores práticos para determinar a área da calha. O CBCA[28] e Santos [51], sugerem de 0,8 a 1,0 cm² de seção útil de calha para cada m² de cobertura. Requena [49], e Bellei [13] sugerem 2 cm² de área de seção transversal de calha para cada m² de cobertura. Um cálculo exato da seção útil de calha pode ser obtido pelas equações fornecidas pela NBR 10844/89[8]. Na figura 1.39, estão representados os principais elementos para captação de água.



Figura 1. 99 – Calha e tubo de descida de água. CBCA [28].

CAPÍTULO 2

2. DESENVOLVIMENTO DE PROJETOS EM AÇO UTILIZANDO PERFIS TUBULARES DE SEÇÃO CIRCULAR

Busca-se nesse capítulo abranger as principais etapas envolvidas no desenvolvimento de um projeto de estrutura metálica, considerando a utilização de perfis tubulares, que são praticamente as mesmas utilizando outros perfis, com algumas particularidades discutidas neste trabalho. De uma forma geral, as etapas de um projeto englobam:

- Arquitetura: definição das dimensões e layout da obra.

- Sondagens do solo: determinação do tipo do solo, que influi no esquema estrutural a ser adotado.

- *Projeto estrutural:* definição das ações atuantes e do sistema estrutural, dimensionamento dos elementos componentes, ligações principais, cargas nas fundações.

- Detalhamento: detalhamento das peças da estrutura para fabricação.

- Fabricação: etapa na qual as peças são fabricadas.

- Limpeza e pintura: nesta etapa, após a limpeza, as peças fabricadas recebem pintura.

- Transporte: etapa onde as peças são transportadas para a obra.

- Montagem: etapa onde há a união das peças, para compor a estrutura.

2.1 Arquitetura

Gerken[26] observa que um bom projeto arquitetônico exige visão global dos sistemas construtivos, o que requer a integração entre a visão arquitetônica, que inclui a beleza e a funcionalidade da obra, o método construtivo, a solução estrutural e a industrialização. Como as estruturas metálicas são obtidas através de processos industrializados, a padronização e repetitividade tornam-se interessantes em termos de fabricação. Nesta etapa são definidas as características da edificação, como dimensões, vãos, pé direito, área útil, iluminação, ventilação e fechamentos.

2.2 Sondagens do solo

A partir das informações obtidas nas sondagens, o engenheiro projetista pode avaliar qual tipo da ligação do pilar com a fundação é mais adequado, podendo ser rotulada ou engastada.

2.3 Projeto estrutural

Os critérios adotados no projeto estrutural devem estar integrados às necessidades funcionais da edificação, e devem atender aos critérios de segurança indicados por Norma Técnica. O engenheiro projetista deve levar em conta também os fatores econômicos anteriormente citados, buscando uma estrutura segura e ao mesmo tempo econômica.

Esta etapa envolve muitas outras, citadas a seguir.

2.3.1 Arranjo estrutural

O arranjo estrutural depende da função a que a estrutura se destina. Deverá haver uma interação entre arquitetos, engenheiros civis, engenheiros elétricos, entre outras especialidades envolvidas no projeto.

A análise de variáveis como vãos, altura do pé direito, geometria, deve levar em conta os custos envolvidos, como materiais, mão de obra etc, buscando uma otimização do sistema, como por exemplo, a melhor relação vão sobre altura da viga, que tenha o menor custo e atenda aos requisitos arquitetônicos. Essa otimização é feita por métodos iterativos, além de análise das alternativas existentes.

Após esses estudos, determina-se o arranjo estrutural, elaborando-se os desenhos básicos com as principais dimensões da estrutura.

2.3.2 Ações e combinações de ações

A correta consideração das ações atuantes é de suma importância no desenvolvimento do projeto. Normalmente a estrutura está submetida ao seu peso próprio, peso dos elementos de fechamento, sobrecargas, pesos de equipamentos, pesos de instalações elétricas e hidráulicas, e ação do vento. Essas ações atuam ora isoladamente, ora em combinação com outras ações. A NBR 8800/86 [9] define as ações da seguinte maneira:

Ações permanentes: peso próprio da estrutura e peso de todos os elementos componentes da construção, como pisos, paredes permanentes, revestimentos, acabamentos, instalações e equipamentos fixos.

Ações variáveis: inclui as sobrecargas decorrentes do uso e ocupação da edificação, equipamentos, divisórias, móveis, sobrecargas em cobertura, pressão hidrostática, empuxo de terra, vento, variação de temperatura etc. As ações decorrentes de pontes rolantes também se encaixam nessa classificação.

Ações Excepcionais: explosões, choques de veículos, efeitos sísmicos.

As ações devidas ao vento são determinadas conforme a NBR 6123/88 [10], e são de extrema importância no dimensionamento da estrutura metálica.

Devem ser analisadas então, quais as combinações de ações mais críticas. A NBR 8800/86[9] apresenta as combinações de cálculo com os respectivos coeficientes de ponderação.

2.3.3 Critérios restritivos

Devem ser seguidos os critérios restritivos estabelecidos pela NBR 8800/86[9] com relação às disposições construtivas. Entre elas, citam-se, por exemplo, as limitações do índice de esbeltez, comprimentos mínimos de cordões de solda, distância máxima e mínima entre furos etc.

No caso de perfis tubulares, as disposições construtivas estão relacionadas principalmente às ligações, além das citadas anteriormente. Parâmetros como a relação entre o diâmetro do perfil e sua espessura, inclinação da diagonal etc, devem ser avaliados, e serão discutidos neste capítulo.

2.3.4 Análise estrutural

A análise estrutural envolve a modelagem matemática ou computacional da estrutura. Os carregamentos são aplicados para se obter esforços internos e deslocamentos da estrutura, e prosseguir com o dimensionamento das barras. Estão descritos a seguir os principais critérios de dimensionamento utilizados para perfis tubulares, envolvendo as resistências desses perfis a diversos tipos de solicitações, além do dimensionamento de suas ligações.

- Classificação da seção

As seções transversais são classificadas em quatro classes, que são determinadas em função da esbeltez e do estado de tensão do elemento. Tem-se, segundo a NBR 8800/86[91]:

- Classe 1: Seções que permitem que seja atingido o momento de plastificação e a subseqüente redistribuição de momentos fletores (portanto, adequadas para análise plástica).

- Classe 2: Seções que permitem que seja atingido o momento de plastificação, mas não a redistribuição de momentos fletores.

- Classe 3: Seções cujos elementos componentes não sofrem flambagem local no regime elástico, podendo, entretanto, sofrer flambagem inelástica.

- Classe 4: Seções cujos elementos componentes podem sofrer flambagem no regime elástico.

Com base nessas classificações, pode-se montar a tabela 2.1:

Classe	Classe 1	Classe 2	Classe 3	Classe 4
Capacidade de	Plastificação	Plastificação total	Seção no regime	Seção no regime
carga	total da seção.	da seção.	elástico.	elástico.
	Total	Restrita	Tensão de	Flambagem
	capacidade de	capacidade de	escoamento nas	local deve ser
	rotação.	rotação	fibras extremas.	avaliada.
Distribuição de	Ļ	Ļ	Ţ	Ļ
tensões e	∆°``-fv́	∠``- <u>-</u> fv	∠`´∠	∠`´∠
capacidade de			Z	Z
rotação	+iy	□+ ¹ y	+fy	+fy
Análise para				
obtenção da	Plástica	Elástica	Elástica	Elástica
tensão resultante				
Análise para				
obtenção da	Plástica	Plástica	Elástica	Elástica
capacidade				
resistente				

Tabela 2. 1 - Classificação das seções e métodos de análises. Adaptado de CIDECT[21].

Em função da classe da seção a NBR 8800/86[9] fornece valores limites para a relação entre o diâmetro e a espessura para perfis tubulares. A Tabela 2.2 traz esses limites para perfis tubulares de seção circular.

Elemento	Classe	Tipo de solicitação	(b/t) max
X b X	1	M e N	$0,064(E/f_y)^{1/2}$
	2	М	$0,087(E/f_y)^{1/2}$
	3	N	$0,11(E/fy)^{1/2}$

Tabela 2. 2 – Limites de b/t para perfis tubulares. Adaptado de NBR8800/86[9].

Onde,

M = momento fletor N = esforço normal

 f_y = limite de escoamento do aço

Neste trabalho, as características físicas do aço utilizado são:

Módulo de elasticidade do aço: $E = 205.000 \text{ N/mm^2}$.

Coeficiente de Poisson: v = 0,3

- Resistências de cálculo

- Resistência à tração

Para a resistência à tração de perfis tubulares, tal qual para os demais perfis, valem as considerações da NBR 8800/86[9]:

 $N_{sd} \le N_{t,Rd}$, onde N_{sd} é a normal de cálculo e $N_{t,Rd}$ é a normal resistente à tração.

Verifica-se:

- Escoamento da seção bruta:

$$\mathbf{N}_{\mathrm{sd}} \le \mathbf{\phi}_{\mathrm{t}} \cdot \mathbf{A}_{\mathrm{g}} \cdot f_{y} \tag{2.1}$$

Com $\phi_t = 0,9$, tem-se:

$$N_{sd} \le 0.90 \cdot A_g \cdot f_y \tag{2.2}$$

- Ruptura da seção líquida efetiva

$$N_{d} \le \phi_{t} \cdot A_{e} \cdot f_{u} \tag{2.3}$$

Com $\phi_t = 0.75$, tem-se:

$$N_{d} \le 0.75 \cdot A_{e} \cdot f_{u} \tag{2.4}$$

Onde,

A_g = área total ou área bruta

 A_n = área líquida $A_n = A_g - (n^o \text{ parafusos}) \cdot (\text{diâmetro do furo } +2 \text{ mm}) \cdot \text{espessura}$

 A_e = área líquida efetiva = $C_t \cdot An$, Onde C_t é o coeficiente de redução, dado pela NBR 8800/86[9].

- Resistência à compressão - flambagem por flexão

Pela NBR 8800/86[9] é possível determinar a resistência de cálculo, $N_{c,Rd}$, para barras axialmente comprimidas sujeitas à flambagem por flexão.

Para barras comprimidas tem-se:

 $N_{c,Rd} = \phi_c \cdot N_n$, onde $\phi_c = 0.90$ e a resistência nominal é:

$$N_n = \rho \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y \tag{2.5}$$

Onde, ρ é o fator de redução associado à resistência à compressão e Q é o coeficiente de redução associado flambagem local, sendo igual a 1,0 para os valores de b/t iguais ou inferiores ao limites da tabela 2.2. Caso seja maior, consultar o anexo E da NBR 8800/86[9]. Logo,

$$N_{c,Rd} = \phi_c \cdot \rho \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y = 0.9 \cdot \rho \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y$$
(2.6)

Tem-se:

Para $0 \le \overline{\lambda} \le 0.2$: $\rho = 1.0$; e para $\overline{\lambda} > 0.2$:

$$\rho = \beta - \sqrt{\beta^2 - \frac{1}{\overline{\lambda}^2}} \tag{2.7}$$

$$\beta = \frac{1}{2\overline{\lambda}^2} \left[1 + \alpha \sqrt{\overline{\lambda}^2 - 0.04} + \overline{\lambda}^2 \right]$$
(2.8)

$$\overline{\lambda} = \frac{1}{\pi} \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{Qf_y}{E}}$$
(2.9)

Onde,

K = parâmetro de flambagem;

L= comprimento real, não contraventado;

r = raio de giração da seção transversal bruta, relativo ao eixo em torno do qual se dá a flambagem;

 α = constante que depende da curva de flambagem do perfil;

O raio de giração de perfis tubulares é, geralmente, muito maior do que o raio de giração em torno do eixo de menor inércia de perfis abertos. Para um dado carregamento,

essa diferença conduz a um índice de esbeltez menor para o perfil tubular, possibilitando que se obtenha uma seção de menor peso.

A partir de diversos estudos, foram estabelecidas curvas de flambagem para vários tipos de perfis, incluindo os perfis tubulares. No caso de seções tubulares laminadas, temos a curva "a" de flambagem. O CIDECT [21] recomenda a curva "b" ou "c" para seções tubulares soldadas. Na figura 2.1, tem-se as curvas de flambagem fornecidas pela NBR 8800/86[9]. Observa-se que a curva "a" apresenta uma redução de resistência menor do que as demais.



Figura 2. 1- Curvas de flambagem. Adaptado de NBR8800/86[9].

- Índice de esbeltez limite

O índice de esbeltez é definido como:

$$\lambda = \frac{L}{r} \tag{2.10}$$

Sendo L e r definidos anteriormente.

A NBR 8800/86[9] traz os seguintes limites, excetuando-se tirantes de barras redondas pré-tensionadas:

Barras tracionadas: $\lambda \le 240$ para barras principais

 $\lambda \leq 300$ para barras secundárias

Barras comprimidas: $\lambda \le 200$

Segundo Schulte [54], para garantir melhor estabilidade das barras da treliça, os índices de esbeltezes para barras comprimidas devem ser:

 $\lambda \le 120$ para banzos, diagonais ou montantes de apoio

 $\lambda \le 150$ para diagonais e montantes

 $\lambda \le 180$ para diagonais e montantes secundárias

 $\lambda \le 200$ para barras de contraventamento

- Resistência à força cortante

A área efetiva de cisalhamento A_w para cálculo da resistência à força cortante deve ser calculada conforme a NBR 8800/86[9], sendo:

- em perfis tubulares de seção circular:

$$A_v = 0,50 \cdot A_g$$
 (2.11)

A resistência de cálculo à força cortante é igual a $\phi_v V_n$, onde $\phi_v = 0.90$ e a resistência nominal à força cortante é:

$$V_n = 0,60 \cdot A_v \cdot f_y$$
 (para análise elástica) (2. 12)

$$V_n = 0.55 \cdot A_v \cdot f_y$$
 (para análise plástica) (2. 13)

Rautaruukki[48] fornece formulação para determinar a resistência da barra à flambagem devido à força cortante. Entretanto, esse tipo de situação raramente governa o dimensionamento de perfis tubulares.

- Resistência à flexão simples

Para a resistência à flexão simples, tem-se:

$$\mathbf{M}_{sd} \le \mathbf{M}_{c,Rd} = \phi_b \mathbf{M}_n \tag{2.14}$$

Onde M_{sd} é o momento de cálculo, $M_{c,Rd}$ é o momento resistente, $\phi_b = 0.9$ e M_n é o momento resistente nominal, tal que este não deve ser maior do que 1,25 W_{el} · f_y .

A resistência à flexão para perfis tubulares de seção circular, ou seja, não sujeitas a flambagem lateral com torção, pode ser calculada conforme equação 2.15 abaixo.

$$\mathbf{M}_{c,Rd} = 0.9 \cdot \mathbf{W}_{pl} \cdot f_{y} \tag{2.15}$$

Onde,

W_{pl} = Módulo de resistência plástico à flexão

W_{el} = Módulo de resistência elástico à flexão

- Resistência à flexão composta

Quando a barra está submetida a esforço axial e momento fletor simultaneamente, a NBR 8800/86 [9] recomenda as equações de interação para se verificar a resistência. Para as combinações de esforço de tração e momento fletor, apenas a equação 2.16, mostrada a seguir, deve ser verificada. Caso a barra esteja sujeita a esforço de compressão, devem ser verificadas as equações 2.16 e 2.17. Tem-se:

- Para os efeitos combinados de momentos fletores e força normal de compressão ou de tração:

$$\frac{N_{sd}}{\phi N_n} + \frac{M_{sdx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{sdy}}{\phi_b M_{ny}} \le 1,0$$
(2.16)

Sendo,

_{Nsd} = força normal de cálculo na barra;

Msdx, Msdy = momentos fletores de cálculo, em torno dos eixos x e y, respectivamente;

 $\phi N_n = \phi_t N_n$, resistência à tração;

 $\phi N_n = 0.9QA_g f_y$, resistência à compressão;

 $\phi_b M_{nx}$ e $\phi_b M_{ny}$ = resistências de cálculo aos momentos fletores em torno dos eixos x e y , respectivamente; Para os efeitos combinados de momentos fletores e força normal de compressão:

$$\frac{N_{sd}}{\phi_c N_n} + \frac{C_{mx} M_{sdx}}{\left(1 - \frac{N_{sd}}{0.73N_{ex}}\right) \phi_b M_{nx}} + \frac{C_{my} M_{sdy}}{\left(1 - \frac{N_{sd}}{0.73N_{ey}}\right) \phi_b M_{ny}} \le 1,0$$
(2.17)

Sendo,

 C_{mx} e C_{my} = coeficientes correspondentes à flexão em torno dos eixos, x e y respectivamente, determinados conforme a NBR8800/86[9].

 N_{ex} e N_{ey} = cargas de flambagem elástica por flexão em torno dos eixos x e y , respectivamente; para cada um dos eixos tem-se $N_e=A_g f_y/\overline{\lambda}^2$, onde $\overline{\lambda}$ é determinado conforme definido anteriormente, fazendo Q = 1,0 e tomando-se KL /r em relação ao eixo x para N_{ex} e em relação ao eixo y para N_{ey} .

A NBR 8800/86[9] traz os critérios e limitações das expressões acima.

- Flambagem lateral com torção

Peças solicitadas à flexão, como a mostrada na figura 2.2, apresentam tensões de compressão na face superior e tensões de tração na face inferior, podendo ocasionar o efeito chamado de flambagem lateral com torção.



Figura 2. 2 – Flambagem lateral com torção : (a)peça submetida a flexão; (b) Efeito da flambagem lateral com torção. Brockenbrough[16].

No caso de perfis tubulares de seção circular, a flambagem lateral com torção não é o efeito mais crítico, devido às propriedades geométricas do perfil. Rautaruukki [48] ressalta

que esse efeito é praticamente desprezível, verificando apenas flambagem local e o escoamento devido à flexão, desprezando o efeito da flambagem lateral com torção. Como comparação, Brockenbrough[16] apresenta a expressão para se determinar o valor do momento em que ocorre a flambagem lateral com torção, denominado de Momento Crítico, para uma viga biapoiada de seção retangular submetida a um momento uniforme, dada por:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_y GI_t}$$
(2.18)

Onde,

L = comprimento destravado da viga

E = Módulo de Elasticidade

 I_v = Momento de Inércia em torno do menor eixo

G = Módulo de Elasticidade Transversal do Aço

 I_t = Momento de Inércia a torção

Observa-se que o Momento Crítico é função tanto da rigidez à flexão lateral (EI_y) como da rigidez à torção (GI_t). Considerando que o perfil tubular, principalmente o circular, possui uma grande rigidez à torção, muito maior do que a rigidez à torção de um perfil aberto, o efeito da flambagem lateral com torção torna-se praticamente desprezível, devendo ser avaliada quando se utilizar perfis quadrados ou retangulares com grandes comprimentos, conforme recomendado em Rautaruukki[48].

- Parâmetro K de flambagem para barras de treliça

Segundo a NBR 8800/86[9], para barras de treliça, o parâmetro K de flambagem, que determina o comprimento efetivo de flambagem da barra, pode ser determinado conforme anexo H da referida Norma, sendo geralmente considerado igual a 1,0. Entretanto, valores menores que 1,0 podem ser determinados a partir de uma análise de flambagem elástica da treliça.

O Eurocode 3[24] e o CIDECT[21]fazem algumas considerações sobre o parâmetro K para perfis tubulares. Para treliças com ligações parafusadas, utiliza-se K =1,0 em todos os casos. Para treliças com ligações soldadas, consideram-se os seguintes valores de K:

Banzos: no plano e fora do plano da treliça: K = 0.9

Diagonais : no plano e fora do plano da treliça: K = 0,75

Segundo a referência citada acima, isso se deve ao fato que a ligação entre a diagonal e o banzo ser semi-rígida, mas a hipótese de cálculo para treliça considera os nós articulados. Desta forma faz-se a redução acima. Entretanto neste trabalho será adotado K=1 para as treliças, seguindo a recomendação da NBR 8800/86 [9].

2.3.5 Ligações tubulares

As ligações consistem em elementos que unem partes da estrutura entre si, e os meios de ligação podem ser parafusos ou soldas. A rigidez de uma ligação é definida como sendo sua capacidade de impedir a rotação relativa das peças ligadas. Essa característica da ligação influencia na rotação e deslocamento final da estrutura.

De uma forma geral, o CBCA [29] apresenta a classificação da ligação em função do grau de impedimento da rotação relativa de suas partes, podendo ser:

- Ligação rígida: a rotação é praticamente impedida, ocorrendo a transmissão de momento fletor entre as partes conectadas, caracterizando uma ligação engastada.

- Ligação flexível: a ligação permite uma considerável rotação, ocorrendo a transmissão apenas de esforço cortante, caracterizando uma ligação articulada.

- Ligação semi-rígida: a ligação permite uma certa rotação, tal que, o momento fletor transmitido não é nem zero nem seu valor máximo. Para se utilizar esse tipo de ligação, torna-se necessário conhecer o gráfico do momento resistente versus rotação. A figura 2.3 mostra os tipos de ligações.



Figura 2. 3 - (a) ligação flexível; (b) ligação semi-rígida;(c) ligação rígida. Adaptado de Brockenbrough [16]

Para ligações entre elementos da estrutura, pode-se utilizar como dispositivos de ligação, parafusos ou soldas, ou combinação dos dois. Pode-se utilizar também rebites e barras rosqueadas, que não serão abordados neste trabalho. A seguir, estão destacadas as principais considerações sobre soldas e parafusos.

- Dispositivo de ligação: parafuso

Tipos de parafusos

Conforme a AISC [4], os tipos mais comuns de parafusos utilizados em estruturas são o ASTM A307 (conhecidos como parafusos comuns), A325 e A490 (conhecidos como parafusos de alta resistência). Resumidamente, pode-se descrever esses parafusos como:

- ASTM A307: com baixo teor de carbono, são utilizados em ligações secundárias, como terças, longarina etc, ou em casos de esforços muito pequenos.

- ASTM A325: aço de médio carbono com tratamento térmico e alta resistência, normalmente utilizados nas ligações principais, como a ligação entre tesoura e coluna, emenda de colunas etc.

- ASTM A490: São de aço-liga tratado termicamente e de alta resistência, e também utilizados para ligações submetidas esforços elevados.

O Anexo A da NBR 8800/86[9] traz as especificações dos aços utilizados para parafusos. A tabela 2.3 apresenta os limites de escoamento e resistência à tração em função da especificação utilizada.

Especificação	Limite de	Resistência	Diâmetro
	escoamento	a tração	Máximo
	(MPa)	(MPa)	(mm)
ASTM A307	-	415	100
ASTM A325	635	825	$12,7 \le d \le 25,4$
	560	725	$25,4 \le d \le 38,1$
ASTM A490	895	1035	100

Tabela 2. 3 - Materiais utilizados para parafuso. Adaptado de NBR8800/86[9].

No Brasil, normalmente se utiliza o parafuso A307 somente para ligações por contato, o parafuso A325 para ligações por contato ou por atrito, e o parafuso A490 para ligações por atrito.

Resistência de cálculo

A resistência de cálculo para parafusos é determinada conforme a NBR8800/86[9], que recomenda que as conexões devem ser dimensionadas para forças de cálculo nunca inferiores a 50% das resistências de cálculo das barras que a compõem aos tipos de força normal (tração ou compressão), sendo dimensionadas para um esforço mínimo de 40 kN. Devem ser verificadas as resistências à tração, força cortante, pressão de contato, tração e força cortante combinadas, espaçamentos máximos e mínimos.

O AISC [4] destaca que a falha de uma ligação parafusada pode ocorrer no parafuso ou na chapa de ligação, e está relacionado com o diâmetro e comprimento do parafuso, largura e espessura da chapa de ligação, além da distância entre parafusos e destes às bordas da chapa. A figura 2.4 ilustra os principais modos de falha de uma ligação parafusada.



Figura 2. 4- Possíveis modos de falha em ligações parafusadas. Adaptado de Salmon e Johnson[50].
A verificação da resistência da ligação, considerando os possíveis modos de falha citados na figura 2.4, deve ser verificada conforme a NBR 8800/86[9].

- Dispositivo de ligação: solda

Neste item, descrevem-se os tipos de solda, resistências de cálculo, dimensões máximas e mínimas.

De acordo com a NBR 8800/86[9], os processos de soldagem e as técnicas de execução de estruturas soldadas devem estar de acordo com o "Structural Welding Code" AWS D1.1-82 [12].

Tipos de solda

Os tipos usuais de soldas são: filete, chanfro (ou entalhe) e solda de tampão, sendo mais utilizada a solda de filete e a solda de chanfro, ilustradas na figura 2.5. Com relação à posição de soldagem, esta pode ser plana, horizontal, sobre-cabeça ou vertical, conforme figura 2.6.



Solda em chanfro

Solda de filete

Solda de tampão

Figura 2. 5 - Tipos usuais de solda. Adaptado de AISC[5].



Figura 2. 6- Posições de soldagem. Adaptado de Valenciani[60].

Para as soldas de filete, o CBCA[29] faz as seguintes definições, conforme indica a figura 2.7:

- face de fusão: região da superfície original do metal base onde ocorreu a fusão deste com o metal da solda;

- raiz da solda: linha comum às duas faces de fusão;

- perna do filete: menor dos lados, medidos nas faces de fusão, do maior triângulo inscrito dentro da seção transversal da solda. O filete de solda é especificado através da dimensão de sua perna;

- garganta efetiva: é a mais curta distância entre a raiz da solda e a hipotenusa desse triângulo inscrito. Para o caso de filete de pernas iguais a dimensão da garganta efetiva é 0,707 vezes a perna do filete;

- comprimento efetivo da solda L: comprimento total da solda de dimensão uniforme, incluindo os retornos nas extremidades;

- área efetiva da solda A_w: área considerada como de resistência da solda, que é igual à garganta efetiva vezes o comprimento efetivo;

- área teórica da face de fusão A_{MB} : área considerada como de resistência do metal base junto à solda, que é igual à perna do filete vezes o comprimento efetivo;



Figura 2. 7- Definições para solda de filete. Adaptado de CBCA[29].

Resistência de cálculo

A NBR 8800/86[9] especifica a resistências mínima (f_w) à tração do eletrodo (metal da solda) normalmente utilizado, conforme ilustrado na tabela 2.4 abaixo. A especificação da

resistência do eletrodo deve ser feita na etapa de projeto. A verificação da resistência da ligação deve ser feita conforme a NBR 8800/86[9].

Metal da solda	f _w (Mpa)
E60XX	415
E70XX	485

Tabela 2. 4 – Tabela com as resistências mínimas à tração do metal da solda. Adaptado de NBR8800/86[9].

Dimensões máximas e mínimas

Além das verificações acima citadas, a NBR8800/86[9] recomenda as dimensões nominais mínimas e máximas do filete, comprimento do filete e demais dimensões, para que se possa garantir a resistência da ligação.

- Tipos de ligações tubulares

As barras de uma estrutura tubular podem ser unidas através de ligação soldada ou através de chapas. Diversos estudos estão sendo realizados para se avaliar os comportamentos desses tipos de ligação. Santos[52] aborda os principais desenvolvimentos sobre o tema. A figuras 2.8 e 2.9 apresentam diversos exemplos de ligações tubulares.



Figura 2. 8 – Exemplos de ligações tubulares. Fonte: www.microstran.com.au[37].



Figura 2. 9 – Exemplos de ligações tubulares.

- Ligações soldadas entre tubos

É comum a consideração do ponto de trabalho da ligação, ou seja, o encontro entre as linhas de centro das diagonais, coincidindo com a linha de centro do banzo. Entretanto, por motivos construtivos, podem ser adotadas excentricidades, conforme ilustrado na figura 2.10, onde o exemplo (a) mostra uma ligação com *gap* e o exemplo (b) mostra uma ligação com *overlap*.



Figura 2. 10 – Ligações soldadas: (a) com *gap*. (b) com *overlap*. Adaptado de SANTOS [52] e www.microstran.com.au[37].

A excentricidade é tomada como positiva quando o encontro entre as linhas de centro das diagonais está situado abaixo da linha de centro do banzo. Caso contrário, a excentricidade é tomada como negativa. A relação entre excentricidade e *gap*, ou *overlap*, dependendo da ligação, é expressa por:

$$g = \left(e + \frac{h_0}{2}\right) \frac{sen(\theta_1 + \theta_2)}{sen\theta_1 sen\theta_2} - \frac{h_1}{2sen\theta_1} - \frac{h_2}{2sen\theta_2}$$
(2.19)

$$e = \left(\frac{h_1}{2sen\theta_1} + \frac{h_2}{2sen\theta_2} + g\right)\frac{sen\theta_1sen\theta_2}{sen(\theta_1 + \theta_2)} - \frac{h_0}{2}$$
(2.20)

Para perfis tubulares, h_i corresponde ao diâmetro da i-ésima barra, d_i. Segundo o CIDECT [17], se essa excentricidade estiver no intervalo $-0.55 \le e/d_0 \le 0.25$, onde *e* é a excentricidade e d_0 é o diâmetro do banzo, o momento devido à essa excentricidade pode ser desconsiderado no dimensionamento da ligação, entretanto, deve ser considerado no dimensionamento do banzo. Os nós com *gap* tem um custo de fabricação menor do que os com overlap, devido a quantidade de cortes executados nos tubos. Entretanto, os nós com *overlap* apresentam maior resistência.

A figura 2.11 apresenta os tipos de ligações soldadas de treliças de perfis tubulares. Neste trabalho será abordada a ligação de perfis tubulares de seção circular, do tipo K com gap. A verificação dos demais tipos podem ser encontrados em Santos [52], Rautaruukki [48] e CIDECT[17].



Figura 2. 11 – Tipos de ligações de perfis tubulares. Adaptado de Wardenier [61].

Segundo Rautaruukki [48], as ligações tubulares soldadas podem apresentar diferentes tipos de ruptura, em função do tipo de ligação, das condições de carregamento e dos parâmetros geométricos. Esses tipos de ruptura, ilustrados na figura 2.12, podem ser:



Figura 2. 12 – Tipos de ruptura de ligações K. Adaptado de Rautaruukki[48].

Dimensionamento

Para o dimensionamento da ligação K ilustrada na figura 2.13, as seguintes análises devem ser feitas:



Figura 2. 13 – Ligação K com gap. Adaptado de Rautaruukki[48].

- Verificação dos parâmetros geométricos

Parâmetros geométricos – Seções circulares				
$0,2 \le \frac{d_i}{d_0} \le 1,0$	$10 \leq \frac{d_i}{t_i} \leq 50$	$10 \leq \frac{d_0}{t_0} \leq 50$	$\frac{d_0}{2\cdot t_0} \leq 25$	
$g \geq t_1 + t_2$	$30^{\circ} \le \theta_i \le 90^{\circ}$	$-0,55 \le e/d_0 \le 0,25$		

Tabela 2. 5 – Verificação dos parâmetros geométricos.

Onde,

- d_i = diâmetro da diagonal i, com i=1,2;
- d_o = diâmetro do banzo
- t_i = diâmetro da diagonal i, com i=1,2;
- t_o = diâmetro do banzo
- g = gap
- e = excentricidade
- θ_i = angulo da diagonal i, com i=1,2;

- Verificação quanto a plastificação da parede do banzo

$$N_{1.Rd} = \frac{f_{y0} \cdot t_0^2}{sen\theta_1} \cdot (1,8+10,2\cdot\beta) \cdot k_g \cdot k_p$$
(2.21)

$$N_{2.Rd} = N_{1.Rd} \cdot \left(\frac{sen\theta_1}{sen\theta_2}\right)$$
(2.22)

$$\gamma = \frac{a_0}{2 \cdot t_0} \tag{2.23}$$

$$\beta = \frac{d_1 + d_2}{2 \cdot d_0} \tag{2.24}$$

Se o banzo for tracionado: $k_p = 1,0$ (2. 25)

1

Se o banzo for comprimido:
$$k_p = 1, 0 - 0, 3 \cdot (n_p + n_p^2) \le 1, 0$$
 (2.26)

Sendo:

$$n_{p} = \frac{N_{0p.Sd}}{A_{0} \cdot f_{y0}} + \frac{M_{0.Sd}}{W_{0} \cdot f_{y0}}$$
(2.27)

$$k_{g} = \gamma^{0,2} \cdot \left(1 + \frac{0,024 \cdot \gamma^{1,2}}{1 + e^{\left(\frac{g}{2 \cdot t_{0}} - 1,33\right)}} \right)$$
(2.28)

- Verificação quanto à ruptura por punção na face do banzo:

Esta verificação é feita se: $d_i \le d_0 - 2 \cdot t_0$

$$N_{i.Rd} = \frac{f_{y0} \cdot t_0 \cdot \pi \cdot d_i}{\sqrt{3}} \cdot \left(\frac{1 + sen\theta_i}{2 \cdot sen^2\theta_i}\right)$$
(2.29)

- Verificação da resistência da ligação:

A ligação resiste aos esforços solicitantes se: $N_{sd} \le N_{Rd}$

Como observado nas verificações acima, nas ligações soldadas entre tubos, a resistência da ligação depende, além do esforço atuante, das propriedades geométricas da barra que a compõem. O CIDECT [17] recomenda que se avalie o desempenho do nó. Dessa forma, no dimensionamento da estrutura, esse comportamento do nó deve ser avaliado desde o início. Um dimensionamento baseado apenas nos esforços atuantes pode resultar numa ruptura não prevista, como as da figura 2.16. O engenheiro projetista deve avaliar, paralelamente ao dimensionamento da estrutura, o comportamento da ligação através das verificações anteriormente citadas.

- Ligação de tubos através de chapas

Nesses tipos de ligação os parafusos e chapas devem ser verificados ao cisalhamento, pressão de contato e ruptura da seção líquida, além de respeitadas as distâncias mínimas e máximas entre parafusos e borda, conforme as prescrições da NBR 8800/86[9].

Uma maneira de se fazer ligações de perfis tubulares é fazer um corte longitudinal no tubo e inserir uma chapa de ligação, sendo soldada ao tubo por meio de soldas de filete nas laterais do mesmo, conforme ilustrado na figura 2.14 e 2.15.



Figura 2. 14- Ligação de tubo com chapa. Adaptado de Santos[52].

O CIDECT [17] apresenta os seguintes critérios a serem verificados neste tipo de ligação:



Figura 2. 15 - Ligação de tubo com chapa. Adaptado de CIDECT[17].

$$4L \cdot a \cdot f_{sw} + 2t \cdot a \cdot f_{aw} \ge A_1 \cdot f_{y1} \tag{2.30}$$

$$4\mathbf{L} \cdot \mathbf{t}_{1} \cdot \frac{f_{y1}}{\sqrt{3}} + 2t \cdot t_{1} \cdot f_{y1} \ge A_{1} \cdot f_{y1}$$
(2.31)

$$\mathbf{A}_{\mathrm{chapa}}; f_{\mathrm{y}} \ge A_1; f_{\mathrm{y}1} \tag{2.32}$$

Onde os parâmetros L, a, t_{ch}, t₁ estão definidos na figura 2.15. Os demais são definidos como:

- A_1 = área da seção transversal do tubo;
- f_{sw} = resistência ao cisalhamento da solda;
- $f_{\rm aw}$ = resistência a tração da solda;
- f_{y1} = limite de escoamento do aço do tubo;
- f_y = limite de escoamento da chapa.

O CIDECT[17] recomenda ainda que para se evitar problemas na solda, reduza-se a resistência da equação 2.32 para $0.85 \cdot A_{chapa} \cdot f_y$, ou garantir que a chapa tenha largura igual a $d_1+2\cdot t_1$.

Pode-se utilizar, ao invés da chapa mostrada anteriormente, um perfil T soldado no tubo, onde o CIDFECT[19] apresenta as seguintes verificações:



Figura 2. 16-Ligação de tubo com perfil T laminado. Adaptado de CIDECT[17].

$$\pi \cdot \mathbf{d}_1 \cdot \mathbf{a} \cdot f_{\mathrm{aw}} \ge A_1 \cdot f_{\mathrm{y1}} \tag{2.33}$$

$$\mathbf{A}_{\mathrm{T}} \cdot \mathbf{f}_{\mathbf{y}} \ge A_1 \cdot \mathbf{f}_{\mathbf{y}1} \tag{2.34}$$

Onde A_T é a área da alma do perfil T.

Uma alternativa para a ligação com o banzo é soldar uma chapa de topo para receber as diagonais, conforme ilustrado na figura 2.17. Conforme ressalta Santos[52], a chapa de ligação fornece uma rigidez adicional ao tubo nas imediações da ligação. Entretanto, estas chapas podem gerar tensões altas na parede do banzo, sob a linha da chapa. O CIDECT[17] apresenta a seguinte verificação para este tipo de ligação:



Figura 2. 17- Ligação de tubo com chapa. Adaptado de Santos[52].

$$2L \cdot a \cdot f_{sw} + 2t_{ch} \cdot a \cdot f_{aw} \ge N_l cos\theta_l + N_2 cos\theta_2$$
(2.35)

$$\mathbf{L} \cdot \mathbf{t}_{ch} \cdot \frac{f_{y1}}{\sqrt{3}} + \ge N_1 \cdot \cos \theta_1 + N_2 \cdot \cos \theta_2$$
(2.36)

$$2\mathbf{L} \cdot \mathbf{t}_{o} \cdot \frac{f_{yo}}{\sqrt{3}} + \ge N_{1} \cdot \cos \theta_{1} + N_{2} \cdot \cos \theta_{2}$$

$$(2.37)$$

$$\frac{t_{ch} \cdot L^2}{6} \cdot f_y + \ge N_1 \cdot \cos \theta_1 \cdot L_1$$
(2.38)

$$5.2 \cdot \left(1 + 0.25 \frac{L}{d_o}\right) \cdot f_{y_o} \cdot t_o^2 \cdot L \cdot f(n') \ge N_1 \cdot \operatorname{sen} \theta_1 \cdot L_1$$
(2.39)

$$\left(1+0.25\frac{L}{d_{o}}\right) \le 2.0$$
 (2.40)

Onde,

Se o banzo for tracionado: f(n') = 1,0 (2. 41)

Se o banzo for comprimido: $f(n') = 1, 0 + 0, 3 \cdot n' - 0, 3 \cdot n'^2 \le 1, 0$ (2.42)

$$n' = \frac{N_{op}}{A_0 \cdot f_{y0}}$$
(2.43)

$$N_o = N_1 \cdot \cos \theta_1 + N_2 \cdot \cos \theta + N_{op} \tag{2.44}$$

As soldas também devem ser verificadas. Caso a diagonal seja parafusada na chapa de topo, deve ser verificada a resistência à pressão de contato.

Rautaruukki[48] ressalta ainda que é necessário verificar os seguintes parâmetros geométricos:

$$\frac{t_1}{d_o} \le 0.2$$
 (2.45)

$$10 \le \frac{d_o}{t_o} \le 50 \tag{2.46}$$

Além disso, deve ser verificado a plastificação da parede do banzo e ruptura por punção na face do banzo, conforme indicado abaixo.



Figura 2. 18- Ligação de tubo com chapa. Adaptado de Rautaruukki [48]

- Verificação quanto a plastificação da parede do banzo

O esforço normal e o momento fletor atuante deverão ser menores do que os valores abaixo.

$$N_{1.Rd} = 5k_p \cdot f_{yo} \cdot t_o^2 (1,0+0,25\cdot\eta)$$
(2.47)

$$M_{1,Rd} = N_{1,Rd} \cdot h_1 \tag{2.48}$$

$$\eta = \frac{h_1}{d_0} \le 4 \tag{2.49}$$

Com k_p e n_p já definidos anteriormente.

- Verificação quanto à ruptura por punção na face do banzo:

Esta verificação é feita se: $d_i \leq d_0 - 2 \cdot t_0$

$$\left(\frac{N_{1.Sd}}{A_1} + \frac{M_{1.Sd}}{W_{1,el}}\right) t_1 \le 0.9 \cdot \frac{f_{y0} \cdot t_0 \cdot 2}{\sqrt{3}}$$
(2.50)

Outra alternativa de ligação com o banzo é utilizar uma chapa atravessando o tubo. Este tipo de ligação distribui melhor a tensão no banzo do que a ligação anterior. Santos [52] apresenta os procedimentos para o dimensionamento dessa ligação. Rautaruukki[48] também fornece para esse tipo de ligação, expressões para se verificar a resistência da mesma.

Embora o CIDECT[17] forneça algumas expressões para verificar as ligações acima apresentadas, recomenda-se em alguns casos a modelagem pelo Método dos Elementos Finitos, analisando a distribuição e pontos de concentração de tensões, e por fim, comparando os resultados com os modelos analíticos. Caso necessário, ensaios experimentais podem ser realizados para validar os resultados encontrados.

- Ligações tubulares de flange

Para ligações de campo, principalmente em barras de banzos de treliças, é comum a utilização de flanges, que se constituem pela união de duas placas soldadas no topo dos tubos, unidas por parafusos. Tais ligações permitem a subdivisão de peças longas, facilitando o transporte e a montagem. Neste trabalho será abordado o dimensionamento de flange circular.

Quando submetido à tração, a ligação está sujeita à ocorrência do efeito "prying". Esse efeito ocorre devido à flexão do flange, seguida pelo contato entre as porções externas da placa, e é função da rigidez da ligação e da magnitude do esforço de tração atuante. A figura 2.19 ilustra esse efeito. Rautaruukki [48], Packer[43] e AISC [3] apresentam formulação muito semelhante para o dimensionamento desse tipo de ligação, que é baseada no estado limite último de escoamento da chapa do flange, como mostrado na figura 2.20 e nas equações a seguir.



Figura 2. 19 - Efeito Prying. Adaptado de Wardenier[61].



Figura 2. 20 - Ligação tubular de flange. Adaptado de Santos[52].

- Escoamento da placa de flange

A espessura necessária do flange é determinada por:

$$t_f \ge \sqrt{\frac{2 \cdot N_{Sd}}{\phi \cdot f_y \cdot \pi \cdot f_3}} \tag{2.51}$$

Onde,

 $\phi = 0,9$

 f_y = limite de escoamento do aço da placa;

 f_3 = coeficiente de forma da ligação, dado por:

$$f_3 = \frac{1}{2 \cdot k_1} \cdot \left(k_3 + \sqrt{k_3^2 - 4 \cdot k_1} \right)$$
(2.52)

Sendo,

$$k_1 = \ln\left(\frac{r_2}{r_3}\right) \tag{2.53}$$

$$k_3 = k_1 + 2 \tag{2.54}$$

$$r_1 = \frac{D}{2} + 2 \cdot e_1 \tag{2.55}$$

$$r_2 = \frac{D}{2} + e_1 \tag{2.56}$$

$$r_3 = \frac{D-t}{2}$$
(2.57)

- Resistência à tração dos parafusos

Número mínimo de parafusos:
$$n \ge \frac{N_{Sd}}{\phi_t \cdot R_{nt}} \cdot \left(1 - \frac{1}{f_3} + \frac{1}{f_3 \cdot \ln(r_1/r_2)}\right)$$
 (2.58)

Pela NBR 8800/86[9] tem-se que " ϕ_t . R_{nt} " é a resistência de cálculo no estado limite da ruptura da parte rosqueada do parafuso, definidos por:

$$\phi_t R_{nt} = \begin{cases} 0.75 \cdot A_p \cdot f_u & \text{para } 12\text{mm} \le d \le 25\text{mm} \\ 0.95 \cdot A_r \cdot f_u & \text{para } d > 25\text{mm} \end{cases}$$
(2. 59)

Onde,

 $\phi_t = 0,75$ para ASTM A325 ou A490;

d = diâmetro nominal do parafuso;

 $A_p =$ Área bruta do parafuso;

 $A_r = Area efetiva do parafuso;$

- Resistência da solda utilizada na ligação entre o flange e o tubo

$$\phi \cdot R_n = \frac{N_{Sd}}{h_s \cdot \cos \alpha_s \cdot \pi \cdot D} \tag{2.60}$$

 ϕ .R_n = Resistência de cálculo no estado limite de ruptura da solda;

 α_s = Ângulo da seção de cisalhamento, sendo igual a 0º para o metal base e igual a 45º para o metal da solda;

 $h_s = Altura da solda;$

Pela NBR8800/86[9], tem-se ϕ .R_n definido como o menor valor entre:

$$\phi R_n = \begin{cases} 0.9 \cdot 0.6 \cdot f_y & \text{para o metal base} \\ 0.75 \cdot 0.6 \cdot f_w & \text{para o metal da solda} \end{cases}$$
(2. 61)

 $f_{\rm w}$ = resistência do metal da solda, sendo igual a 415 MPa para o eletrodo E60XX, e 485 MPa para o eletrodo E70XX.

- Ligações diversas

Wardenier[61], Rautaruukki [48] e CIDECT [17] apresentam alguns detalhes de ligações normalmente utilizados em estruturas de perfil tubular, além de formulação para seu dimensionamento. A figura 2.21 ilustra alguns desses exemplos.



Figura 2.21- Exemplos de ligações: (a) ligações de terças. (b) e (c) ligações de extremidade. Adaptado de Wardenier[61].

- Placas de base de colunas tubulares

A ligação entre a coluna e a fundação geralmente é assumida como rotulada ou engastada. Na prática, esses nós são semi-rígidos. Entre a coluna metálica e o concreto é colocado a placa de base, que tem a função de distribuir o carregamento das colunas no bloco de concreto da fundação, evitando o esmagamento do mesmo. As placas de base podem estar solicitadas à carga axial apenas, carga axial com momento fletor ou carga axial, momento fletor e esforço cortante, conforme ilustrado na figura 2.22 abaixo.



Figura 2. 22 - Tipos de solicitações de placas de base: (a) carga axial. (b) carga axial e momento fletor. (c) carga axial, momento fletor e força cortante. Adaptado de Minchillo[38].

Muitos estudos sobre o comportamento das placas de base estão sendo desenvolvidos, utilizando-se, principalmente, modelos em elementos finitos e análise experimental. Minchillo [38] ressalta ainda que o colapso da ligação pode ocorrer devido ao esmagamento do concreto, escoamento da placa de base, ou ao colapso do chumbador.

A seguir, mostra-se de forma prática o dimensionamento proposto por Rautaruukki[48] e Blodgett[14]. Discussões teóricas e outros métodos de dimensionamento podem ser encontrados em Minchillo [38].

- Placas de bases submetidas a esforço normal

A pressão logo abaixo da placa de base provoca a flexão da placa. Pode-se então considerar o trecho da placa submetido à flexão como uma viga engastada-livre. A projeção do balanço para perfis tubulares de seção circular deve ser calculada, subtraindo-se 0,8 vezes o diâmetro do tubo da largura da placa, conforme ilustrado na figura 2.23.



Figura 2. 23- Placa de base submetida à carga axial: (a) Pressão de contato. (b) Flexão da placa. Adaptado de Minchillo[38].

AISC[3], Packer [43] e Rautaruukki [48] utilizam critérios de dimensionamento muito semelhantes. A pressão admissível do concreto depende de sua resistência, das dimensões da placa e das dimensões do bloco de fundação. A AISC [3] fornece expressões para o dimensionamento de placas de bases pelo ASD (Método das Tensões Admissíveis) e pelo LRFD (Método dos Estados Limites). Entretanto, utiliza-se neste trabalho o dimensionamento pelo Método dos Estados Limites proposto por Rautaruukki[48], que trata especificamente de perfis tubulares.

Conforme Rautaruukki[48], a espessura da placa é dada por:

$$t_{p} \geq \sqrt{\frac{6M_{b}}{\phi \cdot B \cdot f_{y}}} = m \sqrt{\frac{3 \cdot p}{\phi \cdot f_{y}}}$$
(2.62)

$$M_b = \frac{B \cdot p \cdot m^2}{2} \tag{2.63}$$

Onde,

 M_b = Momento na extremidade da placa.

p = pressão na superfície do concreto dada por $p = \frac{N_{sd}}{A_b}$

t_p = Espessura da placa

 \emptyset = coeficiente de segurança da NBR 8800/86[9] igual a 0,9. O Eurocode 3[24] ao invés de dividir por 0,9 multiplica por 1,1.

N_{sd} = Normal de cálculo

 $A_b =$ Área da placa de base

B = largura da placa

 f_y = tensão de escoamento da placa

m = projeção do balanço, dado por:

Columa retangular :
$$m \ge \begin{cases} (L - 0.95h)/2 \\ (B - 0.95b)/2 \end{cases}$$
 (2. 64)

Columa circular :
$$m \ge \begin{cases} (L - 0.8D)/2 \\ (B - 0.8D)/2 \end{cases}$$
 (2.65)

Rautaruukki[48] não sugere nenhuma forma de se obter as dimensões da placa. Podese então determinar essas dimensões por método iterativo, partindo-se das distâncias mínimas, em função das disposições construtivas, como distância entre chumbadores e do chumbador à borda. Outra forma de se obter as dimensões da placa é utilizando as expressões fornecidas pela AISC [3].

- Placas de bases submetidas a esforço normal e momento fletor

Quando a placa de base está submetida à compressão e momento fletor simultaneamente, uma parte da placa comprime o concreto, no sentido do momento fletor, e a outra tende a se desprender do bloco de fundação, tracionando os chumbadores de ancoragem.

Segundo Blodgett [14] a seção plana da junção entre a placa de base e o bloco de concreto permanece plana, supondo, portanto, que a placa de base seja perfeitamente rígida. A excentricidade equivalente devida ao momento fletor é definida como sendo o momento divido pela carga axial (e = M/N). Desta forma, Blodgett[14] faz as seguintes considerações:

e < L/6 \rightarrow Não ocorre tração nos chumbadores. A aplicação da força normal está contida no núcleo central. O dimensionamento é feito conforme os critérios para placas de base solicitada à compressão axial.

 $e \ge L/6 \rightarrow A$ tensão de contato é máxima na extremidade da placa e decresce linearmente até a linha neutra da placa.

Rautaruukki[48] sugere, para situações de pequenas excentricidades (e<L/6), as seguintes pressões atuantes na placa de base, conforme figura 2.24:



Figura 2. 24- Base sob flexo-compressão ($e \le L/6$). Adaptado de Minchillo[38].

Sendo " p_0 " a pressão mínima de contato, " p_1 " a pressão máxima e " p_2 " a pressão na posição do engaste da viga em balanço considerada (situada à distancia m, conforme definido anteriormente). Neste caso a placa estará submetida apenas à compressão. Tem-se:



Figura 2. 25 – Trecho da placa calculada como viga em balanço.

$$p_{1} = \frac{N_{Sd}}{A_{b}} + \frac{M_{Sd}}{I_{b}} \cdot y_{CG} = -\frac{N_{Sd}}{L \cdot B} + \frac{6 \cdot M_{Sd}}{L^{2} \cdot B}$$
(2.66)

$$p_{2} = p_{1} - \frac{M_{Sd}}{I_{b}} \cdot y_{CG} = p_{1} - \frac{12 \cdot M_{Sd}}{L^{3} \cdot B} \cdot m$$
(2.67)

O momento no engaste é dado por:

$$M_{b} = \left[\left(\frac{p_{2} \cdot m^{2}}{2} \right) + \left(\frac{(p_{1} - p_{2}) \cdot m^{2}}{3} \right) \right]$$
(2.68)

O momento resistente segundo o regime elástico é dado por:

$$M_{el,Rd} = \phi \cdot W_{el} \cdot f_y \tag{2.69}$$

A espessura da placa de base é obtida pela mesma expressão apresentada para placa submetida a carregamento axial.

A figura 2.26 ilustra a situação quando $e \ge L/6$, apresentada por Bellei [13] e baseada no AISC, e que segue o procedimento descrito a seguir:



Figura 2.26 – Placa de base submetida a esforço normal e momento fletor. Adaptado de Bellei[13].

Sendo,

$$fc_{\max} = \frac{N_k}{B \cdot L} + \frac{M_k}{W} = \frac{N_k}{B \cdot L} + \frac{6M_k}{B \cdot L^2}$$
(2.70)

$$fc_{\min} = \frac{N_k}{B \cdot L} - \frac{6M_k}{B \cdot L^2}$$
(2.71)

Onde,

$$fc_{\max} \le 0.35 \cdot fck \tag{2.72}$$

O momento na extremidade da placa é dado por:

$$M_p = \frac{fc_{\max} \cdot m^2}{2} \tag{2.73}$$

Sendo *m* e *n* já definido anteriormente.

A espessura da placa e dada por:

$$t_p = \sqrt{\frac{3 \cdot fc_{\max} \cdot m^2}{0.75 \cdot fy_{placa}}}$$
(2.74)

Para o calculo dos chumbadores, considera-se que o esforço de tração é suportado por estes, podendo-se utilizar a equação de equilíbrio, em relação ao centro de gravidade da zona comprimida:

$$\mathbf{M}_{\mathbf{k}} - \mathbf{N}_{\mathbf{k}} \cdot \mathbf{a} - \mathbf{T} \cdot \mathbf{y} = \mathbf{0} \tag{2.75}$$

Logo, o esforço de tração é dado por:

$$T = \frac{M_k - N_k \cdot a}{y} \tag{2.76}$$

Obtém-se :

$$a = (L/2) - (c/3) \tag{2.77}$$

$$c = \frac{fc_{\max} \cdot L}{fc_{\max} + fc_{\min}}$$
(2.78)

$$y = L - \frac{c}{3} - a_1 \tag{2.79}$$

Se N·a>M : não há tração nos chumbadores.

Com base no esforço de tração e cisalhamento atuante na placa, é possível obter o diâmetro dos chumbadores, através das equações a seguir.

$$ft = \frac{T}{A_{chu,t}}$$
 (tensão nos chumbadores devido à tração) (2. 80)

$$f_h = \frac{H}{A_{chu}}$$
 (tensão nos chumbadores devido ao cisalhamento) (2. 81)

Onde,

 $A_{chu,t}$ = Área total dos chumbadores tracionados;

 $A_{chu} =$ Área total dos chumbadores;

A tensão final é dada por:

$$f = \sqrt{f_t^2 + 3f_h^2} \le 0.33 \cdot f_u \tag{2.82}$$

Sendo f_u = tensão de ruptura do chumbador.

Além disso, devem ser respeitados os comprimentos mínimos de ancoragem, que são dados em função tipo de chumbador e do cone de ancoragem do concreto, que podem ser encontrados em Bellei[13].

Rautaruukki[48] apresenta outro método para determinar a espessura da placa de base para o caso $e \ge L/6$, considerando que a pressão de contato ocorre de maneira uniforme na parte comprimida da placa. Teoricamente os resultados devem ser próximos, com pequena diferença devido às considerações adotadas por cada um.

Quando as placas de bases estão solicitadas a grandes carregamentos, pode ser necessário utilizar enrijecedores. Blodgett [14] mostra os cálculos e considerações a serem feitas para o uso dessas peças. Além disso, para bases submetidas a grandes esforços horizontais, que resultem em diâmetros elevados de chumbadores, pode-se utilizar placas de cisalhamento para transferir parte da carga para a fundação.

2.3.6 Deslocamentos máximos

Os deslocamentos máximos devem seguir as recomendações da NBR8800/86[9], sendo estes reproduzidos abaixo.

Deformação	Ação	Descrição	Valor
Vertical	Sobrecarga	Barras biapoiadas suportando elementos de cobertura elásticos (terças suportando as telhas).	$\frac{1}{180}$ do vão
Vertical	Sobrecarga	Barras biapoiadas de pisos e coberturas, suportando construção e acabamentos sujeitos a fissuração.	$\frac{1}{360}$ do vão
Horizontal	Vento	Deslocamento horizontal do edifício, relativo a base, devido a todos os seus efeitos.	$\frac{1}{400}$ da altura do edifício

Tabela 2.6 – Adaptado da Tabela 26 do Anexo A – NBR 8800/86[9]

2.4 Desenhos de projeto, fabricação e montagem

Segundo a NBR8800/86[9], os desenhos de projeto devem indicar as normas utilizadas, as especificações dos aços, parafusos e soldas empregados. Além disso, devem conter as ações de cálculo adotadas e os esforços solicitantes a serem resistidos por barras e ligações.

Os desenhos de fabricação devem conter todas as informações necessárias para a fabricação dos componentes da estrutura, incluindo a locação, tipo e dimensão de todos os parafusos, soldas de fábrica e de campo, além dos materiais utilizados.

No caso de estruturas utilizando perfis tubulares, que possui um custo de fabricação maior, deve-se buscar sempre detalhes mais simples, a fim de diminuir os custos de fabricação.

Os desenhos de montagem devem indicar as dimensões principais da estrutura, marcas das peças e outras informações necessárias à montagem da estrutura. Os elementos permanentes ou temporários essenciais à integridade da estrutura parcialmente montada devem ser indicados nos desenhos de montagem. Pode ser necessário nessa etapa, segundo Santos [51], o desenvolvimento de estudos de transporte e montagem da estrutura no canteiro de obra.

2.5 Fabricação da estrutura

Além do material, o custo de uma estrutura metálica de perfil tubular inclui a fabricação e montagem. A estrutura mais leve nem sempre é a mais barata, devido a esses custos que devem ser levados em conta na etapa de projeto. Uma integração entre o engenheiro projetista e a fábrica possibilita a obtenção de uma estrutura mais econômica.

Destaca-se então os principais itens da etapa de fabricação.

2.5.1 Cortes em tubos

Quando a diferença entre os diâmetros de duas barras tubulares que serão ligadas é muito distinta, pode-se executar apenas um plano de corte, desde que respeitado a folga entre um tubo e outro. O CIDECT [19] apresenta as combinações entre diâmetros onde pode ser utilizado esse tipo de ligação. O mais comum é o corte em dois ou três planos.

Os cortes em tubos podem ser feitos através dos seguintes métodos:

- *Corte por lâmina:* é o método mais simples de corte. O equipamento é composto por uma lamina circular, e é muito comum utilizá-lo quando se tem apenas um plano de corte no perfil tubular . A figura 2.27 mostra um perfil tubular sendo cortado por esse método.



Figura 2. 27 - Corte por serra circular.

- *Corte a fogo:* o processo de corte se dá pelo aquecimento a 1350° C de um ponto do metal através de uma chama de gás combustível, seguido pela injeção localizada de oxigênio, provocando uma reação química de oxidação com o ferro, formando óxido férrico, que é derretido devido à alta temperatura, resultando no corte da peça. Esse método de corte pode ser manual ou automático.Na figura 2.28, observa-se o corte manual e o automático.



Figura 2. 26 - Processo de corte à fogo. Fonte: www.onealsteel.com[42].

- *Corte a laser:* é um processo térmico controlado eletronicamente, que utiliza como instrumento de corte um feixe de luz extremamente concentrado, obtido pela excitação dos elétrons do gás CO₂, produzindo energia na forma de calor. Normalmente realiza cortes em chapas de até 25 mm. A figura 2.29 mostra o corte a laser de uma peça.



Figura 2. 27 - Corte a laser. Fonte www.lbbz.de[33].

-*Corte a plasma:* esse método de corte utiliza um gás submetido à corrente elétrica de grande intensidade, ocorrendo o processo de ionização, ou seja, a criação de elétrons livres e íons entre os átomos do gás. Quando isto ocorre, o gás torna-se um plasma, sendo eletricamente condutor, pelo fato de os elétrons livres transmitirem a corrente elétrica. Essa energia é concentrada através de um bico de corte, sendo posicionado sobre a peça que se deseja cortar.

Esse sistema permite cortes extremamente precisos em paredes até 16 mm. Cortes curvos, conhecidos como "boca de lobo" podem ser facilmente executados por meio desse sistema. A figura 2.30 abaixo mostra o corte de um tubo através de corte a plasma.



Figura 2. 30 - (a) Processo de corte a plasma.(b) Corte "boca de lobo". Fonte: www.acotubo.com.br[1].

2.5.2 Amassamento da ponta do tubo

É muito comum encontrar esse tipo de ligação, especialmente em estruturas espaciais. Entretanto, deve ser levado em conta no cálculo o efeito da plastificação dessas barras nas proximidades dos nós, onde ocorre o amassamento. Fraturas localizadas podem ocorrer, provocando considerável concentração de tensões nesses pontos e diminuição da resistência do tubo. Os estudos de Maiola e Malite[34] e de Mistakidis e Tsiogas[39] mostram os efeitos desse amassamento em nós de estruturas espaciais. A figura 2.31 ilustra esse tipo de ligação.



Figura 2.31- Ligação de tubos com ponta amassada. Adaptado de Souza e Malite[57].

2.5.3 Calandragem

Os perfis tubulares podem ser calandrados por processo a quente ou a frio. Este último é mais barato e mais utilizado, sendo o processo a quente utilizado em situações especiais. O CIDECT[19] apresenta os métodos normalmente utilizados.

2.5.4 Gabaritos

Segundo o Manual Brasileiro para Cálculo de Estruturas Metálicas[15], definem-se como gabaritos os modelos ou guias em tamanho natural, feito em papelão, madeira ou metal, para guiar os cortes e localizar os furos puncionados ou broqueados.

2.5.5 Parafusagem

Anteriormente à etapa de parafusagem, executa-se a furação das peças, que pode ser por puncionamento ou broqueamento, sendo este último para atender especificações especiais de serviço, ou quando a espessura do material a ser perfurado é maior do que a capacidade da puncionadeira.

Para executar a parafusagem das peças na fábrica, são utilizados equipamentos manuais, elétricos ou pneumáticos. Caso sejam utilizados parafusos ASTM A307, pode-se empregar ferramentas manuais, aplicadas à porca ou à cabeça do parafuso, até que as partes conectadas estejam firmemente unidas. Entretanto, uma ferramenta pneumática pode acelerar esse processo. No caso de ligações por atrito, deve-se controlar o torque aplicado a cada parafuso.

2.5.6 Soldagem

Na operação de soldagem, a corrente elétrica é conduzida por cabos que ao serem conectados, formam um circuito entre o ponto de trabalho e a máquina. Este circuito se fecha quando um arco elétrico (passagem de corrente elétrica através de um gás) é formado entre o eletrodo e o local a ser soldado.

Os processos de soldagem, segundo o Bellei[13], normalmente utilizados são:

- *Eletrodo Revestido (SMAW):* Também conhecida como solda manual, depende principalmente da habilidade do soldador, pois todos os processos de soldagem são manuais. É o processo mais utilizado para a execução das ligações durante a montagem. A figura 2.32 ilustra esse processo.



Figura 2.32 - Processo de soldagem SMAW. Adaptado de AISC[5].

- Processo de arame com proteção gasosa (MIG/MAG/TIG - GMAW): Processo com alimentação continua de eletrodo, sendo o arco protegido por uma atmosfera gasosa. Desta forma, define-se:

- MIG : utiliza gás inerte (argônio, helio) que não tem nenhuma atividade física com a poça de fusão e arame alimentado automaticamente.

- MAG: utiliza gás ativo (CO2) que interage com a poça de fusão e arame alimentado automaticamente.

- TIG : utiliza gás inerte e arame alimentado manualmente.

- *Arame Tubular (FCAW):* Similar ao processo MIG/MAG, onde a diferença está no uso de arame tubular, sendo a proteção do arco feita por um fluxo granulado. O processo do arame tubular pode ser automático ou semi-automático.

-Arco submerso (SAW): Processo que utiliza equipamentos automáticos ou semiautomáticos, com alimentação contínua de eletrodo, tendo o arco submerso pelo fluxo.

Devido ao aquecimento, ocorre uma expansão do metal, que reassume sua forma original após o resfriamento. Para diminuir esses efeitos, pode-se alternar a solda de ambos os lados, executar filetes alternados por espaços livres preenchidos após o resfriamento dos anteriores, ou prover contenção provisória para impedir deformações excessivas devidas ao calor desenvolvido na soldagem. Atreladas às deformações citadas, tensões residuais geralmente surgem nessas peças.

Para determinar a qualidade das soldas, pode ser necessária a realização de inspeções das peças soldadas. Essas inspeções podem ser visuais, através de líquido penetrante, partículas magnéticas, ultra-som ou exame radiográfico, conforme observa Bellei[13]. Segundo destacado por Rautaruukki[48] deve-se limitar o ângulo entre a diagonal e o banzo em no mínimo 30°, para permitir a execução da soldagem.

A AISC [5] e a AWS D1.1-82 [12] apresentam detalhadamente as especificações técnicas, equipamentos utilizados, características e aplicabilidade de cada método de soldagem acima citados.

76

2.5.7 Pré-montagem

Antes da montagem final, as partes que compõem uma peça devem ser pré-montadas na fábrica, por meio de parafusos ou pequenos pontos de solda. Desta forma, verifica-se o esquadro e as dimensões gerais.

2.5.8 Limpeza e proteção

- Limpeza:

A limpeza das peças da estrutura metálica é essencial para a aplicação da pintura. Trata-se da remoção de pós, gorduras, óleos, graxas, carepa de laminação (camada de óxidos de ferro formada na superfície do metal no processo de laminação a quente, que reage com o oxigênio do ar), ferrugem etc.

Existem diversas formas de se realizar a limpeza da estrutura. O CBCA [31] traz os métodos de limpeza mais utilizados e suas aplicações. Os mais empregados são: utilização de solventes, limpeza manual (utilizando escovas, raspadeiras e lixas), limpeza mecânica (executada com ferramentas como escovas rotativas pneumáticas ou elétricas), limpeza a fogo (utilizando maçarico, o que provoca a desagregação da carepa), limpeza com jato abrasivo (utilizando areia ou granalhas de aço, sendo esta última mais interessante devido à sua reutilização), decapagem (pode ser mecânica - já citada acima - ou química, que consiste em submeter o material a sucessivos banhos em tanques contendo ácidos apropriados).

- Proteção contra corrosão:

Estando concluída a limpeza, prossegue-se com pintura da estrutura, que tem a função de protegê-la contra corrosão.

Existem diversas formas de se realizar a pintura para proteção da estrutura. Rautaruukki [48] destaca a pintura com pincéis, rolos, spray e pintura eletrostática, como as normalmente utilizadas. O CBCA[31] fornece diversas informações técnicas sobre os métodos de pintura, com relação a equipamentos e formas de aplicação.

A escolha do tipo de pintura e da tinta utilizada é função da agressividade do ambiente onde a estrutura será instalada. As principais tintas utilizadas são tintas a base de poliuretano, esmalte epóxi, esmalte alquídico e esmalte acrílico. A galvanização também é um processo de proteção à corrosão, onde o principal objetivo é impedir o contato do aço com o meio corrosivo. Para isso, aplica-se uma camada de zinco, que por ser mais anódico do que o elemento ferro na série galvânica corrói-se primeiro, originando a proteção catódica. Existem diversos processos para se aplicar o revestimento de zinco em superfícies metálicas. Destacam-se, principalmente, a galvanização por imersão a quente e as pinturas com tintas ricas em zinco, sendo a primeira o processo mais utilizado para estruturas metálicas.

Para os perfis tubulares, a vantagem está relacionada a uma menor área de pintura quando comparada com um perfil de seção aberta de massa equivalente. Com isso obtém-se uma redução no custo de produtos para proteção à corrosão. Nos perfis abertos os cantos vivos estão mais sujeitos à corrosão, devido a possíveis acúmulos de água ou poeira, o que não ocorre nos perfis tubulares, conforme ilustrado na figura 2.33.



Figura 2.33- Área de pintura para diferentes perfis. Adaptado de CIDECT[19].

Segundo o CIDECT[19], muitos estudos foram realizados para se determinar o efeito da corrosão interna dos perfis tubulares. Constatou-se que a corrosão interna não ocorre se a extremidade do perfil estiver selada, o que pode ser conseguido com chapas soldadas no topo do tubo. Caso o perfil tubular não esteja perfeitamente selado, a corrosão interna pode ocorrer numa pequena área no entorno da abertura, o que não compromete a estrutura.

Outra forma de prevenir os efeitos de corrosão da estrutura é utilizar aços patináveis, também denominados de aço CORTEN ou COR, com alta resistência à corrosão atmosférica devida à adição de várias ligas como, cobre, níquel, cromo etc.

- Proteção contra incêndio:

As estruturas de aço submetidas a situações de incêndio apresentam uma redução de resistência em temperaturas próximas a 550° C. O CIDECT[20] destaca que estruturas de aço sem nenhum tipo de proteção podem chegar ao colapso depois de 15 a 30 minutos de exposição ao fogo, dependendo do carregamento da estrutura e da espessura da seção. O principal objetivo da proteção é permitir tempo de fuga suficiente para a evacuação do edifício antes do colapso da estrutura. Os principais tipos de proteção são: revestimento com concreto, argamassas projetadas, tintas intumescentes, mantas cerâmicas ou de lã de rocha, gesso acartonado etc. Pannoni [44] destaca as principais diferenças entre esses métodos de proteção.

A vantagem do perfil tubular em situações de incêndio se dá devido à possibilidade de se executar a proteção contra incêndio tanto externamente como internamente, por exemplo, preenchendo o perfil tubular com concreto, conforme ilustrado na figura 2.34. Se o concreto não for armado, a resistência é de aproximadamente 30 minutos. Entretanto, pode-se chegar a 120 minutos de resistência utilizando-se concreto armado. O CIDECT [20] traz os critérios de dimensionamento para esse tipo de solução.



Figura 2.34- Coluna preenchida com concreto (a) não armado. (b) armado. Adaptado de CIDECT[20].

2.6 Transporte:

O transporte da estrutura pode ser feito por meio rodoviário, marítimo, ferroviário ou fluvial, sendo a primeira a mais utilizada no Brasil. Conforme a modalidade de transporte

escolhida, as peças deverão possuir dimensões e pesos compatíveis com a capacidade dos veículos utilizados.

Conforme o CBCA[30], para o transporte rodoviário, considera-se normal o transporte executado sobre carretas com aproximadamente 13 metros de comprimento na carroceria e de 27 toneladas de capacidade. Acima destes limites situam-se os transportes especiais com excesso no comprimento, excesso lateral ou excesso em altura, onde o preço por tonelada transportada sobe significativamente, pois são exigidas licenças especiais, batedores, horários especiais etc. Desta forma, procura-se limitar as peças das estruturas ao comprimento máximo de 12 metros.

2.7 Montagem da estrutura

Antes da montagem da estrutura metálica, faz-se a verificação e armazenagem das peças no canteiro de obras. As peças deverão ser descarregadas o mais próximo possível do local da obra, buscando minimizar deslocamentos de caminhões ou reboques durante a montagem. A locação, alinhamento e nível das fundações, eixos do edifício e chumbadores deverão ser verificados topograficamente antes de se iniciar o processo de montagem.

O içamento das peças deve ser realizado levando em conta o peso e o centro de gravidade da peça. O conhecimento da posição do centro de gravidade permite um içamento estável, pois possibilita que os cabos ou cintas de içamento sejam colocados na posição correta. A figura 2.35 ilustra uma situação onde o ponto de içamento não foi o correto.



Figura 2. 35 - Instabilidade lateral durante a montagem. Adaptado de CBCA[30].

A seqüência de montagem da estrutura deve garantir a integridade do sistema. Certas peças podem não resistir nem mesmo ao seu peso próprio se não houver o travamento adequado, podendo ocorrer instabilidade lateral. Este efeito pode provocar danos à peça ou

até mesmo o colapso da estrutura, sendo necessária a contensão provisória ou definitiva das peças. A contensão provisória é fornecida por cabos de aço de estaiamento, peças de reforço ou travamentos temporários. A contensão definitiva é devida ao próprio travamento da estrutura (contraventamentos, mão francesa) definido em projeto. Desta forma, geralmente a montagem é iniciada pelas das colunas do vão de contraventamento.

Para estruturas de perfis tubulares, a vantagem é que o içamento é facilitado devido à grande rigidez lateral dessas estruturas, além de não haver necessidade de um grande número de travamentos temporários para estabilizá-la.

O Anexo P, "Práticas Recomendadas para a Execução de Estruturas de Aços de Edifícios", da referida norma, traz além de informações sobre responsabilidades, contratos, etc, informações sobre procedimentos, tolerâncias e responsabilidades durante a etapa de montagem.

CAPÍTULO 3

3. DESENVOLVIMENTO DO SISTEMA DE COBERTURA PADRONIZADO

3.1 Definição do arranjo estrutural

Como descrito no capítulo 1, o objetivo é desenvolver um sistema de cobertura para grandes vãos utilizando perfis tubulares. A partir dos critérios citados no capítulo 2, foram feitos estudos para se determinar o melhor arranjo estrutural.

A V&M do Brasil, no intuito de desenvolver a utilização da estrutura metálica tubular no país, incentivou a pesquisa fornecendo os materiais para a execução do protótipo, principalmente os tubos laminados a quente sem costura, produzidos na usina Barreiro da V&M do Brasil localizada em Belo Horizonte - MG.

O sistema idealizado é constituído pela estrutura principal composta por vigas treliçadas e pela estrutura secundária composta por terças treliçadas.

Sabe-se que as terças treliçadas estão submetidas a carregamentos concentrados nos nós, devido, por exemplo, a sistemas de ar condicionado fixado nestas, e a carregamentos distribuídos nas barras, devido, por exemplo, a peso próprio e peso das telhas. As estruturas principais estão normalmente submetidas ao peso próprio e ao carregamento devido ao apoio das terças. A figura 3.1 ilustra esses carregamentos.



Figura 3.1 – Exemplo de carregamentos nas terças treliçadas.

Considerando as geometrias usuais de treliças citadas no Capítulo 1, foi analisado qual resulta no menor peso e no menor custo. Sabe-se que em treliças tipo Warren, ou seja,

ligações tipo K, é possível obter um número reduzido de elementos e ligações mais simples, o que diminui o custo de fabricação. Esta geometria é interessante quando se tem carregamentos gravitacionais e carregamentos devido à vento de sucção, ou seja, as barras podem estar submetidas a tração ou a compressão. Entretanto, o comprimento destravado dos banzos é maior do que nas demais geometrias.

As treliças tipo Pratt e Howe, ou seja, com ligações tipo N, possuem um maior número de elementos quando comparada à Warren. Embora os banzos possuam um comprimento de flambagem menor do que as Warren, estas possuem ligações mais trabalhosas e em maior quantidade.

Foram analisados modelos considerando as três geometrias, além da geometria tipo Warren com montante. A figura 3.2 ilustra os modelos de geometria que foram analisados até obter-se a geometria final. Concluiu-se então que a geometria utilizada seria do tipo Warren, devido à estrutura estar submetida a carregamentos gravitacionais e a vento de sucção, e por esse modelo apresentar uma menor quantidade de elementos e ligações, o que facilita o processo de padronização.



Figura 3. 2 – Modelo genérico das geometrias analisadas para as treliças.
A idéia inicial foi criar uma modulação que permitisse variar suas dimensões em 1,5 metros na direção da estrutura secundária (terças) e 2,0 metros na direção da estrutura principal, permitindo assim uma grande flexibilidade do sistema. Profissionais de arquitetura foram consultados nesta etapa para auxiliar na concepção arquitetônica do sistema, para que se obtivesse uma estrutura com melhor aproveitamento de área útil, além de avaliar o fator estético.

Para diminuir os custos de transporte e montagem, as peças foram limitadas a um comprimento máximo de 10 metros. Foram consideradas ligações parafusadas para a união dessas peças, através de flanges, e todas as operações de soldagem foram realizadas na fábrica.

Usualmente se utiliza a relação vão/altura da viga entre 10 e 20. Verificou-se através de análises iterativas uma relação ideal próxima a 17. Com essas condições, obtiveram-se as geometrias da estrutura principal e da estrutura secundária, ambas compostas por treliças de perfis tubulares.

O conceito de flexibilidade da estrutura também se aplica às possibilidades de soluções construtivas em que as opções de colunas metálicas, colunas de concreto armado pré-moldado ou moldado in loco, e colunas mistas (tubos metálicos preenchidos com concreto, armado ou não) são factíveis e dependerão da finalidade do empreendimento e das condições do mercado. Desta forma, para se obter um sistema que se adapte a essas soluções, foram consideradas e analisadas essas possibilidades na etapa de projeto.

Para garantir a estabilidade lateral das terças treliçadas, foram previstas linhas de correntes interligando-as. Essas terças treliçadas, denominadas aqui de VMJ, ao se apoiarem sobre a estrutura principal, denominada de viga principal, fornecem o travamento necessário ao banzo superior dessas vigas. O travamento do banzo inferior das vigas principais é proporcionado pelas mãos francesas das terças treliçadas. O item 3.4 deste trabalho discute detalhadamente o sistema de estabilidade da estrutura.

Após definidos os carregamentos, condições de contorno, altura de pé direito e demais parâmetros, a estrutura foi gerada no programa computacional SAP2000[53], onde foram analisadas as condições de estabilidade global da estrutura e posterior dimensionamento da mesma.

85

Para analisar o comportamento previsto pelo cálculo estrutural e melhorar os conceitos do projeto original, a V&M do Brasil e a Unicamp decidiram executar uma estrutura protótipo na Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas.

3.2 Esquema estático

Foi realizada uma análise plana no programa SAP 2000 [53] das terças treliçadas, sendo verificado que há uma mudança de esforços nas barras dessas terças quando se considera furo ovalizado, também conhecido como oblongo, em uma das extremidades do banzo superior, conforme ilustra a figura 3.3. Esse tipo de furação permite uma certa liberdade de deslocamento na direção axial do banzo. A figura 3.4 mostra o esquema estático considerando duas terças treliçadas.



Figura 3.3 – Esquema estático das terças treliçadas.



Fig 3.4 – Esquema estático para as terças internas.

Com relação as terças de extremidade, ou seja, as terças que formam o pórtico juntamente com as colunas metálicas ou mistas do edifício foram consideradas sem a ligação da mão francesa com a coluna, como mostra a figura 3.5.



Fig 3.5 – Esquema estático para as terças de extremidade.

Para as vigas principais, as barras do banzo inferior da viga padrão, ligadas às colunetas, possuem furos ovalizados nas suas chapas de ligação, conforme mostra a figura 3.6.



Fig 3.6 – Esquema estático para as a viga principal

A consideração das vigas padrões e terças treliçadas como contínuas permite uma maior estabilidade da estrutura e será objeto de estudo futuro. Entretanto esse tipo de solução se torna econômico quando se tem quatro ou mais vãos.

3.3 Descrição do sistema de cobertura

A estrutura do sistema de cobertura proposta é composta dos seguintes elementos:

- Vigas principais, também denominadas de vigas padrão.
- Vigas secundárias (terças treliçadas VMJ).
- Colunetas de ligação das vigas principais com a coluna da edificação.
- Sistema de contraventamento da cobertura.
- Linhas de corrente para travamento dos banzos das terças.



A figura 3.6 ilustra os principais componentes desse sistema de cobertura.

Figura 3. 6 – Elementos do sistema de cobertura proposto.

3.3.1 Vigas principais

As vigas principais, aqui denominadas de Padrão, são treliças planas com 30,0 metros de comprimento total, com 1,80 metros de altura e nós espaçados a cada 2,0 metros. Para facilitar o transporte, esta viga foi subdividida em três trechos de 10,0 metros, ligados através de flanges. Estes trechos da viga foram denominados de viga padrão central (VPC) e viga padrão de extremidade (VPE), conforme mostra a figura 3.7, podendo-se variar o comprimento da viga padrão central para atender ao vão especificado.



Figura 3. 7 – Trechos da viga padrão

A figura 3.8 ilustra os detalhes de ligação da viga padrão central com as colunetas, ligação através de flanges entre vigas padrão, e detalhes de ligação das terças com a viga padrão. Destaca-se que o projeto do sistema de cobertura considera uma inclinação de 3%, utilizando telhas zipadas.



Figura 3. 8 – Detalhes da viga principal.

Para se obter o esquema estático determinado na etapa de projeto foram utilizados furos oblongos, ou ovalizados, para as chapas de ligação da viga padrão de extremidade (VPE) com a coluneta, em uma extremidade da edificação, conforme mostrado na figura 3.9.



Figura 3.9 – Detalhes dos furos ovalizados (oblongos) da viga principal.

3. 3.2 – Terças treliçadas

As terças são treliças planas com 15,0 m de comprimento total com 0,90 metros de altura e de nós espaçados a cada 1,5 metros. Para facilitar o transporte, as joists foram projetadas como compostas de dois trechos unidos por flange, conforme ilustra a figura 3.10. Pode-se também obter vãos maiores variando o comprimento dos trechos.



Figura 3. 10 – Terça treliçada.

Para aumentar a estabilidade do sistema foram utilizadas mãos francesas parafusadas ligando as terças ao banzo inferior das vigas padrões.

A figura 3.11 ilustra os detalhes de ligação da terça com a viga padrão e a ligação através de flanges entre os dois trechos de terças.



Figura 3. 11 – Detalhes da terça treliçada.

Para se obter o esquema estático determinado na etapa de projeto foram utilizados furos oblongos, ou ovalizados, para as chapas de ligação da terça com a viga principal e da terça de extremidade com a coluneta, conforme mostrado na figura 3.12. Da mesma forma que na viga principal, em uma extremidade foi utilizado furo oblongo e na outra o furo padrão.



Figura 3. 12 – Detalhes do furo ovalizado da terça treliçada.

No programa SAP 2000[53] esse esquema estático foi simulado considerando uma pequena barra de 10mm de comprimento com esforço axial igual a zero, ou seja, esse elemento não transmite a força horizontal para a viga principal, como mostra a figura 3.13. A mesma simulação foi feita para os furos ovalizados da viga principal.



Figura 3. 13 - Simulação do furo ovalizado no programa SAP2000[53].

3.3.3 Colunetas

A ligação do sistema de cobertura às colunas da edificação é realizada através das colunetas. A figura 3.14 ilustra a coluneta e suas chapas de ligação.



Figura 3. 14 – Coluneta

3.4 Sistema de estabilidade da estrutura

A estabilidade horizontal da estrutura é obtida através dos contraventamentos principais de cobertura, como observado na figura 3.15, dispostos nas extremidades e nos eixos centrais da edificação, no plano do banzo superior. Estas estruturas principais de contraventamento também são utilizadas como elementos de contenção lateral dos nós das terças (VMJ). O impedimento do deslocamento lateral destes nós é proporcionado por tirantes flexíveis, que os ligam ao sistema principal de contraventamento.

No plano do banzo inferior das terças, mostrado na figura 3.16, estão posicionados outros tirantes, os quais são responsáveis pela contenção lateral dos nós inferiores das terças (VMJ). Estes tirantes estão conectados aos contraventamentos principais de cobertura, através de um sistema de contraventamento inclinado, ilustrado na figura 3.17.



Figura 3. 15 – Plano do banzo superior das vigas principais e terças treliçadas



Figura 3. 16 – Plano do banzo inferior das terças treliçadas.



Figura 3. 17 – Detalhe do contraventamento inclinado.

A princípio foi desenvolvido um sistema de ligação para a fixação dos contraventamentos, conforme figura 3.18. Ao longo da execução do protótipo, outra solução foi elaborada, conforme figura 3.19, com o objetivo de ser testada. O contraventamento da cobertura e as linhas de corrente foram projetados com ligações parafusadas.



Figura 3. 18- (a) Ligação do sistema de contraventamento. (b) detalhe da conexão.



Figura 3. 19 - Outra opção para ligação do sistema de contraventamento.



Figura 3. 20 - Ligações parafusadas (a) sistema de contraventamento (b) linhas de corrente.

3.5 Ligações

As ligações tubo-tubo são executadas em fábrica (diagonais com banzo da viga principal, diagonais com banzo da terça de cobertura VMJ) sendo ligações soldadas do tipo filete. O corte utilizado nas extremidades das diagonais das VMJ e das VP foi do tipo "boca-de-lobo" (corte tridimensional curvo), que promovem perfeito contato entre as partes a serem ligadas, através do corte a plasma, descrito no capítulo 2.

Todas as ligações executadas em campo (coluneta com viga principal, terças VMJ com viga principal, mão francesa da VMJ com viga principal, coluneta com terça de

extremidade VMJ) são ligações parafusadas, as quais propiciam maior facilidade na montagem da estrutura, conforme ilustra a figura 3.21.



Figura 3. 21 – (a) Detalhes VP/Coluneta (b) VMJ/VP.

3.6 Perfis utilizados na estrutura

Conforme anteriormente descrito, a estrutura do sistema de cobertura é basicamente composta por tubos laminados a quente, sem costura, de seção circular, em aço patinável. Além dos tubos, são empregados em menor quantidade chapas e barras redondas na composição da estrutura. Todos esses materiais estão especificados na tabela 3.1, com suas respectivas propriedades mecânicas.

Materiais	Aço	Limita de Escoamento (f _y)	Limite de Resistência a Tração (f _u)
		(MPa)	(MPa)
Tubos	VMB 350	350	485
Chapas	ASTM A242	290	435
Barras	SAE 1020	240	387
Chumbadores	SAE 1020	240	387
Parafusos	ASTM A325	635	825
Eletrodos	E70XX	-	485

Tabela 3. 1 - Tabela com lista dos materiais empregados nos componentes estruturais do sistema de cobertura.

As terças de extremidade suportam as calhas. Desta forma, o perfil a ser utilizado deveria ser de dimensões maiores. Entretanto, para se manter a padronização do sistema, optou-se por reforçar as referidas terças com chapas.

Na figura 3.22, pode-se observar a viga principal, divida em trechos. Destaca-se que, ao realizar o dimensionamento da estrutura e das ligações simultaneamente, obteve-se uma variação na espessura do perfil tubular do banzo superior, no trecho indicado com a cota 3170, havendo a necessidade de se realizar uma emenda de topo. Entretanto, devido ao custo desse procedimento, optou-se por adotar em projetos futuros a maior espessura ao longo de todo o banzo superior do trecho da Viga Principal de Extremidade (VPE).

As dimensões dos referidos tubos (diâmetro e espessura) para os diversos componentes estruturais estão apresentadas na tabela 3.2. A figura 3.23 ilustra a VMJ.



Figura 3. 22–Trechos da Viga Principal – Materiais.



Figura 3. 23– VMJ – Materiais.

Componente	Tramo	Elemento	Perfil Tubular Circular
	VPE	Banzo Superior (até a emenda)	177,8 x 7,1
		Banzo Superior	177,8 x 5,0
		Banzo Inferior	177,8 x 7,1
Vigas Principais		Diagonais 1	88,9 x 4,8
		Diagonais 2	88,9 x 4,4
	VPC	Banzo Superior	177,8 x 6,4
		Banzo Inferior	177,8 x 8,0
		Diagonais 3	60,3 x 3,6
Terças Treliçadas	VMJ	Banzo Superior	48,3 x 3,7 (Reforçado)
de Extremidade		Banzo Inferior	48,3 x 3,7 (Reforçado)
de Extremitade		Diagonais	33,4 x 3,4
	VMJ	Banzo Superior	48,3 x 3,7
Terças Treliçadas		Banzo Inferior	48,3 x 3,7
Centrais		Diagonais	33,4 x 3,4
		Mão Francesa	33,4 x 3,4
Coluneta			355,6 x 9,5

Tabela 3. 2 - Lista de tubos de seção circular empregados na confecção dos componentesestruturais do sistema de cobertura.

Nas figuras 3.24 e 3.25 observam-se os perfis utilizados para o sistema de contraventamento da estrutura.



Figura 3. 24 – Perfis dos contraventamentos e tirantes no plano dos banzos superior das vigas principais e terças treliçadas.



* Contraventamento inclinado: D 9,5 mm

Figura 3. 25 – Perfis dos tirantes no plano do banzo inferior das terças treliçadas.

3.7 Carregamentos aplicados na estrutura

A estrutura de cobertura foi desenvolvida visando atender às diversas hipóteses de carregamento (permanentes e acidentais). Para os carregamentos permanentes foram considerados além do peso próprio da estrutura, cargas de equipamentos e instalações normalmente fixadas a estas estruturas.

A sobrecarga considerada atuando na estrutura foi considerada conforme as prescrições mínimas da norma NBR 8800/86[9]. Com pequenas adequações, a estrutura atende às diversas velocidades características do vento, uma vez que a mesma pode ser implantada em qualquer região do território nacional. Devido à grande flexibilidade de

utilização, tornou-se necessário considerar as condições de abertura mais desfavoráveis para determinação da carga de vento atuante na estrutura.

Para o cálculo das cargas aplicadas na cobertura, foram utilizadas as normas NBR 6120/80 [11], NBR 6123/88 [10] e NBR 8800/86[9], conforme descrito no Capítulo 2 deste trabalho. Para determinação das cargas permanentes, realizou-se um levantamento das cargas usualmente adotadas em estruturas de cobertura similares a esse sistema.

3.7.1 Carregamento permanente

No desenvolvimento do projeto, foram realizados estudos para se determinar os tipos e intensidades de carregamentos normalmente utilizados em coberturas de supermercados, shopping, centros de distribuições etc. A partir desses estudos, obtiveram-se os valores médios dos carregamentos normalmente utilizados para iluminação, instalações elétricas, instalações de combate a incêndio, dutos de ar condicionado e locais de comunicação visual (placas de anúncios etc). Têm-se os seguintes carregamentos:

 \rightarrow Peso próprio da estrutura metálica tubular de cobertura (calculado pelo programa computacional SAP 2000[53].

 \rightarrow Banzo inferior:

- \rightarrow Instalações de combate a incêndio = 25,0 N/m²
- \rightarrow Instalações elétricas = 55,7 N/m²

 \rightarrow Comunicação visual = 21,0 N/m²

 \rightarrow Para ar condicionado, sabe-se que geralmente os dutos são posicionados em linha reta, sendo então considerado 490,3 N de carga aplicada no nó, por vão de terça.

 \rightarrow Banzo Superior:

 \rightarrow Isolamento térmico = 13,4 N/m²

 \rightarrow Telhas metálicas (1lâmina de 0,65mm) = 70 N/m²

3.7.2 Sobrecarga

De acordo com o anexo B da NBR 8800/86[9], deve ser prevista uma sobrecarga mínima de 0,25 kN/m² na ausência de especificação em contrário. Desta forma, tem-se:

 \rightarrow Carga acidental = 250 N/m²

 \rightarrow Peso da calha cheia: foram considerados condutores verticais a cada 7,5 m da fachada da edificação. Desta forma cada calha possui uma área de influência de 3,75 x 30 m = 112,5 m².

Para o cálculo foi adotado um valor médio de 1,75 cm² de área de seção transversal de calha para cada 1 m² de área de cobertura. Tem-se então 112,5 x 1,85 = 196,88 N/m.

3.7.3 Vento

Para a determinação da velocidade básica do vento foi utilizada a NBR 6123/88[10]. Através do gráfico de isopletas da velocidade básica V_o da referida norma, verifica-se que boa parte do território nacional encontra-se numa faixa de velocidades básicas menores ou iguais a 40 m/s (figura 3.26). Desta forma, adotou-se como padrão para dimensionamento e ensaio da estrutura a velocidade básica de 40 m/s, entretanto a idéia é obter uma estrutura que atenda uma velocidade básica de até 50 m/s, com algumas modificações e reforços no sistema de cobertura.



Figura 3. 26 - Isopletas da Velocidade Básica. Adaptado de NBR 6123/88[10] \rightarrow Velocidade básica do vento V₀ = 40 m/s

 \rightarrow Fator topográfico S₁: geralmente trata-se de terreno plano ou fracamente acidentado, onde S₁= 1,0.

 \rightarrow Fator S₂: depende da rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno.

Para o dimensionamento e ensaio da estrutura foram consideradas as situações mais críticas. A estrutura foi então classificada como Categoria II, ou seja, situada em terrenos abertos em nível, ou aproximadamente em nível com poucos obstáculos isolados, onde a cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual a 1,0 metro.

Considerando a modulação 30,0 x 30,0 metros, a estrutura do protótipo pode ser classificada como Classe B (toda edificação ou parte da edificação para qual a maior dimensão horizontal ou vertical esteja entre 20,0 e 50,0 metros). Para fins comerciais, raramente a edificação estará nesta classe, por possuir, na maioria dos casos, dimensões

maiores do que 50,0 metros, o que corresponde a Classe C. Entretanto, decidiu-se por manter a Classe B para os ensaios para se avaliar as situações mais críticas.

A altura média da edificação foi considerada como 12,5 metros (altura variando entre 10,0 e 15,0 metros). Com esses parâmetros, determina-se o valor de S_2 .

Para $h = 12,5 \rightarrow S_2 = 1,0$ Categoria II e Classe B

 \rightarrow Fator estatístico S₃: considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Considerando como edificações para comércio e indústrias com alto fator de ocupação, tem-se S₃ = 1,0.

 \rightarrow Velocidade característica do vento:

 $V_k = S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \cdot V_o = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 40,0 = 40 \text{ m/s}$

→ Pressão dinâmica do vento:

$$q = 0.613 \cdot V_k^2 = 0.613 \cdot (40.0)^2 = 980.8 \text{ N/m}^2$$

→ Coeficiente de pressão externa na cobertura

Considerando o caso mais crítico para o coeficiente de pressão externa, sendo este a cobertura com uma água, e vento 0°, tem-se um Cpe= -1,0, conforme Tabela 6 da NBR 6123/88[10]. A figura 3.27 ilustra esses coeficientes.



Figura 3. 27- Coeficiente de pressão e forma externos para cobertura em uma água. Adaptado de NBR 6123/88[10].

 \rightarrow Coeficiente de pressão nas paredes:

A figura 3.34 ilustra os coeficientes de pressão externa para as paredes. Esses valores são utilizados para se determinar a pressão de vento atuando na fachada da edificação.



Figura 3.34 – Coeficiente de pressão externa para paredes.

Geralmente esse tipo de edificação possui fechamento lateral em alvenaria, sendo o fechamento através de longarinas e telhas apenas no trecho que compreende a altura da viga principal. Entretanto neste trabalho será considerado para o ensaio apenas o efeito do vento na cobertura.

→Coeficiente de pressão interna (Cpi):

Por se tratar de estrutura para cobertura de obras como supermercados, onde a utilização da edificação requer a instalação de sistema de ar condicionado, esta foi considerada totalmente fechada. Desta forma, para quatro faces igualmente permeáveis, tem-se Cpi= -0,3 ou 0, o mais nocivo. Neste caso, foi considerado Cpi= 0.

→Coeficiente de pressão resultante (Cp):

Sabe-se que Cp = Cpe - Cpi. Tem-se

- Cobertura: Cp= -1,0 (sucção externa)

 \rightarrow Pressão de vento na cobertura = 980,8 x 1,0 = 980,8 N/m² (sucção externa).

CAPÍTULO 4

4. PROJETO DO PROTÓTIPO

4.1 Características gerais

O protótipo foi implantado numa área situada na Universidade Estadual de Campinas, próximo aos laboratórios da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, conforme figura 4.1. Após a realização dos ensaios, pretende-se utilizar a estrutura para a implantação do Laboratório de Estruturas Metálicas Tubulares e Mistas da Universidade. O projeto arquitetônico foi desenvolvido pela Coordenadoria de Projetos da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp (CPROJ).



Figura 4.1 – Detalhe da implantação do laboratório.

A estrutura do protótipo é composta por dois módulos de 30,0 por 15,0 metros, possuindo uma área de projeção de 900,00 m². A cobertura se apóia em seis colunas metálicas de perfil tubular, como pôde ser visto no Capítulo 3. A área a ser construída é de 1.350 m², incluindo o pavimento térreo e o mezanino. No pavimento térreo ficarão os equipamentos para realização de ensaios e no mezanino ficarão as salas de reunião, gabinetes de professores e setor administrativo. As figuras 4.2 a 4.4 mostram os desenhos de arquitetura da edificação.

Perspectivas estão ilustradas nas figuras de 4.5 a 4.9, onde se destaca que esses desenhos foram gerados logo no início do desenvolvimento do projeto e não possuem todas as terças e sistemas de contraventamento.



Figura 4.2 – Planta do térreo. Fonte: CPROJ.



Figura 4.3 – corte longitudinal. Fonte: CPROJ.



Figura 4.4 – corte transversal. Fonte: CPROJ.



Figura 4.5 – Perspectiva do laboratório. Fonte: CPROJ.



Figura 4.6 – Perspectiva mostrando a estrutura de cobertura. Fonte: CPROJ.



Figura 4.7 – Perspectiva interna - mezanino. Fonte: CPROJ.



Figura 4.8 – Perspectiva interna –pavimento térreo. Fonte: CPROJ.

4.2 Descrição do protótipo

A estrutura do sistema de cobertura ensaiada pelo Laboratório de Estruturas, da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da UNICAMP, situado em Campinas, São Paulo, possui as seguintes características:

- Dimensões em planta: 30,0 x 30,0 m (figura 4.9).

- Vão das vigas principais treliçadas tubulares (VP): 30,0 m (figura 4.10-a).

Composição da Viga Principal:

- 2 Vigas Padrão de Extremidade (VPE) de 10,0 m (situadas nas extremidades).

- 1 Viga Padrão Central (VPC) de 10,0 m (situada entre as Vigas Padrão de Extremidade).

- Distância entre eixos dos banzos das VP: 1,8 m (figura 4.10- a).

- Vão das terças treliçadas tubulares intermediárias (VMJ): 15,0 m (figura 4.10-b).

- Vão das terças treliçadas tubulares de extremidade (VMJ): 15,0 m (figura 4.10-c)

- Distância entre eixos dos banzos das VMJ: 0,9 m (figuras 4.10-b e 4.10-c).

- Altura das colunetas: 2,3 m (figura 4.10-c).



Figura 4.9 – Dimensões em planta: plano do banzo superior.



Figura 4.10 - (a)Detalhe das vigas principais. (b) Terças treliçadas tubulares intermediárias. (c) Terças treliçadas nos apoios e colunetas de apoio.

A cobertura é composta por 3 Vigas principais (VP) treliçadas, distantes 15,0 m e 32 terças treliçadas (VMJ) espaçadas a cada 2,0 m.

As Vigas Principais e as terças de extremidade são ligadas às colunetas de apoio da estrutura, que por sua vez estão apoiadas em colunas tubulares, cujos eixos estão dispostos em uma malha ortogonal de 15,0 m por 30,0 m. A altura da edificação é de 10,10 m na fila B e 11,0 m na fila A.

Para a realização dos ensaios, a estrutura do protótipo foi construída apoiando-se sobre colunas metálicas tubulares auxiliares, com alturas de 1,5 m e 2,4 m (fila B e fila A respectivamente) de forma a se obter a inclinação necessária de 3% da cobertura.

As colunas auxiliares possuem os comprimentos anteriormente descritos visando facilitar os trabalhos de campo (estrutura montada próxima ao solo), apoiando-se através de placas de base sobre os blocos de concreto da fundação. Essas placas de base são reforçadas para que se tenham elementos rígidos, evitando qualquer deformação destas placas, para permitir que o ensaio avalie apenas as deformações da estrutura de cobertura.

Para receber as colunetas do sistema de cobertura foram projetadas chapas de cabeça sobre as colunas auxiliares, as quais fazem a conexão entre colunas auxiliares e as colunetas da cobertura. A figura 4.11 mostra esse detalhe.



Figura 4.11 - (a) Coluna auxiliar. (b) coluna auxiliar e pilarete do sistema de cobertura.

4.3 Modelagem da Estrutura do Protótipo

Para a modelagem da estrutura do protótipo foi utilizado o programa computacional SAP 2000[53]. Inicialmente a estrutura com as dimensões finais do laboratório foi modelada e dimensionada, conforme figura 4.12. Após o dimensionamento, as colunas da estrutura foram substituídas pelas colunas auxiliares, conforme ilustrado nas figura 4.13 a 4.15. Os carregamentos permanentes, sobrecargas e vento foram lançados concentrados nos nós dos banzos das terças treliçadas.



Figura 4.12- Figura da estrutura no programa computacional SAP2000 [53].



Figura 4.13- Figura do protótipo no programa computacional SAP2000 [53].



Figura 4.14- Figura do protótipo no programa computacional SAP2000 [53].



Figura 4.15 - Figura do protótipo no programa computacional SAP2000 [53].

Como pode ser observado nas figuras acima, as Vigas Principais estão paralelas aos planos X-Z, nas coordenadas Y=0, Y=15 e Y=30 metros. As terças treliçadas de extremidade estão na posição vertical nos planos Y-Z, nas coordenadas X=0 e X=30 metros, As demais

terças estão inclinadas, conforme orientação da cobertura. As figuras 4.16, 4.17 e 4.18 ilustram esses planos.



Figura 4.16 - Plano XZ: Y=0, Y=15 m e Y=30 m – Vigas Principais (VP).



Figura 4.17 - Plano YZ: X=0 e X=30 m – Terças treliçadas (VMJ) de extremidade.



Figura 4.18 - Plano YZ: X = 15 m – Terças treliçadas (VMJ) intermediárias.

As terças treliçadas possuem os nós distanciados de 1,5 metros e a distância entre terças é de 2,0 metros. Desta forma, a área de influência de cada nó das terças é de 3,0 m². Assim, o carregamento aplicado foi calculado conforme abaixo, onde a unidade utilizada foi Newton (N), sendo considerado 1kgf = 9,80665 N.

→ Banzo Superior

→ Carga Permanente

- Peso próprio da estrutura determinado pelo programa.
- Isolamento térmico(13,4 N/m²)+Telhas metálicas (70,0 N/m²)= 83,4 N/m² Carregamento concentrado por nó: 83,4 N/m² x 3 m² = 250,2N
- Sobrecarga = $250,0 \text{ N/m}^2$

Carregamento concentrado por nó : 250,0 N/m² x 3,0 m² = 750 N

Carregamento devido à calha cheia = 295,3 N

• Vento

Pressão dinâmica do vento atuando na cobertura = 980.8 N/m^2 Carga devida ao vento $980.8 \text{ kg/m}^2 \times 3.0 = 2942.4 \text{ N}$ por nó

→ Banzo Inferior

- Instalações de combate a incêndio = 25 N/m^2
- Instalações elétricas = $55,7 \text{ N/m}^2$
- Comunicação visual = $21,0 \text{ N/m}^2$

Total =
$$101,7 \text{ N/m}^2 \text{ x } 3,0 \text{ m}^2 = 305,1 \text{ N}$$

 Dutos de ar condicionado = 490,3 N de carga aplicada no nó, por vão de terça.

4.3.1 Carregamentos aplicados no modelo computacional

Como descrito anteriormente, os carregamentos foram aplicados nos nós da estrutura. Esses carregamentos estão descritos a seguir nas figuras 4.19 a 4.27, onde a unidade utilizada é Newton.

- Terça Treliçada de extremidade - X = 0



Figura 4.19- Terça Treliçada de extremidade - X = 0 - Carregamento permanente.



* Nota: o carregamento devido à calha cheia atua nesta terça.

Figura 4.20- Terça Treliçada de extremidade - X = 0 - Sobrecarga.



Figura 4.21 - Terça Treliçada de extremidade - X = 0 – Vento de sucção.

- Terça Treliçada de extremidade - X = 30 m



Figura 4.22 - Terça Treliçada de extremidade - X = 30 - Carregamento Permanente.


Figura 4.23- Terça Treliçada de extremidade - X = 30 -Sobrecarga.



Figura 4.24- Terça treliçada de extremidade - X = 30 - Vento de sucção.

- Terças treliçadas intermediárias



Figura 4.25- Terças Treliçadas intermediárias - Carregamento permanente.



Figura 4.26 - Terças Treliçadas intermediárias – Sobrecarga.



Figura 4.27- Terças Treliçadas intermediárias – Vento de sucção.

4.4 Dimensionamento

O dimensionamento da estrutura e das conexões, além da verificação dos deslocamentos está contido no Anexo A.

CAPÍTULO 5

5. PROCEDIMENTO DE ENSAIO

5.1 Introdução

O estudo experimental realizado consiste em analisar as tensões nominais que ocorrem nos banzos e diagonais mais solicitados das vigas principais e das terças treliçadas do sistema de cobertura, quando solicitadas pelo carregamento permanente, sobrecarga e ação do vento. O estudo experimental foi realizado em duas etapas, onde na primeira etapa, a estrutura está solicitada ao carregamento permanente e sobrecarga, na segunda etapa a estrutura está solicitada ao carregamento permanente e ação do vento de sucção.

Para a realização da segunda etapa, a estrutura foi desmontada e montada novamente de forma invertida para a simulação do vento de sucção. Mais detalhes sobre este procedimento podem ser encontrados no 5.7.7.2 deste trabalho.

Foram avaliadas nas duas etapas do estudo experimental as tensões atuantes nas barras mais solicitadas da estrutura, as quais foram medidas através de extensômetros elétricos de resistência, que medem as deformações e, com isso, são determinadas as tensões em cada fase de carregamento da estrutura. Também foram medidos os deslocamentos das treliças em diferentes pontos pré-determinados, através de nível eletrônico de alta precisão.

A comparação dos resultados experimentais com o modelo computacional de cálculo foi realizada comparando as tensões obtidas nas barras instrumentadas no ensaio com as tensões, nas mesmas barras, calculadas no modelo computacional através do programa computacional SAP 2000 [53].

5.2 Fabricação do protótipo

Após a laminação dos tubos na Usina da V&M do Brasil, os tubos de diâmetro inferior a 50 mm foram cortados a laser, e os tubos acima desse diâmetro foram cortados a plasma. Ambos os cortes utilizam o sistema de automação CAE (Computer Aided Engineering)/ CAD (Computer Aided Design)/CAM(Computer Aided Manufacture).

Devido aos diferentes diâmetros de tubos utilizados na estrutura, optou-se pelos dois tipos de corte para as diagonais, descritos no capítulo 2. A máquina a plasma permite a execução do corte para tubos com diâmetro maiores do que 50 mm, sendo as inferiores a esse diâmetro realizados pelo corte a laser. Para os cortes das chapas utilizadas nas ligações do sistema de cobertura foi utilizado o processo de oxi-corte.

Para a execução da furação nas chapas, foi utilizado puncionamento para chapas até 16 mm de espessura. Para espessuras maiores foram utilizadas furadeiras.

As chapas de ligação foram soldadas nos perfis através do processo MIG, discutidos no capítulo 2. As extremidades dos tubos foram vedadas com chapas, para evitar a corrosão interna.

No caso da estrutura do protótipo, os banzos superiores das vigas principais possuem espessuras diferentes em determinado trecho (Figura 5.1). Isso foi necessário devido às restrições de cálculo quando dimensionada a ligação tipo K. Essa emenda foi executada através de solda de penetração total. Entretanto, é possível que essa solução não seja mais adotada devido ao tempo e custo de execução da solda.



Figura 5.1 - Perfis da Viga Padrão de Extremidade

Antes de iniciar o processo de pintura dos tubos, o material foi limpo com jato de granalha, sendo então pintados com tinta rpóxi, através de pulverização por pistolas.

Todas as peças foram devidamente identificadas conforme desenhos de montagem, através de marcação manual, como mostra a figura 5.2.



Figura 5. 2 - Identificação das peças

A etapa final foi a embalagem e acondicionamento das peças para o transporte, listagem e envio dos parafusos, arruelas e porcas.

5.3 Transporte da estrutura

Devido às dimensões das peças não ultrapassarem 12,0 metros, pôde-se utilizar uma carreta com comprimento máximo de 14,8 m e largura 2,5 m e capacidade de carga de aproximadamente 27t, classificada como normal, ou seja, não necessita de autorização especial para circulação, como pode ser observado na figura 5.3.

As peças foram acondicionadas de forma que as mais pesadas, no caso as vigas principais, fossem colocadas primeiro e sobre elas as terças treliçadas, separadas em feixes de três ou quatro terças, mostradas na figura 5.4.



Figura 5. 3 - Carreta utilizada para transporte da estrutura.



Figura 5.4 - Disposição das vigas principais e das terças treliçadas.

As barras e tubos do sistema de contraventamento foram acondicionados na parte posterior da carreta, juntamente com as caixas contendo as porcas, arruelas e parafusos. Para o descarregamento e armazenamento das peças, foi utilizado um guindaste veicular, conforme figura 5.5. As peças foram armazenadas numa área próxima ao local da obra.



Figura 5.5 - Descarregamento e armazenamento das peças.

5.4 Serviços iniciais

Após a limpeza do terreno, foi realizado o serviço de terraplenagem. Em grande parte, a movimentação de terra foi de corte de solo, sendo necessário aterrar um pequeno trecho na extremidade do terreno, conforme mostra a figura 5.6.



Figura 5. 6 – Movimentação de terra.

5.5 Fundações

Através de sondagens realizadas no terreno, determinou-se a resistência do solo e o nível do lençol freático, situado a aproximadamente 14,0 m de profundidade. Determinou-se pelo projeto de fundação a necessidade de se executar seis tubulões, um para cada coluna da estrutura

de cobertura. Para as demais colunas, utilizadas para o fechamento e mezanino, foram determinadas a execução de estacas moldadas in loco.

A escavação do solo para a execução dos tubulões e das estacas foi efetuada mecanicamente através de trado helicoidal, conforme figura 5.7.



Figura 5. 7 – Escavação através de perfuratriz

No topo dos tubulões e das estacas foram executados blocos de fundação, interligados por vigas baldrames ao longo de todo perímetro da edificação. Estas vigas serão utilizadas para o apoio da alvenaria de fechamento. Os chumbadores foram locados, aprumados e fixados através de gabaritos. Posteriormente procedeu-se com a concretagem da base.

5.6 Montagem da estrutura

Após o recebimento dos elementos estruturais, estes foram posicionados ao lado do local da implantação do edifício. Devido à topografia do local da obra, a presença de uma passarela nas proximidades, e das demais edificações próximas, houve necessidade de se realizar um estudo da logística de montagem.

Para o transporte e montagem dos elementos estruturais foi utilizado um guindaste veicular, com capacidade para 6 toneladas no caso da lança estar totalmente recolhida e 1 tonelada estando totalmente estendida.

Antes de iniciar a montagem, foi verificado o nivelamento das bases através de topografia. As colunas auxiliares foram posicionadas nas suas respectivas bases e fixadas através dos chumbadores, como mostrado na figura 5.8. Sobre o concreto, foram colocados calços metálicos para se garantir o prumo das colunas. O grauteamento dessas bases ocorreu numa etapa anterior ao início dos ensaios, com a estrutura metálica totalmente montada.

A seqüência de montagem das vigas principais e das terças treliçadas foi feita conforme indicado na figura 5.9.



Figura 5.8 - posicionamento das colunas auxiliares.



Figura 5.9 - Seqüência de montagem.

As colunetas foram posicionadas próximas às respectivas colunas auxiliares. A Viga Padrão de Extremidade Direita, aqui denominada de VPE-D, que compõe a viga principal 1 (VP1), foi parafusada na coluneta, e através de calços e ripas de madeira, manteve-se na posição vertical. Em seguida, a Viga Padrão Central e a Viga Padrão de Extremidade Esquerda, aqui denominadas de VPC e VPE-E, respectivamente, foram então conectadas através de seus flanges de ligação. Por fim, a viga de extremidade esquerda foi conectada à coluneta. O procedimento de montagem pode ser observado nas figuras 5.10 a 5.20.



Figura 5. 10 - (a) Posicionamento da viga principal . (b) Ligação da VPE-D com a coluneta.





(b)

Figura 5. 11- (a) Posicionamento da VPC. (b) ligação da viga principal central com a de extremidade.



(a)

(b)

Figura 5. 12 – (a) Montagem da viga principal . (b) Viga principal conectada nas colunetas e escorada.

Concluída a montagem da viga principal 1, a mesma foi içada e posicionada sobre a coluna auxiliar, conforme figura 5.13.



Figura 5. 13 - Viga principal ligada à coluneta.

As vigas principais 2 e 3, denominadas de VP2 e VP3, respectivamente, seguiram a mesma seqüência de montagem, como mostra a figura 5.14.



Figura 5. 14 - (a) Montagem da viga principal 2. (b) Montagem da viga principal 3.

Destaca-se a facilidade e a velocidade de montagem proporcionada pelas ligações parafusadas, conforme figura 5.15. Com auxilio de espinas, as peças são pré-montadas no chão e posteriormente içadas para sua posição final.



Figura 5. 15 - Ligação parafusada.

A etapa seguinte foi a montagem das terças treliçadas. Estas são compostas por duas partes, unidas por flanges. Através da numeração indicada nas peças, as terças treliçadas foram posicionadas no solo, próximas às suas posições finais. Ainda no chão, foi feita a ligação das peças através dos flanges para posteriormente içá-las, conforme figura 5.16 e 5.17.



(a)

(b)

Figura 5. 16 - (a) Montagem das terças treliçadas (b) Posicionamento das terças treliçadas.



Figura 5. 17 - Montagem das terças treliçadas.

Devido à estabilidade lateral da estrutura, houve necessidade de se utilizar apenas alguns tirantes da própria estrutura como sistemas de contenção, dispensando o uso de cabos de aço de estaiamento ou travamentos temporários.

Na seqüência de montagem, foram instalados os tirantes, barras e tubos do sistema de contraventamento, como mostra a figura 5.18. Procedeu-se então com a colocação das terças treliçadas de extremidade e das respectivas peças de contraventamento, concluindo a montagem da estrutura, mostrada na figura 5.19.



Figura 5. 18- Tirantes do sistema de contraventamento.



Figura 5. 19 - Estrutura completamente montada.

5.7 Preparação para Ensaio

A aplicação das cargas na estrutura para simular a ação dos carregamentos permanentes, sobrecarga e vento foi feita por um sistema de transporte chamado Big Bags, ilustrado na figura 5.20 e 5.21, confeccionados com o tecido de ráfia de polipropileno, com alças espalmadas, sendo preenchidos com brita e pendurados nos nós das treliças, por meio de cordas e vergalhões passando pelas quatro alças do Big Bag, de acordo com o esquema de locação das cargas, como mostra a figura 5.22. Foram utilizados dois modelos de Big Bags, ilustrados na figura 5.21.



Figura 5. 20– Detalhe do Big Bag utilizado no ensaio. Fonte: www.guarubag.com.br [27]



Figura 5. 21-Big bags utilizados no ensaio.



Figura 5. 22 - Big bag pendurado no nó da terça.

As cargas a serem aplicadas em cada nó foram previamente determinadas, conforme mostra o plano de cargas do item 5.7.2 a seguir. Cada Big Bag possui uma quantidade de brita tal que simule a carga atuante em cada nó da treliça. Estes foram cheios de brita e pesados utilizando dois tipos de balança, sendo uma eletrônica e outra mecânica, e posicionados abaixo dos respectivos nós de aplicação de carga. O item 5.9 deste trabalho traz mais informações sobre os procedimentos de ensaio adotados.

5.7.1 Numeração dos nós das treliças da estrutura a ser ensaiada

Para posicionar os Big Bags corretamente nos respectivos nós, todos os nós da estrutura receberam um número que foi fixado no perfil através de adesivos, como mostrado na figura 5.23. Dessa forma, facilita-se a identificação dos nós com relação à carga a ser aplicada. O plano de numeração da estrutura é mostrado na figura 5.24 e 5.25 a seguir.



Figura 5. 23 - Foto do nó com o número correspondente.



Figura 5. 24 - Numeração dos nós: plano do banzo inferior da terça treliçada.



Figura 5. 25 - Numeração dos nós: Plano do banzo superior da treliça principal.

5.7.2 Plano das cargas aplicadas na estrutura

Os valores das cargas que serão aplicadas na estrutura para simular o carregamento permanente, sobrecarga e vento serão os mostrados a seguir. Como não se deseja levar a estrutura

ao seu estado último de utilização, as hipóteses de carga foram combinadas sem nenhum fator de multiplicação, ou seja, com seu valor nominal.

As terças treliçadas foram nomeadas conforme o esquema da figura 5.26, para facilitar a identificação das mesmas.

Ressalta-se que as posições das terças treliçadas mudam da primeira etapa de ensaio para a segunda etapa de ensaio, devido à estrutura ser montada de forma invertida.



Figura 5. 26– Nomenclatura das terças treliçadas – primeira etapa de ensaio.



Figura 5.27 – Nomenclatura das terças treliçadas – segunda etapa de ensaio.

Foi definido então o carregamento a ser aplicado em cada nó da terça, conforme as ações consideradas no capítulo 4. Desta forma, têm-se:

→ Cargas aplicadas nos nós – Hipótese: carregamento permanente (N).



Figura 5. 28- Valores do carregamento permanente



→ Cargas aplicadas nos nós - Hipótese: sobrecarga (N).

Figura 5. 29- Valores da sobrecarga para as filas A e B.



Figura 5. 30 - Valores da sobrecarga para as terças intermediárias.

→ Cargas aplicadas nos nós - Hipótese: vento de sucção (N).



Figura 5. 31 - Valores do vento de sucção.

- Primeira etapa de ensaio

Na primeira etapa do ensaio, a estrutura foi solicitada ao carregamento permanente e sobrecarga, assim as cargas aplicadas nos nós das treliças foram a soma nominal desses carregamentos, cujos valores estão apresentados a seguir. Nos valores indicados na figura 5.32 não está computado o peso próprio da estrutura metálica.



Figura 5. 32 - Primeira etapa de ensaio (combinação do carregamento permanente com sobrecarga).

- Segunda etapa de ensaio

Na segunda etapa do ensaio foi considerada a situação mais crítica, isto é, a hipótese de a estrutura estar apenas com as telhas montadas e ocorrer o vento de sucção. Desta forma, a estrutura foi solicitada a carregamento permanente devido à telha e vento de sucção, assim as cargas aplicadas nos nós das treliças foram a soma nominal do carregamento permanente devido à telha mais o vento de sucção, cujos valores estão apresentados a seguir.

Ressalta-se que para essa simulação encontrou-se dificuldade para aplicação do carregamento de vento de sucção, tendo em vista que essa hipótese tem uma resultante de força para cima. Uma solução seria tracionar a estrutura para cima através de um sistema de cabos, mas isso tornaria o ensaio muito oneroso. Surgiu então a idéia de montar a estrutura de forma invertida, permitindo-se utilizar o mesmo sistema de aplicação de cargas da primeira etapa de ensaio.

Da carga de vento a ser aplicada foram deduzidas duas vezes o peso próprio da estrutura para se obter a força resultante correta, conforme ilustrado na figura 5.33. Considerando que um módulo da estrutura possui um tipo de conexão dos contraventamentos diferente do outro, com objetivo de testá-los, foram computados, para uma análise precisa os pesos das conexões para a determinação do carregamento a ser aplicado, a partir da lista de material dos desenhos de fabricação.





Figura 5. 33 – Determinação do carregamento a ser aplicado na segunda etapa de ensaio.

As figuras 5.34 e 5.35 ilustram a soma nominal do carregamento permanente devido à telha mais o vento de sucção, que serão utilizados na execução do ensaio.



Figura 5. 34 - Segunda etapa de ensaio (combinação do carregamento permanente com vento de sucção).



Figura 5. 35 - Segunda etapa de ensaio (combinação do carregamento permanente com vento de sucção).

- Resumo da locação das cargas na estrutura

Primeira Etapa do Ensaio												
Nó	Carga (N)	Nó	Carga (N)	Nó	Carga (N)	Nó	Carga (N)	Nó	Carga (N)	Nó	Carga (N)	
1	397,15	47	1000,20	93	1000,20	139	1000,20	185	1000,20	231	1000,20	
2	152,55	48	305,10	94	305,10	140	305,10	186	305,10	232	305,10	
3	794,30	49	1000,20	95	1000,20	141	1000,20	187	1000,20	233	1000,20	
4	152,55	50	305,10	96	305,10	142	305,10	188	305,10	234	305,10	
5	794,30	51	1000,20	97	1000,20	143	1000,20	189	1000,20	235	1000,20	
6	152,55	52	500,10	98	305,10	144	305,10	190	500,10	236	305,10	
7	794,30	53	1000,20	99	1000,20	145	1000,20	191	1000,20	237	1000,20	
8	152,55	54	305,10	100	305,10	146	305,10	192	305,10	238	305,10	
9	794,30	55	1000,20	101	1000,20	147	1000,20	193	1000,20	239	1000,20	
10	152,55	56	305,10	102	305,10	148	305,10	194	305,10	240	305,10	
11	794,30	57	1000,20	103	1000,20	149	1000,20	195	1000,20	241	1000,20	
12	25,00	58	305,10	104	305,10	150	500,10	196	305,10	242	305,10	
13	794,30	59	1000,20	105	1000,20	151	1000,20	197	1000,20	243	1000,20	
14	152,55	60	305,10	106	305,10	152	305,10	198	305,10	244	305,10	
15	794,30	61	1000,20	107	1000,20	153	1000,20	199	1000,20	245	1000,20	
16	152,55	62	305,10	108	305,10	154	305,10	200	305,10	246	305,10	
17	794.30	63	1000.20	109	1000.20	155	1000.20	201	1000.20	247	1000.20	
18	152.55	64	305.10	110	500.10	156	305.10	202	305.10	248	305.10	
19	794.30	65	1000.20	111	1000.20	157	1000.20	203	1000.20	249	1000.20	
20	152.55	66	305.10	112	305.10	158	305.10	204	305.10	250	305.10	
21	794.30	67	1000.20	113	1000.20	159	1000.20	205	1000.20	251	500.10	
22	152.55	68	305.10	114	305.10	160	305.10	206	305.10	252	500.10	
23	794.30	69	1000.20	115	1000.20	161	1000.20	207	1000.20	253	500.10	
24	152.55	70	500.10	116	305.10	162	305.10	208	305.10	254	305.10	
2.5	794.30	71	1000.20	117	1000.20	163	1000.20	209	500.10	255	1000.20	
26	152.55	72	305.10	118	305.10	164	305.10	210	305.10	256	305.10	
27	794.30	73	1000.20	119	1000.20	165	1000.20	211	500.10	257	1000.20	
28	152.55	74	305.10	120	305.10	166	305.10	212	500.10	258	305.10	
29	794.30	7.5	1000.20	121	1000.20	167	500.10	213	1000.20	259	1000.20	
30	25.00	76	305.10	122	500.10	168	305.10	214	305.10	260	305.10	
31	794.30	77	1000.20	123	1000.20	169	500.10	215	1000.20	261	1000.20	
32	152.55	78	305.10	124	305.10	170	305.10	216	305.10	262	305.10	
33	794.30	79	1000.20	125	500,10	171	1000.20	217	1000.20	263	1000.20	
34	152.55	80	305.10	126	305.10	172	500.10	218	305.10	264	305.10	
35	794.30	794.3	1000.20	127	500,10	173	1000.20	219	1000.20	265	1000.20	
36	152.55	82	305.10	128	305.10	174	305.10	220	305.10	266	305.10	
37	794.30	83	500.10	129	1000.20	175	1000.20	221	1000.20	267	1000.20	
38	152.55	84	305.10	130	305.10	176	305.10	222	305.10	268	305.10	
39	794.30	85	500.10	131	1000.20	177	1000.20	223	1000.20	269	1000.20	
40	152.55	86	305.10	132	500.10	178	305.10	224	305.10	270	500.10	
41	397.15	87	1000.20	133	1000.20	179	1000.20	225	1000.20	271	1000.20	
42	305.10	88	305.10	134	305.10	180	305.10	226	305.10	272	305.10	
43	500.10	89	1000.20	135	1000.20	1794.3	1000.20	227	1000.20	273	1000.20	
44	305.10	90	305.10	136	305.10	182	305.10	228	305.10	274	305.10	
45	1000.20	91	1000.20	137	1000.20	183	1000.20	229	1000.20	275	1000.20	
46	305,10	92	500,10	138	305,10	184	305,10	230	500,10	276	305,10	

As tabelas 5.1 a 5.5 a seguir apresentam a numeração dos nós e as cargas aplicadas.

Tabela 5. 1 – Cargas aplicadas na primeira etapa do ensaio – nó 1 a 276.

Nó	Carga (N)	Nó	Carga (N)	Nó	Carga (N)	Nó	Carga (N)	Nó	Carga (N)	Nó	Carga (N)
277	1000,20	325	1000,20	373	1000,20	421	500,10	469	1000,20	517	1000,20
278	305,10	326	305,10	374	305,10	422	305,10	470	500,10	518	305,10
279	1000,20	327	1000,20	375	1000,20	423	1000,20	471	1000,20	519	1000,20
280	305,10	328	305,10	376	305,10	424	305,10	472	305,10	520	305,10
2794	1000,20	329	1000,20	377	500,10	425	1000,20	473	1000,20	521	1000,20
282	305,10	330	305,10	378	305,10	426	305,10	474	305,10	522	305,10
283	1000,20	331	1000,20	379	500,10	427	1000,20	475	1000,20	523	1000,20
284	305,10	332	500,10	380	305,10	428	305,10	476	305,10	524	305,10
285	1000,20	333	1000,20	381	1000,20	429	1000,20	477	1000,20	525	1000,20
286	305,10	334	305,10	382	305,10	430	500,10	478	305,10	526	305,10
287	1000,20	335	500,10	383	1000,20	431	1000,20	479	1000,20	527	1000,20
288	305,10	336	305,10	384	305,10	432	305,10	480	305,10	528	305,10
289	1000,20	337	500,10	385	1000,20	433	1000,20	4794,3	1000,20	529	1000,20
290	305,10	338	305,10	386	305,10	434	305,10	482	305,10	530	305,10
291	1000,20	339	1000,20	387	1000,20	435	1000,20	483	1000,20	531	1000,20
292	500,10	340	305,10	388	305,10	436	305,10	484	305,10	532	305,10
293	500,10	341	1000,20	389	1000,20	437	1000,20	485	1000,20	533	1000,20
294	305,10	342	305,10	390	500,10	438	305,10	486	305,10	534	305,10
295	500,10	343	1000,20	391	1000,20	439	1000,20	487	1000,20	535	1000,20
296	305,10	344	305,10	392	305,10	440	305,10	488	305,10	536	305,10
297	1000,20	345	1000,20	393	1000,20	441	1000,20	489	1000,20	537	1000,20
298	305,10	346	305,10	394	305,10	442	305,10	490	305,10	538	305,10
299	1000,20	347	1000,20	395	1000,20	443	1000,20	491	1000,20	539	1000,20
300	305,10	348	305,10	396	305,10	444	305,10	492	3,12	540	305,10
301	1000,20	349	1000,20	397	1000,20	445	1000,20	493	1000,20	541	1000,20
302	305,10	350	500,10	398	305,10	446	305,10	494	305,10	542	305,10
303	1000,20	351	1000,20	399	1000,20	447	1000,20	495	1000,20	543	1000,20
304	305,10	352	305,10	400	305,10	448	305,10	496	305,10	544	305,10
305	1000,20	353	1000,20	401	1000,20	449	1000,20	497	1000,20	545	500,10
306	305,10	354	305,10	402	305,10	450	305,10	498	305,10	546	305,10
307	1000,20	355	500,10	403	1000,20	451	1000,20	499	1000,20	547	500,10
308	305,10	356	305,10	404	305,10	452	500,10	500	305,10	548	305,10
309	1000,20	357	1000,20	405	1000,20	453	1000,20	501	1000,20	549	1000,20
310	500,10	358	305,10	406	305,10	454	305,10	502	305,10	550	500,10
311	1000,20	359	1000,20	40/	1000,20	433	1000,20	503	500,10	551	1000,20
312	305,10	360	305,10	408	305,10	456	305,10	504	305,10	552	305,10
313	1000,20	361	1000,20	409	1000,20	45/	1000,20	505	500,10	553	1000,20
314	305,10	362	305,10	410	305,10	438	305,10	506	305,10	554	305,10
315	1000,20	363	1000,20	411	1000,20	459	1000,20	507	1000,20	555	1000,20
310	305,10	304	305,10	412	500,10	460	305,10	508	305,10	550	305,10
51/	1000,20	303	1000,20	413	1000,20	401	500,10	519	1000,20	33/	1000,20
518	305,10	300	305,10	414	305,10	402	305,10	510	1000,20	558	305,10
319	1000,20	30/	1000,20	413	1000,20	403	500,10	512	1000,20	559	1000,20
320	305,10	308	305,10	410	303,10	404	305,10	512	505,10	500	305,10
321	1000,20	309	1000,20	41/	205.10	403	1000,20	515	205.10	501	1000,20
322	305,10	5/0	305,10	418	505,10	400	305,10	514	505,10	502	305,10
525	1000,20	5/1	1000,20	419	500,10	40/	1000,20	515	1000,20	303	1000,20
524	305,10	5/2	500,10	420	305,10	408	305,10	310	305,10	304	305,10

Tabela 5. 2 - Cargas aplicadas na primeira etapa do ensaio- nó 277 a 564.

Nó	Carga (N)	Nó	Carga (N)								
565	1000,20	581	1000,20	597	1000,20	613	1000,20	629	500,10	649	1000,20
566	305,10	582	305,10	598	305,10	614	305,10	630	245,15	6500,1	1000,20
567	1000,20	583	1000,20	599	1000,20	615	1000,20	631	250,05	653	1000,20
568	305,10	584	305,10	600	305,10	616	305,10	632	305,10	655	1000,20
569	1000,20	585	1000,20	601	1000,20	617	1000,20	633	1000,20	657	1000,20
570	305,10	586	305,10	602	305,10	618	305,10	634	305,10	659	1000,20
571	1000,20	587	1000,20	603	1000,20	619	1000,20	635	1000,20	661	1000,20
572	490,30	588	305,10	604	305,10	620	305,10	636	305,10	663	1000,20
573	1000,20	589	500,10	605	1000,20	621	1000,20	637	1000,20	665	1000,20
574	305,10	590	490,30	606	305,10	622	305,10	638	305,10	667	1000,20
575	1000,20	591	1000,20	607	1000,20	623	1000,20	639	1000,20	669	1000,20
576	305,10	592	305,10	608	305,10	624	305,10	640	305,10	671	250,05
577	1000,20	593	1000,20	609	1000,20	625	1000,20	641	1000,20		
578	305,10	594	305,10	610	305,10	626	305,10	643	1000,20		
579	1000,20	595	1000,20	611	1000,20	627	1000,20	645	1000,20		
580	305,10	596	305,10	612	245,15	628	305,10	647	1000,20		

Tabela 5. 3- Cargas aplicadas na primeira etapa do ensaio – nó 565 a 671.

	Segunda Etapa do Ensaio												
Nó	Carga (N)	Nó	Carga (N)	Nó	Carga (N)	Nó	Carga (N)	Nó	Carga (N)	Nó	Carga (N)		
1	450,0	47	1500,0	93	1810,0	139	1810,0	185	1810,0	231	1630,0		
3	760,0	49	1560,0	95	1810,0	141	1810,0	187	1560,0	233	1680,0		
5	760,0	51	1560,0	97	1810,0	143	1810,0	189	1630,0	235	1810,0		
7	760,0	53	1560,0	99	1810,0	145	1560,0	191	1680,0	237	1810,0		
9	760,0	55	1560,0	101	1810,0	147	1630,0	193	1810,0	239	1810,0		
11	760,0	57	1560,0	103	1560,0	149	1680,0	195	1810,0	241	1810,0		
13	760,0	59	1560,0	105	1630,0	151	1810,0	197	1810,0	243	1810,0		
15	760,0	61	1500,0	107	1680,0	153	1810,0	199	1810,0	245	1810,0		
17	760,0	63	1630,0	109	1810,0	155	1810,0	201	1810,0	247	1780,0		
19	760,0	65	1650,0	111	1810,0	157	1810,0	203	1810,0	249	1630,0		
21	910,0	67	1720,0	113	1810,0	159	1810,0	205	1780,0	251	910,0		
23	860,0	69	1720,0	115	1810,0	161	1810,0	207	1630,0	253	910,0		
25	860,0	71	1720,0	117	1810,0	163	1680,0	209	910,0	255	1320,0		
27	860,0	73	1720,0	119	1810,0	165	1810,0	211	910,0	257	1810,0		
29	860,0	75	1720,0	121	1780,0	167	910,0	213	1320,0	259	1810,0		
31	860,0	77	1720,0	123	1630,0	169	910,0	215	1810,0	261	1810,0		
33	860,0	79	1650,0	125	910,0	171	1320,0	217	1810,0	263	1810,0		
35	860,0	81	1720,0	127	810,0	173	1810,0	219	1810,0	265	1810,0		
37	860,0	83	910,0	129	1810,0	175	1810,0	221	1810,0	267	1810,0		
39	860,0	85	910,0	131	1560,0	177	1810,0	223	1810,0	269	1810,0		
41	450,0	87	1320,0	133	1810,0	179	1810,0	225	1810,0	271	1560,0		
43	810,0	89	1810,0	135	1810,0	181	1810,0	227	1810,0	273	1630,0		
45	1560,0	91	1810,0	137	1810,0	183	1810,0	229	1560,0	275	1680,0		

Tabela 5. 4 - Cargas aplicadas na segunda etapa do ensaio- nó 1 a 275.

Nó	Carga	Nó	Carga (N)	Nó	Carga (N)	Nó	Carga (N)	Nó	Carga (N)	Nó	Carga (N)
277	1810,0	325	1720,0	373	1650,0	421	810,0	469	1810,0	517	1810,0
279	1810,0	327	1720,0	375	1720,0	423	1810,0	471	1810,0	519	1810,0
281	1810,0	329	1720,0	377	910,0	425	1560,0	473	1810,0	521	1810,0
283	1810,0	331	1650,0	379	910,0	427	1810,0	475	1810,0	523	1560,0
285	1810,0	333	1720,0	381	1320,0	429	1810,0	477	1810,0	525	1630,0
287	1810,0	335	910,0	383	1810,0	431	1810,0	479	1810,0	527	1680,0
289	1780,0	337	810,0	385	1810,0	433	1810,0	481	1560,0	529	1810,0
291	1630,0	339	1560,0	387	1810,0	435	1810,0	483	1630,0	531	1810,0
293	910,0	341	1500,0	389	1810,0	437	1810,0	485	1680,0	533	1810,0
295	810,0	343	1560,0	391	1810,0	439	1560,0	487	1810,0	535	1810,0
297	1560,0	345	1560,0	393	1810,0	441	1630,0	489	1810,0	537	1810,0
299	1500,0	347	1560,0	395	1810,0	443	1680,0	491	1810,0	539	1810,0
301	1560,0	349	1560,0	397	1560,0	445	1810,0	493	1810,0	541	1680,0
303	1560,0	351	1560,0	399	1630,0	447	1810,0	495	1810,0	543	1810,0
305	1560,0	353	1560,0	401	1680,0	449	1810,0	<i>497</i>	1810,0	545	910,0
307	1560,0	355	1500,0	403	1810,0	451	1810,0	499	1780,0	547	910,0
309	1560,0	357	1630,0	405	1810,0	453	1810,0	501	1630,0	549	1320,0
311	1560,0	359	1650,0	407	1810,0	455	1810,0	503	910,0	551	1810,0
313	1500,0	361	1720,0	409	1810,0	457	1680,0	505	810,0	553	1810,0
315	1630,0	363	1720,0	411	1810,0	459	1810,0	507	1810,0	555	1810,0
317	1650,0	365	1720,0	413	1810,0	461	910,0	509	1560,0	557	1810,0
319	1720,0	367	1720,0	415	1780,0	463	910,0	511	1810,0	559	1810,0
321	1720,0	369	1720,0	417	1630,0	465	1320,0	513	1810,0	561	1810,0
323	1720,0	371	1720,0	419	910,0	467	1810,0	515	1810,0	563	1810,0
565	1560,0	583	1780,0	601	1560,0	619	1720,0	637	760,0	655	860,0
567	1630,0	585	1630,0	603	1560,0	621	1720,0	639	760,0	657	860,0
569	1680,0	587	910,0	605	1560,0	623	1720,0	641	760,0	659	860,0
571	1810,0	589	810,0	607	1500,0	625	1650,0	643	760,0	661	860,0
573	1810,0	591	1560,0	609	1630,0	627	1720,0	645	760,0	663	860,0
575	1810,0	593	1500,0	611	1650,0	629	910,0	647	760,0	665	860,0
577	1810,0	595	1560,0	613	1720,0	631	450,0	649	760,0	667	860,0
579	1810,0	597	1560,0	615	1720,0	633	760,0	651	910,0	669	860,0
581	1810,0	599	1560,0	617	1720,0	635	760,0	653	860,0	671	450,0

Tabela 5. 5 - Cargas aplicadas na segunda etapa do ensaio – nó 277 a 671.

5.7.3 Fases de Carregamento da Estrutura

O carregamento da estrutura foi realizado em fases, onde as deformações e os deslocamentos da estrutura foram lidos após o término de cada fase. Isso foi feito para distribuir uniformemente o carregamento na estrutura. As figuras 5.36 e 5.37 mostram as fases de carregamento.



- Fases de carregamento - Banzo Superior

Figura 5.36 - Fases de carregamento para o banzo superior – primeira e segunda etapa de ensaio.



- Fases de Carregamento - Banzo Inferior

Figura 5.37 - Fases de carregamento para o banzo inferior - primeira e segunda etapa de ensaio.

5.7.4 Instrumentação

Para a instrumentação da estrutura foram utilizados extensômetros elétricos de resistência (EER), sistema automático de aquisição de dados e nível eletrônico de alta precisão.

Os extensômetros uniaxiais são do tipo do tipo *foil gage*, ou também conhecidos como extensômetro de lâmina, como ilustra a figura 5.38, modelo KFG-5-120-C1-11, fabricados pela KYOWA.



Figura 5.38- Extensômetros de lâmina (foil gage) utilizados nos ensaios.

Os extensômetros foram posicionados na face inferior dos tubos instrumentados, conforme desenho de locação dos extensômetros. Devido à estrutura estar sujeita a variação de temperatura, um extensômetro foi colado a uma pequena barra de tubo, fora da estrutura, para compensação da variação térmica.

Foi utilizado um sistema de aquisição automático de dados (System 5000, da Vishay Instruments Division, com entrada para 30 canais) para obtenção dos resultados fornecidos pelos extensômetros lineares. Os resultados fornecidos pelos extensômetros foram obtidos através de indicador de deformação, e as medições foram realizadas em cada fase de carga enquanto o carregamento era mantido constante para permitir a leitura de dados. A figura 5.39 mostra o aquisitor de dados.



Figura 5. 39 – Aquisitor de dados

O nível eletrônico utilizado, ilustrado na figura 5.40, foi instalado num ponto fixo de forma a permitir a perfeita visualização dos pontos de medição de deslocamentos. Uma régua foi posicionada nos pontos especificados para se realizar as leituras dos deslocamentos.



Figura 5.40- Nível eletrônico de alta precisão.

5.7.5 Posição dos Extensômetros

A escolha das barras para locação dos extensômetros foi baseada na análise do dimensionamento da estrutura. Através do programa computacional SAP2000[53], identificaramse as barras com maiores solicitações, sendo estas escolhidas para a análise. Pontos de interesse, como as barras que contém o flange da viga principal, também receberam extensômetros para avaliar seu comportamento.

Têm-se nas figuras 5.41 a 5.46, em destaque, as barras escolhidas para instrumentação e a respectiva porcentagem de utilização para a hipótese de carregamento.



Figura 5.41–Barras da Viga Principal escolhidas para instrumentação na primeira etapa de ensaio.



Figura 5.42 – Barras da terça treliçada (TC8b) escolhidas para instrumentação na primeira etapa de ensaio.
	2	8	3	<u>m</u>	8	8	33	68	80. 5	8	38
	20.043 20.043 20.043	19930,135 9,0	0,0,202	251	00,291	0.261	00.278 00.178		0.278	80,261	0.1450
		00,000 ¹	0.2420	90,000 90:0	0.000	9.000	0,265		0,000	0.20	0.274
	X	00,469 870	19,465 29,0	100,482 85 0	10,460 10,460	5,457	196 [°] 0		896°0	స్థ0,436 లో	0.350
	2010	0,000 82 0	0,000 8 9	0,452 0,452	0,418 0,000	6,000 8 0	68,000 840		0, 43 8 0,438	0,000 0,443	0.411
	2077	0,288 0,288	414 9 14 9	9,002 0'412	90,003	90,005 6	00,007 00		0.458 0.000	20,001	0.438
	344	9779 9779	20,001 40	0,001	90,002 9	92,003 97 0	60,005 44 0		000,000 0000	50,002 59%	0.437
	North Control	30,000	1,0,000 15,000	0,000 94 0	0,000	6,000 8 0	10,002	201	000,043	90,001	0.403
	241	0,000 0'0,000	0,000	0,000 19610	0,000	6,0,000 6,0,000	00,000 000	200	8,000 1970	00,001	0.333
	X	(90,000 (90,000	0,000 0,000	0,274 9'000	500,000 582 0	920,000 22 0	0'522 0'522		0,000	8,000 8	0.249
			122	No. 11		2007 2007		No.		N0.007	0.152
_	80,083 92	2770.200			1959 200	X			**	357 X	0.1360
	50.287	L0.082	0.100	+0.096	mB.082	ND.007	+0.007	Sa 007/	~0.007	NR 007	٢.,

Figura 5.43 - Barras do contraventamento escolhidas para instrumentação na primeira etapa de ensaio (o montante rígido simétrico também foi instrumentado).



Figura 5.44- Barras da viga principal escolhidas para instrumentação na segunda etapa de ensaio.



Figura 5.45– Barras das terças treliçadas (TC8a e TC8b) escolhidas para instrumentação na segunda etapa de ensaio.

	₿														0	P
(1)—		01	8	8	8	<u>x</u>	<u>e</u>	<u>8</u>	8	g	ş	8	<u>e</u>	1	2	i i
\cup	\$0.063	9427 0,190	9,0,310 0,0,131	0.458	871 0 0.172	0,383 0,383	90,410 0,0,265	0,417 920	20,410 0,410	0.383	40,446 86 ⁽²⁾ 735	0,381 0,052	840.336	6224 0,189	30,090,00	0,4342
	0.518 840 9	0,176 0,176 0,199	0.399	9.367 9.114	0.543	210.523 0.523	0.808 0.314 0.50 0.314	0.224	0.809 0.0374	0.220	0.503	0.273 122,0 0,080	- 0.291 8 9 0.521	0.000	331 342 342	0,468
	0.607	0,683	767 9,679 74 0,679	0,680 50	0,676	9970 787 0,673	0,485	20,000	0.469	0,645 1270	0,641 9870	0,637 0,637	9670 0,761	9,759 540		0,274
	50,280 872 872 872	so 0,215	0.209 50	8 ^{0,206}	0,203 9,203	0,200 25 0	89 90 90		6,218 6,5°0	90,205 6	0,191 2,250	240,178 0,178 0	0,164 050	0,154 0		0,235
	227	0,180 255 0	0,171 85 0	0,162 55.0	60,152 53	6730,144	90,138 93 0	20.382 20.382	0,179 259'0	0,173	0,167	829'0,163 629'0	0,158 2890	0,153		0,273
	0.224 200	98 0,185 98 0	86 0.178 0	67 0,171 0	0,164 689.0	27 0,158 24 0	90,151 989 0		50.205	5 0,198 5 0	6.190 동 이	62 0,183 0	80.175 6	9,168 95 0	20,218 840 200	0,273
	0.208	6,246 92,0	89 0,238	8, 0,231	0,224 85	9,217 89	6,210 695'0	20,386	0,268	80,260 80	9 0,254 950	80,247	6,240 6,510	0,233		0,219
	0.195	6,373 60,373	80,359 870	80,344 870	0,330 9,450	29 0,319 0	0,308 0,308	72.225	889 0,356	8 ^{0,351}	90,347 905'0	\$0,345 6 0	245 8470	1,243 1,260	227	0,235
	0.250 8.0 9.000	0,497	8,504 8,504	90,516 0	80,527 8 0	80,532 6	90,536 X		675°0 675°0	20,541 20	9,518 9,518 9,518	60,489 65.0	0,459 8 0	9 ^{0,434}	20205 2025	0,743
<u>_</u>	0.452 40 9	0.464 950 9	0.615 50 90	0.713 0.713	0769 10769	0797 90 90	0.735	79.794 19.00	0.787	0.785	0.745	20.678		300 S07	20.519 1050 1050	GB),721
0	80.117 80.00 80 80 80	2020,387	0.529 5-0 - 50 5-0 - 50	0.023	¥0.090	0.623	20,887	\$0.680 50.680	0.007 0.007	20.624 20.624	20.699 20.699	0.638	20.552 200 00 00 00	17 0.276	\$0,141.80	0,72000
	2.491	0,460	N 0,612	- 0,711	0,772	~ 0,806	N 0,804	20,803/	÷ 0,796	0,794	≪ 0,756	N 0,689	on 0,584	co 0,530	2.0.482	

Figura 5.46- Barras do contraventamento escolhidas para instrumentação na segunda etapa de

ensaio.

- Nomenclatura dos Extensômetros

Para facilitar a leitura de dados e acompanhamento das deformações durante o ensaio, os extensômetros foram identificados como mostrado a seguir nas figuras 5.47 a 5.57.

- Vigas Principais: Primeira etapa de ensaio



Figura 5.47 - Posição dos extensômetros da viga principal para a primeira etapa de ensaio.



Figura 5.48 – Detalhe da posição dos extensômetros da viga principal para a primeira etapa de ensaio.

E11 E12 $\begin{bmatrix} 1 \end{bmatrix}$ <u>Terça Treliçada TC8b</u>

- Terças Treliçadas: Primeira etapa ensaio

Figura 5.49-Posição dos extensômetros das terças treliçadas para a primeira etapa de ensaio.



Figura 5.50 – Detalhe da posição dos extensômetros das terças treliçadas para a primeira etapa de

ensaio.



- Contraventamento da cobertura: primeira etapa de ensaio

Figura 5.51 - Posição dos extensômetros do sistema de contraventamento para a primeira etapa de ensaio.

- Vigas Principais: Segunda etapa de ensaio E9 E10 1037 E10 В A EIXO 02

Figura 5.52 - Posição dos extensômetros da viga principal para a segunda etapa de ensaio.



Figura 5.53 – Detalhe da posição dos extensômetros da viga principal para a segunda etapa de ensaio.



- Terças treliçadas: segunda etapa de ensaio

Figura 5.54 - Posição dos extensômetros das terças treliçadas para a segunda etapa de ensaio.



Figura 5.55 – Detalhe da posição dos extensômetros das terças treliçadas para a segunda etapa de ensaio.



Figura 5.56 – Detalhe da posição dos extensômetros das terças treliçadas para a segunda etapa de ensaio.



- Contraventamento da cobertura: segunda etapa de ensaio

Figura 5.57 -Posição dos extensômetros do sistema de contraventamento para a segunda etapa de ensaio.

Os extensômetros foram identificados na estrutura com a colocação de um adesivo com o seu número correspondente, conforme mostrado nas figuras 5.58.



Figura 5.58 - Identificação dos extensômetros.

5.7.6 Posição de leitura de deslocamentos

A partir da análise dos resultados dos deslocamentos obtidos no programa computacional SAP2000[53], determinaram-se os pontos de leitura dos deslocamentos. Esses pontos de leitura correspondem aos nós das treliças e estão identificados a seguir nas figuras 5.59 e 5.60. Destacase que na primeira etapa de ensaio os pontos de leitura foram locados no banzo inferior das terças treliçadas e da viga principal. Na segunda etapa de ensaio os pontos de leitura da viga principal.

– Primeira etapa



Figura 5.59 - Pontos de leitura de deslocamento para a primeira etapa de ensaio.

– Segunda etapa



RUA



Nota: para esta fase, mantiveram-se os pontos de leitura F001, F002 e F003, localizados na viga principal, conforme ilustrado na figura 5.61.



Figura 5.61 - Pontos de leitura de deslocamento da Viga Principal para a primeira e segunda etapa de ensaio.

5.8 Metodologia do ensaio

5.8.1 Primeira etapa de ensaio

A metodologia do ensaio para a primeira e segunda etapa de ensaio é muito semelhante, utilizando os mesmos sistemas de aquisição de dados. Entretanto, devido à carga da segunda etapa ser mais elevada, o método de içamento dos Big Bags foi diferente.

Após a estrutura metálica tubular de cobertura estar totalmente montada e as bases das colunetas auxiliares estarem grauteadas, os Big Bags foram cheios com brita, controlando o peso adicionado através de dois tipos de balança, uma eletrônica com capacidade máxima de 75kg e precisão de 50g e a outra mecânica com capacidade de 200kg e com precisão de 100 g, mostradas nas figuras 5.62 e 5.63. Depois de pesados, todos os Big Bags receberam uma etiqueta com a indicação dos seus respectivos pesos, e foram posicionados no chão exatamente embaixo do nó que receberá a determinada carga, como mostra a figura 5.64. A figura 5.65 mostra a estrutura pronta para ser carregada.

Para aplicar o carregamento no nó, os Big Bags foram pendurados através de cordas de nylon de 10 mm de diâmetro.



Figura 5.62 - Balanças utilizadas.



Figura 5.63 - Pesagem dos Big Bags.



(a)

(b)

Figura 5.64 - (a) Etiqueta com indicação do peso do Big Bag. (b) Posicionamento dos Big Bags.



Figura 5.65 - Estrutura pronta para ser carregada.

Estando todos os big bags necessários cheios e posicionados no chão, abaixo dos seus respectivos nós na estrutura, iniciou-se o carregamento da estrutura.

O carregamento foi iniciado pendurando os big bags nos nós correspondentes a Fase I, dos dois lados da estrutura obedecendo a ordem de carregamento, mostrada na figura 5.66.



Figura 5.66 - Seqüência de carregamento.

Observando essa figura, nota-se que cada módulo foi divido em duas partes, para possibilitar que o carregamento fosse feito de forma alternada, evitando sobrecarregar apenas um lado da estrutura.

Para realizar o içamento manual foram criadas duas equipes de operários, composta por quatro homens cada, onde três suspendem o big bags e o outro fixa a corda de nylon no vergalhão de suporte, conforme figura 5.67. As equipes foram posicionadas no meio de cada módulo da estrutura, correspondente ao primeiro ponto de carregamento da fase I.

O procedimento de içamento se deu da seguinte forma: primeiro carregou-se o nó do banzo superior da terça treliçada, e em seguida os dois nós do banzo inferior correspondente. Em seguida, carregou-se a terça treliçada adjacente da mesma forma. Todas as terças foram carregadas desta forma alternada até a Fase V.



Figura 5.67 - Içamento dos Big Bags.



Figura 5.68 - Fase I completa.

Após o carregamento completo da Fase I foi feita a leitura das deformações através dos extensômetros nos pontos mostrados no item 5.7.5. O mesmo procedimento foi adotado para as

demais fases. Para as leituras dos deslocamentos da estrutura através do nível eletrônico, definiuse que fossem realizadas antes de começar a carregar a estrutura, após o carregamento da Fase III e após o carregamento da Fase V. Optou-se por fazer apenas três medições de deslocamentos devido ao tempo necessário para a realização das leituras (aproximadamente 30 min), o que inviabilizaria a execução do ensaio completo em apenas um dia.

Definiu-se também que os deslocamentos fossem medidos no dia seguinte ao ensaio, com toda estrutura carregada para verificar o efeito da deformação lenta, e após o descarregamento da mesma para verificar se houve alguma deformação plástica.

As figuras 5.69 a 5.73 mostram todas as fases de carregamento da estrutura, até se obter a estrutura totalmente carregada. Destaca-se que nas figuras pode-se observar a mão francesa das terças de extremidade, mas estas não estão conectadas à estrutura para atender ao esquema estático discutido anteriormente.



Figura 5.69 - Foto da fase II.



Figura 5.70 - Foto da fase III.



Figura 5.71 - Foto da fase IV.



Figura 5.72 - Foto da fase V.



Figura 5.73 - Foto da estrutura totalmente carregada.

Nas fases III e V foram feitas duas leituras das deformações da estrutura. A primeira leitura logo após o carregamento, e a segunda leitura depois das medições dos deslocamentos através do nível eletrônico. Esse procedimento foi feito devido ao intervalo de tempo para leitura do deslocamento, aproximadamente 30 minutos.

Na figura 5.74 podem ser observados os equipamentos utilizados para as leituras dos deslocamentos. Na figura 5.75, pode ser observado o deslocamento da Viga Principal do eixo 2 com a estrutura totalmente carregada.



Figura 5.74 - (a) Marco zero e régua utilizada para as leituras dos deslocamentos (b) Nível eletrônico posicionado para a leitura dos deslocamentos.



Figura 5.75 - Deslocamento observado na viga principal do eixo 2.

Os elementos da estrutura metálica tubular de cobertura trabalharam apenas na fase elástica não ocorrendo escoamento dos perfis, como pode ser comprovado pela leitura dos deslocamentos da estrutura totalmente descarregada, que foi próximo de zero, o que mostra que a estrutura retornou a sua posição original após a retirada do carregamento.

5.9 Segunda etapa de ensaio

A segunda etapa de ensaio consiste no carregamento permanente somado à ação do vento de sucção. Como descrito anteriormente, para simular esse carregamento optou-se por desmontar a estrutura e montá-la novamente de forma invertida.

5.9.1 Montagem da estrutura invertida

Algumas adaptações tiveram que ser feitas para permitir a montagem da estrutura de forma invertida. Foi dimensionada uma peça de transição, composta por um tubo de mesmo diâmetro e espessura da coluneta. Esse tubo foi então cortado para permitir a fixação das terças. Foi soldada uma chapa ao topo desse tubo, de mesma dimensão da chapa de cabeça da coluneta auxiliar. Esta peça de transição foi soldada no topo da coluneta, e após a inversão da estrutura, foi parafusada na chapa de cabeça da coluna auxiliar. Isso pode ser observado na figura 5.76. As figuras 5.77 e 5.78 mostram a estrutura montada de forma invertida. Destaca-se a complexidade em se montar a estrutura dessa forma.



(a) (b) Figura 5.76 – Fotos:(a) Peça de transição. (b) detalhe da peça.



Figura 5.77 – Estrutura montada de forma invertida



(b)

Figura 5.78 – Estrutura montada de forma invertida.

5.9.2 Preparação para ensaio

Observa-se que o número de pontos de aplicação de carga desta etapa é praticamente a metade da etapa anterior, correspondendo apenas aos nós do banzo superior. Foi possível então utilizar os Big Bags já cheios de brita com carga da etapa anterior, completando-os para atingir os valores de cargas indicadas no item 5.7.

Para esta etapa, utilizou-se a balança mecânica de capacidade 200 kg, devido ao carregamento a ser aplicado ser maior do que 75 kg.

O mesmo procedimento de identificação do peso contido em cada Big Bag foi adotado. Estes foram posicionados no chão, embaixo dos respectivos nós que receberão a carga, como mostra a figura 5.79.



Figura 5.79 – Big bags posicionados.

5.9.3 Metodologia de ensaio

Estando todos os big bags cheios e posicionados no chão, embaixo dos seus respectivos nós, iniciou-se o carregamento da estrutura. Devido ao peso contido nos big bags ser maior do que na etapa anterior, foi necessária a utilização de talhas, penduradas nos nós com auxílio de ganchos, conforme figura 5.80 e 5.81. Depois de içados, os Big Bags foram pendurados da mesma forma da etapa anterior.

A utilização deste equipamento mostrou-se eficiente, pois necessitou de apenas duas pessoas para o levantamento de cada Big Bag, enquanto na etapa anterior, sem o auxílio das talhas, eram necessárias quatro pessoas. Entretanto, devido ao mecanismo de funcionamento da talha, o tempo para a colocação dos Big Bags nos nós foi maior do que na etapa anterior.



Foto 5.80 – Talha para içamento dos Big Bags.



Figura 5.81– Içamento dos big bags.

A seqüência do carregamento foi feita conforme indicado anteriormente. Da mesma forma que na primeira etapa, o carregamento foi iniciado pendurando os Big Bags nos nós correspondentes à fase I, dos dois lados da estrutura obedecendo à ordem de carregamento mostrados nas figuras do item 5.7. Nesta etapa foram criadas quatro equipes de dois operários cada.

Após o carregamento da Fase I foi feita a leitura de deformação através dos extensômetros nos pontos mostrados anteriormente. A cada término de fase de carregamento, foi feita a aquisição de dados. As figuras 5.82 a 5.86 mostram as fases de carregamento da estrutura.



Figura 5.82 – Carregamento da fase I.



Figura 5.83 – Carregamento da fase II.



Figura 5.84 – Carregamento da fase III.



Figura 5.85 – Carregamento da fase IV.



Figura 5.86 – Carregamento da fase V.

A leitura das deformações através dos extensômetros, mostrada na figura 5.87, também ocorreu após o término de cada fase de carregamento. A leitura dos deslocamentos se deu ao término da fase III e da fase V. Entretanto, devido ao tempo de içamento dos Big Bags nós ter sido maior do que na etapa anterior, a leitura dos deslocamentos na fase V ocorreu no dia seguinte. Foi feita também a leitura de dados das deformações dos extensômetros ao término da leitura dos deslocamentos na fase III.

Após a obtenção dos deslocamentos, mostrada na figura 5.87, deu-se início o descarregamento da estrutura, sendo feita mais uma leitura de dados de deslocamento com a estrutura totalmente descarregada.



Figura 5.87 – Aquisição: (a) deformações e (b) deslocamentos da estrutura.

CAPÍTULO 6

6. RESULTADOS EXPERIMENTAIS DA PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIO

6.1 Estrutura ensaiada

Destaca-se neste item que houve uma modificação da estrutura fabricada quando comparada com a estrutura proposta. Os furos ovalizados das chapas de ligação da viga principal, previstos conforme descrito no capítulo 3 e ilustrados novamente na figura 6.1, não foram executados, ou seja, todas as ligações possuem furo padrão.



Figura 6.1 – Vinculação da viga principal.

Considerando este fato, foi necessário fazer uma alteração na estrutura para tentar simular um esquema estático próximo ao modelo proposto. Para isso, foram retirados os parafusos dos banzos inferiores da Viga Principal, conforme ilustrado na figura 6.2. Infelizmente essa alteração só foi realizada durante a Fase II de carregamento, o que influenciou nos resultados

obtidos para Fase I e Fase II, mas não afetou significativamente os resultados finais, como observado no capítulo 8.



Figura 6.2 - Detalhe do banzo inferior da viga principal sem os parafusos.

6.2 Leitura das deformações

Nas tabelas apresentadas a seguir, têm-se as fases de carregamento de FI a FV, sendo a Fase III e a Fase V subdivididas em duas fases, devido às leituras das deformações terem sido efetuadas ao término do carregamento e após a leitura dos deslocamentos através do nível eletrônico.

Na primeira tabela estão indicados os horários de início de cada fase de carregamento, além do respectivo carregamento aplicado.

Observam-se nas tabelas os valores de deformação obtidos em *microstrains* seguido da porcentagem de deformação e da tensão atuante, em Mega Pascal, onde o sinal negativo indica compressão e o sinal positivo indica tração

As tensões atuantes, em Mega Pascal, são obtidas através da aplicação da Lei de Hooke:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \tag{6.1}$$

Onde a tensão atuante (σ) é obtida pela multiplicação da deformação específica (ϵ) pelo Módulo de Elasticidade (E) do aço, igual a 205.000 Mpa. Os valores das tensões foram arredondados para duas casas decimais. A partir dos resultados obtidos nos ensaios foram geradas as tabelas e gráficos apresentados neste capítulo. É feita então uma análise e discussão sobre os resultados obtidos.

Para facilitar a visualização dos resultados, repete-se nas figuras 6.3, 6.4 e 6.5 o posicionamento dos extensômetros para a viga principal, terça treliçada e contraventamento para a primeira etapa de ensaio.



Figura 6.3 - Posição dos extensômetros da viga principal para a primeira etapa de ensaio.







Figura 6.5 - Posição dos extensômetros do sistema de contraventamento para a primeira etapa de ensaio.

6.2.1 Tabelas de resultados das leituras das deformações

As tabelas 6.1 e 6.2 mostram os resultados obtidos nos ensaios.

Fase de Carregamento	Scan ID	Date	Time	Carga Total Aplicada (kN)
FI	1	26/07/05	13:08:50	54,462
FII	2	26/07/05	13:40:54	133,967
F III-1	3	26/07/05	14:14:39	213,471
F III-2	4	26/07/05	15:00:37	213,471
F IV	5	26/07/05	15:41:25	292,976
F V-1	6	26/07/05	16:23:59	403,077
F V-2	7	26/07/05	16:52:08	403,077

	E	xtensômetro E	1	Extensômetro E2			
Fase	Leitura E1	Deformação	Tensão	Leitura E2	Deformação	Tensão	
de	Microstrain	E1	Atuante	Microstrain	E2	Atuante	
Carregamento	ue	(‰)	(MPa)	ue	(‰)	(MPa)	
FI	-671930	-0,067193	-13,77	-802020	-0,080202	-16,44	
FII	-951460	-0,095146	-19,50	-1711400	-0,17114	-35,08	
F III-1	-1755600	-0,17556	-35,99	-2943300	-0,29433	-60,34	
F III-2	-1976200	-0,19762	-40,51	-3099700	-0,30997	-63,54	
F IV	-3044900	-0,30449	-62,42	-4565700	-0,45657	-93,60	
F V-1	-4510400	-0,45104	-92,46	-6275600	-0,62756	-128,65	
F V-2	-4677000	-0,4677	-95,88	-6378100	-0,63781	-130,75	

_	E	xtensômetro E	3	Extensômetro E4				
Fase	Leitura E3	Deformação	Tensão	Leitura E4	Deformação	Tensão		
de	Microstrain	E3	Atuante	Microstrain	E4	Atuante		
Carregamento	ue	(‰)	(MPa)	ue	(‰)	(MPa)		
FI	565540	0,056554	11,59	648990	0,064899	13,30		
FII	1335900	0,13359	27,39	1546900	0,15469	31,71		
F III-1	2277200	0,22772	46,68	2650100	0,26501	54,33		
F III-2	2252800	0,22528	46,18	2620900	0,26209	53,73		
FIV	3072200	0,30722	62,98	3592500	0,35925	73,65		
F V-1	4170000	0,417	85,49	4857300	0,48573	99,57		
F V-2	4140700	0,41407	84,88	4813400	0,48134	98,67		

_	E	xtensômetro E	5	E	Extensômetro E6	5
Fase	Leitura E5	Deformação	Tensão	Leitura E6	Deformação	Tensão
de	Microstrain	E5	Atuante	Microstrain	E6	Atuante
Carregamento	ue	(‰)	(MPa)	ue	(‰)	(MPa)
FI	514920	0,051492	10,56	-453620	-0,045362	-9,30
FII	1490900	0,14909	30,56	-1214400	-0,12144	-24,90
F III-1	1191700	0,11917	24,43	-1424100	-0,14241	-29,19
F III-2	1015100	0,10151	20,81	-1404600	-0,14046	-28,79
F IV	1481100	0,14811	30,36	-2028700	-0,20287	-41,59
F V-1	2315100	0,23151	47,46	-2764900	-0,27649	-56,68
F V-2	2231700	0,22317	45,75	-2769800	-0,27698	-56,78

	E	xtensômetro E	7	E	xtensômetro E8	}
Fase	Leitura E7	Deformação	Tensão	Leitura E8	Deformação	Tensão
de	Microstrain	E7	Atuante	Microstrain	E8	Atuante
Carregamento	ue	(‰)	(MPa)	ue	(‰)	(MPa)
FI	-616940	-0,061694	-12,65	111550	0,011155	2,29
FII	-944960	-0,094496	-19,37	829430	0,082943	17,00
F III-1	-1429600	-0,14296	-29,31	1290200	0,12902	26,45
F III-2	-1405100	-0,14051	-28,80	965260	0,096526	19,79
F IV	-2388900	-0,23889	-48,97	1280500	0,12805	26,25
F V-1	-3494900	-0,34949	-71,65	1911300	0,19113	39,18
F V-2	-3524300	-0,35243	-72,25	1765700	0,17657	36,20

Tabela 6.1 – Deformações e tensões atuantes nos extensômetros E1 a E8.

	E	xtensômetro E	9	Extensômetro E10			
Fase	Leitura E9	Deformação	Tensão	Leitura E10	Deformação	Tensão	
de	Microstrain	E9	Atuante	Microstrain	E10	Atuante	
Carregamento	ue	(‰)	(MPa)	ue	(‰)	(MPa)	
FI	-178540	-0,017854	-3,66	-92603	-0,0092603	-1,90	
FII	-516320	-0,051632	-10,58	-341160	-0,034116	-6,99	
F III-1	-878200	-0,08782	-18,00	-570210	-0,057021	-11,69	
F III-2	-979520	-0,097952	-20,08	-643310	-0,064331	-13,19	
F IV	-1341300	-0,13413	-27,50	-843110	-0,084311	-17,28	
F V-1	-1703100	-0,17031	-34,91	-1018500	-0,10185	-20,88	
F V-2	-1727300	-0,17273	-35,41	-1018500	-0,10185	-20,88	

	Ex	tensômetro E1	1	E	xtensômetro E12	
Fase	Leitura E11	Deformação	Tensão	Leitura E12	Deformação	Tensão
de	Microstrain	E11	Atuante	Microstrain	E12	Atuante
Carregamento	ue	(‰)	(MPa)	ue	(‰)	(MPa)
FI	693130	0,069313	14,21	599610	0,059961	12,29
FII	1132400	0,11324	23,21	1067600	0,10676	21,89
F III1	1591400	0,15914	32,62	1477200	0,14772	30,28
F III-2	1547400	0,15474	31,72	1467400	0,14674	30,08
F IV	1899000	0,1899	38,93	1769800	0,17698	36,28
F V-1	2177300	0,21773	44,63	1906300	0,19063	39,08
F V-2	2192000	0,2192	44,94	1872200	0,18722	38,38

	E>	tensômetro E1	3	E	xtensômetro E14	
Fase	Leitura E13	Deformação	Tensão	Leitura E14	Deformação	Tensão
de	Microstrain	E13	Atuante	Microstrain	E14	Atuante
Carregamento	ue	(‰)	(MPa)	ue	(‰)	(MPa)
FI	-390170	-0,039017	-8,00	-969340	-0,096934	-19,87
FII	-1102100	-0,11021	-22,59	-1768000	-0,1768	-36,24
F III-1	-1614100	-0,16141	-33,09	-2298800	-0,22988	-47,13
F III-2	-1619000	-0,1619	-33,19	-2293900	-0,22939	-47,02
F IV	-1950500	-0,19505	-39,99	-2668800	-0,26688	-54,71
F V-1	-2199200	-0,21992	-45,08	-2917100	-0,29171	-59,80
F V-2	-2223500	-0,22235	-45,58	-2946300	-0,29463	-60,40

	Ex	tensômetro E1	5	Extensômetro E16				
Fase	Leitura E15	Deformação	Tensão	Leitura E16	Deformação	Tensão		
de	Microstrain	E15	Atuante	Microstrain	E16	Atuante		
Carregamento	ue	(‰)	(MPa)	ue	(‰)	(MPa)		
FI	-382510	-0,038251	-7,84	87766	0,0087766	1,80		
FII	58851	0,0058851	1,21	121890	0,012189	2,50		
F III-1	-210870	-0,021087	-4,32	190160	0,019016	3,90		
F III-2	-353090	-0,035309	-7,24	97518	0,0097518	2,00		
F IV	-701250	-0,070125	-14,38	160900	0,01609	3,30		
F V-1	-1319000	-0,1319	-27,04	360820	0,036082	7,40		
F V-2	-1441600	-0,14416	-29,55	385210	0.038521	7,90		

	Ex	tensômetro E1	7
Fase	Leitura E17	Deformação	Tensão
de	Microstrain	E17	Atuante
Carregamento	ue	(‰)	(MPa)
FI	53584	0,0053584	1,10
FII	116910	0,011691	2,40
F III-1	170490	0,017049	3,50
F III-2	185110	0,018511	3,79
F IV	306890	0,030689	6,29
F V-1	462790	0,046279	9,49
F V-2	477400	0,04774	9,79

Tabela 6.2 – Deformações e tensões atuantes nos extensômetros E9 a E17.

6.2.3 Gráficos de carga x deformação



Figura 6.6: Gráficos de carga aplicada x deformação dos extensômetros E1 a E10.



Figura 6.7: Gráficos de carga aplicada x deformação dos extensômetros E11 a E17.

6.2.4 Gráficos de carga x tensão



Figuras 6.8: Gráficos de carga aplicada x tensão dos extensômetros E1 a E10.



Figuras 6.9: Gráficos de carga aplicada x tensão dos extensômetros E11 a E17.

6.3 Leitura dos deslocamentos verticais

A partir das leituras efetuadas através do nível eletrônico, montou-se a tabela de resultado de deslocamento. Para a Fase V de carregamento, foram feitas duas leituras, sendo uma logo após o término do carregamento e uma no dia seguinte. Isso foi feito para analisar se a estrutura apresentou uma acomodação ao longo do dia. Têm-se novamente os pontos de leitura de deslocamento representados na figura 6.10.



Figura 6.10 - Pontos de leitura de deslocamento para a primeira etapa de ensaio.
Através dos resultados obtidos, foram gerados gráficos de carga aplicada x deslocamento.

6.3.1 Tabelas de resultados das leituras dos deslocamentos

A tabela 6.3 mostra os resultados das leituras dos deslocamentos obtidas no ensaio.

Estaçoes	Sem Carga (26/07/05)	Fase 3 (26/07/05)	Fase 5 (26/07/05)	Fase 5 (27/07/05)	Descarregada (27/07/05)	S/C - Fase 3 (26/07/05)	S/C - Fase 5 (26/07/05)	S/C-Fase 5 27/07/05	S/C-Descarregada
	(m)	(m)	(m)	(m)	((m)	() ∆ (mm)	() ∆ (mm)	∆ (mm)	∆ (mm)
F003	100,459	100,427	100,398	100,399	100,458	32	61	60	1
F001	100,247	100,212	100,180	100,180	100,246	35	67	67	1
F002	100,144	100,111	100,083	100,078	100,142	33	61	66	2
506	101,530	101,506	101,486	101,487	101,529	24	44	43	1
426	101,408	101,374	101,346	101,347	101,406	34	62	61	2
346	101,278	101,240	101,208	101,209	101,276	38	70	69	2
306	101,222	101,184	101,153	101,153	101,220	38	69	69	2
226	101,083	101,049	101,022	101,023	101,081	34	61	60	2
146	100,971	100,947	100,928	100,927	100,969	24	43	44	2
26	100,797	100,795	100,794	100,793	100,798	2	3	4	-1
360	101,259	101,241	101,224	101,225	101,258	18	35	34	1
320	101,200	101,182	101,165	101,166	101,199	18	35	34	1
496	101,535	101,513	101,492	101,492	101,535	22	43	43	0
416	101,404	101,372	101,343	101,343	101,403	32	61	61	1
336	101,283	101,245	101,213	101,214	101,281	38	70	69	2
296	101,214	101,177	101,145	101,146	101,212	37	69	68	2
216	101,092	101,059	101,031	101,031	101,090	33	61	61	2
136	100,979	100,955	100,936	100,935	100,978	24	43	44	1
16	100,805	100,803	100,801	100,801	100,805	2	4	4	0
322	101,266	101,248	101,229	101,230	101,264	18	37	36	2
282	101,208	101,191	101,172	101,172	101,207	17	36	36	1

S/C = Sem carga

S/C - Descarregado = Diferença do monitoramento sem carga realizado no dia 26/07/05 e do realizado no dia 27/07/05

Tabela 6.3 – Resultados dos deslocamentos obtidos no ensaio.

6.3.2 Gráficos de carga x deslocamento vertical



Figura 6.11: Gráficos de carga aplicada x deslocamentos das estações F001, F002, F003, 282, 320,322 e 360.



Figura 6.12: Gráficos de carga aplicada x deslocamentos das estações 16, 26, 136, 494, 146 e 506.



Figura 6.13: Gráficos de carga aplicada x deslocamentos das estações 216, 226, 416, 426, 296, 336, 306 e 346.

6.4 Avaliação dos resultados da primeira etapa de ensaios

O primeiro item que pode ser observado nos gráficos e tabelas apresentados é que há, em algumas barras, uma variação de deformação durante a fase III e fase V, que são as fases onde ocorre a leitura dos deslocamentos. Essa variação é devida a uma acomodação da estrutura.

Analisando o primeiro gráfico, referente aos extensômetros E1 a E4 e E9 a E10, verifica-se que os extensômetros E1 e E2 que estão localizados na região dos flanges da viga principal, sofreram uma pequena variação de deformação, mantendo-se a mesma carga. Os extensômetros E9 e E10, localizados na região da emenda do banzo superior, também apresentaram esse comportamento. Já nos extensômetros E3 e E4, localizados no flange do banzo inferior da viga principal essa variação de deformação foi bem menor.

Os extensômetros E7 e E8, localizados nas diagonais da viga principal, também apresentaram um acréscimo de deformação durante o intervalo de tempo para leitura dos deslocamentos. Nos extensômetros E5 e E6, e nos extensômetros localizados na terça treliçada, a variação de deformação também foi menor.

Outro item que chama a atenção é a considerável diferença entre as tensões obtidas nos extensômetros localizados nas regiões dos flanges da viga principal que, teoricamente, deveriam apresentar tensões relativamente próximas. Isto pode ser observado analisando os extensômetros E1 e E2, E3 e E4. Por exemplo, na Fase V-2 de carregamento, o extensômetro E1 apresenta uma tensão de -95,88 MPa enquanto o extensômetro E2 apresenta uma tensão de -130,75 MPa. Este fato tornou indispensável uma análise mais criteriosa nesta região.

Observou-se então que nesta região, devido às chapas que compõem a ligação do flange, as terças treliçadas não coincidiam com o nó da viga principal, apresentando uma excentricidade como pode ser observado na figura 6.14. Isso provoca um acréscimo de tensão nos extensômetros E2 e E4, gerando a diferença de tensões entre os extensômetros acima citados.



Figura 6.14 – Excentricidade das terças treliçadas na região dos flanges.

Analisando as figuras 6.1 e 6.2 observa-se um comportamento diferenciado dos extensômetros E5,E6, E7, E8, E15. É importante destacar que esse comportamento ocorre nas fases I e II, justamente as fases em que ainda não foram retirados os parafusos dos banzos inferiores da viga principal na ligação com a coluneta, o que somente ocorreu ao término da fase II. Tal fato pode ser claramente observado, por exemplo, na figura 6.1 nos extensômetros E5 e E6, com uma mudança do comportamento do gráfico exatamente ao término da fase II, onde a carga total aplicada é de 133,967 kN.

Com relação aos extensômetros localizados nas terças treliçadas, pode ser observada uma diferença nos extensômetros localizados nas regiões dos flanges, E11 e E12, E13 e E14. Novamente foi necessário avaliar criteriosamente as causas dessas diferenças.

Da mesma forma que na viga principal a excentricidade gerou a diferença entre os extensômetros. Mas neste caso, dois fatores podem ter influenciado: a excentricidade da ligação do montante do sistema de contraventamento devido às chapas que compõem a ligação do flange, e a excentricidade do carregamento devido à forma que este foi aplicado na região dos flanges das terças treliçadas. Essas excentricidades podem ser observadas na figura 6.15.



Figura 6.15 – Excentricidades do montante do sistema de contraventamento e do carregamento aplicado na região dos flanges das terças treliçadas.

Através dos resultados obtidos nas leituras dos deslocamentos, observa-se que o maior deslocamento vertical é de 70 mm, nas estações 336 e 346, localizadas nos banzos inferiores das terças treliçadas, que se situam a aproximadamente metade do vão da viga principal. Entretanto este deslocamento é relativo, pois as terças treliçadas estão apoiadas sobre as vigas principais, que também se deslocam. Logo, o deslocamento máximo ocorre na estação F001 na Viga Principal, com 67 mm de deslocamento.

Conforme esperado, as estações 16 e 26 são as que apresentaram o menor deslocamento, pois se situam na terça de extremidade.

Analisando a comparação entre as leituras efetuadas no dia do ensaio e as efetuadas no dia seguinte do ensaio com a estrutura ainda carregada, pode-se observar que praticamente não houve diferença de resultado.

Ao analisar as leituras efetuadas antes do inicio do ensaio com as efetuadas após o término do ensaio com a estrutura totalmente descarregada, pode-se observar uma diferença máxima de 2mm, o que é aceitável, e que indica que a estrutura trabalhou no regime elástico linear como esperado, pois retornou à sua posição original.

CAPÍTULO 7

7. RESULTADOS EXPERIMENTAIS DA SEGUNDA ETAPA DE ENSAIO

7.1 Estrutura ensaiada

Pelo mesmo motivo exposto no Capítulo 6, o ensaio foi realizado retirando-se os parafusos da ligação do banzo inferior com a coluneta, como mostrado na figura 7.1.



Figura 7.1 - Detalhe do banzo inferior da viga principal sem os parafusos (Nota: estrutura montada de forma invertida).

É importante destacar que, para testar aspectos de montagem de um outro tipo de conexão para os contraventamentos, conforme descrito no Capítulo 3 e novamente ilustrados na figura 7.2, foi empregado um tipo de conexão em um módulo da estrutura e outro tipo de conexão em outro. Para simular a diferença de peso das conexões na estrutura, os carregamentos aplicados no ensaio foram corrigidos em função do tipo de conexão.



Figura 7.2 – Conexões testadas para o sistema de contraventamento. Conexão tipo (a) entre eixos 1 e 2; Conexão tipo (b) entre eixos 2 e 3.

Foi observado após a estrutura estar totalmente montada que houve uma falha de montagem em duas terças, como mostrado na figura 7.3, justamente as terças instrumentadas. Deve-se levar em consideração toda a complexidade em se montar uma estrutura de forma invertida.



Figura 7.3 – Problema de montagem observado nas terças onde estão localizados os extensômetros.

Esse problema de montagem somente foi identificado após o inicio do ensaio. Como o objetivo do trabalho é avaliar o comportamento da estrutura quando submetido a uma situação

real, tanto de carregamento como fabricação e montagem, optou-se por prosseguir com o ensaio, buscando-se avaliar o efeito de um problema de montagem no comportamento estrutural.

7.2 Leitura das Deformações

Assim como na primeira etapa de ensaio, nas tabelas apresentadas a seguir têm-se as fases de carregamento de FI a FV, sendo que nesta etapa, devido ao tempo de aplicação dos carregamentos ter sido maior do que na etapa anterior, não foi possível realizar a leitura de deformações ao término da leitura dos deslocamentos na Fase V. Desta forma, tem-se apenas a subdivisão da fase III, em fase III-1 e III-2.

Na primeira tabela estão indicadas os horários de início de cada fase de carregamento, além do respectivo carregamento aplicado. A partir dos resultados obtidos nos ensaios foram geradas as tabelas e gráficos apresentados neste capítulo.

É feita então uma análise e discussão sobre os resultados obtidos.

Para facilitar a visualização dos resultados, repetem-se nas figuras 7.4 e 7.5 o posicionamento dos extensômetros para a viga principal e a terça treliçada para a segunda etapa de ensaio.



Figura 7.4 - Posição dos extensômetros da viga principal para a segunda etapa de ensaio.



Figura 7.5 - Posição dos extensômetros das terças treliçadas para a segunda etapa de ensaio.



Figura 7.6 -Posição dos extensômetros do sistema de contraventamento para a segunda etapa de ensaio.

7.2.1 Tabelas de resultados das leituras das deformações

As tabelas 7.1 e 7.2 mostram os resultados obtidos nos ensaios.

Fases	Scan ID	Date	Time	Carga Total
de Carregamento				Aplicada (kN)
FI	1	23/8/2005	15:25:43	51,54
FII	2	23/8/2005	16:11:00	154,63
F III-1	3	23/8/2005	16:47:39	257,72
F III-2	4	23/8/2005	17:00:17	257,72
F IV	5	23/8/2005	17:45:18	358,63
FV	6	23/8/2005	18:59:12	503,67

	Extensôr	netro E1	Extensômetro E2		
Fase de	Deformação E1	Tensão Atuante	Deformação E2	Tensão Atuante	
Carregamento	(‰)	(MPa)	(‰)	(MPa)	
FI	5,37E-02	11,01	4,92E-02	10,08	
FII	1,58E-01	32,42	1,58E-01	32,40	
F III-1	2,53E-01	51,87	2,67E-01	54,83	
F III-2	2,40E-01	49,19	2,57E-01	52,67	
F IV	3,22E-01	65,98	3,47E-01	71,09	
FV	4,64E-01	95,12	5,34E-01	109,38	

	Extensômet	ro E3	Extensômetro E4		
Fase de	Deformação E3	Tensão Atuante	Deformação E4	Tensão Atuante	
Carregamento	(‰)	(MPa)	(‰)	(MPa)	
FI	-4,47E-02	-9,16	-4,52E-02	-9,26	
FII	-1,50E-01	-30,67	-1,74E-01	-35,72	
F III-1	-2,55E-01	-52,27	-3,08E-01	-63,09	
F III-2	-2,65E-01	-54,22	-3,20E-01	-65,66	
F IV	-4,08E-01	-83,64	-4,69E-01	-96,21	
FV	-5,25E-01	-107,60	-6,34E-01	-129,94	

	Extensômet	ro E5	Extensômetro E6		
Fase de	Deformação E5	Tensão Atuante	Deformação E6	Tensão Atuante	
Carregamento	(‰)	(MPa)	(‰)	(MPa)	
FI	-2,51E-03	-0,52	1,36E-02	2,79	
FII	-1,67E-01	-34,30	8,51E-02	17,45	
F III-1	-2,66E-01	-54,59	1,42E-01	29,01	
F III-2	-2,71E-01	-55,52	1,62E-01	33,24	
FIV	-3,88E-01	-79,61	3,56E-01	72,90	
FV	-4,84E-01	-99,17	3,17E-01	65,05	

	Extensômet	ro E7	Extensômetro E8	
Fase de Carregamento	Deformação E7 (‰)	Tensão Atuante (MPa)	Deformação E8 (‰)	Tensão Atuante (MPa)
FI	4.36E-02	8.94	-3.48E-02	-7.13
FII	1,30E-01	26,61	-1.35E-01	-27,72
F III-1	2,16E-01	44,29	-2,26E-01	-46,36
F III-2	2,14E-01	43,88	-2,32E-01	-47,58
F IV	2,77E-01	56,73	-3,57E-01	-73,25
FV	4,04E-01	82,74	-4,55E-01	-93,31

Tabela 7.1 – Deformações e tensões atuantes nos extensômetros E1 a E8.

	Extensômet	ro E9	Extensômetro E10		
Fase de	Deformação E9	Tensão Atuante	Deformação E10	Tensão Atuante	
Carregamento	(‰)	(MPa)	(‰)	(MPa)	
FI	2,32E-02	4,76	2,40E-02	4,92	
FII	6,48E-02	13,28	8,09E-02	16,59	
F III-1	1,01E-01	20,78	1,36E-01	27,96	
F III-2	9,84E-02	20,17	1,35E-01	27,65	
F IV	1,29E-01	26,46	1,83E-01	37,48	
FV	2,04E-01	41,77	2,73E-01	56,02	

	Extensômet	ro E11	Extensômetro E12		
Fase de	Deformação E11	Tensão Atuante	Deformação E12	Tensão Atuante	
Carregamento	(‰)	(MPa)	(‰)	(MPa)	
FI	-7,29E-02	-14,94	-8,03E-02	-16,46	
FII	-2,06E-01	-42,15	-2,29E-01	-47,01	
F III-1	-2,47E-01	-50,53	-2,93E-01	-60,08	
F III-2	-2,50E-01	-51,25	-3,02E-01	-61,82	
F IV	-3,05E-01	-62,50	-3,96E-01	-81,16	
FV	-3.40E-01	-69.65	-4,63E-01	-94,93	

	Extensômet	ro E13	Extensômetro E14		
Fase de	Deformação E13	Tensão Atuante	Deformação E14	Tensão Atuante	
Carregamento	(‰)	(MPa)	(‰)	(MPa)	
FI	3,45E-02	7,07	2,41E-02	4,94	
FII	1,54E-01	31,55	8,14E-02	16,68	
F III-1	1,86E-01	38,21	9,99E-02	20,49	
F III-2	1,83E-01	37,49	9,14E-02	18,74	
FIV	2,24E-01	45,99	9,14E-02	18,74	
FV	2,45E-01	50,20	9,44E-02	19,35	

	Extensômet	ro E15	Extensômetro E16		
Fase	Deformação	Tensão	Deformação	Tensão	
de	E15	Atuante	E16	Atuante	
Carregamento	(‰)	(MPa)	(‰)	(MPa)	
FI	1,60E-02	3,28	3,70E-02	7,58	
FII	5,59E-02	11,47	1,26E-01	25,82	
F III-1	7,64E-02	15,66	1,86E-01	38,22	
F III-2	7,14E-02	14,64	1,83E-01	37,61	
F IV	9,09E-02	18,63	2,26E-01	46,32	
FV	1,09E-01	22,42	3,04E-01	62,42	

	Extensômet	tro E17	Extensômetro E18	
Fase de	Deformação E17	Tensão Atuante	Deformação E18	Tensão Atuante
Carregamento	(‰)	(MPa)	(‰)	(MPa)
FI	-7,58E-02	-15,54	2,06E-02	4,22
FII	-1,80E-01	-36,93	6,27E-02	12,86
F III-1	-3,00E-01	-61,52	9,28E-02	19,03
F III-2	-3,11E-01	-63,68	8,53E-02	17,49
FIV	-4,56E-01	-93,39	7,88E-02	16,15
FV	-6,21E-01	-127,21	9,73E-02	19,95

Tabela 7.2 - Deformações e tensões atuantes nos extensômetros E9 a E18.

	Extensômet	ro E19	Extensômetro E20	
Fase	Deformação	Tensão	Deformação	Tensão
de	E19	Atuante	E20	Atuante
Carregamento	(‰)	(MPa)	(‰)	(MPa)
FI	5,02E-02	10,30	-3,00E-03	-0,61
FII	1,82E-01	37,39	-7,99E-03	-1,64
F III-1	3,08E-01	63,15	-2,60E-02	-5,32
F III-2	2,94E-01	60,37	-2,75E-02	-5,63
F IV	4,24E-01	86,96	-5,29E-02	-10,85
FV	6,83E-01	139,96	-8,94E-02	-18,33

	Extensômet	ro E21	Extensômetro E22		
Fase	Deformação	Tensão	Deformação	Tensão	
de	E21	Atuante	E22	Atuante	
Carregamento	(‰)	(MPa)	(‰)	(MPa)	
FI	-1,51E-02	-3,09	1,30E-02	2,66	
FII	-1,66E-02	-3,40	4,49E-02	9,21	
F III-1	-4,62E-02	-9,48	7,34E-02	15,05	
F III-2	-5,33E-02	-10,92	7,49E-02	15,35	
F IV	-9,95E-02	-20,40	9,99E-02	20,47	
FV	-1,56E-01	-32,04	1,30E-01	26,62	

	Extensômetre	o E23	Extensômetro E24		
Fase de	Extensômetro E23	Tensão Atuante	Extensômetro E24	Tensão Atuante	
Carregamento	(‰)	(MPa)	(‰)	(MPa)	
FI	-5,44E-02	-11,16	-6,27E-02	-12,86	
FII	-1,33E-01	-27,32	-1,51E-01	-30,96	
F III-1	-1,99E-01	-40,83	-2,31E-01	-47,42	
F III-2	-2,03E-01	-41,65	-2,42E-01	-49,58	
F IV	-2,46E-01	-50,44	-3,16E-01	-64,69	
FV	-2,76E-01	-56,48	-3,66E-01	-75,08	

	Extensômetre	o E25	Extensômetro E26		
Fase	Extensômetro	Tensão	Extensômetro	Tensão	
de	E25	Atuante	E26	Atuante	
Carregamento	(‰)	(MPa)	(‰)	(MPa)	
FI	1,61E-02	3,29	3,39E-02	6,96	
FII	5,52E-02	11,32	1,05E-01	21,59	
F III-1	7,43E-02	15,24	1,60E-01	32,85	
F III-2	6,73E-02	13,79	1,61E-01	33,06	
F IV	6,33E-02	12,97	1,95E-01	39,92	
FV	6,03E-02	12,35	2,10E-01	43,09	

Tabela 7.3 – Deformações e tensões atuantes nos extensômetros E19 a E26.

7.3 Gráficos de carga x deformação



GRÁFICO CARGA X DEFORMAÇÃO



Figura 7.7: Gráficos de carga aplicada x deformação dos extensômetros E1 a E8.



Figura 7.8: Gráficos de carga aplicada x deformação dos extensômetros E9 a E14, E16 e E19.



Figuras 7.9: Gráficos de carga aplicada x deformação dos extensômetros E15, E17, E18, E20 a

E22



Figuras 7.10: Gráficos de carga aplicada x deformação dos extensômetros E23 a E26.



7.4 Gráficos de carga x tensão

Figuras 7.11: Gráficos de carga aplicada x tensão dos extensômetros E1 a E4.



Figuras 7.12: Gráficos de carga aplicada x tensão dos extensômetros E5 a E10, E16 e E19.



Figuras 7.13: Gráficos de carga aplicada x tensão dos extensômetros E11 a E15, E20 a E22.



Figuras 7.14: Gráficos de carga aplicada x tensão dos extensômetros E17, E18, E23 a E26.

7.5 Leitura dos Deslocamentos Verticais

Os pontos de leitura dos deslocamentos verticais para a segunda etapa de ensaio estão repetidos na figura 7.15.



Figura 7.15 -Pontos de leitura de deslocamento para a segunda etapa de ensaio.

A partir das leituras efetuadas através do nível eletrônico, montou-se a seguinte tabela de resultado de deslocamento. Da mesma forma que na primeira etapa de carregamento, foram feitas duas leituras para a fase V de carregamento. Neste caso, como o carregamento da estrutura necessitou de mais tempo de para ser finalizada as leituras de deslocamentos foram realizadas no dia seguinte.

Através dos resultados obtidos, montaram-se gráficos de carga aplicada x deslocamento.

	Cotas (m)			Deslocamentos Observados (mm)			
Estações	Sem Carga	Fase 3	Fase 5	Descarregada	(S/C -Fase3)	(S/C - Fase 5)	S/C (23/08) -
	23/08/05	23/08/05	24/08/05	24/08/05	23/08/05	24/08/05	Descarregada (24/08)
Nó	(m)	(m)	(m)	(m)	Δ1 (mm)	Δ2 (mm)	(mm)
F001	100,193	100,154	100,113	100,188	39	80	5
F002	100,396	100,360	100,327	100,392	36	69	4
F003	100,074	100,047	100,005	100,070	27	69	4
F489	99,738	99,704	99,678	99,737	33	60	1
F363	99,957	99,928	99,891	99,908	28	66	48
F321	100,054	-	-	-	-	-	-
F195	100,187	100,147	100,117	100,174	40	71	13
F183	100,162	100,129	100,100	100,159	33	62	3
F309	100,005	99,965	99,927	99,996	41	78	10
F351	99,931	-	-	-	-	-	-
F477	99,728	99,696	99,667	99,724	32	61	4

S/C = Sem carga

S/C – descarregado = Diferença do monitoramento sem carga realizado no dia 23/08/2005 e do realizado no dia 24/08/2005.

Tabela 7.4 – Resultados dos deslocamentos obtidos no ensaio.

Gráficos de carga x deslocamento vertical



7.16 : Gráficos de carga aplicada x deslocamentos das estações F001, F002, F003, 183, 195, 309 e 363.



Figuras 7.17: Gráficos carga aplicada x deslocamentos das estações 477 e 489.

7.6. Avaliação dos resultados do ensaio

A variação de tensão entre as fases III-1 e III-2 observadas na primeira etapa de ensaio podem ser novamente observadas nesta fase. Essa variação é devida a uma acomodação da estrutura.

Nota-se novamente a diferença entre as tensões obtidas nos extensômetros localizados nas regiões dos flanges da viga principal, extensômetros E1 e E2, E3 e E4. Essa diferença de tensão se deve ao fato exposto no capítulo 6.

Observa-se uma mudança no comportamento do gráfico, mais especificamente na fase IV, do extensômetro E6, localizado na diagonal da viga principal. Entretanto, essa diagonal não possui nenhuma ligação com outra barra ou qualquer motivo aparente que justifique essa mudança. Pode-se notar que na fase V desse extensômetro, o comportamento retorna ao normal. Tudo indica que este fato se deu por algum problema de instrumentação dessa barra exatamente na fase IV.

Com relação aos extensômetros localizados nas terças treliçadas, a diferença nos extensômetros localizados nas regiões dos flanges, E11 e E12, E13 e E14, deve-se novamente ao

fato exposto no capítulo 6. A mesma consideração vale para os extensômetros E23, E24, E25 e E26.

Entretanto as barras que possuem os extensômetro E14 e E25, localizados nas regiões dos flanges das terças treliçadas apresentaram tensões menores do que as esperadas. Destacam-se justamente estas terças apresentaram o problema de montagem anteriormente descrito, e que essas diferenças de tensões se devem provavelmente a este fato.

O extensômetro E18 apresentou resultados muito diferentes do esperado. Pela proximidade com o extensômetro E19, era esperado uma tensão na mesma ordem de grandeza deste último, o que não ocorreu. Pressupõe-se então que houve alguma falha no extensômetro E18.

Para os deslocamentos, os resultados obtidos nas leituras das estações 321 e 351, localizadas na terças que apresentaram problemas de montagem, não condizem com o observado no ensaio. Desta forma, estas duas estações não serão consideradas na análise.

O deslocamento máximo ocorre na estação F001 na viga principal, com 80 mm de deslocamento. Esta estação está localizada no meio vão da viga principal.

Ao analisar as leituras efetuadas antes do inicio do ensaio com as efetuadas após o término do ensaio com a estrutura totalmente descarregada, pode-se observar uma diferença máxima de 48 mm. Entretanto este valor foi obtido na estação 363, situada na terça adjacente a que apresentou problemas de montagem, podendo ter seu resultado influenciado por esta devido ao sistema de contraventamento que une essas peças.

As demais estações apresentam valores pequenos, indicando que a estrutura apresentou comportamento elástico.

219

CAPÍTULO 8

8. COMPARAÇAO DE RESULTADOS PARA A PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIO

8.1 Análise do modelo computacional e do modelo ensaiado

O objetivo deste capítulo é comparar os resultados obtidos no ensaio do protótipo com os resultados computacionais para a primeira etapa de carregamento, ou seja, carregamento permanente somado com a sobrecarga. Busca-se também analisar qual esquema estático que melhor representa o modelo físico. Desta forma, é possível compreender as diferenças existentes entre a simulação numérica e o modelo real.

Para simular o esquema estático da estrutura ensaiada, foram retirados do modelo computacional os banzos inferiores da extremidade da viga principal, como ilustrado na figura 8.1. Com relação às terças, manteve-se a configuração descrita no capítulo 3.



Figura 8.1 – Simulação do esquema estático no programa SAP2000[53].

8.2 Comparação de resultados

Para possibilitar a comparação entre os resultados do ensaio com o resultado obtido no modelo computacional, definem-se as expressões:

$$Diferença[MPa] = |Resultado do Ensaio - Resultado do SAP2000|$$
 [8.1]

$$Diferença[mm] = |Resultado do Ensaio - Resultado do SAP2000|$$
 [8.2]

$$Diferença Relativa [\%] = \frac{resultado do ensaio - resultado do SAP2000}{resultado do ensaio} \qquad x \ 100 \qquad [8.3]$$

O resultado do ensaio é o valor da tensão mostrado no Capítulo 6, e o resultado do SAP2000 é o valor obtido na análise numérica.

Para se avaliar o efeito de como uma alteração na fabricação pode afetar o projeto, fez-se uma comparação com o modelo original, considerando os furos ovalizados na viga principal, como descrito anteriormente. A comparação foi feita para a Fase V-2 de carregamento, ou seja, a estrutura totalmente carregada, e será descrita a seguir.

Para facilitar a visualização dos resultados, repete-se na figura 8.2, 8.3 e 8.4 o posicionamento dos extensômetros para a Viga Principal e a terça treliçada para a primeira etapa de ensaio.



Figura 8.2 - Posição dos extensômetros da viga principal para a primeira etapa de ensaio.



Figura 8.3 - Posição dos extensômetros das terças treliçadas para a primeira etapa de ensaio.



Figura 8.4- Posição dos extensômetros do sistema de contraventamento para a primeira etapa de ensaio.

8.2.1 Projeto original comparado com o ensaio

A partir dos resultados do ensaio e dos resultados numéricos, montou-se tabela 8.1.

Tem-se a seguinte nomenclatura:

- BANZO/VP: banzo da viga Principal;
- DIAG/VP: diagonal da viga Principal;
- BANZO/VMJ: banzo da terça treliçada;
- DIAG/VMJ: diagonal da terça treliçada;
- CTV: contraventamento.

Comparação com o projeto original					
	Local	ENSAIO	MODELO	Diferença	Diferença
Extens.	-	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	(MPa)	Relativa (%)
E1	BANZO/VP	-95,88	-92,56	3,32	3,46
E2	BANZO/VP	-130,75	-123,23	7,52	5,75
E3	BANZO/VP	84,88	85,67	-0,79	0,93
E4	BANZO/VP	98,67	104,97	-6,3	6,38
E5	DIAG/VP	45,75	62,11	-16,36	35,76
E6	DIAG/VP	-56,78	-59,38	-2,6	4,58
E7	DIAG/VP	-72,25	-69,35	2,9	4,01
E8	DIAG/VP	36,20	52,26	-16,06	44,36
E9	BANZO/VP	-35,41	-35,98	-0,57	1,61
E10	BANZO/VP	-20,88	-16,97	3,91	18,73
E11	BANZO/VMJ	44,94	48,84	-3,9	8,68
E12	BANZO/VMJ	38,38	38,50	-0,12	0,31
E13	BANZO/VMJ	-45,58	-43,65	1,93	4,23
E14	BANZO/VMJ	-60,40	-53,99	6,41	10,61
E15	DIAG/VMJ	-29,55	-31,21	-1,66	5,62
E16	CTV	7,90	-30,96	-23,06	291,90
E17	CTV	9,79	-22,21	-12,42	126,86

Barras	Extensômetros	Diferenças				
		Médias (%)				
	Viga Principal					
Banzos da viga principal	E1, E2, E3, E4, E9, E10	6,14				
Diagonais da viga principal	E5, E6, E7, E8	22,18				
Diferença Média	14,16					
Terças treliçadas (VMJ)						
Banzos da VMJ	E11, E12, E13, E14,	5,95				
Diagonal da VMJ	E15	5,62				
Diferença Média VMJ		5,78				
Diferença Média total		12,78				

Tabela 8.1 – Comparação do modelo computacional original com o modelo ensaiado.

Ressalta-se novamente que o modelo original difere do modelo ensaiado devido à questão dos furos ovalizados, discutido no início do capítulo. Isso pode ser observado principalmente pela grande diferença de tensão observada nos extensômetros E5 e E8, que são justamente as diagonais da viga principal que possuem ligação com a coluneta.

Nota-se também que nos extensômetros com tensões baixas, próximas a 20 e 30 MPa, qualquer diferença de tensão com o modelo computacional, por menor que seja, representada uma elevada diferença relativa.

Como observado na tabela anterior, os banzos da viga principal possuem uma diferença média de 6,14% com diferença máxima de 18,73% e mínima de 0,93%, nos extensômetros E10 e E3, respectivamente.

As diagonais da viga principal possuem uma diferença média de 22,18% com diferença máxima de 44,36% e mínima de 4,01%, nos extensometros E8 e E7, respectivamente. Novamente destaca-se que a diferença elevada no extensômetro E8 se dá à diferença no esquema estático da estrutura.

No caso das terças treliçadas (VMJ), os resultados estão mais próximos. Os banzos possuem uma diferença média de 5,95% com diferença máxima de 10,61% e mínima 0,31%, nos extensometros E14 e E12, respectivamente. A diagonal possui uma diferença relativa de 5,62%

Um fato interessante a ser destacado é a grande diferença de tensões observadas nos extensômetros E16 e E17 localizados no contraventamento da estrutura. Esta diferença será discutida posteriormente.

Buscou-se então identificar qual esquema estático do modelo computacional que mais se aproxima do modelo ensaiado. Para isso, todos os detalhes observados durante a execução do ensaio, como a excentricidade de carregamento descrita no Capítulo 6, foram consideradas nessa análise. As excentricidades das ligações, como ligações soldadas das diagonais (gap), e ligações das terças nas vigas principais, excentricidade das ligações das terças na ligação com a via principal na região do flange também foram consideradas. As figuras 8.5 e 8.6 mostram dois tipos de excentricidades consideradas.



Figura 8.5 – Simulação da excentricidade da ligação da terça na viga principal.



Figura 8.6 – Simulação da excentricidade da ligação soldadas das diagonais (gap).

8.2.2 Análise das excentricidades das ligações das diagonais

Para se avaliar o efeito das ligações das diagonais com *gap* foram gerados dois modelos, um considerando o *gap* e outro simplificado sem considerar essa excentricidade nas ligações das diagonais soldadas. A tabela 8.2 ilustra essa comparação.

		Modelo	Modelo		
Extens.	Local	sem <i>gap</i>	com <i>gap</i>	Diferença	Diferença
		Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	(MPa)	(%)
E1	BANZO/VP	-96,22	-92,5	3,72	3,87
E2	BANZO/VP	-119,60	-122,26	-2,66	2,22
E3	BANZO/VP	91,50	88,58	2,92	3,20
E4	BANZO/VP	108,00	104,83	3,17	2,93
E5	DIAG/VP	49,61	48,19	1,42	2,87
E6	DIAG/VP	-59,22	-60,16	-0,94	1,59
E7	DIAG/VP	-77,62	-75,36	2,26	2,91
E8	DIAG/VP	40,64	40,02	0,62	1,52
E9	BANZO/VP	-37,23	-37,69	-0,46	1,24
E10	BANZO/VP	-23,70	-23,14	0,56	2,36
E11	VMJ	43,86	42,6	1,26	2,88
E12	VMJ	42,57	41,59	0,98	2,30
E13	VMJ	-47,42	-49,15	-1,73	3,65
E14	VMJ	-60,25	-58,55	1,70	2,83
E15	VMJ	-28,03	-27,34	0,69	2,45
E16	CTV	19,10	19,08	0,02	0,12
E17	CTV	11,03	11,02	0,01	0,11

Tabela 8.2 – Comparação do modelo com gap e sem gap.

Observa-se nessa tabela que, para esta estrutura, as diferenças entre os modelos são pequenas, sendo maiores para os banzos e menores para as diagonais. A diferença máxima é de 3,87% no extensômetro E1. Novamente ressalta-se que para esta estrutura essa diferença não é tão significativa devido às excentricidades serem pequenas.

Como o objetivo é analisar o modelo computacional mais próximo possível da realidade, todos os estudos foram feitos considerando o *gap* das ligações.

8.3 Modelos analisados

Conforme descrito no capítulo 2 as ligações são classificadas em função do grau de impedimento da rotação relativa de suas partes, podendo ser classificadas como ligações rígidas, semi-rígidas e flexíveis. Sabe-se que também, para o dimensionamento da estrutura, muitas ligações são consideradas como rígidas ou flexíveis, em função do tipo de ligação, quando na verdade são ligações semi-rígidas. Isto se dá devido à dificuldade de obtenção dos diagramas de momento x rotação.

Neste trabalho buscou-se avaliar, através de diversas simulações numéricas, qual modelo se aproxima da estrutura real, principalmente com relação às ligações, sendo consideradas como rígidas ora como flexíveis, conforme descrito a seguir.

Para que fosse possível avaliar o comportamento da estrutura foram consideradas as seguintes hipóteses:

- Ligação da viga principal (VP) no coluneta: engastada (rígida) / articulada (flexível).

- Ligação da terça treliçada (VMJ) na viga principal: com furo ovalizado / sem furo ovalizado.

- Ligação da coluneta com a coluna auxiliar: engastada / articulada.

No caso dos flanges, estes foram simulados como ligações rígidas devido à dificuldade de se simular numericamente essa conexão como uma ligação semi-rígida.

As figuras de 8.7 e 8.8 ilustram as ligações reais do protótipo e as figuras 8.9 a 8.11 ilustram essas hipóteses simuladas no modelo computacional.

Destaca-se que foram analisadas as hipóteses das terças com furo ovalizado e sem furo ovalizado para se verificar se essa concepção de ligação realmente trabalhou como idealizado durante o ensaio.

228



Figura 8.7 – Ligação da viga principal com a coluneta.



Figura 8.8 – (a) Detalhe do furo ovalizado das terças treliçadas.(b) Ligação da coluneta com a coluna auxiliar.



Figura 8.9 – Hipóteses para a viga principal: (a) articulada na coluneta; (b) engastada na coluneta.



Figura 8.10 – Hipóteses para a VMJ: (a) com furo ovalizado; (b) sem furo ovalizado.



Figura 8.11 – Hipóteses para a coluneta: (a) engastada na coluna auxiliar; (b) articulada na coluna auxiliar.
Modelo	VP	VMJ	Coluneta	Descrição
Alfa-1	Engastada	Ovalizada	Engastada	Viga principal engastada na coluneta; coluneta engastada na coluna auxiliar; terça treliçada (VMJ) ovalizada.
Alfa-2	Articulada	Ovalizada	Articulada	Viga principal articulada na coluneta; coluneta articulada na coluna auxiliar; terça treliçada (VMJ) ovalizada.
Alfa-3	Engastada	Ovalizada	Articulada	Viga principal engastada na coluneta; coluneta articulada na coluna auxiliar; terça treliçada (VMJ) ovalizada.
Alfa-4	Articulada	Ovalizada	Engastada	Viga principal articulada na coluneta; coluneta engastada na coluna auxiliar; terça treliçada (VMJ) ovalizada.
Alfa-5	Articulada	Articulada sem ovalização	Engastada	Viga principal articulada na coluneta; coluneta engastada na coluna auxiliar; terça treliçada (VMJ) sem ovalização, considerada apenas articulada.
Alfa-6	Engastada	Articulada sem ovalização	Engastada	Viga principal engastada na coluneta; coluneta engastada na coluna auxiliar; terça treliçada (VMJ) sem ovalização, considerada apenas articulada.
Alfa-7	Articulada	Articulada sem ovalização	Articulada	Viga principal articulada na coluneta; coluneta articulada na coluna auxiliar; terça treliçada (VMJ) sem ovalização, considerada apenas articulada.
Alfa-8	Engastada	Articulada sem ovalização	Articulado	Viga principal engastada na coluneta; coluneta articulada na coluna auxiliar; Terça treliçada (VMJ) sem ovalização, considerada apenas articulada.

Tem-se então a tabela 8.3 com as várias hipóteses apresentadas.

Tabela 8.3 – Modelos de cálculo analisados.

8.3.1 Resultados dos modelos

Para se obter o modelo numérico que mais se aproxima do modelo real, foram analisadas as diversas hipóteses considerando a fase V-2 de carregamento, ou seja, a estrutura totalmente carregada.

A partir da análise e comparação dos oito modelos gerados com os resultados obtidos no ensaio montou-se a tabela 8.4 com o resumo dos resultados, apresentados em ordem crescente. A análise completa de todos os modelos pode ser encontrada no Anexo B.

Modelo	Diferença	Diferença	Diferença	Diferença	Diferença	Diferença	Diferença
	Banzo/VP	Diag/VP	Média	Banzo/VMJ	Diagonal/VMJ	Média VMJ	Média Total
	(%)	(%)	Banzo/VP	(%)	(%)	(%)	(%)
			(%)				
Alfa-1	5,33	4,92	5,13	4,64	2,00	3,33	4,23
Alfa-4	5,29	6,67	5,98	7,91	4,11	6,01	6,00
Alfa-6	5,05	7,93	6,49	7,28	7,8	7,54	7,01
Alfa-3	7,57	7,99	7,78	6,89	10,93	8,91	8,35
Alfa-5	11,93	7,43	9,68	6,65	10,93	8,79	9,23
Alfa-8	9,75	12,92	11,34	9,98	4,37	7,47	9,41
Alfa-2	9,00	11,87	10,44	10,71	9,29	10,00	10,22
Alfa-7	11,13	9,37	10,25	7,79	17,15	12,47	11,36

Tabela 8.4 – Resumo da comparação dos modelos com o ensaio

Analisando a tabela 8.4 observa-se que o modelo Alfa-1 (viga principal engastada na coluneta, coluneta engastada na coluna auxiliar e terça treliçada ovalizada) é o modelo que mais se aproximou dos resultados do ensaio. Avaliando as diferenças dos banzos da viga principal, obtém-se uma diferença média de 5,33% e a diferença média da diagonal é de 4,92%, totalizando uma diferença média da viga principal de 5,13%. No caso da terça treliçada (VMJ) obtém-se uma diferença média de 4,64% para os banzos e 2,00% para a diagonal da VMJ, totalizando uma diferença média de 3,33% para a terça treliçada. Desta forma, o modelo Alfa-1 apresenta uma diferença média total de 4,23%, a menor diferença entre todos os modelos analisados.

Um fato interessante que deve ser destacado é que o segundo melhor resultado é o modelo Alfa-4 (viga principal articulada na coluneta, coluneta engastada na coluna auxiliar e terça treliçada ovalizada), com uma diferença média de 6,00%. Este esquema estático (ligação articulada da viga principal com a coluneta) é o normalmente adotado para este tipo de ligação.

A diferença do esquema estático entre os modelos Alfa-1 e Alfa-4 é a ligação da viga principal na coluneta, sendo considerada engastada no Alfa-1e articulada no modelo Alfa-4. Isto mostra que a chapa de ligação da viga principal com a coluneta, mostrado na figura 8.7 anterior, tem um comportamento mais próximo de uma ligação rígida (engastada) do que uma ligação flexível (articulada), fato associado à geometria desta ligação, como dimensões e espessuras das chapas, número de parafusos, etc. Entretanto os dois resultados estão bem próximos, indicando um comportamento de uma ligação semi-rígida.

Na seqüência dos melhores resultados obtidos tem-se o modelo Alfa-6, com diferença média total de 7,01%, modelo Alfa-3 com diferença média total de 8,35%, modelo Alfa-5 com diferença média de 9,23%, modelo Alfa-8 com diferença média total de 9,41%, modelo Alfa-2 com diferença média total de 10,22%, modelo Alfa-7 com diferença média total de 11,36%.

Avaliando o modelo Alfa-7, que resultou na maior diferença de resultado, observa-se que a consideração da viga principal articulada na coluneta, coluneta articulada na coluna auxiliar e terça treliçada sem ovalização é o esquema estático que menos se aproxima do modelo real ensaiado.

Analisando os resultados obtidos, adotou-se o modelo Alfa-1 como o modelo computacional utilizado para análise e comparação com os resultados do ensaio.

8.4 Comparação de todas as fases de carregamento com o modelo Alfa-1

Como descrito anteriormente, o modelo numérico que mais se aproxima do modelo ensaiado é o Alfa-1, ou seja, viga principal engastada na coluneta, coluneta engastada na coluna auxiliar e terça treliçada (VMJ) ovalizada. Nas tabelas 8.5 a 8.11 encontram-se para todas as fases de carregamento as comparações entre as tensões obtidas no ensaio e as obtidas no modelo computacional.

FASE I					
	Local	Ensaio	MODELO	Diferença	Diferença
Extens.		Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	(MPa)	(%)
E1	BANZO/VP	-13,77	-12,82	0,95	6,90
E2	BANZO/VP	-16,44	-16,99	-0,55	3,35
E3	BANZO/VP	11,59	12,41	-0,82	7,08
E4	BANZO/VP	13,30	14,58	-1,28	9,62
E5	DIAG/VP	10,56	10,10	0,46	4,36
E6	DIAG/VP	-9,30	-8,99	0,31	3,33
E7	DIAG/VP	-12,65	-11,79	0,86	6,80
E8	DIAG/VP	2,29	2,61	-0,32	13,97
E9	BANZO/VP	-3,66	-4,03	-0,37	10,11
E10	BANZO/VP	-1,90	-2,07	-0,17	8,95
E11	VMJ	14,21	14,79	-0,58	4,08
E12	VMJ	12,29	12,74	-0,45	3,66
E13	VMJ	-8,00	-9,11	-1,11	13,88
E14	VMJ	-19,87	-21,59	-1,72	8,66
E15	VMJ	-7,84	-5,87	1,97	24,87
E16	CTV	1,80	- 4,03	-2,23	123,89
E17	CTV	1,10	- 3,17	-2,07	188,18

Barras	Extensômetros	Diferenças	
		Médias (%)	
	Viga Principal		
Banzos da viga principal	E1, E2, E3, E4, E9, E10	7,67	
Diagonais da viga principal	E5, E6, E7, E8	7,12	
Diferença Média	Diferença Média Viga Principal		
Terg	cas treliçadas (VMJ)		
Banzos da VMJ	E11, E12, E13, E14,	7,57	
Diagonal da VMJ	E15	24,87	
Diferença Média VMJ		16,22	
Diferença Média total		11,81	

Tabela 8.5 – Comparação para fase I.

FASE II					
	Local	Ensaio	MODELO	Diferença	Diferença
Extens.		Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	(MPa)	(%)
E1	BANZO/VP	-19,50	-20,51	-1,01	5,18
E2	BANZO/VP	-35,08	-36,80	-1,72	4,90
E3	BANZO/VP	27,39	29,59	-2,20	8,03
E4	BANZO/VP	31,71	34,30	-2,59	8,17
E5	DIAG/VP	30,56	17,87	12,70	41,56
E6	DIAG/VP	-24,90	-26,64	-1,74	6,99
E7	DIAG/VP	-19,37	-17,85	1,52	7,85
E8	DIAG/VP	17,00	17,95	-0,95	5,59
E9	BANZO/VP	-10,58	-10,80	-0,22	2,08
E10	BANZO/VP	-6,99	-7,21	-0,22	3,15
E11	VMJ	23,21	23,18	0,03	0,13
E12	VMJ	21,89	22,68	-0,79	3,61
E13	VMJ	-22,59	-23,44	-0,85	3,76
E14	VMJ	-36,24	-37,65	-1,41	3,89
E15	VMJ	1,21	7,03	-5,82	481,00
E16	CTV	2,50	6,26	-3,76	150,40
E17	CTV	2,40	4,10	-1,70	70,83

Barras	Extensômetros	Diferenças
		Médias (%)
	Viga Principal	
Banzos da viga principal	E1, E2, E3, E4, E9, E10	5,25
Diagonais da viga principal	E5, E6, E7, E8	15,50
Diferença Médi	a Viga Principal	10,37
Tere	ças treliçadas (VMJ)	
Banzos da VMJ	E11, E12, E13, E14,	2,85
Diagonal da VMJ	E15	481,00
Diferença Média VMJ		241,42
Diferença Média total		125,90

Tabela 8.6 – Comparação para fase II.

	FASE III-1					
	Local	Ensaio	MODELO	Diferença	Diferença	
Extens.		Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	(MPa)	(%)	
E1	BANZO/VP	-38,99	-42,47	-3,48	8,93	
E2	BANZO/VP	-61,34	-66,54	-5,20	8,48	
E3	BANZO/VP	46,68	48,35	-1,67	3,58	
E4	BANZO/VP	54,33	59,20	-4,87	8,96	
E5	DIAG/VP	24,03	21,97	2,06	8,57	
E6	DIAG/VP	-29,19	-29,39	-0,20	0,69	
E7	DIAG/VP	-29,31	-30,24	-0,93	3,17	
E8	DIAG/VP	22,45	20,99	1,46	6,50	
E9	BANZO/VP	-18,96	-20,98	-2,02	10,65	
E10	BANZO/VP	-12,69	-14,04	-1,35	10,64	
E11	VMJ	32,62	32,97	-0,35	1,07	
E12	VMJ	30,28	32,87	-2,59	8,55	
E13	VMJ	-33,09	-32,41	0,68	2,06	
E14	VMJ	-47,13	-48,82	-1,69	3,59	
E15	VMJ	-6,72	-8,52	-1,80	26,78	
E16	CTV	3,90	- 11,92	-8,02	205,64	
E17	CTV	3,50	- 8,35	-4,85	138,57	

Barras	Extensômetros	Diferenças		
		Médias (%)		
	Viga principal			
Banzos da viga principal	E1, E2, E3, E4, E9, E10	8,54		
Diagonais da viga principal	E5, E6, E7, E8	4,73		
Diferença médi	Diferença média viga principal			
Terg	Terças treliçadas (VMJ)			
Banzos da VMJ	E11, E12, E13, E14,	3,82		
Diagonal da VMJ	E15	26,79		
Diferença Média VMJ		15,30		
Diferença Média total		10,97		

Tabela 8.7 – Comparação para fase III-1.

FASE III-2					
	Local	Ensaio	MODELO	Diferença	Diferença
Extens.		Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	MPa	%
E1	BANZO/VP	-40,51	-42,47	-1,96	4,84
E2	BANZO/VP	-63,54	-66,54	-3,00	4,72
E3	BANZO/VP	46,18	48,35	-2,17	4,70
E4	BANZO/VP	53,73	59,20	-5,47	10,18
E5	DIAG/VP	20,81	21,97	-1,16	5,57
E6	DIAG/VP	-28,79	-29,39	-0,60	2,08
E7	DIAG/VP	-28,80	-30,24	-1,44	5,00
E8	DIAG/VP	19,79	20,99	-1,20	6,06
E9	BANZO/VP	-20,08	-20,98	-0,90	4,48
E10	BANZO/VP	-13,19	-14,04	-0,85	6,44
E11	VMJ	31,72	32,97	-1,25	3,94
E12	VMJ	30,08	32,87	-2,79	9,28
E13	VMJ	-33,19	-32,41	0,78	2,35
E14	VMJ	-47,02	-48,82	-1,80	3,83
E15	VMJ	-7,24	-8,52	-1,28	17,68
E16	CTV	2,00	- 11,92	-9,92	496,00
E17	CTV	3,79	- 8,35	-4,56	120,32

Barras	Extensômetros	Diferenças
		Médias (%)
Viga Principal		
Banzos da viga principal	E1, E2, E3, E4, E9, E10	5,89
Diagonais da viga principal	E5, E6, E7, E8	4,68
Diferença Média Viga Principa	al	5,29
Terças treliçadas (VMJ)		
Banzos da VMJ	E11, E12, E13, E14,	4,85
Diagonal da VMJ	E15	17,68
Diferença Média VMJ		11,26
Diferença Média total		8,28

Tabela 8.8 – Comparação para fase III-2.

FASE IV					
	Local	Ensaio	MODELO	Diferença	Diferença
Extens.		Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	(MPa)	(%)
E1	BANZO/VP	-62,42	-66,01	-3,59	5,75
E2	BANZO/VP	-93,60	-86,24	7,36	7,86
E3	BANZO/VP	62,98	66,81	-3,83	6,08
E4	BANZO/VP	73,65	80,02	-6,37	8,65
E5	DIAG/VP	30,36	31,78	-1,42	4,68
E6	DIAG/VP	-41,59	-43,38	-1,79	4,30
E7	DIAG/VP	-48,97	-50,59	-1,62	3,31
E8	DIAG/VP	26,25	28,72	-2,47	9,41
E9	BANZO/VP	-27,50	-27,40	0,10	0,36
E10	BANZO/VP	-17,28	-15,95	1,33	7,70
E11	VMJ	38,93	39,57	-0,64	1,64
E12	VMJ	36,28	38,75	-2,47	6,81
E13	VMJ	-39,99	-38,79	1,20	3,00
E14	VMJ	-54,71	-52,03	2,68	4,90
E15	VMJ	-14,38	-15,75	-1,37	9,53
E16	CTV	3,30	15,16	-11,86	359,39
E17	CTV	6,29	11,74	-5,45	86,64

Barras	Extensômetros	Diferenças
		Médias (%)
Viga Principal		
Banzos da viga principal	E1, E2, E3, E4, E9, E10	6,07
Diagonais da viga principal	E5, E6, E7, E8	5,43
Diferença Média Viga Princip	pal	5,75
Terças treliçadas (VMJ)		
Banzos da VMJ	E11, E12, E13, E14,	4,09
Diagonal da VMJ	E15	9,53
Diferença Média VMJ		6,81
Diferença Média total		6,28

Tabela 8.9 – Comparação para fase IV.

FASE V-1					
	Local	Ensaio	MODELO	Diferença	Diferença
Extens.	-	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	(MPa)	(%)
E1	BANZO/V	-92,46	-97,70	-5,24	5,67
E2	BANZO/V	-128,65	-118,00	10,65	8,28
E3	BANZO/V	85,49	88,64	-3,15	3,68
E4	BANZO/V	99,57	107,82	-8,25	8,29
E5	DIAG/VP	46,06	47,56	-1,50	3,26
E6	DIAG/VP	-56,08	-58,84	-2,76	4,92
E7	DIAG/VP	-73,95	-69,72	4,23	5,72
E8	DIAG/VP	37,08	39,29	-2,21	5,96
E9	BANZO/V	-34,91	-37,02	-2,11	6,04
E10	BANZO/V	-20,88	-20,45	0,43	2,06
E11	VMJ	44,63	43,63	1,00	2,24
E12	VMJ	39,08	41,64	-2,56	6,55
E13	VMJ	-45,08	-43,61	1,47	3,26
E14	VMJ	-59,80	-58,68	1,12	1,87
E15	VMJ	-27,04	-28,96	-1,92	7,10
E16	CTV	7,40	- 24,22	-16,82	227,30
E17	CTV	9,49	- 21,03	-30,52	321,60

Barras	Extensômetros	Diferenças
		Médias (%)
Viga Principal		
Banzos da viga principal	E1, E2, E3, E4, E9, E10	5,67
Diagonais da viga principal	E5, E6, E7, E8	4,97
Diferença Média Viga Principa	5,32	
Terças treliçadas (VMJ)		
Banzos da VMJ	E11, E12, E13, E14,	3,48
Diagonal da VMJ	E15	7,10
Diferença Média VMJ		5,29
Diferença Média total		5,30

Tabela 8.10 – Comparação para fase V-1.

FASE V-2						
	Local	Ensaio	MODELO	Diferença	Diferença	
Extens.		Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	(MPa)	(%)	
E1	BANZO/VP	-95,88	-97,70	-1,82	1,90	
E2	BANZO/VP	-130,75	-118,00	12,75	9,75	
E3	BANZO/VP	84,88	88,64	-3,76	4,43	
E4	BANZO/VP	98,67	107,82	-9,15	9,27	
E5	DIAG/VP	45,75	47,56	-1,81	3,96	
E6	DIAG/VP	-56,78	-58,84	-2,06	3,63	
E7	DIAG/VP	-72,25	-69,72	2,53	3,50	
E8	DIAG/VP	36,20	39,29	-3,09	8,54	
E9	BANZO/VP	-35,41	-37,02	-1,61	4,55	
E10	BANZO/VP	-20,88	-20,45	0,43	2,06	
E11	VMJ	44,94	43,63	1,31	2,91	
E12	VMJ	38,38	41,64	-3,26	8,49	
E13	VMJ	-45,58	-43,61	1,97	4,32	
E14	VMJ	-60,40	-58,68	1,72	2,85	
E15	VMJ	-29,55	-28,96	0,59	2,00	
E16	CTV	7,90	- 24,22	-16,32	206,58	
E17	CTV	9,79	- 21,03	-30,82	314,81	

Barras	Extensômetros	Diferenças	
		Médias (%)	
	Viga Principal		
Banzos da viga principal	E1, E2, E3, E4, E9, E10	5,33	
Diagonais da viga principal	E5, E6, E7, E8	4,92	
Diferença Médi	Diferença Média Viga Principal		
Tere	ças treliçadas (VMJ)		
Banzos da VMJ	E11, E12, E13, E14,	4,64	
Diagonal da VMJ	E15	2,00	
Diferença Média VMJ		3,33	
Diferença Média total		4,23	

Tabela 8.11 – Comparação para fase V-2.

8.4.1 Análise das comparações das tensões

8.4.1.1 Comparação da fase I

Analisando esta fase de carregamento, observa-se uma diferença relativa máxima de 24,87%, no extensômetro E15, entretanto a diferença entre a tensão obtida no ensaio e no modelo computacional para esse extensômetro é de 1,97 MPa, ou seja, uma diferença não tão elevada. Destaca-se que nesta fase de carregamento, a diferença média é maior do que nas demais fases devido às tensões serem baixas, com uma diferença média total de 11,81%.

8.4.1.2 Comparação da fase II

A partir dessa fase, as tensões começam a aumentar. É possível identificar melhor os locais com maiores diferenças de tensão.

Observa-se que os extensômetros E5 e E15 apresentam as maiores diferenças, com 41,56% e 481,00%, respectivamente. Conforme adiantado, os parafusos da ligação do banzo inferior da viga principal com a coluneta ainda não foram retirados, o que certamente afetou os resultados.

Com relação aos extensômetros localizados nas regiões dos flanges (E1, E2, E3 e E4), a diferença máxima é de 8,17%, entretanto essa diferença de tensão é de 2,59 MPa.

Nas diagonais de apoio, nota-se que o extensômetro E5 apresenta uma tensão diferente entre o modelo numérico e o modelo ensaiado, conforme discutido acima. O extensômetro E8 já apresenta um resultado melhor, com diferença de 5,59%. Desta forma, considerando os demais extensômetros, a diferença média da viga principal é de 10,37%.

Outra região de interesse é o comportamento do flange da terça treliçada (VMJ). Observando os resultados, tem-se uma diferença máxima de 3,89% no extensômetro E14. Nota-se também que a simulação do carregamento excêntrico nessa região no modelo numérico se aproximou do efeito real. Desta forma, devido à diferença extremamente alta obtida no extensômetro E15, tem-se a diferença média da VMJ de 241,42%.

A diferença média total para essa fase é de 125,90%. Ressalta-se novamente que os parafusos da ligação do banzo inferior da viga principal com a coluneta ainda não foram retirados, o que torna diferente os modelos comparados.

Destaca-se que ao final da aquisição dos dados dessa fase, os parafusos da ligação do banzo inferior com a coluneta foram retirados dos dois lados da viga principal.

8.4.1.3 Comparação da fase III-1

Observa-se que os extensômetros E5 e E15 já apresentam diferenças bem menores do que na fase anterior. As diferenças são de 8,57% para o extensômetro E5 e 26,78% para o extensômetro E15.

Com relação aos extensômetros localizados nas regiões dos flanges (E1, E2, E3 e E4), a diferença máxima é de 8,96%, o que corresponde a 4,87 MPa.

Nas diagonais de apoio, o extensômetro E8 já apresenta um resultado melhor do que E5, com diferença de 6,50%. Desta forma, considerando os demais extensômetros, a diferença média da viga principal é de 6,64%, um resultado bem melhor do que o obtido nas Fases I e II.

Na região dos flanges da VMJ, tem-se uma diferença máxima de 8,55% no extensômetro E12, com uma diferença de 2,59 MPa. Já o extensômetro E11 apresenta uma diferença de apenas 1,07%. Observa-se que os flanges da VMJ apresentam resultados muito próximos ao modelo computacional. Desta forma, considerando a diferença obtida no extensômetro E15, a diferença média da VMJ é de 15,30%.

A diferença média total para essa fase é de 10,97%. É importante destacar que o esquema estático do ensaio nesta fase corresponde ao esquema estático do modelo numérico. Têm-se então resultados mais próximos do que os obtidos nas fases anteriores.

8.4.1.4 Comparação da fase III-2

Nesta fase, a aquisição de dados é realizada após um certo tempo da aplicação do carregamento, como descrito nos capítulos anteriores. Observa-se que, devido a uma possível acomodação da estrutura, os resultados diferem da Fase III-1, mas aproximam mais do modelo numérico.

Os extensômetros E5 e E15 agora apresentam diferenças de 5,57% e 17,68%, respectivamente.

Os extensômetros localizados nas regiões dos flanges (E1, E2, E3 e E4), possuem diferença máxima de 10,18%, no extensômetro E4, com uma diferença de tensão de 5,47 MPa. Nos demais extensômetros a diferença não chega a 5%.

Nas diagonais de apoio já é possível observar um resultado melhor do que nas fases anteriores, com uma diferença máxima de 6,06% no extensômetro E8. Considerando os demais extensômetros a diferença média da viga principal é de 5,29%.

Para a região dos flanges da terça treliçada (VMJ), tem-se uma diferença máxima de 9,28% no extensômetro E12, com diferença de 2,79 MPa. A diferença média da VMJ de 11,26%.

A diferença média total para essa fase é de 8,28%. Observa-se que, para o mesmo carregamento, esta fase apresenta uma diferença média menor do que a Fase III-1, devido à acomodação da estrutura.

8.4.1.5 Comparação da fase IV

O extensômetro E15 ainda apresenta a maior diferença, com 9,53%, mas a diferença é de apenas 1,37 MPa. É importante observar que este extensômetro é o que possui a menor tensão entre os demais extensômetros, desta forma, qualquer pequena variação de tensão representa uma grande variação na diferença relativa, dada em porcentagem.

Com relação aos extensômetros localizados nas regiões dos flanges (E1, E2, E3 e E4), a diferença máxima é de 8,65% no extensômetro E4, onde a diferença é de 6,37 MPa.

Nas diagonais de apoio, o extensômetro E8 apresenta uma diferença de 9,41%, com diferença de 2,47 MPa. Desta forma, considerando os demais extensômetros, a diferença média da viga principal é de 5,75%.

Na região dos flanges da VMJ, tem-se uma diferença máxima de 6,81% no extensômetro E12, com uma diferença de 2,47 MPa. Obtém-se então uma diferença média da VMJ de 6,81%, um resultado melhor do que as fases anteriores.

A diferença média total para essa fase é de 6,28%, um resultado melhor do que as fases anteriores.

8.4.1.6 Comparação da fase V-1

Pode-se notar uma diminuição na diferença relativa do extensômetro E15, que sempre apresentou a maior diferença. Tem-se agora uma diferença de 7,1%, com diferença de 1,92 MPa. Nos extensômetros localizados nas regiões dos flanges (E1, E2, E3 e E4), a diferença máxima é de 8,29%, no extensômetro E4. É importante destacar que o extensômetro E2 novamente apresentou a maior diferença de tensão, chegando a 10,65 MPa.

Nas diagonais de apoio, os resultados já mostram que o modelo numérico se aproximou da modelo ensaiado. A diferença máxima é de 5,96% no extensômetro E8, com diferença de 2,21 MPa. Considerando os demais extensômetros, a diferença média da viga principal é de 5,32%.

Na região dos flanges da terça treliçada (VMJ, tem-se uma diferença máxima de 6,55% no extensômetro E12, com diferença de 2,56 MPa. Desta forma, considerando os demais extensômetros obtém-se uma diferença média da VMJ de 5,29%.

A diferença média total para essa fase é de 5,30%, e novamente, um resultado melhor do que as fases anteriores.

8.4.1.7 Comparação da fase V-2

Como na Fase III-2, nesta fase, a aquisição de dados é realizada após um certo tempo da aplicação do carregamento. Observa-se também que devido à uma possível acomodação da estrutura, os resultados diferem da Fase V-1, se aproximando mais do modelo numérico.

A diferença relativa no extensômetro E15 agora é de apenas 2,00%, com diferença de 0,59 MPa.

Nos extensômetros localizados nas regiões dos flanges (E1, E2, E3 e E4), a diferença máxima é de 9,75%, no extensômetro E2. É importante destacar que este extensômetro foi o que apresentou a maior diferença de tensão, chegando a 12,75 MPa.

Nas diagonais de apoio a diferença máxima é de 8,54% no extensômetro E8, com diferença de 3,09 MPa. Contudo, considerando os demais extensômetros, obtém-se um excelente resultado, com diferença média da Viga Principal de 5,13%.

Avaliando os flanges da terça treliçada (VMJ), tem-se uma diferença máxima de 8,49% no extensômetro E12, com diferença de 3,26 MPa. A diferença média da VMJ de 3,33%.

A diferença média total para essa fase é de 4,23%. Observa-se novamente que, para o mesmo carregamento, esta fase apresenta uma diferença média menor do que a Fase V-1, devido a acomodação da estrutura, e é a fase de carregamento que apresentou os melhores resultados comparativos quando avaliado a diferença média total.

8.4.1.8 Comparação dos contraventamentos

Analisando todas as fases de carregamento, pode-se observar que os resultados do ensaio para as barras do cintraventamento não conferem com os resultados do modelo numérico. Isto pode ser devido à uma possível falha de montagem dessas barras do contraventamento, devido à algum problema relacionado com a instrumentação, ou devido a alguma diferença na simulação deste contraventamento no modelo numérico. Para tentar avaliar melhor esse resultado, buscou-se avaliar os mesmos pontos das barras de contraventamento na segunda etapa de ensaio, simulando o efeito do vento.

8.4.2 Análise geral dos resultados comparativos das tensões

Para auxiliar na avaliação dos resultados obtidos, foi gerado o gráfico da figura 8.12. Este gráfico faz um comparativo das diferenças médias para todas as fases de carregamento, considerando a diferença média da viga principal, diferença média da VMJ e diferença média total. Devido a fase II apresentar uma diferença muita elevada no extensômetro 15, conforme discutido anteriormente, limitou-se a escala vertical do gráfico em 20%.





Figura 8.12 - Gráfico comparativo das diferenças médias para a primeira etapa de ensaio.

É possível observar uma diferença média maior nas fases I e II, decrescendo a partir do instante da retirada dos parafusos da ligação do banzo inferior da viga principal com a coluneta. O anexo F traz os gráficos completos de todos os extensômetros, onde observa-se claramente o efeito da ligação do banzo inferior da viga principal, principalmente nos extensômetros E5 e E15.

Outro ponto importante que pode ser observado na figura 8.12 é que as fases III e V, que possuem duas etapas de aquisição de dados para permitir a leitura dos deslocamentos, apresentam resultados mais próximos do modelo numérico nas fases III-2 e V-2. Isto ocorre devido a uma acomodação da estrutura após um determinado intervalo de tempo após a aplicação do carregamento.

Destaca-se que, principalmente na fase V, com a estrutura totalmente carregada, o que corresponde a uma situação normal de utilização, tem-se resultados muito satisfatórios, com diferença média total entre o modelo ensaiado e o modelo numérico de 4,23%.

Pode-se observar também que a viga principal e a VMJ tiverem um comportamento estrutural muito próximo ao modelo computacional. Isso mostra que o modelo numérico, com todas as suas simplificações de cálculo apresenta um resultado confiável e preciso. É possível observar também que as considerações das ligações adotadas no modelo computacional estão muito próximas do comportamento real da estrutura.

Conclui-se então que as diferenças obtidas, principalmente a partir da Fase III, estão extremamente satisfatórias, considerando a complexidade do ensaio.

8.4.3 Gráficos comparativos

Como o ensaio do protótipo utilizou diversos extensômetros e cinco fases de carregamento, buscou-se compará-los em um único gráfico para cada fase, evitando assim um número muito grande de gráficos. Os resultados completos de todos os extensômetros estão no anexo F.

Desta maneira, foram criados gráficos para todas as fases de carregamento, englobando os 17 extensômetros. É possível visualizar a comparação dos resultados obtidos no modelo com os resultados obtidos nos ensaios.



GRÁFICO COMPARATIVO DAS TENSÕES NA FASE I PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIO

Figura 8.13 - Gráfico comparativo das tensões na fase I.



GRÁFICO COMPARATIVO DAS TENSÕES NA FASE II PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIO

Figura 8.14 - Gráfico comparativo das tensões na fase II.



GRÁFICO COMPARATIVO DAS TENSÕES NA FASE III-1 PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIO

Figura 8.15 - Gráfico comparativo das tensões na fase III-1.



GRÁFICO COMPARATIVO DAS TENSÕES NA FASE III-2 PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIO

Figura 8.16 - Gráfico comparativo das tensões na fase III-2.



GRÁFICO COMPARATIVO DAS TENSÕES NA FASE IV PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIO





GRÁFICO COMPARATIVO DAS TENSÕES NA FASE V-1 PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIO

Figura 8.18 - Gráfico comparativo das tensões na fase V-1.



GRÁFICO COMPARATIVO DAS TENSÕES NA FASE V-2 PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIO

Figura 8.19 - Gráfico comparativo das tensões na fase V-2.

8.5 Comparativo dos deslocamentos

Para facilitar a visualização dos resultados repete na figura 8.20 os pontos de leitura de deslocamento para a primeira etapa de ensaio.



Figura 8.20 - Pontos de leitura de deslocamento para a primeira etapa de ensaio.

Os deslocamentos obtidos no Alfa-1 também foram comparados com os valores obtidos no ensaio. Como a leitura dos deslocamentos foram realizadas apenas na fase III e na fase V de carregamento, os resultados do modelo numérico também foram obtidos apenas para essas fases.

8.5.1 Comparação com a fase III

A tabela 8.12 traz essa comparação.

FASE III					
Estações	Ensaio	Modelo	Diferença	Diferença	
-	(mm)	(mm)	(mm)	%	
16	2,0	2,2	-0,2	10,00	
26	2,0	2,2	-0,2	10,00	
136	24,0	25,4	-1,4	5,83	
146	24,0	25,6	-1,6	6,67	
216	33,0	34,5	-1,5	4,55	
226	34,0	35,3	-1,3	3,82	
282	17,0	18,5	-1,5	8,82	
296	37,0	39,9	-2,9	7,84	
306	38,0	39,8	-1,8	4,74	
320	18,0	18,4	-0,4	2,22	
322	18,0	18,6	-0,6	3,33	
336	38,0	40	-2	5,26	
346	38,0	39,9	-1,9	5,00	
360	18,0	18,5	-0,5	2,78	
416	32,0	34,4	-2,4	7,50	
426	34,0	36,4	-2,4	7,06	
496	22,0	25,3	-3,3	15,00	
506	24,0	25,4	-1,4	5,83	
F001	35,0	36,8	-1,8	5,14	
F002	33,0	34,2	-1,2	3,64	
F003	32,0	33,4	-1,4	4,38	

Localização	Estações	Diferenças
		Médias (%)
Viga principal	F001, F002, F003	4,38
Terças treliçadas	Demais	6,46
Diferença Média total		6,16

Tabela 8.12- Comparação dos deslocamentos - Fase III.

Destaca-se que nas estações que tiveram pequenos deslocamentos, como as estações 16 e 26, as são diferenças relativas são de 10%, entretanto a diferença é de apenas 0,2 mm.

Outra estação com maior diferença relativa é a 496, com 15% de diferença. Isto corresponde a uma diferença de 3,3 mm. Observa-se que as demais estações localizadas nas terças treliçadas apresentam diferença relativa máxima de 8,82% na estação 282, o que corresponde a 1,5 mm.

Avaliando os deslocamentos das terças treliçadas, pode-se constatar que as terças entre os eixos 1 e 2 comportam-se de maneira muito similar às terças entre os eixos 2 e 3, caracterizando o comportamento simétrico da estrutura, de acordo com o esperado. Isso pode ser visualizado, por exemplo, observando os resultados das estações 16 e 26, 136 e 146, 216 e 226, assim por diante, conforme figura dos pontos de leitura de deslocamento.

Com relação às estações localizadas na Viga Principal, tem-se uma diferença relativa máxima de 5,14%, o que corresponde a 1,8 mm na estação F001, localizada no centro da Viga Principal. Obtém-se então uma diferença média de 4,38% na viga principal e 6,46% nas terças treliçadas, com uma diferença média total de 6,16%.

8.5.2 Comparação com a fase V

A tabela 8.13 traz a comparação dos deslocamentos para a fase V de carregamento, ou seja, com a estrutura totalmente carregada.

FASE V					
Estações	Ensaio Modelo Difere		Diferença	Diferença	
-	(mm)	(mm)	(mm)	%	
16	4,0	4,0	0	0	
26	3,0	3,7	0,7	23,33	
136	43,0	46,1	-3,1	7,21	
146	43,0	46,5	-3,5	8,14	
216	61,0	63,2	-2,2	3,61	
226	61,0	62,6	-1,6	2,62	
282	36,0	36,9	-0,9	2,50	
296	69,0	73,7	-4,7	6,81	
306	69,0	73,6	-4,6	6,67	
320	35,0	36,6	-1,6	4,57	
322	37,0	36,9	0,1	0,27	
336	70,0	73,7	-3,7	5,29	
346	70,0	73,6	-3,6	5,14	
360	35,0	36,6	-1,6	4,57	
416	61,0	63,0	-2,0	3,28	
426	62,0	62,5	0,5	0,81	
496	43,0	45,9	-2,9	6,74	
506	44,0	46,2	-2,2	5,00	
F001	67,0	69,1	-2,1	3,13	
F002	61,0	63,6	-2,6	4,26	
F003	61,0	63,1	-2,1	3,44	

Localização	Estações	Diferenças Médias (%)
Viga principal	F001, F002, F003	3,61
Terças treliçadas	Demais	5,36
Diferença Média total		5,11

Tabela 8.13 – Comparação dos deslocamentos – Fase V.

Embora a estação 26 possua uma diferença relativa de 23,33%, a diferença entre a leitura de deslocamento do ensaio e o deslocamento obtido no SAP2000 é de 0,7 mm.

A estação 496 já não apresenta a maior diferença relativa como anteriormente. Tem-se a estação 146 com a maior diferença, de 8,14%, o que corresponde a 3,5 mm.

Observa-se que as demais estações localizadas nas terças treliçadas apresentam diferença relativa máxima de 6,81% na estação 296, o que corresponde a 4,7 mm de diferença.

Novamente avaliando a estrutura, pode-se constatar o comportamento simétrico da estrutura, de acordo com o esperado, através dos resultados das estações 16 e 26, 136 e 146, 216 e 226, assim por diante.

Com relação às estações localizadas na Viga Principal, tem-se uma diferença relativa máxima de 4,26%, o que corresponde a 2,6 mm na estação F002.

Obtém-se então uma diferença média de 3,61% na Viga Principal e 5,36% nas terças treliçadas, com uma diferença média total de 5,11%, um resultado melhor do que o obtido na Fase III de carregamento.

8.5.3 Análise dos resultados dos deslocamentos

É possível constatar o comportamento simétrico da estrutura, de acordo com o esperado. Conclui-se então que observando os resultados anteriormente apresentados, a diferença média total entre o modelo ensaiado e o modelo numérico é de 5,11%, ou seja, diferença extremamente satisfatória, considerando a complexidade do ensaio.

Observa-se que, em ambas as fases de carregamento, os deslocamentos obtidos no SAP 2000[53] são, em geral, maiores do que o real obtido no ensaio.

8.5.4 Gráficos comparativos

Da mesma forma que foram gerados os gráficos comparativos das tensões atuantes para todas as fases de carregamento, foram gerados os gráficos ilustrados nas figuras 8.21 e 8.22.



GRÁFICO COMPARATIVO DOS DESLOCAMENTOS NA FASE III PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIO

Figura 8.21 - Gráfico comparativo dos deslocamentos na fase III.



GRÁFICO COMPARATIVO DOS DESLOCAMENTOS NA FASE V PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIO

Figura 8.22 - Gráfico comparativo dos deslocamentos na fase V.

CAPÍTULO 9

9. COMPARAÇAO DE RESULTADOS PARA A SEGUNDA ETAPA DE ENSAIO

9.1. Análise do modelo computacional e do modelo ensaiado

O objetivo deste capítulo é comparar os resultados obtidos no ensaio do protótipo com os resultados computacionais para a segunda etapa de carregamento, ou seja, simulação do efeito de vento de sucção. Da mesma forma que no capítulo anterior, busca-se também analisar qual esquema estático que melhor representa o modelo físico, considerando principalmente o fato da estrutura ter sido montada de forma invertida, como descrito nos capítulos anteriores. Desta forma, é possível compreender as diferenças existentes entre a simulação numérica e o modelo real.

Para simular o esquema estático da estrutura ensaiada, foram retirados do modelo computacional os banzos inferiores da extremidade da viga principal. As diferenças de peso das conexões do contraventamento citados nos capítulos anteriores também foram simuladas no modelo computacional.

9.2 Comparação de resultados

Para possibilitar a comparação entre os resultados do ensaio com o resultado obtido no modelo computacional, definem-se as expressões:

$$Diferença[MPa] = |Resultado do Ensaio - Resultado do SAP2000|$$
 [9.1]

$$Diferença[mm] = |Resultado \ do \ Ensaio - Resultado \ do \ SAP2000|$$
[9.2]

$$Diferença Relativa [\%] = \frac{|resultado do ensaio - resultado do SAP2000|}{resultado do ensaio} X 100 [9.3]$$

O resultado do ensaio é o valor da tensão mostrado no Capítulo 6, e o resultado do SAP2000 é o valor obtido na análise numérica.

Da mesma forma que na primeira etapa de ensaio, para se avaliar o efeito de como uma alteração na fabricação pode afetar o projeto, fez-se uma comparação com o modelo original, considerando os furos ovalizados na viga principal, como descrito anteriormente. A comparação foi feita para a fase V de carregamento, ou seja, a estrutura totalmente carregada.

Ressalta-se que para esta etapa de ensaio foram instrumentadas duas terças treliçadas, ao invés de uma, como na primeira etapa de ensaio.

Para facilitar a visualização dos resultados, repete-se na figura 9.1, 9.2 e 9.3 o posicionamento dos extensômetros para a viga principal e a terça treliçada para a segunda etapa de ensaio.



Figura 9.1 - Posição dos extensômetros da viga principal para a segunda etapa de ensaio.



Figura 9.2 - Posição dos extensômetros das terças treliçadas para a segunda etapa de ensaio.



Figura 9.3 - Posição dos extensômetros do sistema de contraventamento para a segunda etapa de ensaio.

9.2.1 Projeto original comparado com ensaio

A partir dos resultados do ensaio e dos resultados numéricos, montou-se tabela 9.1 e 9.2.

Tem-se a seguinte nomenclatura:

- BANZO/VP: banzo da viga principal;
- DIAG/VP: diagonal da viga principal;
- BANZO/VMJ: banzo da terça treliçada;
- DIAG/VMJ: diagonal da terça treliçada;
- CTV: contraventamento.
- Índice 8a e 8b: terça treliçada TC8a e TC8b, respectivamente.

Comparação com o projeto original						
	Local	Ensaio	MODELO	Diferença	Diferença	
Extens.		Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	(MPa)	Relativa (%)	
E1	BANZO/VP	95,12	107,89	-12,78	13,43	
E2	BANZO/VP	109,38	107,43	1,94	1,78	
E3	BANZO/VP	-107,60	-114,18	-6,58	6,11	
E4	BANZO/VP	-129,94	-128,41	1,53	1,17	
E5	DIAG/VP	-99,17	-122,60	-23,43	23,63	
E6	DIAG/VP	65,05	73,45	-8,40	12,91	
E7	DIAG/VP	82,74	93,10	-10,36	12,52	
E8	DIAG/VP	-93,31	-115,88	-22,57	24,19	
E9	BANZO/VP	41,77	35,93	5,84	13,98	
E10	BANZO/VP	56,02	48,33	7,70	13,74	
E11	BANZO/VMJ 8b	-69,65	-70,00	-0,35	0,50	
E12	BANZO/VMJ 8b	-94,93	-96,19	-1,25	1,32	
E13	BANZO/VMJ 8b	50,20	50,09	0,10	0,20	
E14	BANZO/VMJ 8b	19,35	54,29	-34,94	180,53	
E15	DIAG/VMJ 8b	22,42	25,52	-3,10	13,83	
E16	CTV	62,42	41,33	21,08	33,78	
E17	CTV	-127,21	90,90	36,31	28,54	
E18	BANZO/VP	19,95	111,62	-91,66	-	
E19	BANZO/VP	139,96	125,94	14,02	10,02	
E20	DIAG/VMJ 8b	-18,33	-64,20	-45,88	250,34	
E21	DIAG/VMJ 8a	-32,04	-58,61	-26,57	82,92	
E22	DIAG/VMJ 8a	26,62	23,74	2,88	10,81	
E23	BANZO/VMJ 8a	-56,48	-65,73	-9,25	16,37	
E24	BANZO/VMJ 8a	-75,08	-65,89	9,18	12,23	
E25	BANZO/VMJ 8a	12,35	46,61	-34,26	277,35	
E26	BANZO/VMJ 8a	43,09	41,47	1,61	3,75	

Tabela 9.1 – Comparação do modelo computacional original com o modelo ensaiado.

Barras	Extensômetros	Diferenças	
		Médias (%)	
Viga Principal			
Banzos da viga principal	E1, E2, E3, E4, E9, E10, E18, E19	8,60	
Diagonais da viga principal	E5, E6, E7, E8	18,31	
Diferença Média Viga Principal13,4			
Terças treliçadas (VMJ)			
Banzos da VMJ	E11, E12, E13, E14, E23, E24, E25, E26	61,53	
Diagonal da VMJ	E15, E20, E21, E22	89,58	
Diferença Média VMJ		75,50	
Diferença Média total		44,48	

Tabela 9.2 - Resumo - Comparação do modelo computacional original com o modelo ensaiado.

Ressalta-se novamente que o modelo original difere do modelo ensaiado. Da mesma forma que na primeira etapa de ensaio, isso pode ser observado principalmente pela grande diferença de tensão observada nos extensômetros E5 e E8.

Um fato que chamou a atenção são as tensões obtidas a partir dos extensômetros E14, E20, E21 e E25, localizados nas terças. É interessante notar a simetria da localização destes extensômetros. Essas diferenças de tensões ocorreram provavelmente devido à falha de montagem dessas terças, como mostrado anteriormente, justamente as terças instrumentadas.

Outro fato observado é que o extensômetro E18 resultou em tensões extremamente baixas, o que difere muito do extensômetro E19 próximo a este. Analisando os resultados das outras fases de carregamento mostradas a seguir, constatou-se a mesma situação. Isto deve estar associado provavelmente a problemas no extensômetro. Desta forma, desconsidera-se, para efeito de análise comparativa, o extensômetro E18.

Contudo, como observado na tabela acima, os banzos da viga principal possuem uma diferença média de 8,60% com diferença máxima de 13,98%, que ocorre no extensômetro E9. As diagonais da viga principal possuem uma diferença média de 18,31% com diferença máxima de 24,19% e mínima de 12,52%, nos extensometros E8 e E7, respectivamente.

No caso das terças treliçadas (VMJ), com exceção dos extensômetros E14, E20, E21 e E25, tem-se uma diferença máxima de 16,37% no extensômetro E23 e mínima de 0,2% no extensômetro E13.

Observa-se que extensômetro E16, localizado na barra do contraventamento, está indicando tração, diferente do resultado esperado, possivelmente devido à esta barra de contraventamento estar localizada próxima a terça onde houve problemas de montagem. Nota-se também uma diferença considerável no extensômetro E17, possivelmente devido ao mesmo motivo.

Da mesma forma que na primeira etapa de ensaio, buscou-se identificar qual esquema estático do modelo computacional que mais se aproxima do modelo ensaiado. Para isso, todos os detalhes observados durante a execução do ensaio, como a excentricidade de carregamento já descrita, foram consideradas nessa análise. As excentricidades das ligações, como ligações soldadas das diagonais (*gap*), e ligações das terças nas vigas principais, também foram consideradas.

O fato de a estrutura ensaiada estar montada de forma invertida, também foi considerada no modelo computacional. Foram gerados dois modelos para se avaliar o efeito dessa inversão. Observou-se que as diferenças entre o modelo numérico na configuração original e o modelo invertido são pequenas, chegando ao máximo em 1%. Entretanto, como o objetivo é simular o mais próximo possível das condições do ensaio, o modelo computacional utilizado considera a estrutura montada de forma invertida, como mostrado na figura 9.4.



Figura 9.4 – Modelo computacional considerando a estrutura montada de forma invertida.

9.3 Modelos analisados

Conforme descrito no capítulo 2 e no capitulo anterior, as ligações são classificadas em função do grau de impedimento da rotação relativa de suas partes, podendo ser classificadas como ligações rígidas, semi-rígidas e flexíveis.

Buscou-se então avaliar, através de diversas simulações numéricas, qual modelo se aproxima da estrutura real, principalmente com relação às ligações.

Para que fosse possível avaliar o comportamento da estrutura foram consideradas as seguintes hipóteses:

- Ligação da viga principal (VP) na coluneta: engastada (rígida) / articulada (flexível).

- Ligação da terça treliçada (VMJ) na Viga Principal: com furo ovalizado / sem furo ovalizado.

- Ligação da coluneta com a coluna auxiliar: engastada / articulada.

Destaca-se a preocupação com o esquema estático principalmente com relação à chapa de transição entre a coluneta e a coluna auxiliar, utilizada para permitir a montagem da estrutura de forma invertida.

As figuras do capítulo 8 ilustram as ligações reais do protótipo e as hipóteses simuladas no modelo computacional.

Modelo	VP	VMJ	Coluneta	Descrição
Beta-6	Engastada	Articulada sem ovalização	Engastada	Viga principal engastada na coluneta; coluneta engastada na coluna auxiliar; Terça treliçada (VMJ) ovalizada.
Beta-7	Articulada	Articulada sem ovalização	Articulada	Viga principal articulada na coluneta; coluneta articulada na coluna auxiliar; Terça treliçada (VMJ) ovalizada.
Beta-8	Engastada	Articulada sem ovalização	Articulada	Viga principal engastada na coluneta; coluneta articulada na coluna auxiliar; Terça treliçada (VMJ) ovalizada.
Beta-5	Articulada	Articulada sem ovalização	Engastada	Viga Principal articulada na coluneta; coluneta engastada na coluna auxiliar; Terça treliçada (VMJ) ovalizada.
Beta-4	Articulada	Ovalizada	Engastada	Viga principal articulada na coluneta; coluneta engastada na coluna auxiliar; Terça treliçada (VMJ) sem ovalização, considerada apenas articulada.
Beta-1	Engastada	Ovalizada	Engastada	Viga principal engastada na coluneta; coluneta engastada na coluna auxiliar; Terça treliçada (VMJ) sem ovalização, considerada apenas articulada.
Beta-2	Articulada	Ovalizada	Articulada	Viga principal articulada na coluneta; coluneta articulada na coluna auxiliar; Terça treliçada (VMJ) sem ovalização, considerada
Beta-3	Engastada	Ovalizada	Articulada	apenas articulada. Viga principal engastada na coluneta; coluneta articulada na coluna auxiliar; Terça treliçada (VMJ) sem ovalização, considerada apenas articulada.

Tabela 9.3- Modelos numéricos gerados para análise comparativa.

9.3.1 Resultados dos modelos

Para se obter o modelo numérico que mais se aproxima do modelo real, foram analisadas as diversas hipóteses considerando a Fase V de carregamento, ou seja, a estrutura totalmente carregada. A partir da análise e comparação dos oito modelos gerados com os resultados obtidos no ensaio montou-se a tabela 9.4 com o resumo dos resultados. A análise completa de todos os modelos pode ser encontrada no Anexo C. Foram retirados do cálculo da média os extensômetros E18, E14 e E25, por apresentarem resultados muito diferentes dos demais, conforme discutido anteriormente. As diferenças médias totais são apresentadas na tabela 9.5

Modelo	Diferença	Diferença	Diferença
	Banzo/VP (%)	Diag/VP (%)	Média VP (%)
Beta-6	10,18	11,40	10,79
Beta-7	12,23	11,18	11,70
Beta-5	11,05	12,13	11,59
Beta-8	10,34	10,44	10,39
Beta-4	8,21	10,29	9,25
Beta-1	7,02	9,66	8,34
Beta-2	7,15	11,06	9,11
Beta-3	5,78	10,31	8,04
	Diferença	Diferença	Diferença
	Banzo/VMJ 8a (%)	Diag/VMJ 8a (%)	VMJ 8a (%)
Beta-6	10,16	15,03	12,60
Beta-7	11,01	15,24	13,12
Beta-5	10,19	13,29	11,74
Beta-8	10,33	12,49	11,41
Beta-4	9,05	11,42	10,24
Beta-1	7,39	10,77	9,08
Beta-2	8,20	11,14	9,67
Beta-3	5,67	8,98	7,32
	Diferença	Diferença	Diferença
	Banzo/VMJ 8b (%)	Diag/VMJ 8b (%)	VMJ 8b(%)
Beta-6	9,01	12,24	10,62
Beta-7	9,89	12,50	11,38
Beta-5	9,18	11,72	10,45
Beta-8	9,36	10,86	10,11
Beta-4	7,78	11,01	9,40
Beta-1	7,06	9,66	8,36
Beta-2	7,43	10,21	8,82
Beta-3	5,78	7,32	6,55

Tabela 9.4 – Resumo da comparação dos modelos com o ensaio.

Modelo	Diferença média Total (%)
Beta-3	7,70
Beta-1	8,59
Beta-2	9,20
Beta-4	9,63
Beta-8	10,64
Beta-5	11,26
Beta-6	11,33
Beta-7	12,07

Tabela 9.5 - Diferenças médias totais dos modelos analisados.

Analisando a tabela 9.5 acima, observa-se que o modelo Beta-3 (viga principal engastada na coluneta, coluneta articulada na coluna auxiliar e terça treliçada ovalizada) é o modelo que mais se aproximou dos resultados do ensaio. Avaliando as diferenças dos banzos da viga principal obtém-se uma diferença média de 5,78% e a diferença média da diagonal é de 10,3%, totalizando uma diferença média da viga principal de 8,04%. No caso da terça treliçada (VMJ), foram analisadas duas terças. Para a VMJ 8a, obtém-se uma diferença média de 5,67% para os banzos e 8,98% para as diagonais, totalizando uma diferença média de 5,78% para os banzos e 7,32%. Para a VMJ nº 8b, obtém-se uma diferença média de 5,78% para os banzos e 7,32% para as diagonais, totalizando uma diferença média de 6,55%. Desta forma, o modelo Beta-3 apresenta uma diferença média total de 8,04%, a menor diferença entre todos os modelos analisados.

Este resultado mostra que a chapa de transição utilizada para permitir a montagem da estrutura de forma invertida não forneceu rigidez suficiente à ligação a ponto de torná-la uma ligação engastada como idealizado, se aproximando mais de uma ligação articulada. Outro ponto a ser destacado é que este modelo numérico que mais se aproximou dos resultados do ensaio considera a ligação entre a viga principal e a coluneta como uma ligação engastada, fato associado à geometria desta ligação, e as terças treliçadas com ligação ovalizada.

O segundo melhor resultado é o modelo Beta-1, que considera a chapa de transição como uma ligação engastada. A diferença média é de 8,34% para a viga principal, 9,08% para a terça VMJ 8a e 8,36% para a VMJ 8b, com uma diferença média total de 8,59%

Analisando os demais modelos Beta-4, Beta-2 e Beta-8,observa-se resultados muitos próximos, indicando um comportamento de uma ligação semi-rígida para a chapa de transição e para a ligação da viga principal com a coluneta.
De maneira similar a primeira etapa de ensaio, é possível observar que o modelo Beta-7 é que menos se aproxima dos resultados do ensaio, e considera a viga principal articulada na coluneta, a coluneta articulada na coluna auxiliar e terça treliçada (VMJ) ovalizada.

Desta forma, adotou-se o modelo Beta-3 como o modelo computacional utilizado para análise e comparação com os resultados do ensaio.

9.4 Comparação de todas as fases de carregamento com o modelo Beta-3

Foram retirados do cálculo da média os extensômetros E18, E14 e E25, por apresentarem resultados muito diferentes dos demais, conforme discutido anteriormente.

	FASE I					
	Local	Ensaio	MODELO	Diferença	Diferença	
Extens.		Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	(MPa)	Relativa (%)	
E1	BANZO/VP	11,01	11,06	-0,05	0,49	
E2	BANZO/VP	10,08	8,94	1,14	11,27	
E3	BANZO/VP	-9,16	-10,59	-1,43	15,61	
E4	BANZO/VP	-9,26	-10,41	-1,15	12,45	
E5	DIAG/VP	-0,52	-8,32	-7,80	1500,00	
E6	DIAG/VP	2,79	8,66	-5,87	210,39	
E7	DIAG/VP	8,94	9,85	-0,91	10,19	
E8	DIAG/VP	-7,13	-8,18	-1,05	14,73	
E9	BANZO/VP	4,76	5,55	-0,79	16,58	
E10	BANZO/VP	4,92	5,86	-0,94	19,09	
E11	BANZO/VMJ 8b	-14,94	-15,25	-0,31	2,05	
E12	BANZO/VMJ 8b	-16,46	-16,23	0,23	1,42	
E13	BANZO/VMJ 8b	7,07	8,01	-0,94	13,24	
E14	BANZO/VMJ 8b	4,94	8,25	-3,31	67,00	
E15	DIAG/VMJ 8b	3,28	3,36	-0,08	2,44	
E16	CTV	7,58	- 9,32	-1,74	22,93	
E17	CTV	-15,54	-13,85	1,69	10,86	
E18	BANZO/VP	4,22	-	-	-	
E19	BANZO/VP	10,30	11,29	-0,99	9,63	
E20	DIAG/VMJ 8b	-0,61	- 2,11	-1,50	245,74	
E21	DIAG/VMJ 8a	-3,09	- 3,34	-0,25	8,19	
E22	DIAG/VMJ 8a	2,66	3,37	-0,71	26,50	
E23	BANZO/VMJ 8a	-11,66	-9,92	1,75	14,97	
E24	BANZO/VMJ 8a	-12,86	-10,92	1,94	15,11	
E25	BANZO/VMJ 8a	3,29	8,83	-5,54	168,33	
E26	BANZO/VMJ 8a	6,96	7,85	-0,89	12,77	

Tabela 9.6 – Comparação para a fase I.

Barras	Extensômetros	Diferenças
		Médias (%)
Viga Principal		
Banzos da Viga Principal	E1, E2, E3, E4, E9, E10, E19	12,16
Diagonais da Viga Principal	E5*, E6, E7	77,58
Média Viga Principal		44,87
VMJ 8b:		
Banzos das terças treliçadas	E11, E12, E13,	5,57
Diagonais das terças treliçadas	E15, E20,	2,44
Média VMJ 8b:		4,00
VMJ 8a:		
Banzos das terças treliçadas	E23, E24, , E26	14,28
Diagonais das terças treliçadas	E21, E22	17,35
Média VMJ 8a		15,81
Diferença Média total		21,56

*Nota: Nesta fase foi retira também do extensômetro E5 para cálculo da média.

Tabela 9.7 – Resumo - Comparação para a fase I.

	FASE II					
	Local	Ensaio	MODELO	Diferença	Diferença	
Extens.		Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	(MPa)	Relativa (%)	
E1	BANZO/VP	32,42	32,95	-0,54	1,66	
E2	BANZO/VP	32,40	36,91	-4,51	13,92	
E3	BANZO/VP	-30,67	-32,61	-1,94	6,33	
E4	BANZO/VP	-35,72	-32,18	3,54	9,91	
E5	DIAG/VP	-34,30	-31,62	2,68	7,81	
E6	DIAG/VP	17,45	19,60	-2,16	12,36	
E7	DIAG/VP	26,61	29,16	-2,54	9,56	
E8	DIAG/VP	-27,72	-26,46	1,25	4,52	
E9	BANZO/VP	13,28	14,51	-1,23	9,30	
E10	BANZO/VP	16,59	18,77	-2,18	13,17	
E11	BANZO/VMJ 8b	-42,15	-44,23	-2,09	4,95	
E12	BANZO/VMJ 8b	-47,01	-45,30	1,72	3,66	
E13	BANZO/VMJ 8b	31,55	33,21	-1,66	5,28	
E14	BANZO/VMJ 8b	16,68	33,03	-16,35	98,02	
E15	DIAG/VMJ 8b	11,47	11,53	-0,07	0,59	
E16	CTV	25,82	- 27,34	-1,52	5,87	
E17	CTV	-36,93	-38,06	-1,13	3,05	
E18	BANZO/VP	12,86	29,69	-16,84	-	
E19	BANZO/VP	37,39	34,92	2,48	6,62	
E20	DIAG/VMJ 8b	-1,64	-1,88	-0,24	14,46	
E21	DIAG/VMJ 8a	-3,40	-3,96	-0,56	16,33	
E22	DIAG/VMJ 8a	9,21	10,11	-0,90	9,72	
E23	BANZO/VMJ 8a	-27,32	-26,54	0,79	2,87	
E24	BANZO/VMJ 8a	-31,0	-26,48	4,48	14,46	
E25	BANZO/VMJ 8a	11,3	26,43	-15,11	133,44	
E26	BANZO/VMJ 8a	21,6	26,66	-5,07	23,46	

Tabela 9.8 – Comparação para a fase II.

Barras	Extensômetros	Diferenças
		Médias (%)
Viga Principal		
Banzos da viga principal	E1, E2, E3, E4, E9, E10, E18, E19	8,70
Diagonais da viga principal	E5, E6, E7, E8	8,56
Média viga principal		8,63
VMJ 8b:		
Banzos das terças treliçadas	E11, E12, E13	4,63
Diagonais das terças treliçadas	E15, E20,	7,53
Média VMJ 8b:		6,08
VMJ 8a:		
Banzos das terças treliçadas	E23, E24, E26	13,60
Diagonais das terças treliçadas	E21, E22	13,03
Média VMJ 8a		13,31
Diferença média total		9,34

Tabela 9.9 – Resumo - Comparação para a fase II.

	FASE III-1					
	Local	Ensaio	MODELO	Diferença	Diferença	
Extens.		Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	(MPa)	Relativa (%)	
E1	BANZO/VP	51,87	54,11	-2,24	4,32	
E2	BANZO/VP	54,83	53,71	1,11	2,03	
E3	BANZO/VP	-52,27	-53,95	-1,68	3,22	
E4	BANZO/VP	-63,09	-62,82	0,27	0,43	
E5	DIAG/VP	-54,59	-53,37	1,23	2,25	
E6	DIAG/VP	29,01	37,45	-8,44	29,09	
E7	DIAG/VP	44,29	47,58	-3,29	7,42	
E8	DIAG/VP	-46,36	-44,99	1,37	2,96	
E9	BANZO/VP	20,78	22,73	-1,96	9,41	
E10	BANZO/VP	27,96	29,43	-1,48	5,28	
E11	BANZO/VMJ 8b	-50,53	-51,65	-1,12	2,21	
E12	BANZO/VMJ 8b	-60,08	-53,75	6,33	10,54	
E13	BANZO/VMJ 8b	38,21	35,08	3,13	8,18	
E14	BANZO/VMJ 8b	20,49	36,73	-16,24	79,27	
E15	DIAG/VMJ 8b	15,66	15,16	0,50	3,21	
E16	CTV	38,22	- 49,21	-10,99	28,75	
E17	CTV	-61,52	-60,64	0,88	1,42	
E18	BANZO/VP	19,03	-	-	-	
E19	BANZO/VP	63,15	57,62	5,53	8,75	
E20	DIAG/VMJ 8b	-5,32	-6,23	-0,91	17,00	
E21	DIAG/VMJ 8a	-9,48	-11,95	-2,47	26,01	
E22	DIAG/VMJ 8a	15,05	16,95	-1,90	12,65	
E23	BANZO/VMJ 8a	-40,83	-38,56	2,26	5,55	
E24	BANZO/VMJ 8a	-47,42	-42,48	4,94	10,41	
E25	BANZO/VMJ 8a	15,24	35,05	-19,82	130,06	
E26	BANZO/VMJ 8a	32,85	36,44	-3,59	10,93	

Tabela 9.10 – Comparação para a fase III-1.

Barras	Extensômetros	Diferenças
		Médias (%)
Viga principal		
Banzos da viga principal	E1, E2, E3, E4, E9, E10, E18, E19	4,78
Diagonais da viga principal	E5, E6, E7, E8	10,43
Média viga principal		7,60
VMJ 8b:		
Banzos das terças treliçadas	E11, E12, E13	6,98
Diagonais das terças treliçadas	E15, E20,	10,11
Média VMJ 8b:		8,54
VMJ 8a:		
Banzos das terças treliçadas	E23, E24, E26	8,96
Diagonais das terças treliçadas	E21, E22	19,33
Média VMJ 8a		14,15
Diferença média total		10,10

Tabela 9.11 – Resumo - Comparação para a fase III-1.

	FASE III-2					
	Local	Ensaio	MODELO	Diferença	Diferença	
Extens.		Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	(MPa)	Relativa (%)	
E1	BANZO/VP	49,19	54,11	-4,92	10,01	
E2	BANZO/VP	52,67	53,71	-1,04	1,98	
E3	BANZO/VP	-54,22	-53,95	0,27	0,49	
E4	BANZO/VP	-65,66	-62,82	2,84	4,33	
E5	DIAG/VP	-55,52	-53,37	2,16	3,88	
E6	DIAG/VP	33,24	37,45	-4,21	12,66	
E7	DIAG/VP	43,88	47,58	-3,70	8,43	
E8	DIAG/VP	-47,58	-44,99	2,60	5,45	
E9	BANZO/VP	20,17	22,73	-2,56	12,71	
E10	BANZO/VP	27,65	29,43	-1,78	6,45	
E11	BANZO/VMJ 8b	-51,25	-51,65	-0,40	0,78	
E12	BANZO/VMJ 8b	-61,82	-53,75	8,07	13,06	
E13	BANZO/VMJ 8b	37,49	35,08	2,41	6,42	
E14	BANZO/VMJ 8b	18,74	36,73	-17,99	95,98	
E15	DIAG/VMJ 8b	14,64	15,16	-0,52	3,56	
E16	CTV	37,61	- 49,21	-11,60	30,84	
E17	CTV	-63,68	-60,64	3,04	4,77	
E18	BANZO/VP	17,49	-	-	-	
E19	BANZO/VP	60,37	57,62	2,75	4,55	
E20	DIAG/VMJ 8b	-5,63	-6,23	-0,60	10,64	
E21	DIAG/VMJ 8a	-10,92	-11,95	-1,03	9,40	
E22	DIAG/VMJ 8a	15,35	16,95	-1,60	10,43	
E23	BANZO/VMJ 8a	-41,65	-38,56	3,09	7,41	
E24	BANZO/VMJ 8a	-49,58	-42,48	7,10	14,32	
E25	BANZO/VMJ 8a	13,79	35,05	-21,26	154,18	
E26	BANZO/VMJ 8a	33,06	36,44	-3,38	10,23	

Tabela 9.12 – Comparação para a fase III-2.

Barras	Extensômetros	Diferenças
		Médias (%)
Viga principal		
Banzos da viga principal	E1, E2, E3, E4, E9, E10, E18, E19	5,79
Diagonais da viga principal	E5, E6, E7, E8	7,61
Média viga principal		6,70
VMJ 8b:		
Banzos das terças treliçadas	E11, E12, E13	6,75
Diagonais das terças treliçadas	E15, E20,	7,10
Média VMJ 8b:		6,93
VMJ 8a:		
Banzos das terças treliçadas	E23, E24, E26	10,65
Diagonais das terças treliçadas	E21, E22	9,92
Média VMJ 8a		10,28
Diferença média total		7,97

Tabela 9.13– Resumo - Comparação para a fase III-2.

FASE IV					
	Local	Ensaio	MODELO	Diferença	Diferença
Extens.		Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	(MPa)	Relativa (%)
E1	BANZO/VP	65,98	68,01	-2,03	3,08
E2	BANZO/VP	71,09	75,14	-4,05	5,70
E3	BANZO/VP	-83,64	-86,29	-2,65	3,17
E4	BANZO/VP	-96,21	-87,10	9,11	9,47
E5	DIAG/VP	-79,61	-77,14	2,47	3,10
E6	DIAG/VP	72,90	78,07	-5,17	7,09
E7	DIAG/VP	56,73	55,23	1,50	2,64
E8	DIAG/VP	-73,25	-70,89	2,36	3,23
E9	BANZO/VP	26,46	27,63	-1,17	4,43
E10	BANZO/VP	37,48	36,38	1,10	2,92
E11	BANZO/VMJ 8b	-62,50	-63,05	-0,55	0,88
E12	BANZO/VMJ 8b	-81,16	-70,14	11,02	13,58
E13	BANZO/VMJ 8b	45,99	42,69	3,30	7,18
E14	BANZO/VMJ 8b	18,74	40,41	-21,67	115,61
E15	DIAG/VMJ 8b	18,63	17,87	0,76	4,07
E16	CTV	46,32	- 71,31	-24,99	53,95
E17	CTV	-93,39	-86,46	6,93	7,42
E18	BANZO/VP	16,15	70,41	-54,26	-
E19	BANZO/VP	86,96	79,23	7,73	8,89
E20	DIAG/VMJ 8b	-10,85	-11,98	-1,13	10,41
E21	DIAG/VMJ 8a	-20,40	-22,80	-2,40	11,77
E22	DIAG/VMJ 8a	20,47	23,29	-2,82	13,80
E23	BANZO/VMJ 8a	-50,44	-46,53	3,91	7,76
E24	BANZO/VMJ 8a	-64,69	-58,19	6,50	10,04
E25	BANZO/VMJ 8a	12,97	39,88	-26,91	207,50
E26	BANZO/VMJ 8a	39,92	41,19	-1,27	3,18

Tabela 9.14 - Comparação para a fase IV.

Barras	Extensômetros	Diferenças
		Médias (%)
Viga principal		
Banzos da viga principal	E1, E2, E3, E4, E9, E10, E18, E19	5,38
Diagonais da viga principal	E5, E6, E7, E8	4,02
Média viga principal		4,70
VMJ 8b:		
Banzos das terças treliçadas	E11, E12, E13,	7,21
Diagonais das terças treliçadas	E15, E20,	7,24
Média VMJ 8b:		7,23
VMJ 8a:		
Banzos das terças treliçadas	E23, E24, E26	6,99
Diagonais das terças treliçadas	E21, E22	12,79
Média VMJ 8a:		9,89
Diferença média total		7,27

Tabela 9.15 – Resumo - Comparação para a fase IV.

		FA	SE V		
	Local	Ensaio	MODELO	Diferença	Diferença
Extens.		Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	(MPa)	Relativa (%)
E1	BANZO/VP	95,12	97,73	-2,61	2,74
E2	BANZO/VP	109,38	-116,89	-7,51	6,87
E3	BANZO/VP	-107,60	-101,35	6,25	5,81
E4	BANZO/VP	-129,94	-126,6	3,34	2,57
E5	DIAG/VP	-99,17	-102,9	-3,73	3,76
E6	DIAG/VP	65,05	85,4	-20,35	31,28
E7	DIAG/VP	82,74	86,35	-3,61	4,36
E8	DIAG/VP	-93,31	-91,6	1,71	1,83
E9	BANZO/VP	41,77	46,78	-5,01	12,00
E10	BANZO/VP	56,02	54,12	1,90	3,40
E11	BANZO/VMJ 8b	-69,65	-73,45	-3,79	5,45
E12	BANZO/VMJ 8b	-94,93	-81,55	13,39	14,10
E13	BANZO/VMJ 8b	50,20	48,63	1,57	3,13
E14	BANZO/VMJ 8b	19,35	48,93	-29,57	152,80
E15	DIAG/VMJ 8b	22,42	25,73	-3,31	14,77
E16	CTV	62,42	-89,55	-27,13	43,46
E17	CTV	-127,21	-103,19	24,02	18,88
E18	BANZO/VP	19,95	100,18	-80,22	-
E19	BANZO/VP	139,96	130,10	9,85	7,04
E20	DIAG/VMJ 8b	-18,33	-19,07	-0,75	4,07
E21	DIAG/VMJ 8a	-32,04	-34,29	-2,25	7,02
E22	DIAG/VMJ 8a	26,62	28,65	-2,03	7,63
E23	BANZO/VMJ 8a	-56,48	-51,23	5,25	9,30
E24	BANZO/VMJ 8a	-75,1	-73,09	1,99	2,65
E25	BANZO/VMJ 8a	12,4	43,71	-31,35	253,82
E26	BANZO/VMJ 8a	43,1	45,42	-2,33	5,40

Tabela 9.16 – Comparação para a fase V.

Barras	Extensômetros	Diferenças
		Médias (%)
Vigas principais		
Banzos da viga principal	E1, E2, E3, E4, E9, E10, E18, E19	5,78
Diagonais da viga principal	E5, E6, E7, E8	10,31
Média viga principal	8,04	
VMJ 8b:		
Banzos das terças treliçadas	E11, E12, E13,	7,56
Diagonais das terças treliçadas	E15, E20,	9,42
Média VMJ 8b:	\	8,49
VMJ 8a:		
Banzos das terças treliçadas	E23, E24, E26	5,78
Diagonais das terças treliçadas	E21, E22	7,33
Média VMJ 8a:	6,55	
Diferença média total	7,70	

Tabela 9.17 – Resumo - Comparação para a fase V.

9.4.1 Análise das comparações das tensões

9.4.1.1 Comparação da fase I

Analisando esta fase de carregamento, observa-se que alguns extensômetros indicam tensões muito próximas a zero, como os extensômetros E5 e E20. Devido à este fato, tem-se diferenças relativas extremamente elevadas nesses locais.

Alem dos extensômetros acima citados, nota-se também que os extensômetros E6, E14 e E25 também apresentam diferenças relativas elevadas, sendo E14 e E25 já discutidos anteriormente.

Devido às tensões nesta fase de carregamento serem baixas, e também pelos motivos acima citados, tem-se uma diferença média total de 21,56%, maior do que as demais fases discutidas a seguir.

9.4.1.2 Comparação da fase II

Como na primeira etapa de ensaio, a partir dessa fase as tensões começam a aumentar. É possível identificar melhor os locais com maiores diferenças de tensão. Os extensômetros E14 e E25 apresentam as maiores diferenças, conforme discutido anteriormente.

Com relação aos extensômetros localizados nas regiões dos flanges (E1, E2, E3 e E4), a diferença máxima é de 13,92% no extensômetro E2, o que corresponde a 4,51 MPa, e a menor diferença ocorre no extensômetro E1, com 1,66%, o que corresponde a 0,54 MPa.

Nas diagonais de apoio, o extensômetro E5 apresenta uma diferença de tensão relativa de 7,81% e o extensômetro E8 diferença de 4,52%. Desta forma, considerando os demais extensômetros, a diferença média da Viga Principal é de 8,63%.

No caso das terças treliçadas (VMJ), observa uma diferença de resultado entre as terças analisadas. Conforme descrito anteriormente, um módulo da estrutura possui um tipo de conexão para os contraventamentos e no outro módulo outro tipo de conexão. Possivelmente essa diferença de peso devido às conexões não foi precisamente representada no modelo computacional. Outro motivo dessa diferença de resultado entre as terças se dá pelo problema de montagem descrito no inicio deste capitulo.

Observa-se que, mesmo com os problemas de montagem que geraram uma perturbação nos resultados, principalmente nos extensômetros E14 e E25, de uma forma geral as terças treliçadas apresentam tensões que condizem com o modelo computacional. A VMJ nº 8b possui diferença média de 6,08% e a terça VMj nº 8a possui diferença de 13,31%.

A diferença média total para essa fase é de 9,34%.

9.4.1.3 Comparação da fase III-1

Observa-se nesta fase que os extensômetros localizados nas regiões dos flanges (E1, E2, E3 e E4) apresentam melhores resultados do que na fase anterior, com diferença máxima de 4,32% no extensômetro E1 e diferença mínima de 0,43% no extensômetro E4.

Nas diagonais de apoio, o extensômetro E5 apresenta uma diferença de 2,25%, o que corresponde a 1,23 MPa, e o extensômetro E8 apresenta uma diferença de 2,96%, o que corresponde a 1,37 MPa.

A maior diferença relativa de resultado se encontra no extensômetro E6, com diferença de 29,09%, correspondendo a 8,44 MPa. Desta forma, considerando os demais extensômetros, a diferença média da viga principal é de 7,60%.

Com relação as terças treliçadas, observa-se na VMJ nº 8b a diferença máxima de 10,54% no extensômetro E12 e mínima de 2,21% no extensômetro E11, e considerando os demais extensômetros localizados nos banzos, tem-se uma diferença média de 6,98%. Nas diagonais desta terça, tem-se uma diferença média de 10,11%, totalizando uma diferença média de 8,54%.

Da mesma forma que na fase de carregamento anterior, é possível observar que a VMJ nº 8a apresenta melhores resultados do que a VMJ nº 8b, conforme discutido anteriormente.

A VMJ nº 8a possui diferença relativa de 26,01% no extensômetro E21, localizado na diagonal, sendo que essa diferença corresponde a 2,47 MPa. No caso dos banzos, tem-se uma diferença máxima de 10,93% no extensômetro E26, desconsiderando nesta análise o extensômetro E25, devido aos motivos anteriormente citados. Obtém-se então uma média de 8,96% para os banzos e 19,33% para as diagonais, totalizando uma diferença média de 14,15%.

A diferença média total para essa fase é de 10,10%, muito próximo da diferença média total da fase II de carregamento.

9.4.1.4 Comparação da fase III-2

Nesta fase, a aquisição de dados é realizada após certo tempo da aplicação do carregamento, como descrito anteriormente. Observa-se que, devido à uma possível acomodação da estrutura, os resultados diferem da fase III-1, sendo que em alguns extensômetros os resultados se aproximam e em outros se afastam do modelo computacional.

Os extensômetros localizados nas regiões dos flanges da viga principal (E1, E2, E3 e E4) apresentam uma diferença máxima de 10,01% no extensômetro E1, valor essa maior do que na fase III-1, e mínima de 0,49% no extensômetro E3.

Nas diagonais de apoio da viga principal, o extensômetro E5 apresenta uma diferença de diferença de 3,88%, o que corresponde a 2,16 MPa, e o extensômetro E8 apresenta uma diferença de 5,45%, o que corresponde a 2,60 MPa.

A maior diferença relativa de resultado na viga principal se encontra agora no extensômetro E9, com diferença de 12,71%, correspondendo a 2,56MPa. O extensômetro E6

apresenta diferença de 12,66%, correspondendo a 4,21MPa, resultado menor do que na fase III-1. Considerando os demais extensômetros, a diferença média da viga principal é de 6,70%.

Com relação as terças treliçadas, tem-se na VMJ 8b, para os banzos uma diferença máxima de 13,06% no extensômetro E12 e mínima de 0,78% no extensômetro E11. Considerando os demais extensômetros localizados nos banzos, tem-se uma diferença média de 6,75%, resultado próximo a fase III-1. Nas diagonais desta terça, tem-se uma diferença média de 7,10%, totalizando uma diferença média de 6,93%.

A VMJ 8a possui diferença relativa de 9,40% no extensômetro E21, localizado na diagonal, sendo que essa diferença corresponde a 1,03 MPa. No caso dos banzos, tem-se uma diferença máxima de 14,32% no extensômetro E24, desconsiderando nesta análise o extensômetro E25, devido aos motivos anteriormente citados. Obtém-se então uma média de 10,65% para os banzos e 9,92% para as diagonais, totalizando uma diferença média de 10,28%.

A diferença média total para essa fase é de 7,97%, resultado melhor do que a fase III-1.

9.4.1.5 Comparação da fase IV

Nesta fase, os extensômetros localizados nas regiões dos flanges da Viga Principal (E1, E2, E3 e E4) apresentam diferença máxima de 9,47% no extensômetro E4 e diferença mínima de 3,08% no extensômetro E1.

Nas diagonais de apoio da Viga Principal, o extensômetro E5 apresenta uma diferença de 3,10%, o que corresponde a 2,47 MPa, e o extensômetro E8 apresenta uma diferença de 3,23%, o que corresponde a 2,36 MPa.

A maior diferença relativa de resultado se encontra no extensômetro E4, com diferença de 9,47%. Analisando os demais extensômetros, obtém-se uma diferença média da Viga Principal de 4,70%.

Com relação as terças treliçadas, observa-se na VMJ 8b uma diferença máxima de 13,58% no extensômetro E12 e mínima de 0,88% no extensômetro E11, na região dos banzos, totalizando uma diferença média de 7,21% para esta região. Nas diagonais desta terça, tem-se uma diferença média de 7,24%, totalizando uma diferença média total de 7,23%.

Já a VMJ 8a possui diferença relativa máxima de 13,80% no extensômetro E22, localizado na diagonal, sendo que essa diferença corresponde a 2,82 MPa. No caso dos banzos, observa-se uma diferença máxima de 10,04% no extensômetro E24. Obtém-se então uma média de 6,99% para os banzos e 12,79% para as diagonais, totalizando uma diferença média de 9,89%.

Nota-se que os resultados das VMJ 8b e 8a estão mais próximos do que nas demais fases de carregamento.

A diferença média total para essa fase é de 7,27%.

9.4.1.6 Comparação da fase V

Esta fase corresponde ao carregamento máximo aplicado na estrutura. Tem-se nessa etapa 503,67 kN de carregamento, conforme descrito no Capítulo 7.

Observa-se nesta fase que os extensômetros localizados nas regiões dos flanges da viga principal (E1, E2, E3 e E4) apresentam diferença máxima de 6,87% no extensômetro E2, o que corresponde a 7,51 MPa, e diferença mínima de 2,57% no extensômetro E4, o que corresponde a 3,34 MPa.

Nas diagonais de apoio, o extensômetro E5 apresenta uma diferença de 3,76%, o que corresponde a 3,73 MPa, e o extensômetro E8 apresenta uma diferença de 1,83%, o que orresponde a 1,81 MPa. A maior diferença está no extensômetro E6, com 31,28%.

A maior diferença relativa de resultado se encontra no extensômetro E9, com diferença de 12,00%, correspondendo a 5,01 MPa. Desta forma, considerando os demais extensômetros, a diferença média da viga principal é de 8,04%.

Com relação as terças treliçadas observa-se uma diferença extremamente elevada nos extensômetros E14 e E25, devido aos problemas de montagem, já citados. Estas diferenças tornam-se maiores devido a terça treliçada estar totalmente carregada.

Na VMJ 8b observa-se nos banzos uma diferença máxima de 14,10% no extensômetro E12, o que corresponde a 13,39 MPa, valor muito próximo ao obtido na fase de carregamento anterior, e é a maior diferença encontrada nos banzos da VMJ. Isto pode estar associado à perturbação dos esforços devido aos problemas de montagem já citados. A diferença mínima ocorre no extensômetro E13, com 3,13% de diferença relativa, totalizando uma diferença média para os banzos de 7,56%. Nas diagonais dessa terça, tem-se uma diferença média de 9,42%, obtendo-se então uma diferença média total de 8,49%.

A VMJ 8a possui diferença relativa de 7,63% no extensômetro E22, localizado na diagonal, sendo que essa diferença corresponde a 2,03 MPa. No caso dos banzos, tem-se uma diferença máxima de 9,30% no extensômetro E23, desconsiderando nesta análise o extensômetro E25. Obtém-se então uma média de 5,78% para os banzos e 7,33% para as diagonais, totalizando uma diferença média de 6,55%, o melhor resultado desta terça entre todas as fases de carregamento analisadas.

A diferença média total para essa fase é de 7,70%, muito próximo da diferença média total das fases III-2 e IV.

9.4.1.7 Comparação dos contraventamentos

Analisando todas as fases de carregamento, observa-se que os resultados diferem do modelo computacional. O extensômetro E16 indica tração, enquanto o modelo computacional indica que está barra está comprimida. O extensômetro E17 também apresenta considerável diferença com o cálculo. Entretanto, estas barras estão localizadas justamente nas terças treliçadas que apresentaram problemas de montagem. Desta forma, não foi possível avaliar com precisão o comportamento dessas barras do contraventamento.

9.4.2 Análise geral dos resultados comparativos das tensões

Da mesma forma que na primeira etapa de ensaio, para auxiliar na avaliação dos resultados obtidos, foi gerado o gráfico da figura 9.5. Este gráfico faz um comparativo das diferenças médias para todas as fases de carregamento, considerando a diferença média da viga principal, diferença média das VMJ e diferença média total. Devido a Fase I apresentar uma diferença muito elevada em alguns extensômetros, conforme discutido anteriormente, limitou-se a escala vertical do gráfico em 20%.

Outro ponto importante, discutido na etapa anterior, e novamente observado nesta etapa, é que a fase III, que possui duas etapas de aquisição de dados para permitir a leitura dos deslocamentos, apresenta resultados mais próximos do modelo numérico nas fases III-2 do que na Fase III-1. Isto ocorre devido à uma acomodação da estrutura após um determinado intervalo de tempo dada a aplicação do carregamento. Com relação as terças, observa-se que na VMJ 8b as diferenças médias crescem a medida que se aumenta o carregamento, efeito contrário ao que ocorre na VMJ 8a. Esse comportamento diferenciado pode estar relacionado ao problema de montagem já citado.

Nota-se também na figura 9.5 que a diferença média total é maior nas fases I, II e III-1, diminuindo nas Fases III-2, IV e V, e apresentado resultados próximos.

O anexo G traz os gráficos completos de todos os extensômetros.



GRÁFICO COMPARATIVO DAS DIFERENÇAS MÉDIAS SEGUNDA ETAPA DE ENSAIO

Figura 9.5 - Gráfico comparativo das diferenças médias para a segunda etapa de ensaio.

Analisando os resultados apresentados, observa-se que, de maneira geral, a estrutura ensaiada está próxima do modelo numérico considerado. Embora os problemas de montagem tenham influenciado nos resultados de dois extensômetros, os demais se comportaram conforme o previsto no modelo computacional. No caso das barras dos contraventamentos, provavelmente devido ao mesmo problema de montagem, não foi possível avaliar com precisão o seu comportamento. A análise do comportamento das ligações, discutida no início deste capítulo, conduziu a um modelo mais próximo do real.

Destaca-se que, principalmente na fase V, com a estrutura totalmente carregada, o que corresponde a uma situação normal de utilização, tem-se resultados satisfatórios, com diferença média total entre o modelo ensaiado e o modelo numérico de 7,70%.

Conclui-se então que as diferenças obtidas, principalmente a partir da Fase III, estão satisfatórias, considerando toda a complexidade do ensaio, principalmente devido à dificuldade encontrada em se montar a estrutura de forma invertida.

9.4.3 Gráficos comparativos

Da mesma maneira que na primeira etapa de ensaio, foram criados gráficos para todas as fases de carregamento, englobando os 26 extensômetros. É possível comparar os resultados obtidos no modelo com os resultados obtidos nos ensaios. Os resultados comparativos completos de todos os extensômetros estão no Anexo G.





Figura 9.6 - Gráfico comparativo das tensões na fase I.

GRÁFICO COMPARATIVO DAS TENSÕES NA FASE II SEGUNDA ETAPA DE ENSAIO



Figura 9.7 - Gráfico comparativo das tensões na fase II.



GRÁFICO COMPARATIVO DAS TENSÕES NA FASE III-1 SEGUNDA ETAPA DE ENSAIO

Figura 9.8 - Gráfico comparativo das tensões na fase III-1.



GRÁFICO COMPARATIVO DAS TENSÕES NA FASE III-2 SEGUNDA ETAPA DE ENSAIO





GRÁFICO COMPARATIVO DAS TENSÕES NA FASE IV SEGUNDA ETAPA DE ENSAIO

Figura 9.10 - Gráfico comparativo das tensões na fase IV.



GRÁFICO COMPARATIVO DAS TENSÕES NA FASE V PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIO

Figura 9.11- Gráfico comparativo das tensões na fase V.

9.5 Comparativo dos deslocamentos

Para facilitar a visualização dos resultados repete-se na figura 9.12 os pontos de leitura de deslocamento para a segunda etapa de ensaio.



Figura 9.12 -Pontos de leitura de deslocamento para a segunda etapa de ensaio.

Os deslocamentos obtidos no modelo Beta-3 também foram comparados com os valores obtidos no ensaio. Como as leituras dos deslocamentos foram realizadas apenas na Fase III e na

fase V de carregamento, os resultados do modelo numérico também foram obtidos apenas para essas fases.

As estações F001, F002 e F003 estão localizadas na viga principal, conforme capítulo 5. As estações 195, 321, 363 e 489 estão entre as filas 1 e 2, que possuem a conexão do tipo (b), conforme mostrado no capítulo 7.

9.5.1 Comparação com a fase III

A tabela 9.18 traz essa comparação. De acordo com o capítulo 6, não serão analisadas as estações 321 e 351.

FASE III					
Estações	Ensaio	Modelo	Diferença	Diferença	
	(mm)	(mm)	(mm)	%	
F001	38,93	38,55	0,4	0,99	
F002	35,63	37,68	-2,1	5,76	
F003	27,39	29,14	-1,7	6,38	
F489	33,28	32,66	0,6	1,87	
F363	28,20	38,94	-10,7	38,10	
F195	40,16	32,54	7,6	18,97	
F183	33,32	32,43	0,9	2,68	
F309	40,53	39,05	1,5	3,66	
F477	31,64	32,55	-0,9	2,89	

Localização	Estações	Diferenças	
		Médias (%)	
Viga principal	F001, F002, F003	4,38	
Terças treliçadas	Demais	11,36	
Diferença Média total		7,87	

Tabela 9.18 – Comparação dos deslocamentos – Fase III

A estação que apresentou a maior diferença foi à estação F363, com 38,1%. Essa estação está localizada exatamente na terça treliçada que apresentou problemas de montagem.

As demais estações localizadas nas terças treliçadas apresentam diferença relativa máxima de 18,97% na estação F195, o que corresponde a 7,6 mm e mínima de 2,68% na estação 183, o que corresponde a 0,9 mm. As duas terças treliçadas onde estão localizadas essas estações são simétricas com relação à viga principal, devendo apresentar, a priori, o mesmo deslocamento. Tal fato não ocorre exatamente pelo exposto anteriormente: o tipo de conexão para o contraventamento utilizado em cada módulo da estrutura e o problema de montagem.

Com relação às estações localizadas na Viga Principal, tem-se uma diferença relativa máxima de 6,38%, o que corresponde a 1,7 mm na estação F003.

Obtém-se então uma diferença média de 4,38% na Viga Principal e 11,36% nas terças treliçadas, com uma diferença média total de 7,87%.

9.5.2 Comparação com a fase V

A tabela 9.19 traz essa comparação.

FASE V					
Estações	Ensaio	Modelo	Diferença	Diferença	
	(mm)	(mm)	(mm)	%	
F001	79,59	81,80	-2,2	2,77	
F002	69,18	72,91	-3,7	5,40	
F003	69,24	72,81	-3,6	5,16	
F489	59,90	62,20	-2,3	3,84	
F363	65,64	72,14	-6,5	9,90	
F195	70,58	67,02	3,6	5,04	
F183	61,56	57,43	4,1	6,71	
F309	78,16	72,25	5,9	7,56	
F477	60,51	63,63	-3,1	5,15	

Localização	Estações	Diferenças
		Médias (%)
Viga principal	F001, F002, F003	4,44
Terças treliçadas	Demais	5,73
Diferença Média total		5,08

Tabela 9.19 – Comparação dos deslocamentos – Fase V.

As estações localizadas nas terças treliçadas apresentam diferença relativa máxima de 7,56% na estação F309, o que corresponde a 5,9 mm e mínima de 1,91% na estação F321, o que corresponde a 1,44 mm.

Com relação às estações localizadas na Viga Principal, tem-se uma diferença relativa máxima de 5,40%, o que corresponde a 3,7 mm na estação F002.

Obtém-se então uma diferença média de 4,44% na Viga Principal e 5,73% nas terças treliçadas, com uma diferença média total de 5,08%.

9.5.3 Análise dos resultados dos deslocamentos

Conclui-se então, observando os resultados anteriormente apresentados, a diferença média total entre o modelo ensaiado e o modelo numérico é de 5,08%, ou seja, diferença extremamente satisfatória, considerando a complexidade do ensaio, principalmente devido à estrutura estar montada de forma invertida e considerando os problemas de montagem discutidos anteriormente.

9.5.4 Gráficos comparativos

Da mesma forma que foram gerados os gráficos comparativos das tensões atuantes para todas as fases de carregamento, foram gerados os gráficos ilustrados nas figuras 9.13 e 9.14.



GRÁFICO COMPARATIVO DOS DESLOCAMENTOS NA FASE III SEGUNDA ETAPA DE ENSAIO

90,00 Resultados Ensaio Resultados Modelo 70,00 Deslocamentos [mm] 50,00 30,00 10,00 F001 F002 F003 F489 F363 F195 F183 F309 F477 -10,00 Estações

GRÁFICO COMPARATIVO DOS DESLOCAMENTOS NA FASE V SEGUNDA ETAPA DE ENSAIO

Figura 9.14 - Gráfico comparativo dos deslocamentos na fase V.

Figura 9.13 - Gráfico comparativo dos deslocamentos na fase III.

CAPÍTULO 10

10. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O desenvolvimento de sistemas de cobertura pré-fabricados para grandes vãos, que tenham como características menor tempo de projeto, fabricação e montagem, aliado ao custo competitivo e fator estético é tema de constantes estudos. Entretanto, sabe-se que no Brasil não há no mercado um sistema de cobertura que utilize perfis tubulares. Desta forma, este trabalho buscou desenvolver este tipo de sistema utilizando perfil tubular e contribuir para uma linha de pesquisa nesta área.

Foi desenvolvido então um sistema padronizado de cobertura para atender grandes vãos com utilização de perfis tubulares de seção circular, seguindo os critérios estabelecidos pela NBR8800/1986 e as bibliografias internacionais que tratam de perfis tubulares.

Com base no conceito de padronização e pré-fabricação, foram definidos os principais elementos que compõem o sistema de cobertura. A utilização de terças treliçadas planas possibilita vencer vãos maiores e juntamente com as vigas principais também treliçadas, é possível variar as dimensões da estrutura buscando atender a diversos vãos.

Para analisar o comportamento estrutural deste sistema de cobertura foi construído na Universidade Estadual de Campinas um protótipo de 900 m², em escala real. A utilização de ligações parafusadas de campo permitiu uma montagem simples e rápida, atendendo ao prérequisito básico do sistema de cobertura.

Com a utilização de Big Bags preenchidos com brita, a estrutura foi ensaiada simulando condições reais de carregamento, sendo os ensaios instrumentados com extensômetros e nível eletrônico para acompanhamento das deformações e deslocamentos da estrutura.

Os ensaios foram divididos em primeira etapa de ensaio, que engloba carregamento permanente somado à sobrecarga e segunda etapa de ensaio, que engloba carregamento permanente mais vento de sucção, sendo necessária nesta fase a montagem da estrutura de forma invertida de forma a permitir a execução do ensaio.

Através dos resultados obtidos nesses ensaios, foi possível comparar o modelo real com o modelo computacional. Para melhor compreender o comportamento da estrutura, diversos modelos computacionais foram gerados levando em conta a rigidez das ligações, como ligação da viga principal com a coluneta, ligação da coluneta na coluna auxiliar e ligação da terça treliçada na viga principal.

A partir destes estudos foi possível concluir que para a estrutura montada de forma convencional, a ligação entre a viga principal e a coluneta se aproximou mais de uma ligação rígida do que uma ligação articulada, idealizada no cálculo estrutural, fato associado à geometria desta ligação, como dimensões e espessuras das chapas, número de parafusos, etc. Da mesma forma, este estudo permitiu concluir que a ligação entre a coluneta e a coluna auxiliar também tem comportamento mais próximo ao de uma ligação rígida, sendo esta sim já idealizada no cálculo estrutural. A consideração das terças com furo ovalizado também correspondeu ao modelo ensaiado.

No caso da segunda etapa de ensaio, ou seja, com a estrutura montada de forma invertida, foi possível observar que a ligação entre a coluneta e a coluna auxiliar não corresponde a uma ligação rígida, como na fase anterior, mas sim um comportamento mais próximo a uma articulação. Este fato se deve possivelmente pelas características geométricas da chapa de transição utilizada para permitir a montagem da estrutura de forma invertida. As demais ligações acima citadas permanecem com o mesmo comportamento estrutural da primeira etapa de ensaio.

A montagem da estrutura de forma invertida influenciou os resultados de ensaio. Duas terças treliçadas, mais especificamente as instrumentadas, apresentaram problemas na montagem, interferindo em alguns extensômetros e estações como visto neste trabalho.

Outro item que chamou a atenção são as excentricidades devido ao carregamento aplicado fora do nó. Pequenas diferenças na posição da aplicação do carregamento, observadas durante a execução do ensaio e identificadas através dos extensômetros, provocaram diferenças de tensões entre o modelo original com carregamento no nó e o modelo ensaiado. Foi então necessário gerar outro modelo computacional considerando essas excentricidades, de forma a se ter um modelo mais próximo possível do modelo ensaiado.

A consideração das excentricidades das ligações, como por exemplo, o *gap* existente nas ligações tubo-tubo das diagonais influenciam, de maneira menos expressiva, nos esforços resultantes nas barras da estrutura. Neste trabalho, essa excentricidade foi considerada para se obter um resultado numérico mais próximo possível do ensaio. Entretanto, como adiantado, esta diferença entre o modelo com *gap* e sem *gap* é pequena e deverá ser avaliado em quais situações

296

deve-se simular esse tipo de excentricidade. As excentricidades devido às ligações das terças treliçadas com as vigas principais são significativas e devem ser consideradas na modelagem computacional neste tipo de estrutura.

O efeito do momento fletor nas barras das treliças ficou evidente neste trabalho. O tipo de ligação entre tubos, ou seja, ligações soldadas são ligações rígidas e, portanto, transmitem esforços de flexão, por menor que estes sejam. Desta forma, a consideração das ligações soldadas entre tubos deve ser sempre como rígidas neste tipo de estrutura.

Com relação aos tipos de conexões utilizadas para os contraventamentos, houve dificuldade em se avaliar estruturalmente a diferença entre as duas soluções. O que pode ser dito, é que o primeiro modelo apresentou maior facilidade de montagem, entretanto necessita um numero maior de peças, o que acarreta num peso maior dessas conexões. O segundo tipo proposto permite conectar quatro barras do sistema de contraventamento numa única peça. Entretanto a montagem utilizando esse sistema é um pouco mais trabalhosa do que a primeira solução.

As ligações de flange se comportaram como o previsto no modelo computacional. Entretanto, como os ensaios visaram avaliar o comportamento global da estrutura, recomenda-se que sejam realizados ensaios localizados nessas peças, permitindo avaliar de maneira mais precisa o comportamento das mesmas.

É importante destacar também que ensaios experimentais estão sujeitos a incertezas e erros devidos à diversas fontes, como por exemplo, erros de calibração do equipamento de instrumentação, erros provenientes de fatores ambientais, etc. Entretanto, para se avaliar todos esses fatores, deve-se levar em conta os fundamentos da teoria de erros, tema que não é objetivo deste trabalho.

Como pode ser observado neste trabalho, a primeira etapa de ensaio apresentou bons resultados experimentais e muito próximos do modelo computacional. A segunda etapa de ensaio, devido à toda complexidade em se montar a estrutura de forma invertida, apresentou diferenças maiores entre o modelo computacional e o modelo ensaiado do que na primeira etapa de ensaio.

Avaliando-se então o comportamento global da estrutura e com base em todos os resultados obtidos e as conclusões acima, confirma-se que o comportamento do modelo ensaiado corresponde ao previsto no cálculo computacional.

297

ANEXO A

A. DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DA ESTRUTURA

Serão apresentados neste anexo os seguintes itens:

- Dimensionamento no SAP2000 e verificação pela NBR8800/86[9]:
 - Barra submetida à tração e flexão;
 - Barra submetida à compressão e flexão;
- Dimensionamento de uma ligação K com gap;
- Dimensionamento da placa de base;
- Dimensionamento do flange;

A.1 Combinações de Cálculo

As combinações de cálculo, para o dimensionamento desta estrutura, foram realizadas de acordo com a norma NBR 8800/86[9], conforme indicado na tabela A.1. Destaca-se que para esta estrutura foram considerados os seguintes carregamentos: carregamento permanente, sobrecarga e vento de sucção.

Combinação	СР	SC	Vento na Direção X (V0º)	Vento na Direção Y (V90°)
1	1,4	1,5	-	-
2	1,0	-	1,4	
3	1,0	-	-	1,4

Tabela A.1 – Combinações de cálculo.

A.2 Dimensionamento da Estrutura

O programa SAP 2000 não possui a Norma Brasileira. Desta forma, utilizou-se o Eurocode 3, com as combinações mostradas no item A.1. A norma européia para estruturas metálicas é a que mais se aproxima da norma brasileira.

Após o dimensionamento da estrutura utilizando o programa SAP 2000, todos os elementos da estrutura de cobertura (vigas principais, terças treliçadas, contraventamentos e tirantes) foram verificados com base na NBR 8800/86[9].

Neste anexo, mostra-se o dimensionamento e verificação de algumas barras e ligações da estrutura, considerando o efeito combinado, esforço normal com flexão, quando houver.

A terça treliçada foi dimensionada no SAP2000, obtendo-se o perfil tubular 48,3 x 3,7 para os banzos e o perfil 33,4 x 3,4 para as diagonais.

A tabela A.2 traz as características da seção utilizada, conforme cálculo do SAP2000.

Perfil	Área	Raio de	Mom.	Módulo	Módulo	Const.	Mód.
Ø x esp. (mm)	(mm ²)	giração (mm)	Inércia (mm ⁴)	elástico de resistência à flexão (mm³)	plástico de resistência à flexão (mm³)	Torção It (mm ⁴)	Resist. à Torção (mm³)
33,4x 3,4	320,442	10,675	36512,815	2186,396	3073,101	72700	4360
48,3x 3,7	518,426	15,823	129791,094	5374,372	7376,776	259000	10700

Tabela A.2 – Características geométricas das seções utilizadas

A.3 Dimensionamento e verificação

A.3.1 Dimensionamento e verificação de barra submetida à tração com flexão

Conforme descrito no capítulo 2, valem as considerações da NBR 8800/86[9].

-Barra dimensionada e verificada

Será dimensionada a barra mais solicitada do banzo da terça treliçada, mostrada em destaque na figura .



Figura A.1 – barra analisada da terça treliçada

- Dimensionamento pelo programa SAP2000

O programa SAP2000 fornece a folha de dimensionamento mostrada na figura A.2.

EUROCODE	3-1993 S	TEEL SECTION	CHECK				
Combo :	COMB 2						
Units :	N, mm, C						
Frame :	4340	Dest	ign Sect: T48	3X37			
X Mid :	16000,00	0 Desi	ign Type: Bea	am.			
Y Mid :	5250,000	Fran	ne Type : Mon	ment Resistin	ng Frame		
Z Mid :	2580,720	Sect	Class : Cla	ass 1	-		
Length :	1500,000	Majo	or Amis : 0,0	000 degrees o	counterclockw	ise from loca	13
Loc :	0,000	RLLB	: 1,0	000 -			
Area :	518,426	SMat	or : 5374.33	72 rM:		AUM	aior: 260,399
IMajor :	129791.0	94 SMir	or : 5374.37	72 rM	inor : 15,823	AVM	inor: 260,399
IMinor :	129791.0	94 ZMa-	or : 7376.77	76 E	: 205000	,000	
INV :	0,000	ZMir	or : 7376.77	76 Fv	: 350,00	0	
	.,				,	-	
STRESS C	HECK FORC	RS & MOMENTS					
Local	tion	P	M33	M22	W2	72	T
0,00	0	65773,854	468764,199	9373,307	1999,291	-40,110	-991,846
-,	-				,	,	,
PMM DEMA	ND/CAPACI	TY RATIO	_				
Gove	rning	Total	P	MMajor	MMinor	Ratio	Status
Equa	tion	Ratio	Ratio	Ratio	Ratio	Limit	Check
(5.4	.8.1)	0,598	= 0,399	+ 0,200	+ 0,004	1,000	OK
AXIAL PO	RCE DESIG	N					
		Fc or Ft	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd	
		Force	Capacity	Capacity	Major	Minor	
Ania	1	65773,854	82667,951	164953,606	82667,951	82667,951	
MOMENT D	BSIGN						
		M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mo.Rd		
		Moment	Capacity	Capacity	Capacity		
Majo	r Moment	468764,199	2347156,106	2347156,106	2347156,106		
Mino	r Moment	9373,307	2347156,106	2347156,106			
		15	7.		k1+	C1	
		Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	
Mato	r Moment	1,000	1,000	0,002	1,000	1.012	
Mino	r Moment	1,000	1,000	0,732	2,000	-,	
		2,000	2,000	0,102			
SHEAR DE	SIGN						
		V.Sd	V.Rd	Stress	Status	Tu	
		Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion	
Majo	r Shear	1999,291	47835,985	0,042	NO	0,000	
Mino	r Shear	40,110	47835,985	0,001	NO	0,000	

Figura A.2 – Folha de dimensionamento para barra submetida a tração e flexão A tabela A.3 abaixo descreve a simbologia utilizada pelo programa SAP2000 na folha de

dimensionamento, de acordo com o Eurocode 3 [24].

Área	=	Área bruta, em mm ²
$A_{v2,}A_{v3}$	=	Área de cisalhamento, em mm ²
$I_{Major,}I_{Minor}$	=	Momento de inércia na maior e menor direção, respectivamente, em mm ⁴
\mathbf{I}_{t}	=	Constante de torção, em mm ⁴
S_{Major} , S_{Minor}	=	Modulo elástico de resistência a flexão na maior e menor direção, respectivamente, em mm ³
Z _{Major} ,Z _{Minor}	=	Modulo plástico de resistência a flexão na maior e menor direção, respectivamente, em mm ³
$r_{Major,}r_{Minor}$	=	Raio de giração na maior e menor direção, respectivamente, em mm
E	=	Modulo de elasticidade, em MPa
G	=	Modulo de elasticidade transversal, em MPa
Fy	=	Limite de escoamento, em MPa
Р	=	Esforço axial atuante, em N
M_{Major}, M_{Minor}	=	Momento atuante na maior e menor direção, respectivamente, em N.mm
V ₃ ,V ₂	=	Esforço cortante na maior e menor direção, respectivamente, em N
Т	=	Esforço de torção, em N.mm
Total Ratio	=	Fator de utilização total, onde o valor 1,0 corresponde a 100% de utilização da barra
F _c ,F _t	=	Esforço atuante de compressão e de tração, respectivamente, em N
N _{c,Rd}	=	Normal resistente a compressão, em N
N _{t,Rd}	=	Normal resistente a tração, em N
N _{b,Major} ,N _{b,Minor}	=	Normal resistente a flambagem por flexão, em N
M _{Sd}	=	Momento de calculo atuante, em N.mm
$M_{c,Rd}$	=	Momento resistente de calculo, em N.mm
$M_{v,Rd}$	=	Momento resistente de calculo considerando a cortante, em N.mm
$M_{b,Rd}$	=	Momento resistente de calculo considerando a flambagem lateral com torção, em N.mm
Κ	=	Parâmetro de flambagem
k	=	Parâmetro aplicado ao momento na maior e menor direção nas equações de interação
klt	=	Fator aplicado ao momento na maior direção na equação de interação considerando a verificação
		da flambagem lateral com torção
C_1	=	Coeficiente de flexão
V _{Sd}	=	Esforço cortante de calculo atuante, em N
V _{Rd}	=	Esforço cortante de calculo resistente, em N

Tabela A.3. – Nomenclatura utilizada no SAP2000.

- Verificação pela NBR 8800/86[9]

Esforços solicitantes:

 $F_t = 65773,854 \text{ N} = 65,774 \text{ kN}$

 $M_{xx} = 468764,199 \text{ N.mm} = 468,764 \text{ kN.mm}$

M_{yy} = 9373,307 N.mm = 9,373 kN.mm

Onde M_{yy} corresponde ao momento fora do plano da treliça.

Considerando apenas a tração da barra:

- Escoamento da seção bruta:

$$\begin{split} N_{sd} &\leq 0{,}90 \cdot \ A_g \cdot \ F_y = & 0{,}9 \cdot 518{,}426 \cdot 350 \\ N_{sd} &\leq 163304{,}19 \ N = 163{,}304 \ kN \end{split}$$

Onde,

 A_g = área total ou área bruta

Como se trata de uma ligação soldada, a área liquida efetiva é igual a área líquida, sendo $C_t = 1,0$.

- Considerando o efeito do momento fletor:

Classe 1 e 2 : : $M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = 0.9 * W_{pl} * f_y$

Logo, M_{c.Rd}= 0,9 * 7376,776 * 350,0 = 2323684,44 N.mm = 2323,684 kN.mm

Onde,

 W_{pl} = Módulo de resistência plástico à flexão (Nota: é comum encontrar em catálogos a letra Z para o módulo de resistência plástico à flexão)

Desta forma, tem-se o efeito combinado:

$$\frac{M_d}{\phi N_n} + \frac{M_{dx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{dy}}{\phi_b M_{ny}} \le 1,0$$

$$\frac{65,774}{163,304} + \frac{468,764}{2323,684} + \frac{9,373}{2323,684} = 0,402 + 0,202 + 0,004 = 0,608 < 1,0 \rightarrow Ok$$

Sendo,

N_d = força normal de cálculo na barra;

 M_{dx} , M_{dy} = momentos fletores de cálculo, em torno dos eixos x e y , respectivamente;

 $\phi N_n = \phi t N_n$, resistência à tração;

 $\phi b M_{nx} e \phi b M_{ny}$ = resistências de cálculo aos momentos fletores em torno dos eixos x e y , respectivamente;

Pode-se observar uma diferença na porcentagem de utilização da Norma Brasileira em relação ao Eurocode, devido ao coeficiente de segurança. No Eurocode 3, o coeficiente de

segurança para determinação da resistência à tração e ao momento fletor é dado por F = $1/\gamma$, onde $\gamma = 0.9$. resultando em um fator de 1/0.9 = 0.909. Na norma brasileira esse valor é 0.9. Entretanto, neste caso, a diferença não chega a 1.7%.

A.3.2 - Dimensionamento e verificação de barra submetida à compressão com flexão

Conforme descrito no capítulo 2, valem as considerações da NBR8800/86[9].

-Barra dimensionada e verificada

Será dimensionada a barra mais solicitada das diagonais da terça treliçada, mostrada em destaque na figura A.3.



Figura A.3. - barra analisada da terça treliçada

- Dimensionamento pelo programa SAP2000

O programa SAP2000 fornece a folha de dimensionamento mostrada na figura A.4.
BUROC Combo Units	COD3 :	3-1993 S COMB2 N, mm, C	TEEL SECTION	CHECK				
Frame X Mic Y Mic Z Mic Lengt Loc	• : 4 : 4 : 4 : 5h :	1226 16015,29 15375,00 2130,900 1171,660 1171,660	Desi 5 Desi 0 Fram Sect Majo RLLF	gn Sect: T33 gn Type: Bra e Type : Mom Class : Cla r Axis : 0,0 : 1,0	X34 ce ent Resistin ss 1 00 degrees c 00	g Frame ounterclockw:	ise from loc:	al 3
Area IMajo IMino Ixy	:)) ;	320,442 36512,81 36512,81 0,000	SMaj 5 SMin 5 ZMaj 2Min	or : 2186,39 or : 2186,39 or : 3073,10 or : 3073,10	6 rHa 6 rHi 1 E 1 Fy	jor : 10,675 nor : 10,675 : 205000, : 350,000	AV8 AV8 000	Major: 161,587 Minor: 161,587
STRES I J	SS CE Locat 1171,	ECK FORC	BS & MOMENTS P -23164,639	M33 9658,822	M22 -9937,016	V2 1,013	V3 8,481	T -9045,809
PMM I	Sover Sover Squat (5.5.	D/CAPACI ning ion 4)	TY RATIO Total Ratio 0,509	P Ratio = 0,572	MMajor Ratio + 0,013	MMinor Ratio + 0,011	Ratio Limit 1,000	Status Check OK
AXIAI	L FOR	CE DESIG	N					
,	Anial	L	Fc or Ft Force -23164,639	Nc.Rd Capacity 40501,688	Nt.Rd Capacity 101958,962	Nb33.Rd Major 40501,688	Nb22.Rd Minor 40501,688	
MONTRA	17 D B	ISTON						
1	(ajoz (inoz	Moment	M.Sd Moment 9658,822 -9937,016	Mc.Rd Capacity 977804,970 977804,970	Mv.Rd Capacity 977804,970 977804,970	Mb.Rd Capacity 977804,970		
1 1	(ajoz (inoz	Moment Moment	K Factor 1,000 1,000	L Factor 1,000 1,000	k Factor 1,300 1,089	klt Factor 0,891	Cl Factor 1,880	
SHEAD	R DES	IGN						
1	lajoz	Shear	V.Sd Force 1,013	V.Rd Capacity 29683,976	Stress Ratio 3,413E-05	Status Check OK	Tu Torsion 0,000	
2	inor	Shear	8,481	29683,976	0,000	OK	0,000	

Figura A.4. – Folha de dimensionamento do SAP2000.

- Verificação pela NBR 8800/86[9]

Esforços solicitantes:

F_c = -23164,639 N = -23,165kN M_{xx} = 9658,822 N.mm = 9,659 kN.mm

$$M_{yy} = 9937,016$$
 N.mm = 9,937 kN.mm

Onde M_{yy} corresponde ao momento fora do plano da treliça.

Logo, tem-se:

- Tubo 33,4 x 3,4:

K = parâmetro de flambagem = 1,0;

L= comprimento real, não contraventado = 1171,66 mm;

r = raio de giração = 1,0675 cm = 10,675 mm;

 α = curva "a" para perfis tubulares = 0,158;

Verifica-se inicialmente a flambagem local da seção.

Pela Tabela 1 da NBR 8800/86[9] tem-se para perfis tubulares solicitados a esforço normal e momento fletor:

$$(b/t)_{max} \le 0,064 \frac{E}{f_y} = 38$$

Sendo,

b = diâmetro externo do perfil tubular

t = espessura do tubo

Logo,

$$\frac{33,4}{3,4} = 10 < 38 \rightarrow Ok$$

Verifica-se a flambagem por flexão:

Para $\overline{\lambda} > 0,2$

$$\overline{\lambda} = \frac{1}{\pi} \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{Qf_y}{E}} = \frac{1}{\pi} \frac{1,0 \cdot 1171,66}{10,675} \sqrt{\frac{1,0 \cdot 350}{205000}} = 1,4436$$
$$\beta = \frac{1}{2\overline{\lambda}^2} \left[1 + \alpha \sqrt{\overline{\lambda}^2 - 0,04} + \overline{\lambda}^2 \right] = \frac{1}{2 \cdot (1,4436)^2} \cdot \left[1 + 0,158 \sqrt{(1,4436)^2 - 0,04} + (1,4436)^2 \right]$$

$$\beta = 0,7941$$

$$\rho = \beta - \sqrt{\beta^2 - \frac{1}{\overline{\lambda}^2}} = 0,7941 - \sqrt{(0,7941)^2 - \frac{1}{(1,4436)^2}} = 0,4058$$

Logo,

$$N_{c,Rd} = \phi_c \cdot \rho \cdot Q \cdot Ag \cdot f_y = 0.9 \cdot 0.4058 \cdot 1.0 \cdot 320.442 \cdot 350 = 40961.14 \text{ N} = 40.96 \text{ kN}$$

- Para os efeitos combinados de momentos fletores e força normal de compressão deverá ser atendida a equação:

$$\frac{N_d}{\phi N_n} + \frac{M_{dx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{dy}}{\phi_b M_{ny}} \le 1,0$$

Onde,

N_d = força normal de cálculo na barra;

 M_{dx} , M_{dy} = momentos fletores de cálculo, em torno dos eixos x e y , respectivamente;

 $\phi N_n = 0.9 Q A_g f_y$, resistência à compressão;

 $\phi b M_{nx} e \phi b M_{ny}$ = resistências de cálculo aos momentos fletores em torno dos eixos x e y , respectivamente;

Sendo,

Classe 1 e 2 :: $M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = 0.9 * W_{pl} * f_y$

Logo, $M_{c,Rd}$ = 0,9 * 3073,101 * 350,0 = 968026,815 N.mm = 968,03 kN.mm

$$\frac{23,165}{112,16} + \frac{9,659}{968,03} + \frac{9,937}{968,03} = 0,206 + 0,010 + 0,010 = 0,226 < 1,0 \rightarrow \text{Ok}$$

 Para os efeitos combinados de momentos fletores e força normal de compressão deverá também ser atendida a equação:

$$\frac{\mathbf{N}_{d}}{\phi_{c}\mathbf{N}_{n}} + \frac{\mathbf{C}_{m_{x}}\mathbf{M}_{dx}}{\left(1 - \frac{\mathbf{N}_{d}}{0.73N_{ex}}\right)\phi_{b}\mathbf{M}_{nx}} + \frac{\mathbf{C}_{m_{y}}\mathbf{M}_{dy}}{\left(1 - \frac{\mathbf{N}_{d}}{0.73N_{ey}}\right)\phi_{b}\mathbf{M}_{ny}} \leq 1,0$$

Sendo,

 $C_{mx} = 0.85$ $C_{my} = 0.85$

$$N_{ex} = N_{ey} = A_g f_y / \overline{\lambda}^2 = 320,442 \cdot 350 / (1,4436)^2 = 53817,52 N = 53,818 kN$$

 $\phi_c Nn = 0.9Q\rho A_g f_y$, resistência à flambagem por flexão;

Logo,

$$\frac{23,165}{40,96} + \frac{0,85 \cdot 9,659}{\left(1 - \frac{23,165}{0,73 \cdot 53,818}\right)968,03} + \frac{0,85 \cdot 9,937}{\left(1 - \frac{23,165}{0,73 \cdot 53,818}\right)968,03} = 0,566 + 0,02 + 0,02 = 0,606 \le 1,0$$

A diferença na porcentagem de utilização da Norma Brasileira em relação ao Eurocode, é de 3,4%.

A.3.3 - Resistência à força cortante

A área efetiva de cisalhamento A_w para cálculo da resistência à força cortante deve ser calculada conforme a NBR 8800/86[9], sendo:

- em perfis tubulares de seção circular:

$$A_v = 0.50 A_g$$
 (2.1)

A resistência de cálculo à força cortante é igual a $\phi_v V_n$, onde $\phi_v = 0,90$ e a resistência nominal à força cortante é:

 $V_n = 0,60 A_v f_y$ (para análise elástica) (2. 2)

$$V_n = 0.55 A_v f_y$$
 (para análise plástica) (2.3)

Tem-se:

$$\begin{split} Vd &= 8,481 \ N \\ Av &= 0,50 * 320,442 = 160,221 \ mm^2 \\ \phi_v V_n &= 0,9* \ 0,60 * \ A_{v*} f_y = 0,9*0,6*160,221*350 &= 30281,77 \ N \\ Vd &< \phi_v V_n \rightarrow Ok \end{split}$$

A.3.4 Dimensionamento de uma ligação K com gap

Será verificada a seguinte ligação:



Figura A5. Ligação K

- d_1 = diâmetro da diagonal 1 = 88,9 mm ; d_2 = diâmetro da diagonal 2= 88,9 mm
- $d_o = diâmetro do banzo = 177,8 mm$
- t_1 = diâmetro da diagonal 1 = 4,8 mm ; t_2 = diâmetro da diagonal 2 = 4,4 mm
- $t_o = diâmetro do banzo = 7,1 mm$
- g = gap = 25 mm
- e = excentricidade = 17 mm
- $\theta_1 = \theta_2 = angulo da diagonal = 58,52^{\circ}$

Esforços (para a combinação 2):

- N_1 = esforço axial na diagonal 1 = -183,97 kN
- N_2 = esforço axial na diagonal 2 = 168,93 kN
- $N_{op} = N_{psd}$ = esforço axial no banzo = -617,78 kN
- N_o = esforço axial no banzo = -445,28 kN
- $M_o = M_{osd}$ = momento fletor no banzo = 1875,3 kN.mm
- $A_0 = Area da seção transversal do banzo$
- W₀ = módulo elástico de resistência à flexão do banzo

Conforme discutido no Capítulo 2, faz-se seguintes verificações para ligações K:

- Verificação dos parâmetros geométricos

Parâmetros geométricos – Seções circulares					
$0,2 \le \frac{d_i}{d_0} \le 1,0$	$10 \leq \frac{d_i}{t_i} \leq 50$	$10 \leq \frac{d_0}{t_0} \leq 50$	$\frac{d_0}{2\cdot t_0} \leq 25$		
$\frac{d_1}{d_0} = \frac{d_2}{d_0} = 0, 5 \rightarrow Ok$	$\frac{d_1}{t_1} = 18,52; \frac{d_2}{t_2} = 20,20 \to Ok$	$\frac{d_0}{t_0} = 25,04 \rightarrow Ok$	$\frac{d_0}{2 \cdot t_0} = 12,52 \rightarrow Ok$		
$g \geq t_1 + t_2$	$30^\circ \le \theta_i \le 90^\circ \to Ok$	<i>-</i> 0,55 ≤	$e/d_0 \le 0,25$		
$g \ge 9, 2 \rightarrow Ok$),095→Ok		

Tabela A.4 – Verificação dos parâmetros geométricos.

- Verificação quanto a plastificação da parede do banzo

Banzo comprimido: $k_p = 1,0-0,3 \cdot (n_p + n_p^2) = 1,0-0,3(0,367+0,135) = 0,85 \le 1,0$

Sendo:

$$n_{p} = \frac{N_{p.Sd}}{A_{0} \cdot f_{y0}} + \frac{M_{0.Sd}}{W_{0} \cdot f_{y0}} = \frac{445,28}{3807,4 \cdot 0,35} + \frac{1875,3}{156263 \cdot 0,35} = 0,367$$

$$k_{g} = \gamma^{0,2} \cdot \left(1 + \frac{0,024 \cdot \gamma^{1,2}}{1 + e^{\left(\frac{g}{2t_{0}} - 1,33\right)}}\right) = 12,52^{0,2} \cdot \left(1 + \frac{0,024 \cdot (12,52)^{1,2}}{1 + e^{\left(\frac{25}{2\cdot7,1} - 1,33\right)}}\right) = 1,983$$

Onde:

$$\gamma = \frac{d_0}{2 \cdot t_0} = \frac{177.8}{2 \cdot 7.1} = 12,52; \quad \beta = \frac{d_1 + d_2}{2 \cdot d_0} = \frac{88.9 + 88.9}{2 \cdot 177.8} = 0.5$$

Normal resistente:

$$N_{1.Rd} = \frac{f_{y0} \cdot t_0^2}{sen\theta_1} \cdot (1.8 + 10.2 \cdot \beta) \cdot k_g \cdot k_p = \frac{0.35 \cdot 7.1^2}{sen58,52^\circ} \cdot (1.8 + 10.2 \cdot 0.5) \cdot 1.983 \cdot 0.85 = 240.61 \, kN_{1.Rd} \cdot 10.2 \cdot 0.5 \cdot 1.983 \cdot 0.85 = 240.61 \, kN_{1.Rd} \cdot 10.2 \cdot 0.5 \cdot 1.983 \cdot 0.85 = 240.61 \, kN_{1.Rd} \cdot 10.2 \cdot 0.5 \cdot 1.983 \cdot 0.85 = 240.61 \, kN_{1.Rd} \cdot 10.2 \cdot 0.5 \cdot 1.983 \cdot 0.85 = 240.61 \, kN_{1.Rd} \cdot 10.2 \cdot 0.5 \cdot 1.983 \cdot 0.85 = 240.61 \, kN_{1.Rd} \cdot 10.2 \cdot 0.5 \cdot 1.983 \cdot 0.85 = 240.61 \, kN_{1.Rd} \cdot 10.2 \cdot 0.5 \cdot 1.983 \cdot 0.85 = 240.61 \, kN_{1.Rd} \cdot 10.2 \cdot 0.5 \cdot 1.983 \cdot 0.85 = 240.61 \, kN_{1.Rd} \cdot 10.2 \cdot 0.5 \cdot 1.983 \cdot 0.85 = 240.61 \, kN_{1.Rd} \cdot 10.2 \cdot 0.5 \cdot 1.983 \cdot 0.85 = 240.61 \, kN_{1.Rd} \cdot 10.2 \cdot 0.5 \cdot 1.983 \cdot 0.85 = 240.61 \, kN_{1.Rd} \cdot 10.2 \cdot 0.5 \cdot 1.983 \cdot 0.85 = 240.61 \, kN_{1.Rd} \cdot 10.2 \cdot 0.5 \cdot 1.983 \cdot 0.85 = 240.61 \, kN_{1.Rd} \cdot 10.2 \cdot 0.5 \cdot 1.983 \cdot 0.85 = 240.61 \, kN_{1.Rd} \cdot 10.2 \cdot 0.5 \cdot 1.983 \cdot 0.85 = 240.61 \, kN_{1.Rd} \cdot 10.2 \cdot 0.5 \cdot 1.983 \cdot 0.85 = 240.61 \, kN_{1.Rd} \cdot 10.2 \cdot 0.5 \cdot 1.983 \cdot 0.85 = 240.61 \, kN_{1.Rd} \cdot 10.2 \cdot 0.5 \cdot 1.983 \cdot 0.85 = 240.61 \, kN_{1.Rd} \cdot 10.2 \cdot 0.5 \cdot 1.983 \cdot 0.85 = 240.61 \, kN_{1.Rd} \cdot 10.2 \cdot 0.5 \cdot 1.983 \cdot 0.85 = 240.61 \, kN_{1.Rd} \cdot 10.2 \cdot 0.5 \cdot 0.$$

Considerando um coeficiente de segurança de 0,9, tem-se:

$$N_{Rd} = 0.9 \cdot 240.61 = 216.55 \ kN$$
$$N_{2.Rd} = N_{1.Rd} \cdot \left(\frac{sen\theta_1}{sen\theta_2}\right) = 240.61 \cdot \left(\frac{sen58.52^{\circ}}{sen58.52^{\circ}}\right) = 240.61 \ kN$$

Logo,

$$N_{Rd} = 0.9 \cdot 240.61 = 216.55 \ kN > N_1 \ e \ N_2 \rightarrow Ok$$

- Verificação quanto à ruptura por punção na face do banzo:

Esta verificação é feita se: $d_i \le d_0 - 2 \cdot t_0 \rightarrow 88,9 \le 177,8 - 2 \cdot 7,1 = 163,6 \rightarrow \text{Ok}$

$$N_{1.Rd} = \frac{f_{y0} \cdot t_0 \cdot \pi \cdot d_i}{\sqrt{3}} \cdot \left(\frac{1 + sen\theta_i}{2 \cdot sen^2 \theta_i}\right) = \frac{0.35 \cdot 7.1 \cdot \pi \cdot 88.9}{\sqrt{3}} \cdot \left(\frac{1 + sen58.52^{\circ}}{2 \cdot sen^2 58.52^{\circ}}\right) = 510.38 \text{ kN}$$

Considerando um coeficiente de segurança de 0,9, tem-se:

 $N_{Rd} = 0.9 \cdot 510.38 = 463.979 \ kN > N_1 \ e \ N_2 \rightarrow Ok$

Verifica-se então que a ligação resiste aos esforços solicitantes

A.3.5 Dimensionamento da placa de base

Para a determinação da espessura da placa de base foi primeiramente verificado a excentricidade da placa (se e < L/6 ou se e \ge L/6). Tem-se os seguintes dados:

Esforço Normal de Compressão Nominal (Nk) =	166,648	kN
Momento Nominal (Mk)=	69490,0	kN.mm
Esforço cortante (Vk) =	4,91	kN
e = Mk/Nk	417,0	mm
Largura da placa (B):	900,0	mm
Comprimento da placa (L):	900,0	mm
Diâmetro do tubo:	355,6	mm
f_y da placa	350,0	N/mm ²
<i>fck</i> mínimo do concreto	20,0	N/mm ²

Com L/6 = 900/6 = 150 mm, tem-se o caso $e \ge L/6$.

- Projeção do balanço, dado por:

 $m = (900 - 0.8 \cdot 355.6) / 2 = 307.77$

Tem-se:



Figura A.6 – Adaptado de Bellei [13].

 $fc \max = \frac{N_k}{B \cdot L} + \frac{M_k}{W} = \frac{N_k}{B \cdot L} + \frac{6M_k}{B \cdot L^2} = \frac{166,648 \cdot 10^3}{900 \cdot 900} + \frac{6 \cdot 69490 \cdot 10^3}{900 \cdot 900^2} = 0,780 \, N \, / \, mm^2$ $fc \min = \frac{N_k}{B \cdot L} - \frac{6M_k}{B \cdot L^2} = -0,366 \, N \, / \, mm^2$ $fc \max \le 0,35 \cdot fck = 0,35 \cdot 20 = 7 \, N \, / \, mm^2 \rightarrow Ok$

O momento na extremidade da placa é dado por:

$$M_{p} = \frac{fc \max \cdot m^{2}}{2} = \frac{0.78 \cdot (307,76)^{2}}{2} = 36829,1 \text{ N.mm}$$

A espessura da placa e dada por:

$$t_p = \sqrt{\frac{3 \cdot fc \max \cdot m^2}{0.75 \cdot fy_{placa}}} = \sqrt{\frac{3 \cdot 0.78 \cdot 307.76^2}{0.75 \cdot 350}} = 29,01 \, mm$$

Para garantir que o ensaio da estrutura avalie apenas as deformações do sistema de cobertura foi adotada uma espessura de 44 mm, e para aumentar a rigidez da placa, foram acrescentadas nervuras, conforme figura abaixo:



Figura A.7 – Placa de base adotada no projeto

- Chumbadores

$$c = \frac{fc \max \cdot L}{fc \max + fc \min} = \frac{0.77 \cdot 900}{0.77 + 0.366} = 611,88 mm$$
$$a = (L/2) - (c/3) = 246,04 mm$$
$$y = L - \frac{c}{3} - a_1 = 900 - \frac{611,88}{3} - 65 = 631,04 mm$$

$$T = \frac{M_k - N_k \cdot a}{y} = 45,15 \ kN$$

Obtem-se :

$$D_{chumb} = 1,964 \sqrt{\frac{(T/n)}{f_u}} = 1,964 \sqrt{\frac{(45,15 \cdot 10^3 / 4)}{825}} = 7,3 mm$$

Onde n = numero mínimo de chumbadores tracionados = 4

Adotando chumbador de 25,4 mm de diâmetro, tem-se a área de um chumbador:

A_{ch,1}=506,69 mm² (Área de um chumbador)

 $A_{chu,t} = 4.506,69 = 2026,76 \text{ mm}^2$ (Área total dos chumbadores tracionados)

 $A_{chu} = 12.506,69 = 6080,28 \text{ mm}^2$ (Área total dos chumbadores)

Tensão nos chumbadores devido a tração: $ft = \frac{T}{A_{chu,t}} = \frac{45,15 \cdot 10^3}{2026,76} = 22,28 \text{ N / mm}^2$

Tensão nos chumbadores devido ao cisalhamento: $f_h = \frac{H}{A_{chu}} = \frac{4,91 \cdot 10^3}{6080,28} = 0,80 \text{ N/mm}^2$

A tensão final é dada por:

$$f = \sqrt{f_t^2 + 3f_h^2} = \sqrt{22,28^2 + 3 \cdot 0,8^2} = 22,23 \le 0,33 \cdot f_u = 272,25 \rightarrow Ok$$

A.3.6 Dimensionamento do flange



Figura A.8 - Ligação tubular de flange.

Obteve-se no programa SAP2000 o máximo esforço de tração atuando na ligação de flange. Tem-se:

Normal de Cálculo:	395	kN
Momento de Cálculo:	4,2	kN.m
Tensão de escoamento da chapa do flange (fy) :	290	MPa
Diâmetro do Tubo:	177,8	mm
Espessura do Tubo:	7,1	mm

Módulo elástico de resistência à flexão do banzo (W)	1	mm^{3}
Tensão de Resistência do parafuso:	825	MPa
Resistência mínima a tração da solda:	485	MPa
Distancia do cg do parafuso:	40	mm
Diâmetro do parafuso	25,4	mm

- Parâmetros geométricos:

$$r_{1} = \frac{D}{2} + 2 \cdot e_{1} = \frac{177.8}{2} + 2 \cdot 40 = 168.9 \qquad r_{2} = \frac{D}{2} + e_{1} = \frac{177.8}{2} + 40 = 128.9$$
$$r_{3} = \frac{D - t}{2} = \frac{177.8 - 7.1}{2} = 85.35$$
$$k_{1} = \ln\left(\frac{r_{2}}{r_{3}}\right) = 0.41227 \qquad k_{3} = k_{1} + 2 = 2.41227$$

- Coeficiente de forma da ligação, dado por:

$$f_3 = \frac{1}{2 \cdot k_1} \cdot \left(k_3 + \sqrt{k_3^2 - 4 \cdot k_1}\right) = \frac{1}{2 \cdot 0,41227} \cdot \left(2,41227 + \sqrt{2,41227^2 - 4 \cdot 0,41227}\right) = 5,402$$

A.3.7 - Escoamento da placa de flange

Para considerar o efeito do momento fletor, faz-se de forma aproximada a seguinte consideração:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W}$$

Sendo, N = esforço de tração e M = momento atuante. Multiplicando a expressão acima pela área (A), tem-se:

$$A \cdot \sigma = A \cdot \frac{N}{A} + A \cdot \frac{M}{W} \to N_{sd} = N + A \cdot \frac{M}{W} = 395 + 3,808 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{4,2}{1,563 \cdot 10^{-4}} = 497,32 \, kN$$

A espessura necessária do flange é determinada por:

$$t_f \ge \sqrt{\frac{2 \cdot N_{Sd}}{\phi \cdot f_y \cdot \pi \cdot f_3}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 497320}{0.9 \cdot 290 \cdot \pi \cdot 5.402}} = 14,98 \ mm$$

A favor da segurança, adotou-se uma espessura de 19 mm.

A.3.8 - Resistência à tração dos parafusos

Pela NBR 8800/86[9] tem-se que " ϕ_t . R_{nt} " é a resistência de cálculo no estado limite da ruptura da parte rosqueada do parafuso, definidos por:

$$\phi_t R_{nt} = 0.75 \cdot (0.75 \cdot A_p \cdot f_u) = 0.75 \cdot (0.75 \cdot 506.7 \cdot 825) = 235.14 \text{ kN}$$

Onde,

 $\phi_t = 0,75$ para ASTM A325 ou A490;

d = diâmetro nominal do parafuso = 25,4;

 $A_p = Area bruta do parafuso = 506,7 mm^2;$

Número mínimo de parafusos:

$$n \ge \frac{N_{Sd}}{\phi_t \cdot R_{nt}} \cdot \left(1 - \frac{1}{f_3} + \frac{1}{f_3 \cdot \ln(r_1/r_2)}\right) = \frac{497,32}{235,14} \cdot \left(1 - \frac{1}{5,402} + \frac{1}{5,402 \cdot \ln(168,9/128,9)}\right)$$

 $n \ge 3$

Foram utilizados 6 parafusos de 25,4 mm de diâmetro.

A.3.9 - Resistência da solda utilizada na ligação entre o flange e o tubo

Pela NBR8800/86[9], tem-se ϕ .Rn, resistência de cálculo no estado limite de ruptura da solda, definido como o menor valor entre:

$$\frac{\phi R_n}{\text{Área efetiva}} = \begin{cases} 0.9 \cdot 0.6 \cdot f_y = 0.9 \cdot 0.6 \cdot 350 = 189 \text{ N/mm}^2 & \text{para o metal base} \\ 0.75 \cdot 0.6 \cdot f_w = 0.75 \cdot 0.6 \cdot 485 = 218.25 \text{ N/mm}^2 & \text{para o metal da solda} \end{cases}$$

 $f_{\rm w}$ = resistência do metal da solda, sendo igual a 485 MPa para o eletrodo E70XX.

Como se deseja obter a altura da solda necessária, e sabendo que a área efetiva de uma solda de filete é calculada como o produto do comprimento efetivo da solda pela espessura da garganta, tem-se:

Metal base:
$$h_s = \frac{N_{Sd}}{\phi \cdot R_n \cdot \cos \alpha_s \cdot \pi \cdot D} = \frac{497,32}{0,189 \cdot \cos 0^\circ \cdot \pi \cdot 177,8} = 4,71 mm$$

Metal da solda: $h_s = \frac{N_{Sd}}{\phi \cdot R_n \cdot \cos \alpha_s \cdot \pi \cdot D} = \frac{497,32}{0,21825 \cdot \cos 45^\circ \cdot \pi \cdot 177,8} = 5,79 \, mm$

Sendo,

 α_s = Ângulo da seção de cisalhamento, sendo igual a 0° para o metal base e igual a 45° para o metal da solda;

Logo,

Altura mínima da solda = 5,79 mm

Altura adotada no projeto = 6,0 mm

A. 3.10 – Verificação da Deformação da Estrutura

A deformação da estrutura foi verificada com base nos valores limites apresentados no Anexo C – Valores máximos recomendados para deformações - da norma NBR 8800/86[9]. Como se trata de estado limite de utilização, devem ser utilizados os valores nominais das ações.

- Deslocamentos limites recomendados:

Deformação	Ação	Descrição	Valor
Vertical	Sobrecarga	Barras biapoiadas suportando elementos de cobertura elásticos (terças suportando as telhas)	$\frac{1}{180} \cdot 15000 = 83,33 \ mm$
Vertical	Sobrecarga	Barras biapoiadas de pisos e coberturas, suportando construção e acabamentos sujeitos a fissuração	$\frac{1}{360} \cdot 30000 = 83,33 \ mm$

Tabela A.5 – Adaptado da Tabela 26 do Anexo C – NBR 8800/86[9]

A 3.10.1 – Deslocamentos calculados no programa SAP2000

Tem-se nas figuras abaixo, os deslocamentos máximos obtidos pelo cálculo computacional.



Figura A.9 – Deslocamento da terça treliçada central (em mm), devido à sobrecarga.



Figura A.10 – Deslocamento da viga principal (em mm), devido à sobrecarga.

Deformação	Ação	Descrição	Deslocamento (mm)	Verificação
Vertical	Sobrecarga	Terça treliçada	UZ = 38,26	38,26 < 83,33 Ok
Vertical	Sobrecarga	Viga principal	UZ = 37,38	37,38 < 83,33 Ok

A verificação dos deslocamentos é mostrada na tabela A.5.

Tabela A.6- Verificação dos deslocamentos da estrutura.

ANEXO B

B. PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIO - RESULTADOS COMPLETOS DE TODOS OS MODELOS

Alfa-5							
	Local	Ensaio	Modelo	Diferença	Diferença		
Extens.		Tensão (Mpa)	Tensão (Mpa)	(Mpa)	(%)		
E1	BANZO/VP	-95,88	-105,54	-9,66	10,08		
E2	BANZO/VP	-130,75	-138,60	-7,85	6,00		
E3	BANZO/VP	84,88	95,17	-10,29	12,13		
E4	BANZO/VP	98,67	115,58	-16,91	17,13		
E5	DIAG/VP	45,75	51,26	-5,51	12,04		
E6	DIAG/VP	-56,78	-62,28	-5,50	9,69		
E7	DIAG/VP	-72,25	-69,58	2,67	3,69		
E8	DIAG/VP	36,20	34,65	1,55	4,29		
E9	BANZO/VP	-35,41	-37,84	-2,43	6,87		
E10	BANZO/VP	20,88	24,92	-4,04	19,35		
E11	VMJ	44,94	48,78	-3,84	8,54		
E12	VMJ	38,38	35,87	2,51	6,55		
E13	VMJ	-45,58	-44,07	1,51	3,31		
E14	VMJ	-60,40	-65,35	-4,95	8,19		
E15	VMJ	-29,55	-32,78	-3,23	10,93		
E16	CTV	7,90	-20,14	-12,24	154,94		
E17	CTV	9,79	-20,07	-10,28	104,97		

Barras	Extensômetros	Diferenças
		Médias (%)
Viga Principal		
Banzos da viga principal	E1, E2, E3, E4, E9, E10	11,93
Diagonais da viga principal	E5, E6, E7, E8	7,43
Diferença Média Viga Princi	ipal	9,68
Terças treliçadas (VMJ)		
Banzos da VMJ	E11, E12, E13, E14,	6,65
Diagonal da VMJ	E15	10,93
Diferença Média VMJ		8,79
Diferença Média total		9,23

Tabela B.1 – Modelo Alfa-5.

Alfa-4						
	Local	Ensaio	Modelo	Diferença	Diferença	
Extens.		Tensão Mpa)	Tensão (Mpa)	(Mpa)	(%)	
E1	BANZO/VP	-95,88	-96,75	-0,87	0,91	
E2	BANZO/VP	-130,75	-128,19	2,56	1,95	
E3	BANZO/VP	84,88	93,23	-8,35	9,84	
E4	BANZO/VP	98,67	111,20	-12,53	12,70	
E5	DIAG/VP	45,75	49,08	-3,33	7,28	
E6	DIAG/VP	-56,78	-60,78	-4,00	7,05	
E7	DIAG/VP	-72,25	-76,05	-3,80	5,26	
E8	DIAG/VP	36,20	38,76	-2,56	7,08	
E9	BANZO/VP	-35,41	-35,54	-0,13	0,37	
E10	BANZO/VP	20,88	19,63	1,25	5,97	
E11	VMJ	44,94	49,30	-4,36	9,71	
E12	VMJ	38,38	42,51	-4,13	10,75	
E13	VMJ	-45,58	-49,91	-4,33	9,51	
E14	VMJ	-60,40	-59,39	1,01	1,67	
E15	VMJ	-29,55	-30,76	-1,21	4,11	
E16	CTV	7,90	-24,62	-16,72	211,59	
E17	CTV	9,79	-24,49	-14,70	150,15	

Barras	Extensômetros	Diferenças
		Médias (%)
Viga Principal		
Banzos da viga principal	E1, E2, E3, E4, E9, E10	5,29
Diagonais da viga principal	E5, E6, E7, E8	6,67
Diferença Média Viga Principa	l	5,98
Terças treliçadas (VMJ)		
Banzos da VMJ	E11, E12, E13, E14,	7,91
Diagonal da VMJ	E15	4,11
Diferença Média VMJ		6,01
Diferença Média total		6,00

Tabela B.2 – Modelo Alfa-4.

Alfa-7						
	Local	Ensaio	Modelo	Diferença	Diferença	
Extens.		Tensão (Mpa)	Tensão (Mpa)	(Mpa)	(%)	
E1	BANZO/VP	-95,88	-106,48	-10,60	11,05	
E2	BANZO/VP	-130,75	-134,34	-3,59	2,75	
E3	BANZO/VP	84,88	94,79	-9,91	11,67	
E4	BANZO/VP	98,67	110,78	-12,11	12,27	
E5	DIAG/VP	45,75	53,06	-7,31	15,97	
E6	DIAG/VP	-56,78	-63,51	-6,73	11,85	
E7	DIAG/VP	-72,25	-74,70	-2,45	3,39	
E8	DIAG/VP	36,20	33,92	2,28	6,29	
E9	BANZO/VP	-35,41	-39,83	-4,42	12,48	
E10	BANZO/VP	-20,88	-24,34	-3,46	16,58	
E11	VMJ	44,94	50,03	-5,09	11,33	
E12	VMJ	38,38	37,07	1,31	3,42	
E13	VMJ	-45,58	-42,70	2,88	6,31	
E14	VMJ	-60,40	-66,51	-6,11	10,12	
E15	VMJ	-29,55	-34,62	-5,07	17,15	
E16	CTV	7,90	-21,18	-13,28	168,10	
E17	CTV	9,79	-21,02	-11,23	114,73	

Barras	Extensômetros	Diferenças
		Médias (%)
Viga Principal		i
Banzos da viga principal	E1, E2, E3, E4, E9, E10	11,13
Diagonais da viga principal	E5, E6, E7, E8	9,37
Diferença Média Viga Principa	10,25	
Terças treliçadas (VMJ)		
Banzos da VMJ	E11, E12, E13, E14,	7,79
Diagonal da VMJ	E15	17,15
Diferença Média VMJ		12,47
Diferença Média total		11,36

Tabela B.3 – Modelo Alfa-7.

Alfa-8							
	Local	Ensaio	Modelo	Diferença	Diferença		
Extens.		Tensão (Mpa)	Tensão (Mpa)	(Mpa)	(%)		
E1	BANZO/VP	-95,88	-105,27	-9,39	9,79		
E2	BANZO/VP	-130,75	-129,07	1,68	1,29		
E3	BANZO/VP	84,88	93,70	-8,82	10,39		
E4	BANZO/VP	98,67	113,90	-15,23	15,43		
E5	DIAG/VP	45,75	53,10	-7,35	16,06		
E6	DIAG/VP	-56,78	-63,34	-6,56	11,55		
E7	DIAG/VP	-72,25	-66,60	5,65	7,82		
E8	DIAG/VP	36,20	42,09	-5,89	16,26		
E9	BANZO/VP	-35,41	-32,88	2,53	7,15		
E10	BANZO/VP	-20,88	-23,90	-3,02	14,47		
E11	VMJ	44,94	49,84	-4,90	10,90		
E12	VMJ	38,38	43,87	-5,49	14,31		
E13	VMJ	-45,58	-50,72	-5,14	11,28		
E14	VMJ	-60,40	-58,34	2,06	3,40		
E15	VMJ	-29,55	-28,08	1,47	4,97		
E16	CTV	7,90	-26,32	-18,42	233,13		
E17	CTV	9,79	-26,31	-16,52	168,71		

Barras	Extensômetros	Diferenças
		Médias (%)
Viga Principal		
Banzos da viga principal	E1, E2, E3, E4, E9, E10	9,75
Diagonais da viga principal	E5, E6, E7, E8	12,92
Diferença Média Viga Principa	l	11,34
Terças treliçadas (VMJ)		
Banzos da VMJ	E11, E12, E13, E14,	9,98
Diagonal da VMJ	E15	4,97
Diferença Média VMJ		7,47
Diferença Média total		9,41

Tabela B.4 – Modelo Alfa-8.

Alfa-2							
	Local	Ensaio	Modelo	Diferença	Diferença		
Extens.		Tensão (Mpa)	Tensão (Mpa)	(Mpa)	(%)		
E1	BANZO/VP	-95,88	-108,22	-12,34	12,87		
E2	BANZO/VP	-130,75	-132,26	-1,51	1,15		
E3	BANZO/VP	84,88	91,56	-6,68	7,87		
E4	BANZO/VP	98,67	110,65	-11,98	12,14		
E5	DIAG/VP	45,75	53,36	-7,61	16,63		
E6	DIAG/VP	-56,78	-62,69	-5,91	10,41		
E7	DIAG/VP	-72,25	-73,36	-1,11	1,54		
E8	DIAG/VP	36,20	43,04	-6,84	18,90		
E9	BANZO/VP	-35,41	-41,10	-5,69	16,07		
E10	BANZO/VP	20,88	20,07	0,81	3,90		
E11	VMJ	44,94	41,34	3,60	8,02		
E12	VMJ	38,38	44,88	-6,50	16,94		
E13	VMJ	-45,58	-51,52	-5,94	13,04		
E14	VMJ	-60,40	-63,33	-2,93	4,85		
E15	VMJ	-29,55	-32,30	-2,75	9,29		
E16	CTV	7,90	-22,02	-14,12	178,74		
E17	CTV	9,79	-21,89	-12,10	123,60		

Barras	Extensômetros	Diferenças
		Médias (%)
Viga Principal		
Banzos da viga principal	E1, E2, E3, E4, E9, E10	9,00
Diagonais da viga principal	E5, E6, E7, E8	11,87
Diferença Média Viga Principa	1	10,44
Terças treliçadas (VMJ)		
Banzos da VMJ	E11, E12, E13, E14,	10,71
Diagonal da VMJ	E15	9,29
Diferença Média VMJ		10,00
Diferença Média total		10,22

Tabela B.5 – Modelo Alfa-2.

Alfa-3								
	Local	Ensaio	Modelo	Diferença	Diferença			
Extens.		Tensão (Mpa)	Tensão (Mpa)	(Mpa)	(%)			
E1	BANZO/VP	-95,88	-91,03	4,85	5,06			
E2	BANZO/VP	-130,75	-123,16	7,59	5,80			
E3	BANZO/VP	84,88	92,58	-7,70	9,07			
E4	BANZO/VP	98,67	107,61	-8,94	9,06			
E5	DIAG/VP	45,75	49,71	-3,96	8,66			
E6	DIAG/VP	-56,78	-60,30	-3,52	6,20			
E7	DIAG/VP	-72,25	-66,83	5,42	7,50			
E8	DIAG/VP	36,20	39,68	-3,48	9,61			
E9	BANZO/VP	-35,41	-38,08	-2,67	7,54			
E10	BANZO/VP	-20,88	-19,02	1,86	8,91			
E11	VMJ	44,94	40,29	4,65	10,35			
E12	VMJ	38,38	40,30	-1,92	5,00			
E13	VMJ	-45,58	-43,06	2,52	5,53			
E14	VMJ	-60,40	-56,36	4,04	6,69			
E15	VMJ	-29,55	-26,32	3,23	10,93			
E16	CTV	7,90	-19,93	-12,03	152,78			
E17	CTV	9,79	-18,28	-8,49	86,72			

Barras	Extensômetros	Diferenças
		Médias (%)
Viga Principal		
Banzos da viga principal	E1, E2, E3, E4, E9, E10	7,57
Diagonais da viga principal	E5, E6, E7, E8	7,99
Diferença Média Viga Principa	l	7,78
Terças treliçadas (VMJ)		
Banzos da VMJ	E11, E12, E13, E14,	6,89
Diagonal da VMJ	E15	10,93
Diferença Média VMJ		8,91
Diferença Média total		8,35

Tabela B.6 – Modelo Alfa-3.

Alfa-6								
	Local	Ensaio	Modelo	Diferença	Diferença			
Extens.		Tensão (Mpa)	Tensão (Mpa)	(Mpa)	(%)			
E1	BANZO/VP	-95,88	-94,20	1,68	1,76			
E2	BANZO/VP	-130,75	-125,38	5,37	4,11			
E3	BANZO/VP	84,88	87,34	-2,46	2,90			
E4	BANZO/VP	98,67	106,96	-8,29	8,40			
E5	DIAG/VP	45,75	50,98	-5,23	11,43			
E6	DIAG/VP	-56,78	-60,61	-3,83	6,74			
E7	DIAG/VP	-72,25	-71,52	0,73	1,01			
E8	DIAG/VP	36,20	40,74	-4,54	12,54			
E9	BANZO/VP	-35,41	-33,10	2,31	6,52			
E10	BANZO/VP	-20,88	-19,50	1,38	6,60			
E11	VMJ	44,94	49,79	-4,85	10,78			
E12	VMJ	38,38	40,33	-1,95	5,08			
E13	VMJ	-45,58	-42,70	2,88	6,33			
E14	VMJ	-60,40	-56,22	4,18	6,92			
E15	VMJ	-29,55	-31,85	-2,30	7,80			
E16	CTV	7,90	-19,91	-12,01	152,03			
E17	CTV	9,79	-20,22	-10,43	106,53			

Barras	Extensômetros	Diferenças
		Médias (%)
Viga Principal		
Banzos da viga principal	E1, E2, E3, E4, E9, E10	5,05
Diagonais da viga principal	E5, E6, E7, E8	7,93
Diferença Média Viga Principa	l	6,49
Terças treliçadas (VMJ)		
Banzos da VMJ	E11, E12, E13, E14,	7,28
Diagonal da VMJ	E15	7,80
Diferença Média VMJ		7,54
Diferença Média total		7,01

Tabela B.7 – Modelo Alfa-6.

C. PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIO - RESULTADOS COMPLETOS DO MODELO COMPUTACIONAL

*Resultados obtidos através do programa SAP2000.

TENSÕES

Legenda:

PDsgn = Esforço axial de cálculo.

ffa = Tensão devido ao esforço axial.

MMajDsgn = Momento fletor de cálculo em torno do eixo de maior inércia (no plano da treliça).

ffbMajor = tensão devido ao momento fletor no plano da treliça.

MMinDsgn = Momento fletor de cálculo em torno do eixo de menor inércia (fora do plano da treliça).

ffbMinor = tensão devido ao momento fletor fora do plano da treliça.

fftotal = tensão total, dada por : ffa + ffbMajor

FASE I							
Frame	PDsgn	ffa	MMajDsgn	ffbMajor	MMinDsgn	ffbMinor	fftotal
	Ν	N/mm2	N-mm	N/mm2	N-mm	N/mm2	N/mm2
EXT1	-50086	-14,53	243740	1,71	137832	0,97	12,82
EXT2	-46349	-17,08	9157	0,08	181441	1,59	17,00
EXT3	42971	10,07	406008	2,34	-9395	-0,05	12,41
EXT4	40315	10,59	624096	3,99	-14855	-0,10	14,58
EXT5	16625	13,11	-76076	-3,01	-3680	-0,15	10,10
EXT6	-11490	-9,06	1748	0,07	1370	0,05	8,99
EXT7	-14887	-11,74	-1384	-0,05	2072	0,08	11,79
EXT8	4283	3,38	-19242	-0,76	-2762	-0,11	2,62
EXT9	-15909	-5,86	208639	1,83	-35506	-0,31	4,03
EXT10	-12265	-3,22	178838	1,14	-34252	-0,22	2,08
EXT11	7217	13,92	4710	0,88	1037	0,19	14,80
EXT12	6208	11,97	4116	0,77	1254	0,23	12,74
EXT13	-5078	-9,79	3672	0,68	206	0,04	9,11
EXT14	-12082	-23,31	9199	1,71	1671	0,31	21,59
EXT15	-2672	-8,34	344	0,16	41	0,02	8,18
EXT16	-2093	-4,04	0	0,00	0	0,00	4,04
EXT17	-1646	-3,18	0	0,00	0	0,00	3,18

Tabela C.1 – Tensões - Fase I de carregamento.

FASE II							
Frame	PDsgn	ffa	MMajDsgn	ffbMajor	MMinDsgn	ffbMinor	fftotal
	Ν	N/mm2	N-mm	N/mm2	N-mm	N/mm2	N/mm2
EXT1	-79979	-23,21	383671	2,69	334333	2,345	20,52
EXT2	-100517	-37,03	25961	0,23	439143	3,85	36,80
EXT3	102602	24,04	961849	5,55	-24308	-0,14	29,59
EXT4	95193	25,00	1454240	9,31	-38344	-0,245	34,31
EXT5	53720	42,36	-243980	-9,64	-8382	-0,331	32,72
EXT6	-34012	-26,82	4390	0,17	3343	0,132	26,65
EXT7	-22551	-17,78	-1840	-0,07	4839	0,191	17,85
EXT8	29394	23,18	-132113	-5,22	-6350	0,251	17,96
EXT9	-42550	-15,68	555305	4,87	-85858	-0,753	10,81
EXT10	-42550	-11,18	618514	3,96	-81235	-0,52	7,22
EXT11	11347	21,89	6998	1,30	755	0,141	23,19
EXT12	11102	21,42	6843	1,27	969	0,18	22,69
EXT13	-12980	-25,04	8581	1,60	403	0,075	23,44
EXT14	-20716	-39,96	12402	2,31	2292	0,427	37,65
EXT15	-453	-1,41	64	0,03	-188	-0,086	1,39
EXT16	-3248	-6,27	0	0,00	0	1,792E-12	6,27
EXT17	-2130	-4,11	0	0,00	0	1,394E-12	4,11

Tabela C.2 – Tensões - Fase II de carregamento.

FASE III							
Frame	PDsgn	ffa	MMajDsgn	ffbMajor	MMinDsgn	ffbMinor	fftotal
	Ν	N/mm2	N-mm	N/mm2	N-mm	N/mm2	N/mm2
EXT1	-164639	-47,77	754682	5,29	517657	3,63	42,48
EXT2	-182546	-67,25	80567	0,71	678406	5,95	66,55
EXT3	168427	39,47	1541107	8,89	-47085	-0,27	48,36
EXT4	166103	43,63	2434584	15,58	-71665	-0,46	59,20
EXT5	35955	28,35	-161307	-6,37	-11563	-0,46	21,98
EXT6	-37437	-29,52	3184	0,13	5315	0,21	29,39
EXT7	-38159	-30,09	-4029	-0,16	7384	0,29	30,25
EXT8	34249	27,01	-152090	-6,01	-9014	-0,36	21,00
EXT9	-82823	-30,51	1086419	9,52	-130599	-1,15	20,99
EXT10	-83052	-21,81	1214171	7,77	-121206	-0,78	14,04
EXT11	16166	31,18	9643	1,79	189	0,04	32,98
EXT12	16122	31,10	9572	1,78	332	0,06	32,88
EXT13	-17922	-34,57	11613	2,16	-1292	-0,24	32,41
EXT14	-26777	-51,65	15178	2,82	2086	0,39	48,83
EXT15	-2554	-7,97	510	0,23	-342	-0,16	7,74
EXT16	-6185	-11,93	0	0,00	0	0,00	11,93
EXT17	-4331	-8,35	0	0,00	0	0,00	8,35

Tabela C.3 – Tensões - Fase III de carregamento.

FASE IV							
Frame	PDsgn	ffa	MMajDsgn	ffbMajor	MMinDsgn	ffbMinor	fftotal
Text	Ν	N/mm2	N-mm	N/mm2	N-mm	N/mm2	<i>N/mm2</i>
EXT1	-254041	73,72	1097005	7,70	714820	5,01	66,02
EXT2	-238552	87,89	187182	1,64	935392	8,20	86,25
EXT3	234312	54,91	2064108	11,90	-69591	0,40	66,81
EXT4	228250	59,95	3137647	20,08	-100486	0,64	80,03
EXT5	51668	40,74	-226737	8,96	-12697	0,50	31,78
EXT6	-55311	43,61	-5696	0,23	7577	0,30	43,39
EXT7	-63675	50,21	-9757	0,39	10114	0,40	50,60
EXT8	46586	36,73	-202765	8,01	-10302	0,41	28,72
EXT9	-108033	39,80	1413770	12,40	-158608	1,39	27,41
EXT10	-94393	24,79	1381421	8,84	-144585	0,93	15,95
EXT11	19415	37,45	11432	2,13	-136	0,03	39,58
EXT12	19016	36,68	11143	2,07	-90	0,02	38,76
EXT13	-21423	41,32	13568	2,53	-2818	0,52	38,80
EXT14	-28521	55,02	16003	2,98	2132	0,40	52,04
EXT15	-5276	16,46	1554	0,71	23	0,01	15,75
EXT16	-7861	15,16	0	0,00	0	0,00	15,16
EXT17	-6084	11,74	0	0,00	0	0,00	11,74

Tabela C.4 – Tensões - Fase IV de carregamento.

	FASE V							
Frame	PDsgn	ffa	MMajDsgn	ffbMajor	MMinDsgn	ffbMinor	fftotal	
Text	Ν	N/mm2	N-mm	N/mm2	N-mm	N/mm2	N/mm2	
EXT1	-371123	107,69	1423157	9,98	1122905	7,88	97,71	
EXT2	-332947	122,66	530965	4,66	1465896	12,85	118,01	
EXT3	315441	73,92	2554443	14,73	-29942	0,17	88,65	
EXT4	318490	83,65	3777626	24,17	-39424	0,25	107,82	
EXT5	76051	59,97	-313823	12,40	-12283	0,49	47,57	
EXT6	-75676	59,67	-20858	0,82	12088	0,48	58,85	
EXT7	-87047	68,64	-27513	1,09	15217	0,60	69,73	
EXT8	62808	49,53	-258782	10,23	-7894	0,31	39,30	
EXT9	-144564	53,26	1851485	16,23	-163319	1,43	37,03	
EXT10	-120378	31,62	1744862	11,17	-148917	0,95	20,45	
EXT11	21408	41,29	12590	2,34	-10	0,00	43,64	
EXT12	20428	39,40	12035	2,24	-43	0,01	41,64	
EXT13	-23978	46,25	14156	2,63	-4141	0,77	43,62	
EXT14	-32241	62,19	18839	3,51	3235	0,60	58,69	
EXT15	-10035	31,32	5135	2,35	190	0,09	28,97	
EXT16	-12558	24,22	0	0,00	0	0,00	24,22	
EXT17	-10898	21,03	0	0,00	0	0,00	21,03	

Tabela C.5 – Tensões - Fase V de carregamento.

DESLOCAMENTOS

Legenda:

- U1 = UX = deslocamento na direção do eixo X.
- U2 = UY = deslocamento na direção do eixo Y.
- UZ = UZ = deslocamento na direção do eixo Z.
- R1 = RX = rotação em torno do eixo X.
- R2 = RY = rotação em torno do eixo Y.
- R3 = RZ = rotação em torno do eixo Z.

			FASE	III		
Joint	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	mm	mm	mm	Radians	Radians	Radians
F001	0,6	-0,9	36,8	0,0002	0,0000	0,0000
F002	-1,8	-0,1	34,2	0,0001	0,0028	-0,0001
F003	1,9	0,0	33,4	0,0001	-0,0023	0,0001
F136	-0,1	0,0	25,4	0,0005	0,0011	-0,0003
F146	-0,1	-0,1	25,6	-0,0005	0,0013	0,0003
F16	-0,7	0,7	2,2	0,0005	0,0034	-0,0002
F216	0,1	-0,4	34,5	0,0002	0,0010	-0,0003
F226	0,2	-0,9	35,3	-0,0001	0,0011	0,0003
F26	-0,6	-0,7	2,2	-0,0005	0,0035	0,0003
F282	0,0	-2,8	18,5	-0,0029	0,0001	0,0001
F296	0,3	-1,5	39,9	0,0000	-0,0005	-0,0001
F306	0,3	-0,4	39,8	0,0000	-0,0005	0,0002
F320	0,1	1,0	18,4	0,0029	0,0001	0,0000
F322	0,1	-2,7	18,6	-0,0029	-0,0001	0,0000
F336	0,3	-1,4	40	0,0001	-0,0005	-0,0001
F346	0,3	-0,4	39,9	0,0000	-0,0005	0,0001
F360	0,1	1,0	18,5	0,0029	0,0000	0,0001
F416	0,2	-0,1	34,4	0,0002	-0,0029	-0,0001
F426	0,2	-0,5	36,4	-0,0001	-0,0030	0,0001
F496	0,0	0,3	25,3	0,0005	-0,0030	0,0000
F506	0,0	0,1	25,4	-0,0005	-0,0031	0,0000

Tabela C.6 – Deslocamentos - Fase III de carregamento.

			FASE V			
Joint	U1	U2	U3	R1	R2	R3
	mm	mm	mm	Radians	Radians	Radians
F001	1,0	-1,5	69,1	0,0002	0,0000	0,0000
F002	-3,3	-0,4	63,6	0,0001	0,0052	-0,0002
F003	3,4	-0,6	63,1	0,0001	-0,0042	0,0002
F136	-0,2	-0,5	46,1	0,0002	0,0024	-0,0004
F146	-0,1	-0,2	46,5	-0,0003	0,0027	0,0005
F16	-1,1	1,0	4,0	0,0007	0,0060	-0,0003
F216	0,2	-0,9	63,2	-0,0003	0,0022	-0,0004
F226	0,3	-1,5	62,6	0,0003	0,0025	0,0005
F26	-1,0	-1,3	3,7	-0,0006	0,0062	0,0004
F282	0,0	-4,7	36,9	-0,0045	0,0002	0,0002
F296	0,5	-2,8	73,7	-0,0005	-0,0010	-0,0001
F306	0,5	-0,2	73,6	0,0005	-0,0006	0,0001
F320	0,1	1,6	36,6	0,0045	0,0001	-0,0001
F322	0,2	-4,5	36,9	-0,0045	-0,0002	0,0000
F336	0,5	-2,6	73,7	-0,0005	-0,0011	-0,0001
F346	0,5	-0,2	73,6	0,0005	-0,0006	0,0001
F360	0,2	1,6	36,6	0,0045	-0,0002	0,0001
F416	0,3	-0,6	63,0	-0,0003	-0,0052	0,0000
F426	0,2	-1,3	62,5	0,0003	-0,0055	-0,0001
F496	-0,1	-0,3	45,9	0,0002	-0,0053	0,0001
F506	-0,1	0,0	46,2	-0,0002	-0,0056	-0,0001

Tabela C.7 – Deslocamentos - Fase V de carregamento.

ANEXO D

D. SEGUNDA ETAPA DE ENSAIO – RESULTADOS COMPLETOS DE TODOS OS MODELOS

Beta-4							
	Local	Ensaio	MODELO	Diferença	Diferença		
Extens.	-	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	(MPa)	Relativa (%)		
E1	BANZO/VP	95,12	101,45	-6,33	6,66		
E2	BANZO/VP	109,38	119,96	-10,58	9,68		
E3	BANZO/VP	-107,60	-100,21	7,39	6,87		
E4	BANZO/VP	-129,94	-137,80	-7,86	6,05		
E5	DIAG/VP	-99,17	-106,82	-7,65	7,72		
E6	DIAG/VP	65,05	75,31	-10,26	15,77		
E7	DIAG/VP	82,74	76,19	6,55	7,92		
E8	DIAG/VP	-93,31	-84,21	9,10	9,75		
E9	BANZO/VP	41,77	46,29	-4,52	10,82		
E10	BANZO/VP	56,02	50,27	5,76	10,28		
E11	BANZO/VMJ 8b	-69,65	-74,34	-4,68	6,72		
E12	BANZO/VMJ 8b	-94,93	-82,43	12,51	13,17		
E13	BANZO/VMJ 8b	50,20	46,55	3,65	7,27		
E14	BANZO/VMJ 8b	19,35	48,36	-29,01	149,88		
E15	DIAG/VMJ 8b	22,42	25,80	-3,38	15,06		
E16	CTV	62,42	-74,18	-11,76	18,85		
E17	CTV	-127,21	-89,74	37,47	29,45		
E18	BANZO/VP	19,95	-	-	-		
E19	BANZO/VP	139,96	129,95	10,00	7,15		
E20	DIAG/VMJ 8b	-18,33	-19,75	-1,42	7,77		
E21	DIAG/VMJ 8a	-32,04	-36,20	-4,15	12,96		
E22	DIAG/VMJ 8a	26,62	29,03	-2,42	9,09		
E23	BANZO/VMJ 8a	-56,48	-51,05	5,43	9,61		
E24	BANZO/VMJ 8a	-75,1	-70,57	4,50	6,00		
E25	BANZO/VMJ 8a	12,4	43,11	-30,76	248,99		
E26	BANZO/VMJ 8a	43,1	39,76	3,32	7,72		

Tabela D.1 – Modelo Beta-4.

Barras	Extensômetros	Diferenças
		Médias (%)
Viga Principal		
Banzos da Viga Principal	E1, E2, E3, E4, E9, E10, E19	8,21
Diagonais da Viga Principal	E5*, E6, E7	10,29
Média Viga Principal	9,25	
VMJ 8b:		
Banzos das terças treliçadas	E11, E12, E13,	9,05
Diagonais das terças treliçadas	E15, E20,	11,42
Média VMJ 8b:		10,24
VMJ 8a:		
Banzos das terças treliçadas	E23, E24, , E26	7,78
Diagonais das terças treliçadas	E21, E22	11,01
Média VMJ 8a	9,40	
Diferença Média total	9,63	

Tabela D.2 – Resumo - modelo Beta-4.

Beta-1							
	Local	Ensaio	MODELO	Diferença	Diferença		
Extens.		Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	(MPa)	Relativa (%)		
E1	BANZO/VP	95,12	99,83	-4,71	4,95		
E2	BANZO/VP	109,38	119,63	-10,25	9,37		
E3	BANZO/VP	-107,60	-101,11	6,49	6,03		
E4	BANZO/VP	-129,94	-129,25	0,69	0,53		
E5	DIAG/VP	-99,17	-93,29	5,88	5,93		
E6	DIAG/VP	65,05	74,14	-9,08	13,96		
E7	DIAG/VP	82,74	74,05	8,69	10,51		
E8	DIAG/VP	-93,31	-101,01	-7,70	8,25		
E9	BANZO/VP	41,77	47,58	-5,81	13,92		
E10	BANZO/VP	56,02	52,26	3,76	6,71		
E11	BANZO/VMJ 8b	-69,65	-73,76	-4,11	5,90		
E12	BANZO/VMJ 8b	-94,93	-83,45	11,48	12,09		
E13	BANZO/VMJ 8b	50,20	48,09	2,11	4,19		
E14	BANZO/VMJ 8b	19,35	49,46	-30,10	155,54		
E15	DIAG/VMJ 8b	22,42	26,14	-3,72	16,60		
E16	CTV	62,42	-75,22	-12,80	20,51		
E17	CTV	-127,21	-92,25	34,96	27,49		
E18	BANZO/VP	19,95	-	-	-		
E19	BANZO/VP	139,96	129,29	10,67	7,62		
E20	DIAG/VMJ 8b	-18,33	-17,42	0,91	4,94		
E21	DIAG/VMJ 8a	-32,04	-35,05	-3,00	9,38		
E22	DIAG/VMJ 8a	26,62	29,26	-2,65	9,94		
E23	BANZO/VMJ 8a	-56,48	-51,57	4,91	8,69		
E24	BANZO/VMJ 8a	-75,1	-70,46	4,61	6,15		
E25	BANZO/VMJ 8a	12,4	44,20	-31,85	257,79		
E26	BANZO/VMJ 8a	43,1	45,83	-2,74	6,36		

Tabela D.3 – Modelo Beta-1.

Barras	Extensômetros	Diferenças
		Médias (%)
Viga Principal		
Banzos da Viga Principal	E1, E2, E3, E4, E9, E10, E19	7,02
Diagonais da Viga Principal	E5*, E6, E7	9,66
Média Viga Principal	8,34	
VMJ 8b:		
Banzos das terças treliçadas	E11, E12, E13,	7,39
Diagonais das terças treliçadas	E15, E20,	10,77
Média VMJ 8b:		9,08
VMJ 8a:		
Banzos das terças treliçadas	E23, E24, , E26	7,06
Diagonais das terças treliçadas	E21, E22	9,66
Média VMJ 8a	8,36	
Diferença Média total	8,59	

Tabela D.4 – Resumo - modelo Beta-1.

Beta-2							
	Local	Ensaio	MODELO	Diferença	Diferença		
Extens.		Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	(MPa)	Relativa (%)		
E1	BANZO/VP	95,12	99,94	-4,83	5,07		
E2	BANZO/VP	109,38	120,81	-11,44	10,46		
E3	BANZO/VP	-107,60	-103,10	4,50	4,19		
E4	BANZO/VP	-129,94	-138,77	-8,83	6,80		
E5	DIAG/VP	-99,17	-106,76	-7,59	7,66		
E6	DIAG/VP	65,05	76,06	-11,00	16,92		
E7	DIAG/VP	82,74	92,56	-9,81	11,86		
E8	DIAG/VP	-93,31	-100,59	-7,29	7,81		
E9	BANZO/VP	41,77	46,33	-4,56	10,92		
E10	BANZO/VP	56,02	52,03	4,00	7,14		
E11	BANZO/VMJ 8b	-69,65	-74,95	-5,30	7,61		
E12	BANZO/VMJ 8b	-94,93	-83,13	11,80	12,43		
E13	BANZO/VMJ 8b	50,20	47,90	2,30	4,58		
E14	BANZO/VMJ 8b	19,35	49,14	-29,79	153,90		
E15	DIAG/VMJ 8b	22,42	24,94	-2,52	11,24		
E16	CTV	62,42	-76,55	-14,13	22,64		
E17	CTV	-127,21	-89,71	37,50	29,48		
E18	BANZO/VP	19,95	-	-			
E19	BANZO/VP	139,96	132,28	7,68	5,48		
E20	DIAG/VMJ 8b	-18,33	-20,35	-2,02	11,04		
E21	DIAG/VMJ 8a	-32,04	-35,41	-3,36	10,49		
E22	DIAG/VMJ 8a	26,62	29,26	-2,64	9,94		
E23	BANZO/VMJ 8a	-56,48	-51,93	4,55	8,06		
E24	BANZO/VMJ 8a	-75,1	-69,24	5,84	7,77		
E25	BANZO/VMJ 8a	12,4	43,84	-31,48	254,86		
E26	BANZO/VMJ 8a	43,1	45,86	-2,78	6,44		

Tabela D.5 – modelo Beta-2.

Barras	Extensômetros	Diferenças
		Médias (%)
Viga Principal		
Banzos da Viga Principal	E1, E2, E3, E4, E9, E10, E19	7,15
Diagonais da Viga Principal	E5*, E6, E7	11,06
Média Viga Principal		9,11
VMJ 8b:		
Banzos das terças treliçadas	E11, E12, E13,	8,20
Diagonais das terças treliçadas	E15, E20,	11,14
Média VMJ 8b:		9,67
VMJ 8a:		
Banzos das terças treliçadas	E23, E24, , E26	7,43
Diagonais das terças treliçadas	E21, E22	10,21
Média VMJ 8a	8,82	
Diferença Média total	9,20	

Tabela D.6 – Resumo - modelo Beta-2.
Beta-6								
	Local	Ensaio	MODELO	Diferença	Diferença			
Extens.		Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	(MPa)	Relativa (%)			
E1	BANZO/VP	95,12	84,43	10,69	11,24			
E2	BANZO/VP	109,38	118,11	-8,73	7,98			
E3	BANZO/VP	-107,60	-121,81	-14,21	13,20			
E4	BANZO/VP	-129,94	-140,60	-10,66	8,20			
E5	DIAG/VP	-99,17	-107,76	-8,59	8,67			
E6	DIAG/VP	65,05	59,38	5,67	8,72			
E7	DIAG/VP	82,74	92,17	-9,42	11,39			
E8	DIAG/VP	-93,31	-109,01	-15,70	16,83			
E9	BANZO/VP	41,77	46,48	-4,71	11,29			
E10	BANZO/VP	56,02	62,94	-6,91	12,34			
E11	BANZO/VMJ 8b	-69,65	-74,88	-5,22	7,50			
E12	BANZO/VMJ 8b	-94,93	-102,75	-7,82	8,24			
E13	BANZO/VMJ 8b	50,20	57,60	-7,41	14,76			
E14	BANZO/VMJ 8b	19,35	44,40	-25,04	129,39			
E15	DIAG/VMJ 8b	22,42	25,79	-3,37	15,03			
E16	CTV	62,42	-109,20	46,78	74,95			
E17	CTV	-127,21	-96,40	30,82	24,22			
E18	BANZO/VP	19,95	-	-	-			
E19	BANZO/VP	139,96	130,18	9,77	6,98			
E20	DIAG/VMJ 8b	-18,33	-58,87	-40,55	221,27			
E21	DIAG/VMJ 8a	-32,04	-27,63	4,41	13,76			
E22	DIAG/VMJ 8a	26,62	23,77	2,85	10,71			
E23	BANZO/VMJ 8a	-56,48	-62,94	-6,46	11,45			
E24	BANZO/VMJ 8a	-75,1	-68,93	6,14	8,18			
E25	BANZO/VMJ 8a	12,4	48,56	-36,21	293,12			
E26	BANZO/VMJ 8a	43,1	39,91	3,18	7,38			

Tabela D.7 – modelo Beta-6.

Barras	Extensômetros	Diferenças
		Médias (%)
Viga Principal		
Banzos da Viga Principal	E1, E2, E3, E4, E9, E10, E19	10,18
Diagonais da Viga Principal	E5*, E6, E7	11,40
Média Viga Principal		10,79
VMJ 8b:		
Banzos das terças treliçadas	E11, E12, E13,	10,16
Diagonais das terças treliçadas	E15, E20,	15,03
Média VMJ 8b:		12,60
VMJ 8a:		
Banzos das terças treliçadas	E23, E24, , E26	9,01
Diagonais das terças treliçadas	E21, E22	12,24
Média VMJ 8a	10,62	
Diferença Média total		11,33

Tabela D.8 – Resumo - modelo Beta-6.

Beta-7								
	Local	Ensaio	MODELO	Diferença	Diferença			
Extens.		Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	(MPa)	Relativa (%)			
E1	BANZO/VP	95,12	108,35	-13,23	13,91			
E2	BANZO/VP	109,38	100,06	9,32	8,52			
E3	BANZO/VP	-107,60	-126,35	-18,75	17,43			
E4	BANZO/VP	-129,94	-118,15	11,79	9,08			
E5	DIAG/VP	-99,17	-93,21	5,96	6,01			
E6	DIAG/VP	65,05	77,05	-11,99	18,43			
E7	DIAG/VP	82,74	70,84	11,90	14,38			
E8	DIAG/VP	-93,31	-87,83	5,48	5,88			
E9	BANZO/VP	41,77	48,70	-6,93	16,59			
E10	BANZO/VP	56,02	49,55	6,47	11,55			
E11	BANZO/VMJ 8b	-69,65	-77,84	-8,19	11,76			
E12	BANZO/VMJ 8b	-94,93	-102,61	-7,67	8,08			
E13	BANZO/VMJ 8b	50,20	56,82	-6,62	13,20			
E14	BANZO/VMJ 8b	19,35	42,89	-23,54	121,62			
E15	DIAG/VMJ 8b	22,42	25,83	-3,42	15,24			
E16	CTV	62,42	-77,95	15,53	24,88			
E17	CTV	-127,21	-89,45	37,77	29,69			
E18	BANZO/VP	19,95	-	-	-			
E19	BANZO/VP	139,96	128,02	11,93	8,52			
E20	DIAG/VMJ 8b	-18,33	-68,57	-50,25	274,20			
E21	DIAG/VMJ 8a	-32,04	-36,27	-4,23	13,20			
E22	DIAG/VMJ 8a	26,62	29,95	-3,34	12,54			
E23	BANZO/VMJ 8a	-56,48	-63,97	-7,49	13,26			
E24	BANZO/VMJ 8a	-75,1	-79,91	-4,84	6,44			
E25	BANZO/VMJ 8a	12,4	43,73	-31,37	253,97			
E26	BANZO/VMJ 8a	43,1	38,79	4,30	9,97			

Tabela D.9 – modelo Beta-7.

Barras	Extensômetros	Diferenças
		Médias (%)
Viga Principal	·	
Banzos da Viga Principal	E1, E2, E3, E4, E9, E10, E19	12,23
Diagonais da Viga Principal	E5*, E6, E7	11,18
Média Viga Principal	۲ <u>ــــــــــــــــــــــــــــــــــــ</u>	11,70
VMJ 8b:		
Banzos das terças treliçadas	E11, E12, E13,	11,01
Diagonais das terças treliçadas	E15, E20,	15,24
Média VMJ 8b:		13,12
VMJ 8a:		
Banzos das terças treliçadas	E23, E24, , E26	9,89
Diagonais das terças treliçadas	E21, E22	12,50
Média VMJ 8a	11,38	
Diferença Média total		12,07

Tabela D.10 – Resumo - modelo Beta-7.

Beta-5								
	Local	Ensaio	MODELO	Diferença	Diferença			
Extens.		Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	(MPa)	Relativa (%)			
E1	BANZO/VP	95,12	108,19	-13,07	13,74			
E2	BANZO/VP	109,38	100,38	8,99	8,22			
E3	BANZO/VP	-107,60	-119,91	-12,31	11,44			
E4	BANZO/VP	-129,94	-118,45	11,49	8,84			
E5	DIAG/VP	-99,17	-88,31	10,86	10,95			
E6	DIAG/VP	65,05	77,30	-12,25	18,83			
E7	DIAG/VP	82,74	76,71	6,03	7,29			
E8	DIAG/VP	-93,31	-103,98	-10,67	11,44			
E9	BANZO/VP	41,77	47,39	-5,63	13,47			
E10	BANZO/VP	56,02	50,03	6,00	10,70			
E11	BANZO/VMJ 8b	-69,65	-76,69	-7,03	10,10			
E12	BANZO/VMJ 8b	-94,93	-100,59	-5,66	5,96			
E13	BANZO/VMJ 8b	50,20	57,48	-7,28	14,50			
E14	BANZO/VMJ 8b	19,35	42,47	-23,12	119,45			
E15	DIAG/VMJ 8b	22,42	25,40	-2,98	13,29			
E16	CTV	62,42	-79,12	16,70	26,75			
E17	CTV	-127,21	-88,57	38,64	30,38			
E18	BANZO/VP	19,95	-	-	-			
E19	BANZO/VP	139,96	124,64	15,31	10,94			
E20	DIAG/VMJ 8b	-18,33	-67,90	-49,58	270,53			
E21	DIAG/VMJ 8a	-32,04	-36,73	-4,68	14,61			
E22	DIAG/VMJ 8a	26,62	28,96	-2,35	8,83			
E23	BANZO/VMJ 8a	-56,48	-64,67	-8,19	14,49			
E24	BANZO/VMJ 8a	-75,1	71,31	3,76	5,01			
E25	BANZO/VMJ 8a	12,4	43,30	-30,94	250,49			
E26	BANZO/VMJ 8a	43,1	39,62	3,47	8,04			

Barras	Extensômetros	Diferenças
		Médias (%)
Viga Principal		
Banzos da Viga Principal	E1, E2, E3, E4, E9, E10, E19	11,05
Diagonais da Viga Principal	E5*, E6, E7	12,13
Média Viga Principal	11,59	
VMJ 8b:		
Banzos das terças treliçadas	E11, E12, E13,	10,19
Diagonais das terças treliçadas	E15, E20,	13,29
Média VMJ 8b:		11,74
VMJ 8a:		
Banzos das terças treliçadas	E23, E24, , E26	9,18
Diagonais das terças treliçadas	E21, E22	11,72
Média VMJ 8a	10,45	
Diferença Média total		

Tabela D.12 – Resumo - modelo Beta-5.

	Beta-8								
	Local	Ensaio	MODELO	Diferença	Diferença				
Extens.		Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	(MPa)	Relativa (%)				
E1	BANZO/VP	95,12	105,74	-10,63	11,17				
E2	BANZO/VP	109,38	119,96	-10,58	9,68				
E3	BANZO/VP	-107,60	-100,84	6,76	6,28				
E4	BANZO/VP	-129,94	-142,47	-12,53	9,64				
E5	DIAG/VP	-99,17	-108,69	-9,52	9,60				
E6	DIAG/VP	65,05	59,91	5,14	7,90				
E7	DIAG/VP	82,74	93,93	-11,19	13,52				
E8	DIAG/VP	-93,31	-83,31	10,00	10,72				
E9	BANZO/VP	41,77	46,97	-5,20	12,45				
E10	BANZO/VP	56,02	63,83	-7,81	13,94				
E11	BANZO/VMJ 8b	-69,65	-76,68	-7,03	10,09				
E12	BANZO/VMJ 8b	-94,93	-101,51	-6,58	6,93				
E13	BANZO/VMJ 8b	50,20	57,21	-7,02	13,98				
E14	BANZO/VMJ 8b	19,35	45,41	-26,05	134,62				
E15	DIAG/VMJ 8b	22,42	25,22	-2,80	12,49				
E16	CTV	62,42	-85,04	22,62	36,23				
E17	CTV	-127,21	-97,31	29,91	23,51				
E18	BANZO/VP	19,95	-	-	-				
E19	BANZO/VP	139,96	127,03	12,92	9,23				
E20	DIAG/VMJ 8b	-18,33	-60,95	-42,63	232,61				
E21	DIAG/VMJ 8a	-32,04	-35,73	-3,69	11,50				
E22	DIAG/VMJ 8a	26,62	23,89	2,72	10,22				
E23	BANZO/VMJ 8a	-56,48	-62,95	-6,47	11,45				
E24	BANZO/VMJ 8a	-75,1	-69,07	6,01	8,00				
E25	BANZO/VMJ 8a	12,4	43,72	-31,37	253,92				
E26	BANZO/VMJ 8a	43,1	39,37	3,72	8,63				

Tabela D.13 – modelo Beta-8.

Barras	Extensômetros	Diferenças
		Médias (%)
Viga Principal	4	
Banzos da Viga Principal	E1, E2, E3, E4, E9, E10, E19	10,34
Diagonais da Viga Principal	E5*, E6, E7	10,44
Média Viga Principal	L	10,39
VMJ 8b:		
Banzos das terças treliçadas	E11, E12, E13,	10,33
Diagonais das terças treliçadas	E15, E20,	12,49
Média VMJ 8b:		11,74
VMJ 8a:		
Banzos das terças treliçadas	E23, E24, , E26	9,36
Diagonais das terças treliçadas	E21, E22	10,86
Média VMJ 8a	10,11	
Diferença Média total		10,64

Tabela D.14 – Resumo - modelo Beta-8.

ANEXO E

E. SEGUNDA ETAPA DE ENSAIO - RESULTADOS COMPLETOS DO MODELO COMPUTACIONAL

*Resultados obtidos através do programa SAP2000.

TENSÕES

Legenda:

PDsgn = Esforço axial de cálculo.

ffa = Tensão devido ao esforço axial.

MMajDsgn = Momento fletor de cálculo em torno do eixo de maior inércia (no plano da treliça). ffbMajor = tensão devido ao momento fletor no plano da treliça.

MMinDsgn = Momento fletor de cálculo em torno do eixo de menor inércia (fora do plano da treliça).

ffbMinor = tensão devido ao momento fletor fora do plano da treliça.

fftotal = tensão total, dada por : ffa + ffbMajor

FASE I										
Frame	PDsgn	ffa	MMajDsgn	ffbMajor	MMinDsgn	ffbMinor	fftotal			
Text	Ν	N/mm2	N-mm	N/mm2	N-mm	N/mm2	N/mm2			
EXT1	33103	9,61	-207779	1,46	785	0,01	11,06			
EXT2	21687	7,99	-108881	0,95	541	0,00	8,94			
EXT3	-50649	11,87	-221750	1,28	-8217	0,05	10,59			
EXT4	-50664	13,31	-452178	2,89	-4317	0,03	10,41			
EXT5	-13182	10,39	52491	2,07	-5383	0,21	8,32			
EXT6	11665	9,20	-13615	0,54	585	0,02	8,66			
EXT7	13079	10,31	-11687	0,46	-1397	0,06	9,85			
EXT8	-13134	10,36	55075	2,18	-2867	0,11	8,18			
EXT9	14721	3,87	-262932	1,68	-40819	0,26	5,55			
EXT10	10518	3,88	-226281	1,98	-20366	0,18	5,86			
EXT11	-8457	16,31	-5723	1,07	-770	0,14	15,25			
EXT12	-8982	17,32	-5907	1,10	1109	0,21	16,23			
EXT13	3779	7,29	-3854	0,72	-14754	2,75	8,01			
EXT14	4035	7,78	-2506	0,47	16118	3,00	8,25			
EXT15	1077	3,36	268	0,12	393	0,18	3,36			
EXT16	5975	9,32	0	0,00	0	0,00	9,32			
EXT17	8884	13,85	0	0,00	0	0,00	13,85			
EXT18	-49364	11,57	-555800	3,21	17865	0,10	8,36			
EXT19	34113	9,90	-198688	1,39	-2535	0,02	11,29			
EXT20	345	1,08	2258	1,03	1079	0,49	2,11			
EXT21	563	1,76	3463	1,58	-928	0,42	3,34			
EXT22	1132	3,53	363	0,17	279	0,13	3,37			
EXT23	-5492	10,59	-3652	0,68	870	0,16	9,92			
EXT24	-6059	11,69	-4140	0,77	-563	0,11	10,92			
EXT25	4322	8,34	-2639	0,49	15086	2,81	8,83			
EXT26	3691	7,12	-3914	0,73	-13908	2,59	7,85			

Tabela E.1 – Tensões - Fase I de carregamento.

	FASE II									
Frame	PDsgn	ffa	MMajDsgn	ffbMajor	MMinDsgn	ffbMinor	fftotal			
Text	Ν	N/mm2	N-mm	N/mm2	N-mm	N/mm2	N/mm2			
EXT1	98831	28,68	-609509	4,28	2287	0,02	32,95			
EXT2	89231	32,87	-460143	4,03	1571	0,01	36,91			
EXT3	-155934	36,54	-681936	3,93	-24145	0,14	32,61			
EXT4	-155854	40,93	-1367902	8,75	-12671	0,08	32,18			
EXT5	-50015	39,44	197792	7,82	-15730	0,62	31,62			
EXT6	26355	20,78	-29830	1,18	1673	0,07	19,60			
EXT7	38648	30,48	-33391	1,32	-4086	0,16	29,16			
EXT8	-42359	33,40	175548	6,94	-8468	0,34	26,46			
EXT9	38441	10,10	-690169	4,42	-119396	0,76	14,51			
EXT10	33664	12,40	-726816	6,37	-59566	0,52	18,77			
EXT11	-24482	47,22	-16063	2,99	-1767	0,33	44,23			
EXT12	-25016	48,25	-15898	2,96	2780	0,52	45,30			
EXT13	15989	30,84	-12743	2,37	-35424	6,59	33,21			
EXT14	16456	31,74	-6898	1,28	38961	7,25	33,03			
EXT15	3696	11,53	827	0,38	1148	0,53	11,53			
EXT16	17530	27,34	0	0,00	0	0,00	27,34			
EXT17	24406	38,06	0	0,00	0	0,00	38,06			
EXT18	-173947	40,76	-1918762	11,07	52488	0,30	29,69			
EXT19	105467	30,60	-614533	4,31	-7372	0,05	34,92			
EXT20	297	0,93	2074	0,95	3124	1,43	1,88			
EXT21	656	2,05	4171	1,91	-2685	1,23	3,96			
EXT22	3383	10,56	981	0,45	813	0,37	10,11			
EXT23	-14668	28,29	-9441	1,76	2160	0,40	26,54			
EXT24	-14668	28,29	-9731	1,81	-1228	0,23	26,48			
EXT25	13202	25,47	-5198	0,97	35704	6,64	26,43			
EXT26	12813	24,72	-10437	1,94	-32538	6,05	26,66			

Tabela E.2 – Tensões - Fase II de carregamento.

	FASE III									
Frame	PDsgn	ffa	MMajDsgn	ffbMajor	MMinDsgn	ffbMinor	fftotal			
Text	Ν	N/mm2	N-mm	N/mm2	N-mm	N/mm2	N/mm2			
EXT1	163046	47,31	163046	6,80	3578	0,03	54,11			
EXT2	129087	47,56	129087	6,16	2446	0,02	53,71			
EXT3	-257930	60,44	-257930	6,49	-38530	0,22	53,95			
EXT4	-301425	79,17	-301425	16,35	-20133	0,13	62,82			
EXT5	-84076	66,30	-84076	12,93	-25175	1,00	53,37			
EXT6	50175	39,56	50175	2,12	2569	0,10	37,45			
EXT7	62874	49,58	62874	2,00	-6466	0,26	47,58			
EXT8	-71606	56,46	-71606	11,48	-13524	0,53	44,99			
EXT9	60047	15,77	60047	6,96	-190743	1,22	22,73			
EXT10	52643	19,39	52643	10,04	-95172	0,83	29,43			
EXT11	-28535	55,04	-28535	3,39	-2553	0,48	51,65			
EXT12	-29626	57,15	-29626	3,40	4072	0,76	53,75			
EXT13	16925	32,65	16925	2,44	-51345	9,55	35,08			
EXT14	18349	35,39	18349	1,33	56484	10,51	36,73			
EXT15	4858	15,16	4858	0,38	1837	0,84	15,16			
EXT16	31557	49,21	27710	0,00	0	0,00	49,21			
EXT17	38887	60,64	38887	0,00	0	0,00	60,64			
EXT18	-287725	67,42	-287725	17,58	84127	0,49	49,85			
EXT19	174034	50,50	174034	7,12	-11486	0,08	57,62			
EXT20	-1724	5,39	-1724	0,84	4865	2,23	6,23			
EXT21	1807	5,64	1807	6,30	-4177	1,91	11,95			
EXT22	5618	17,53	5618	0,58	1301	0,60	16,95			
EXT23	-21275	41,04	-21275	2,48	3151	0,59	38,56			
EXT24	-23487	45,31	-23487	2,83	-1734	0,32	42,48			
EXT25	17553	33,86	17553	1,19	51249	9,54	35,05			
EXT26	17552	33,86	17552	2,59	-46608	8,67	36,44			

Tabela E.3 – Tensões - Fase III de carregamento.

FASE IV								
Frame	PDsgn	ffa	MMajDsgn	ffbMajor	MMinDsgn	ffbMinor	fftotal	
Text	Ν	N/mm2	N-mm	N/mm2	N-mm	N/mm2	N/mm2	
EXT1	206515	59,93	-1152587	8,09	4124	0,03	68,01	
EXT2	178791	65,87	-1057707	9,27	2448	0,02	75,14	
EXT3	-411995	96,54	-1777254	10,25	-45135	0,26	86,29	
EXT4	-411222	108,00	-3267111	20,91	-19097	0,12	87,10	
EXT5	-120800	95,25	458274	18,11	-33157	1,31	77,14	
EXT6	104052	82,05	-100696	3,98	3269	0,13	78,07	
EXT7	72643	57,28	-51790	2,05	-8253	0,33	55,23	
EXT8	-111898	88,23	439018	17,35	-17765	0,70	70,89	
EXT9	72670	19,09	-1335638	8,55	-249772	1,60	27,63	
EXT10	64829	23,88	-1425797	12,50	-124788	1,09	36,38	
EXT11	-34822	67,17	-22122	4,12	-3116	0,58	63,05	
EXT12	-38652	74,56	-23740	4,42	5001	0,93	70,14	
EXT13	19174	36,99	-14510	2,70	-62566	11,64	39,69	
EXT14	20207	38,98	-7673	1,43	68944	12,83	40,41	
EXT15	5727	17,87	531	0,24	2405	1,10	17,63	
EXT16	45729	71,31	0	0,00	0	0,00	71,31	
EXT17	55445	86,46	0	0,00	0	0,00	86,46	
EXT18	-396955	93,02	-3920069	22,61	109225	0,63	70,41	
EXT19	239247	69,42	-1398501	9,81	-13950	0,10	79,23	
EXT20	-2172	6,78	-11370	5,20	6032	2,76	11,98	
EXT21	-4653	14,52	-18102	8,28	-5159	2,36	22,80	
EXT22	7608	23,74	982	0,45	1704	0,78	23,29	
EXT23	-25662	49,50	-15980	2,97	3860	0,72	46,53	
EXT24	-32164	62,04	-20679	3,85	-2084	0,39	58,19	
EXT25	19993	38,56	-7086	1,32	62141	11,56	39,88	
EXT26	19871	38,33	-15383	2,86	-56323	10,48	41,19	

Tabela E.4 – Tensões - Fase IV de carregamento.

FASE V								
Frame	PDsgn	ffa	MMajDsgn	ffbMajor	MMinDsgn	ffbMinor	fftotal	
Text	Ν	N/mm2	N-mm	N/mm2	N-mm	N/mm2	N/mm2	
EXT1	301948	87,62	-1441874	10,12	6328	0,04	97,73	
EXT2	276942	102,03	-1922815	16,86	4556	0,04	118,89	
EXT3	-483215	113,23	-2060526	11,88	-44948	0,26	101,35	
EXT4	-693541	152,02	-3971534	25,42	-19441	0,12	126,60	
EXT5	-210707	130,62	590328	23,33	-43354	1,71	107,29	
EXT6	68709	72,09	-68012	2,69	3570	0,14	69,40	
EXT7	115169	93,79	-60510	2,39	-8608	0,34	91,40	
EXT8	-133898	104,34	479137	18,93	-24074	0,95	85,41	
EXT9	108081	32,03	-2305004	14,75	-297113	1,90	46,78	
EXT10	66642	35,28	-2149210	18,84	-149412	1,31	54,12	
EXT11	-52733	78,25	-25828	4,81	-3452	0,64	73,45	
EXT12	-64777	86,73	-27861	5,18	5575	1,04	81,55	
EXT13	15995	45,41	-17295	3,22	-69284	12,89	48,63	
EXT14	16657	47,20	-9312	1,73	76744	14,28	48,93	
EXT15	6289	25,73	-340	0,16	2655	1,21	25,73	
EXT16	57426	89,55	0	0,00	0	0,00	89,55	
EXT17	66173	103,19	0	0,00	0	0,00	103,19	
EXT18	-539574	126,44	-4552986	26,26	115652	0,67	100,18	
EXT19	476533	113,89	-2310559	16,21	-11344	0,08	130,10	
EXT20	-3352	10,46	-18826	8,61	6061	2,77	19,07	
EXT21	-15050	19,65	-32010	14,64	-5545	2,54	34,29	
EXT22	8622	28,78	-304	0,14	2024	0,93	28,65	
EXT23	-28269	54,53	-17747	3,30	4306	0,80	51,23	
EXT24	-57732	77,93	-26013	4,84	-2291	0,43	73,09	
EXT25	14363	42,25	-7851	1,46	68868	12,81	43,71	
EXT26	15028	42,35	-16459	3,06	-61980	11,53	45,42	

Tabela E.5 – Tensões - Fase V de carregamento.

DESLOCAMENTOS

Legenda:

U1 = UX = deslocamento na direção do eixo X.

U2 = UY = deslocamento na direção do eixo Y.

UZ = UZ = deslocamento na direção do eixo Z.

R1 = RX = rotação em torno do eixo X.

R2 = RY = rotação em torno do eixo Y.

R3 = RZ = rotação em torno do eixo Z.

FASE III							
Joint	U1	U2	U3	R1	R2	R3	
Text	mm	mm	mm	Radians	Radians	Radians	
F003	-3,6	0,0	29,1	0,0000	0,0026	0,0000	
F002	1,5	-0,1	23,7	0,0000	-0,0032	0,0000	
F001	-1,7	0,1	38,5	0,0001	0,0000	0,0000	
183	-0,6	0,0	32,4	-0,0005	0,0027	-0,0001	
309	-1,5	-0,1	40,0	0,0000	0,0012	0,0002	
363	-1,4	-0,2	39,9	0,0000	0,0006	0,0000	
477	-1,8	-0,1	32,6	-0,0005	-0,0010	0,0002	
195	-0,6	-0,1	32,5	0,0005	0,0028	0,0000	
321	-1,5	-0,1	41,0	0,0002	0,0013	-0,0002	
351	-1,5	0,0	40,9	0,0001	0,0006	0,0000	
489	-1,8	-0,2	32,7	0,0005	-0,0009	-0,0002	

Tabela E.6 – Deslocamentos - Fase III de carregamento.

FASE V								
Joint	U1	U2	U3	R1	R2	R3		
Text	mm	mm	mm	Radians	Radians	Radians		
F003	-6,5	0,1	54,1	0,0001	0,0048	0		
F002	3,1	-0,1	43,9	0,0001	-0,006	0		
F001	-2,8	0,3	71,8	0,0001	0	0		
P183	-0,8	0	57,4	-0,0002	0,0049	-0,0001		
P309	-2,6	-0,1	72,3	0,0005	0,0019	0,0002		
P363	-2,5	-0,3	72,1	0,0006	0,0008	0		
P447	-3,2	-0,1	57,6	-0,0002	-0,0021	0,0003		
P195	-0,9	0	58	0,0003	0,005	0,0001		
P321	-2,7	-0,1	73,9	-0,0003	0,002	-0,0003		
P351	-2,6	0,1	73,8	-0,0003	0,0008	0		
P489	-3,2	-0,2	58,2	0,0003	-0,0021	-0,0003		

Tabela E.7 – Deslocamentos - Fase V de carregamento.

ANEXO F

F. PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIO – GRÁFICOS COMPARATIVOS



Figura F.1 – Primeira etapa de ensaio – comparativo – extensômetros E1 e E2.

PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIO



Figura F.2 – Primeira etapa de ensaio – comparativo – extensômetros E3 e E4.



PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIO

Figura F.3 – Primeira etapa de ensaio – comparativo – extensômetros E5 e E6.

PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIO



Figura F.4 – Primeira etapa de ensaio – comparativo – extensômetros E7 e E8.



PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIO

Figura F.5 – Primeira etapa de ensaio – comparativo – extensômetros E9 e E10.

PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIO



Figura F.6 – Primeira etapa de ensaio – comparativo – extensômetros E11 e E12.



PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIO

Figura F.7 – Primeira etapa de ensaio – comparativo – extensômetros E13, E14 e E15.

ANEXO G

G. SEGUNDA ETAPA DE ENSAIO – GRÁFICOS COMPARATIVOS



Figura G.1 – Segunda etapa de ensaio – comparativo – extensômetros E1 e E2.



Figura G.2 – Segunda etapa de ensaio – comparativo – extensômetros E3 e E4.



Figura G.3 – Segunda etapa de ensaio – comparativo – extensômetros E5 e E6.



Figura G.4 – Segunda etapa de ensaio – comparativo – extensômetros E7 e E8.



SEGUNDA ETAPA DE ENSAIO

Figura G.5 – Segunda etapa de ensaio – comparativo – extensômetros E9 e E10.



Figura G.6 – Segunda etapa de ensaio – comparativo – extensômetros E11 e E12.



Figura G.7 – Segunda etapa de ensaio – comparativo – extensômetros E13, E14 e E15.



Figura G.8 – Segunda etapa de ensaio – comparativo – extensômetros E19, E20.



SEGUNDA ETAPA DE ENSAIO

Figura G.9 – Segunda etapa de ensaio – comparativo – extensômetros E21, E22.



Figura G.10 – Segunda etapa de ensaio – comparativo – extensômetros E23, E24.



SEGUNDA ETAPA DE ENSAIO

Figura G.11 – Segunda etapa de ensaio – comparativo – extensômetros E25, E26.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] AÇOTUBO. Tubos e aços. Disponível em: http://www.acotubo.com.br>. Acesso em: 06 dezembro 2005.
- [2] AEROMEDIA. Disponível em: http://www.aeromedia.pl. Acesso em: 11 janeiro 2006.
- [3] AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC). Design Guide nº 1- Base plate and anchor rod design High Strenght Bolts. Chicago, 2003.
- [4] AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC). Design Guide nº 17 -High Strenght Bolts. Chicago, 2003.
- [5] AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC). Design Guide nº 21 Welded Connections. Chicago, 2003.
- [6] AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC). Specification for Structural Steel Building. Chicago, 2005.
- [7] ARCOWEB. Arquitetura, interiores e design. Disponível em: http://www.arcoweb.com.br. Acesso em: 27 novembro 2006.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 10844/89 Instalações Prediais de Águas Pluviais. Rio de Janeiro, 1989.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 8800/86 Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios. Rio de Janeiro, 1986.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR6123/88 Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1980.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR6120/80 Cargas para cálculo de estruturas em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- [12] AWS D1.1-82 Structural Welding Code Steel. Miami, Florida, 2004.
- [13] BELLEI, I.H. Edifícios industriais em aço: projeto e cálculo. São Paulo, 1994.
- [14] BLODGETT, O.W. Design of welded structures. Cleveland, Ohio, The James F. Lincoln Arc Welding Foundation, 1963.

- [15] BRASIL. Ministério da Industria e do Comércio. Secretaria de Tecnologia Industrial. Manual brasileiro para cálculo de estruturas metálicas. Brasília, v. 1 e v. 3, tomo 2, 1986/1988.
- [16] BROCKENBROUG, R.L.; MERRITT, F.S. Structural Steel Designer's Handbook. McGraw-Hill, Pennsylvania, 1999.
- [17] CIDECT Design guide for circular hollow section (CHS) joints under predominantly static loading (1). Cologne, Germany, 1991.
- [18] CIDECT Design guide for concrete-filled hollow section columns (5). Cologne, Germany, 1995.
- [19] CIDECT Design Guide for Fabrication, Assembly and Erection of Hollow Section Structures (7). Cologne, Germany, 1998.
- [20] CIDECT Design guide for structural hollow section columns exposed to fire (4). Cologne, Germany, 1994.
- [21] CIDECT Structural stability of hollow sections (2). Cologne, Germany, 1991.
- [22] EEKHOUT, M. Innovation in Building Technology Part 2, Alemanha, 2003.
- [23] ENGINEERING S.A. Serviços Técnicos.
- [24] EUROCODE 3. Design of steel structures. (ENV 1993-1.3: 1996)
- [25] GALVANOFER INDÚSTRIA E COMÉRCIO Catálogo de Produtos. São Paulo, 2006.
- [26] GERKEN, F. Projeto para estruturas em perfis tubulares Revista Tubo & Companhia -Número 4. 2004
- [27] GUARUBAG Disponível em: http://www.guarubag.com.br. Acesso em: 05 maio 2005.
- [28] INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDERURGIA Galpões para usos gerais 3ª Edição -IBS/CBCA, Rio de Janeiro, 2004.
- [29] INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDERURGIA Ligações em Estruturas Metálicas 3ª Edição - IBS/CBCA, Rio de Janeiro, 2004.

- [30] INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDERURGIA Transporte e montagem IBS/CBCA, Rio de Janeiro, 2005.
- [31] INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDERURGIA Tratamento de superíficie e pintura -IBS/CBCA, Rio de Janeiro, 2003.
- [32] KRAVANJA, S. Cost estimation, optimization and competitiveness of different composite floor systems—Part 1: Self-manufacturing cost estimation of composite and steel structures. Eslovenia, março de 2005.
- [33] LBBZ. Lasertechnik. Disponível em: http://www.lbbz.de. Acesso em: 21 janeiro 2007.
- [34] MAIOLA, C.H.; MALITE, M. Análise Teórica e Experimental de Treliças Metálicas Espaciais Constituídas por Barras com Extremidades Estampadas. Caderno de Engenharia de Estruturas. EESC-USP, São Carlos, 2002.
- [35] MATEC. Matec Engenharia. Disponível em: <http://www.matec.com.br>. Acesso em: 21 janeiro 2007.
- [36] METALICA : Disponível em: http://www.metalica.com.br. Acesso em: 20 dezembro 2006.
- [37] MICROSTRAN. Structural Engineering Software. Disponível em http://www.microstran.com.au. Acesso em: 27 setembro 2006.
- [38] MINCHILLO, D. G. Estudo do Comportamento de Ligações de Placa de Base para Estruturas Metálicas Tubulares - Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. UNICAMP. Campinas, 2003.
- [39] MISTAKIDIS & TSIOGAS -Failure modes of circular hollow members with flattened edges. Journal of Constructional Steel Research n°59, 2003.
- [40] NCJ. New Columbia Joist Company. Disponível em: http://www.njb-united.com/ncj.htm>. Acesso em 17 novembro 2006.
- [41] OMEGAJOIST. Steel Joist Manufacturer. Disponével em: http://www.omegajoists.com>. Acesso em 18 novembro 2006.
- [42] ONEALSTEEL Metal Service Center. Disponível em: http://www.onealsteel.com. Acesso em: 12 agosto 2006.

- [43] PACKER, J. A. & HENDERSON, J.E. Hollow Structural Section Connections and Trusses: A Design Guide, 2nd. edition, Canadian Institute of Steel Construction, Toronto, 1997.
- [44] PANNONI, F. D. Princípios da proteção de estruturas metálicas em situação de corrosão e incêndio. Coletânea do Uso do Aço. CBCA, 2004.
- [45] PFEIL, W. Estruturas de aço. Rio de Janeiro, LTC, 1976.
- [46] PINHO Galpões em Pórticos de Aço. Disponível em: http://www.metalica.com.br. Acesso em 06 abril 2006.
- [47] POLUKHIN, FODESOV,KOROLYOV,MATVEYEV. Rolling Mill Practice. Moscou, 1963.
- [48] RAUTARUUKKI OYJ, H.V. Design Handbook for Rautaruukki Structural Hollow Sections. Hämeenlinna, 1998.
- [49] REQUENA, J. A. V. ; VIEIRA, R. C. ; SANTOS, L. C. EC 905 900 Procedimento para Elaboração de Projetos de Estruturas Metálicas para Cobertuas em Duas Águas. Apostila de curso. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. UNICAMP. Campinas, 2006.
- [50] SALMON, C.G.; JOHNSON, J.E. Steel structures: design and behaviour. 4.ed. New York, Harper & Row, 1996.
- [51] SANTOS, A. F. Estruturas Metálicas Projeto e detalhes para fabricação. McGraw-Hill, São Paulo, 1977.
- [52] SANTOS, A. L. F. Ligações de Barras Tubulares Para Estruturas Metálicas Planas -Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. UNICAMP. Campinas, 2003.
- [53] SAP 2000. Structural Analysis Program. Versão 8.3. Informações: <www. www.csiberkeley.com>.
- [54] SCHULTE, H. Estruturas metálicas. São Carlos, EESC-USP. (Publicação no 95), 1964.

- [55] SILVANI, M. Subsídios para o Projeto da Ventilação Natural em Pavilhões Industrais. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Faculdade de Engenharia e Arquitetura da Universidade de Passo Fundo, 2003.
- [56] SOTREQ. Disponível em: http://www.sotreq.com.br>. Acesso em 20 janeiro 2007.
- [57] SOUZA, A.N.; MALITE, A. Análise do Projeto de Estruturas Metálicas Espaciais: Ênfase em Coberturas. Caderno de Engenharia de Estruturas. EESC-USP, São Carlos, 2002.
- [58] STEEL JOIST INSTITUTE (SJI), Catalog 2005. Disponível em: <www.steeljoist.org>.
- [59] V&M, PREON, Catálogo. Alemanha, 2005.
- [60] VALENCIANI, V. C. Ligações em Estruturas de Aço. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 1997.
- [61] WARDENIER, J. Hollow Sections in Structural Applications. Holanda, 2001.
- [62] YAGUI, T. Estruturas metálicas para coberturas. Apostila de curso. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. UNICAMP. Campinas.