



AUGUSTO OTTONI BUENO DA SILVA

**TRELIÇA TUBULAR MISTA COM MÚLTIPLOS
PAINÉIS VIERENDEEL**

CAMPINAS – SP

2013



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO

AUGUSTO OTTONI BUENO DA SILVA

**TRELIÇA TUBULAR MISTA COM MÚLTIPLOS
PAINÉIS VIERENDEEL**

Orientador: Prof. Dr. Newton de Oliveira Pinto Júnior

Co-orientador: Prof. Dr. João Alberto Venegas Requena

Tese de doutorado apresentada à Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp, para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil, na área de Estruturas.

**ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE A VERSÃO FINAL DA TESE
DEFENDIDA PELO ALUNO AUGUSTO OTTONI BUENO DA SILVA E
ORIENTADA PELO PROF. DR. NEWTON DE OLIVEIRA PINTO
JÚNIOR.**

ASSINATURA DO ORIENTADOR

CAMPINAS – SP

2013

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

Si38t Silva, Augusto Ottoni Bueno da
Treliza tubular mista com múltiplos painéis
Vierendeel / Augusto Ottoni Bueno da Silva. --
Campinas, SP: [s.n.], 2013.

Orientador: Newton de Oliveira Pinto Júnior
Coorientador: João Alberto Venegas Requena.
Tese de Doutorado - Universidade Estadual de
Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e
Urbanismo.

1. Estruturas metálicas. 2. Trelizas (Construção
civil). 3. Construção mista. I. Pinto Júnior, Newton de
Oliveira, 1951-. II. Requena, João Alberto Venegas,
1956-. III. Universidade Estadual de Campinas.
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e
Urbanismo. IV. Título.

Título em Inglês: Composite hollow truss with multiple Vierendeel panels
Palavras-chave em Inglês: Metal structures, Trusses (Construction), Mixed
construction

Área de concentração: Estruturas

Titulação: Doutor em Engenharia Civil

Banca examinadora: Maria Cecília Amorim Teixeira da Silva, Julio Soriano, Arlene
Maria Sarmanho Freitas, Renato Bertolino Júnior

Data da defesa: 20-02-2013

Programa de Pós Graduação: Engenharia Civil

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO**

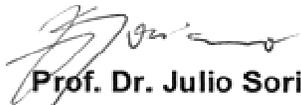
Treliça Tubular Mista com Múltiplos Painéis Vierendeel

Augusto Ottoni Bueno da Silva

Tese de Doutorado aprovada pela Banca Examinadora constituída por:


Prof. Dr. Newton de Oliveira Pinto Júnior
Presidente e Orientador / FEC – UNICAMP


Profa. Dra. Maria Cecilia Amorim Teixeira da Silva
FEC – UNICAMP


Prof. Dr. Julio Soriano
FEAGRI / UNICAMP


Profa. Dra. Arlene Maria Sarmanho Freitas
UFOP


Prof. Dr. Renato Bertolino Júnior
UNESP

Campinas, 20 de fevereiro de 2013

Ao meu pai e à minha mãe

“A dificuldade não está em ter novas ideias, mas em escapar das antigas”
John Maynard Keynes
1883-1946
Economista inglês

AGRADECIMENTOS

À minha esposa Gisleiva e aos meus filhos Henrique e Guilherme.

Ao meu pai Antonio e à minha mãe Maria José.

Ao orientador professor Dr. Newton de Oliveira Pinto Júnior e ao coorientador professor Dr. João Alberto Venegas Requena.

Ao professor Dr. Julio Soriano e à professora Dra. Rosilene de Fátima Vieira.

SUMÁRIO

	Página
LISTA DE FIGURAS	xxi
LISTA DE TABELAS	xxxix
NOTAÇÕES	xxxv
RESUMO	xliii
ABSTRACT	xliv
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Generalidades	1
1.2 Sistema Estrutural Misto Aço-Concreto	3
1.3 Breve Histórico das Estruturas Mistas de Aço e Concreto	4
1.4 Horizontes para as Aplicações das Estruturas Mistas em Aço e Concreto	7
1.5 Possibilidades do Sistema Viga Mista de Aço-concreto	8
1.6 Justificativa para a Realização do Trabalho	9
1.7 As Barras Tubulares	11
1.8 Objetivos e Metodologia da Pesquisa	12
1.9 Apresentação	13
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
2.1 As Vigas Mistas	16
2.2 As Lajes Mistas	18
2.3 Sistemas de Conexão	20
2.4 Conectores de Cisalhamento	23

2.5	Funcionamento da Seção Mista	27
2.6	Construções Escoradas e Não-escoradas	31
2.7	<i>A Stub Girder</i>	32
2.8	A Viga Mista com Abertura na Alma	35
2.8.1	Distribuição de Forças ao redor de uma Abertura na Alma	37
2.8.2	Resistência Total de Vierendeel	40
2.8.3	Capacidade Resistente de Vierendeel advinda da Ação Mista formada entre o Banzo Superior e a Laje	41
2.8.4	Capacidade Resistente de Vierendeel advinda dos Banzos	44
2.8.5	Efeito da Força Cortante na Resistência à Flexão dos Banzos	44
2.9	A Viga Celular Mista	45
2.9.1	Vigas Celulares Assimétricas para Aplicação em Pisos Mistos	49
2.9.2	Dimensionamento e Modos de Colapso da Viga Celular Mista	50
2.10	<i>A Steel Joist Mista</i>	51
2.10.1	As Treliças Tipo <i>Steel Joists</i>	52
2.11	A Treliça Mista	54
2.11.1	Tipos de Treliças	55
2.11.2	Qualidades e Inconveniências da Treliça Mista	58
2.11.3	Aplicabilidade da Treliça Mista	60
2.11.3.1	Treliça Mista em Edifícios	60
2.11.3.2	Tabuleiros em Treliça Mista	65
2.12	Diretrizes e Formulações para o Cálculo de uma Treliça Mista	68
2.12.1	Considerações para o Cálculo da Resistência	69
2.12.2	Banzo Superior da Treliça	70
2.12.3	Banzo Inferior da Treliça	72
2.12.4	Conectores de Cisalhamento	74
2.12.5	Diagonais e Montantes	75
2.12.6	Laje de Concreto	81
2.12.7	Dimensionamento de Treliças Mistas no Estado Limite Último com o	82

	Uso de Conectores de Cisalhamento	
2.12.7.1	Considerações sobre a Geometria da Treliça e as Dimensões dos Perfis	82
2.12.7.2	Resistência à Flexão	84
2.12.7.3	Transferência do Cisalhamento Horizontal	86
2.12.7.4	Resistência ao Cisalhamento	87
2.12.7.5	Combinação de Construção – Resistência à Flexão da Treliça Isolada	89
2.12.7.6	Considerações sobre a Implantação de um Painel Vierendeel	91
2.12.7.7	Análise de um Painel Vierendeel em uma Treliça Mista	92
2.12.8	Estados Limites de Serviço da Treliça Mista	94
2.12.9	Estado Limite de Serviço: Deslocamento Vertical Máximo	94
2.12.9.1	Considerações de Neal e Equipe (NEAL et al., 1992)	95
2.12.9.2	Considerações da <i>American Society of Civil Engineers</i> (ASCE, 1996)	97
2.12.9.3	Considerações da <i>Canadian Standards Association</i> (CSA, 2001)	97
2.12.9.4	Considerações da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT, 2008)	99
2.12.10	Estado Limite de Serviço: Vibração do Piso Misto	100
3	CONFIGURAÇÃO GEOMÉTRICA DA TRELIÇA-VIERENDEEL	103
3.1	Viga Vierendeel Mista	104
3.1.1	Modelagem Estrutural das Vigas Vierendeel Isolada e Mista	107
3.1.2	Viga Vierendeel Isolada – Modelagens da Fase Construtiva	108
3.1.2.1	Determinação dos Esforços	108
3.1.2.2	Estado Limite Último da Viga Vierendeel Isolada – Análise das Tensões de von Mises	110
3.1.2.3	Estado Limite Último da Viga Vierendeel Isolada – Análise das Tensões e Deformações Principais	113
3.1.3	Viga Vierendeel Mista – Modelagens Computacionais	117

3.1.3.1	Determinação dos Esforços	117
3.1.3.2	Estado Limite Último da Viga Vierendeel Mista – Análise das Tensões de von Mises	118
3.1.4	Conclusões sobre o Projeto da Viga Vierendeel Mista	120
3.2	Treliça-Vierendeel Mista – Pré-projeto 1	121
3.2.1	Modelagem Estrutural das Treliças-Vierendeel Isolada e Mista para o Pré-projeto 1	123
3.2.2	Treliça-Vierendeel Isolada (Pré-projeto 1) – Modelagem Computacional da Fase Construtiva	124
3.2.3	Estado Limite Último da Treliça-Vierendeel Mista (Pré-projeto 1) – Determinação dos Esforços via f_{t00}	125
3.2.4	Estado Limite Último da Treliça-Vierendeel Mista (Pré-projeto 1) – Análise das Tensões de von Mises via Ansys	126
3.3	Treliça-Vierendeel Mista – Pré-projeto 2	128
3.3.1	Estado Limite Último da Treliça-Vierendeel Mista (Pré-projeto 2) – Análise das Tensões de von Mises	130
3.4	Treliça-Vierendeel Mista – Conclusões para o Desenvolvimento do Projeto Final	132
4	PRÉ-DIMENSIONAMENTO E DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS, E VERIFICAÇÕES DAS LIGAÇÕES, DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO E DO IÇAMENTO	135
4.1	Pré-dimensionamento	137
4.2	Dimensionamento das Barras	177
4.3	Verificação das Ligações	196
4.3.1	Ligações de Montantes e Diagonais com o Banzo Superior	196
4.3.2	Ligações de Montantes e Diagonais com o Banzo Inferior	199
4.3.3	Perfis Confirmados após a Verificação das Ligações	204
4.4	Verificações dos Estados Limites de Serviço referentes ao Deslocamento Vertical Máximo e à Vibração	204

4.4.1	Deslocamento Vertical Máximo Imediato	204
4.4.2	Deslocamento Vertical Máximo Imediato na Viga Isolada	206
4.4.2.1	Deslocamento Vertical Máximo conforme NEAL et al. (1992)	207
4.4.2.2	Deslocamento Vertical Máximo conforme as Normas CAN/CSA-S16-01 (CSA, 2001) e NBR 8800 (ABNT, 2008)	207
4.4.2.3	Deslocamento Vertical Máximo via software ftool	207
4.4.3	Deslocamento Vertical Máximo Imediato na Viga Mista	208
4.4.3.1	Deslocamento Vertical Máximo conforme NEAL et al. (1992)	210
4.4.3.2	Deslocamento Vertical Máximo conforme a ASCE (1996)	210
4.4.3.3	Deslocamento Vertical Máximo conforme a Norma CAN/CSA-S16-01 (CSA, 2001)	210
4.4.3.4	Deslocamento Vertical Máximo conforme a norma NBR 8800 (ABNT, 2008)	211
4.4.3.5	Deslocamento Vertical Máximo via software ftool	211
4.4.4	Acréscimos no Deslocamento Vertical da Viga Mista devidos aos Efeitos de Fluência e Retração do Concreto	212
4.4.5	Vibração	214
4.4.5.1	Metodologia proposta pela Publicação SCI-P-083	216
4.4.5.2	Metodologia proposta pela Publicação SCI-P-355	216
4.5	Verificação do Lçamento	217
4.5.1	Determinação dos Esforços Atuantes	217
4.5.2	Determinação dos Esforços Resistentes	220
4.5.3	Verificação da Condição de Segurança	222
5	ANÁLISE DO PROJETO	223
5.1	Elemento Tipo, Constantes Reais e Propriedades dos Materiais	223
5.2	Áreas e Malhas na Treliça-Vierendeel Isolada	227
5.3	Áreas e Malhas na Treliça-Vierendeel Mista	230
5.4	Condições de Contorno	232
5.5	Análise do Comportamento da Treliça-Vierendeel Isolada	233

5.5.1	Treliça-Vierendeel Isolada Parcialmente Carregada com Caminhamento da Concretagem do Apoio Esquerdo até o Quadro 6D	235
5.5.2	Treliça-Vierendeel Isolada Carregada ao Longo de Todo o Vão	237
5.5.3	Deslocamento Vertical Máximo Imediato na Treliça-Vierendeel Isolada (ELS)	238
5.6	Análise do Comportamento da Treliça-Vierendeel Mista	239
5.6.1	Treliça-Vierendeel Mista Carregada com Carga Acidental de Ocupação ao Longo de Todo o Vão	241
5.6.2	Treliça-Vierendeel Mista Carregada com Carga Acidental de Ocupação do Apoio Esquerdo até o Quadro 6D	247
5.6.3	Deslocamentos Verticais na treliça-Vierendeel Mista (ELS)	250
5.6.4	Vibração (ELS)	251
5.6.5	Variação na Quantidade de Painéis Vierendeel na Treliça-Vierendeel Mista	252
5.7	Deslocamentos Verticais em Função da Quantidade de Painéis Vierendeel nas Treliças-Vierendeel Isolada e Mista	257
6	CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS	261
6.1	Conclusões sobre o Comportamento da Treliça-Vierendeel Isolada	262
6.2	Conclusões sobre o Comportamento da Treliça-Vierendeel Mista	263
6.3	Conclusões sobre os Deslocamentos Verticais Máximos Iniciais nas Treliças-Vierendeel Isolada e Mista	265
6.4	Conclusões sobre o Comportamento da Estrutura Mista ao se Variar o Número de Painéis Vierendeel Centrais	265
6.5	Sugestões para Novos Trabalhos	266
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	269
	ANEXO A - PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DAS SEÇÕES TUBULARES	281
	ANEXO B - DIMENSIONAMENTO DE BARRAS TUBULARES LAMINADAS EM LIGAÇÕES SOLDADAS SUBMETIDAS A MOMENTOS FLETORES,	289

FORÇA AXIAL E FORÇA CORTANTE	
ANEXO C - LIGAÇÕES SOLDADAS ENTRE PERFIS DE AÇO TUBULARES LAMINADOS	305
ANEXO D - CONECTORES DE CISALHAMENTO TIPO PINO COM CABEÇA	327
ANEXO E - COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO	337

LISTA DE FIGURAS

	Página
Figura 1.01	Treliça mista com painel Vierendeel central e único. 9
Figura 1.02	Esquema proposto para a treliça-Vierendeel mista. 10
Figura 1.03	Estruturas tubulares: (a) cobertura do terminal de passageiros do aeroporto internacional de Maceió – Zumbi dos Palmares; (b) edifício industrial do forno de reaquecimento da empresa Vallourec e Mannesmann do Brasil. 12
Figura 2.01	Desenhos esquemáticos: (a) treliça-Vierendeel mista; (b) treliça mista com a presença de painel Vierendeel central; (c) treliça mista sem a presença de painel Vierendeel central 16
Figura 2.02	Viga mista típica e seus elementos. 18
Figura 2.03	Lajes mistas de aço e concreto. 19
Figura 2.04	Laje mista apoiada sobre viga metálica. 20
Figura 2.05	Esforços trocados entre laje e viga, sem e com ação mista. 21
Figura 2.06	Deslocamentos verticais de uma viga mista. 22
Figura 2.07	Tipos usuais de conectores. 24
Figura 2.08	Ensaio padronizado de deslizamento e suas características de deformabilidade e de ductilidade. 25
Figura 2.09	Diagrama força x escorregamento relativo aço–concreto. 26
Figura 2.10	Funcionamento da seção mista: (a) viga bi-apoiada sob carga uniformemente distribuída e seus diagramas de momento fletor 30

	M e esforço cortante V ; (b) viga de aço e laje de concreto armado não ligadas por conectores; (c) viga mista sob interação completa; (d) viga mista sob interação parcial; (e) diagrama de corpo livre da laje de concreto entre a seção de momento máximo e a seção de momento nulo, na ruptura.	
Figura 2.11	Comportamento de vigas construídas com e sem escoramento: (a) viga mista; (b) diagrama de deformação na seção da viga escorada; (c) diagramas de deformação na seção da viga não-escorada; (d) respostas das vigas em termos de deslocamentos verticais para ação de cargas crescentes.	31
Figura 2.12	<i>Stub girder</i> com transversina sobre a viga principal.	33
Figura 2.13	<i>Stub girder</i> com transversina sob a viga principal.	33
Figura 2.14	Esquema de um típico piso com sistema misto <i>stub girder</i> . As aberturas permitem integração entre os sistemas estrutural, mecânico e de combate a incêndio em duas direções.	34
Figura 2.15	Vigas metálicas com aberturas na alma.	35
Figura 2.16	Representação das condições de ruptura.	37
Figura 2.17	Esforços e tensões atuantes ao redor de uma abertura na alma de uma viga I mista. (a) forças axiais, forças cortantes e momentos fletores; (b) tensões.	39
Figura 2.18	Forças de equilíbrio no banzo superior e na laje.	42
Figura 2.19	Momento resistente de Vierendeel devido a ação mista entre banzo superior e laje de concreto.	43
Figura 2.20	Viga celular aplicada em (a) prédio de biblioteca e (b) como pórtico em um galpão.	46
Figura 2.21	Fabricação do perfil alveolar. (a) corte; (b) posicionamento; (c) soldagem; (d) perfil acabado.	47
Figura 2.22	Viga celular curva.	47
Figura 2.23	Viga celular com momento de inércia variável.	48

Figura 2.24	Viga celular sustentando (a) cobertura, e, (b) piso.	49
Figura 2.25	Perfil celular assimétrico para ação mista com piso de concreto. (a) desenho esquemático; (b) seção transversal.	50
Figura 2.26	Ilustração esquemática de uma <i>steel joist</i> mista. (a) conectores de cisalhamento são soldados através da fôrma de aço à corda superior da treliça; (b) as <i>steel joists</i> mistas permitem a passagem de tubulações através da alma da treliça.	54
Figura 2.27	A treliça mista ou viga mista treliçada.	55
Figura 2.28	Treliças de banzos paralelos tipo (a) Pratt, (b) Warren e (c) Warren modificada.	56
Figura 2.29	Treliças tipo Warren modificada com painel Vierendeel central.	56
Figura 2.30	Arranjo estrutural do banzo inferior. a) treliça Warren com painel Vierendeel central, com banzo inferior até o apoio; b) treliça Warren com painel Vierendeel central, com banzo inferior terminando no último módulo, antes do apoio.	57
Figura 2.31	Configuração mais eficiente segundo o SCI para a geometria de uma treliça mista.	58
Figura 2.32	Treliça com proteção para incêndio.	60
Figura 2.33	Isolinhas da razão entre as massas das treliças mistas e vigas mistas com perfil I para um SPR = 1,5 (SPR é a razão do preço do aço entre seções de aço tubulares e chapas de aço).	63
Figura 2.34	Isolinhas da razão dos custos gerais de fabricação entre treliças mistas e vigas mistas com perfil I, para um SPR = 1,5.	65
Figura 2.35	Passarela em treliça mista tridimensional construído sobre a auto-estrada da Madeira, Portugal.	66
Figura 2.36	Ponte rodo-ferroviária de Öresund entre a Dinamarca e a Suécia.	68
Figura 2.37	Ruptura por corte da corda inferior.	73
Figura 2.38	Flambagem das diagonais comprimidas.	77
Figura 2.39	Momento fletor local induzido, devido ao carregamento da	78

estrutura agindo no banzo superior, provocado pela existência de painéis de tamanhos diferentes.

Figura 2.40	Momento fletor local induzido devido à ligação excêntrica, no plano da treliça, das barras da alma com o banzo.	78
Figura 2.41	Momento fletor local induzido devido à ligação excêntrica, perpendicular ao plano da treliça, das barras da alma com o banzo.	79
Figura 2.42	Momento fletor induzido em diagonal comprimida devido ao efeito localizado de retorno de esforços.	79
Figura 2.43	Distribuição de tensões em treliças mistas.	85
Figura 2.44	Esforços nas diagonais de uma treliça mista.	88
Figura 2.45	Binário resistente em uma treliça isolada.	90
Figura 2.46	Distribuição de momentos nos banzos em situação de ruína do painel Vierendeel.	93
Figura 2.47	Forças de tração e cortante em um painel Vierendeel de uma treliça mista.	93
Figura 3.01	A viga Vierendeel.	104
Figura 3.02	Esquema geral da viga Vierendeel.	106
Figura 3.03	Carregamento da viga Vierendeel isolada no software ftool.	109
Figura 3.04	Numeração das barras da viga Vierendeel.	109
Figura 3.05	Software Ansys, pipe16: tensões de von Mises na viga Vierendeel isolada.	111
Figura 3.06	Software Ansys, pipe16: tensões de Von Mises na viga Vierendeel isolada em região próxima ao apoio.	111
Figura 3.07	Software Ansys, shell181: tensões de von Mises na viga Vierendeel isolada.	112
Figura 3.08	Software Ansys, shell181: tensões de von Mises na viga Vierendeel isolada – ligações da primeira, segunda e terceira montantes com o banzo superior.	113

Figura 3.09	Software Ansys, shell181: tensões principais σ_1 na viga Vierendeel isolada.	114
Figura 3.10	Software Ansys, shell181: deformações principais ε_1 na região do meio do vão na viga Vierendeel isolada.	114
Figura 3.11	Software Ansys, shell181: tensões principais σ_3 na viga Vierendeel isolada.	115
Figura 3.12	Software Ansys, shell181: tensões principais, σ_3 , na região da ligação da montante 17 com o banzo inferior na viga Vierendeel isolada.	116
Figura 3.13	Software Ansys, shell181: deformações principais, ε_3 , na região do meio do vão da viga Vierendeel isolada.	116
Figura 3.14	Carregamento da viga Vierendeel mista no software ftool para o ELU.	117
Figura 3.15	Viga Vierendeel mista: tensões de von Mises via shell181.	119
Figura 3.16	Viga Vierendeel mista: tensões de von Mises via shell181 – ligações da primeira e segunda montantes com o banzo superior.	119
Figura 3.17	Viga Vierendeel mista: tensões de von Mises via shell181 – ligações da primeira e segunda montantes com o banzo inferior.	120
Figura 3.18	Pré-projeto 1: esquema geral da viga treliça-Vierendeel e nomeação dos quadros.	123
Figura 3.19	Carregamento da treliça-Vierendeel isolada (pré-projeto 1) no software ftool.	124
Figura 3.20	Numeração das barras da treliça-Vierendeel (pré-projeto 1).	125
Figura 3.21	Barras mais solicitadas da treliça-Vierendeel mista (pré-projeto 1).	126
Figura 3.22	Tensões de von Mises na treliça-Vierendeel mista (pré-projeto 1).	127
Figura 3.23	Tensões de von Mises na barra 26 da treliça-Vierendeel mista (pré-projeto 1).	128
Figura 3.24	Esquema geral da treliça-Vierendeel (pré-projeto 2) e nomeação	129

	dos quadros.	
Figura 3.25	Condições de apoio da treliça-Vierendeel (pré-projeto 2).	129
Figura 3.26	Tensões de von Mises na treliça-Vierendeel mista (pré-projeto 2) nas proximidades do apoio.	130
Figura 3.27	Tensões de von Mises na ligação da diagonal (barra 23) com o banzo superior da treliça-Vierendeel mista (pré-projeto 2).	131
Figura 3.28	Tensões de von Mises na ligação da montante (barra 20) com o banzo superior da treliça-Vierendeel mista (pré-projeto 2).	131
Figura 3.29	Tensões de von Mises no banzo inferior da treliça-Vierendeel mista (pré-projeto 2).	132
Figura 3.30	Ligações com sobreposição e tensões de tração na face superior do banzo inferior.	133
Figura 4.01	Desenho da estrutura.	135
Figura 4.02	Nomes das barras e dos quadros.	136
Figura 4.03	Largura de influência das ações.	138
Figura 4.04	Dimensões da fôrma MF-50.	139
Figura 4.05	(a) Pontos de inflexão na laje e banzos superior e inferior da treliça-Vierendeel mista carregada uniformemente ao longo de todo o vão; (b) Viga bi-engastada fictícia de vão = 4 m.	142
Figura 4.06	Viga mista carregada ao longo de todo o vão e respectivo gráfico de força cortante, sendo o carregamento obtido de acordo com combinação normal (passo 1.1).	144
Figura 4.07	Posição mais favorável para os conectores.	146
Figura 4.08	Dimensões da fôrma, laje e conector de cisalhamento.	147
Figura 4.09	Espaçamento entre conectores de cisalhamento.	148
Figura 4.10	Viga mista com carga accidental até o quadro 6D e respectivo gráfico de força cortante, sendo o carregamento obtido de acordo com combinação normal (passo 1.1).	149
Figura 4.11	Viga isolada concretada até o quadro 6D com carregamento de	154

	acordo com combinação de construção (passo 2.1) e respectivo gráfico de força cortante.	
Figura 4.12	Viga isolada concretada ao longo de todo o vão com carregamento de acordo com combinação de construção (passo 2.1) e respectivo gráfico de força cortante.	156
Figura 4.13	Seção transformada para a modelagem do conector de cisalhamento.	178
Figura 4.14	Dimensões p e q e excentricidades nos banzos superior e inferior.	180
Figura 4.15	Esforços no banzo inferior e nos conectores para o caso de viga mista carregada ao longo de todo o vão.	182
Figura 4.16	Diagramas de força normal (kN), força cortante (kN) e momento fletor (kN.m) no banzo inferior supondo a viga mista parcialmente carregada, sendo (a) lado esquerdo e (b) lado direito.	183
Figura 4.17	Diagramas de força normal (kN), força cortante (kN) e momento fletor (kN.m) no banzo superior supondo a viga isolada (a) parcialmente carregada, e, (b) carregada ao longo de todo o vão.	188
Figura 4.18	Diagramas de força normal (kN), força cortante (kN) e momento fletor (kN.m) (a) nas diagonais, e, (b) nas montantes, supondo a viga mista carregada ao longo de todo o vão.	189
Figura 4.19	Posição do centro de gravidade na viga isolada na seção do meio do vão.	206
Figura 4.20	Deslocamento vertical máximo na viga isolada via software ftool.	208
Figura 4.21	Posição do centro de gravidade na viga mista na seção do meio do vão, considerando o banzo superior.	209
Figura 4.22	Posição do centro de gravidade na viga mista na seção do meio do vão, desconsiderando o banzo superior.	209
Figura 4.23	Deslocamento vertical máximo na viga mista via software ftool.	212
Figura 4.24	Posição do centro de gravidade para o cálculo do deslocamento	214

	vertical devido à retração do concreto.	
Figura 4.25	Posição do centro de gravidade para o cálculo do momento de inércia da treliça mista visando a determinação da frequência natural da estrutura.	215
Figura 4.26	Carregamento e posição dos cabos de aço para içamento da estrutura metálica.	218
Figura 4.27	Forças normais atuantes nas barras da treliça metálica durante o içamento.	219
Figura 4.28	Momentos fletores atuantes na treliça metálica durante o içamento.	220
Figura 5.01	Características do elemento shell181.	224
Figura 5.02	Curva tensão x deformação do aço das barras tubulares.	225
Figura 5.03	Curva tensão x deformação do concreto.	226
Figura 5.04	Detalhe da malha na região em que a diagonal sobrepõe a montante e o banzo inferior.	229
Figura 5.05	Malha na região de ligação de montante e diagonal com o banzo inferior.	229
Figura 5.06	Malha na região do apoio.	230
Figura 5.07	Vista inferior das áreas na viga mista.	232
Figura 5.08	Tensões de von Mises na ligação da montante M5 (lado direito) com o banzo superior na viga isolada parcialmente carregada.	236
Figura 5.09	Tensões de von Mises na face superior do banzo inferior (barra BI5 – lado direito) na viga isolada parcialmente carregada.	236
Figura 5.10	Tensões de von Mises na ligação da montante M5 (lado direito) com o banzo superior na viga isolada carregada ao longo de todo o vão.	237
Figura 5.11	Tensões de von Mises no banzo superior da viga isolada carregada ao longo de todo o vão.	238
Figura 5.12	Deslocamento vertical máximo na viga isolada de acordo com o	239

	software Ansys.	
Figura 5.13	Vista geral da viga mista submetida a 80 % da carga última.	243
Figura 5.14	Tensões de Von Mises na viga mista submetida a 80 % da carga última – (a) face inferior do banzo inferior; (b) face superior da barra BI5.	244
Figura 5.15	Tensões de Von Mises na viga mista submetida a 90 % da carga última – (a) face inferior do banzo inferior; (b) face superior da barra BI5.	245
Figura 5.16	Tensões de von Mises na viga mista submetida a 100 % da carga última – (a) face inferior do banzo inferior; (b) face superior de BI5.	246
Figura 5.17	Tensões na ligação da montante M5 com o banzoo superior. (a) 80 % da carga última; (b) 90 % da carga última; e, (c) 100 % da carga última.	247
Figura 5.18	Aspecto geral das deformações e tensões de von Mises na viga mista parcialmente carregada.	248
Figura 5.19	Tensões de von Mises na viga mista parcialmente carregada. (a) face inferior do banzo inferior; (b) face superior do banzo inferior (barra BI5 – lado direito).	249
Figura 5.20	Deslocamento vertical máximo na viga mista de acordo com o software Ansys.	251
Figura 5.21	Treliça-Vierendeel mista com variação do número de painéis Vierendeel centrais. (a) 3 painéis; (b) 5 painéis; (c) 7 painéis; (d) 9 painéis; e, (e) 13 painéis.	254
Figura 5.22	Gráfico $r_{d,vi}$ e $r_{d,vm}$ x número de painéis Vierendeel.	259

LISTA DE TABELAS

	Página
Tabela 2.01 Edifícios com <i>steel joists</i> mistas.	54
Tabela 2.02 Relação entre o tamanho do vão (L, em metros) e a estrutura mais econômica.	61
Tabela 2.03 Edifícios com treliça mista.	61
Tabela 2.04 Relação entre os valores de massa (de aço) por metro quadrado de superfície (treliça mista / viga mista convencional em perfil I) para diversos carregamentos e vãos.	64
Tabela 2.05 Principais características de pontes em treliça mista construídas recentemente na Espanha.	68
Tabela 3.01 Segurança das barras da estrutura em aço da treliça-Vierendeel mista (pré-projeto 1).	126
Tabela 4.01 Verificação à flexo-compressão na barra BS6 (quadro 6D – viga isolada) – passo 2.	159
Tabela 4.02 Verificação à flexo-compressão na barra BS6 (quadro 6D – viga isolada) – passo 8.	174
Tabela 4.03 Propriedades das barras para a modelagem via ftool.	178
Tabela 4.04 Verificação à flexo-tração na barra BI7 (viga mista) com esforços obtidos via modelagem.	181
Tabela 4.05 Verificação à força cortante na barra BI5 (viga mista) com esforços obtidos via modelagem.	184

Tabela 4.06	Verificação da força cortante – barra BS6 (viga isolada).	186
Tabela 4.07	Verificação à flexo-tração na barra D1 (viga mista) com esforços obtidos via modelagem – perfil TC d = 73 mm (t = 5,2 mm).	190
Tabela 4.08	Verificação à força cortante na barra D2 (viga mista) com esforços obtidos via modelagem.	190
Tabela 4.09	Verificação à flexo-tração na barra D1 (viga mista) com esforços obtidos via modelagem – perfil TC d = 73 mm (t = 6,4 mm).	191
Tabela 4.10	Verificação à flexo-compressão na barra M1 (viga mista) com esforços obtidos via modelagem – perfil TC d=73mm (t=4,0mm).	192
Tabela 4.11	Verificação à flexo-compressão na barra M1 (viga mista) com esforços obtidos via modelagem – perfil TC d=73mm (t=6,4mm).	193
Tabela 4.12	Verificação à força cortante na barra M6 (viga mista) com esforços obtidos via modelagem.	193
Tabela 4.13	Cálculo da resistência N_{Rd} das ligações N com sobreposição entre o banzo superior e as diagonais e montantes.	197
Tabela 4.14	Cálculo da resistência N_{Rd} das ligações T entre o banzo superior e as montantes.	198
Tabela 4.15	Verificação das ligações de montantes e diagonais com o banzo superior.	199
Tabela 4.16	Cálculo da resistência N_{Rd} das ligações N com sobreposição entre o banzo inferior e as diagonais e montantes.	200
Tabela 4.17	Verificação das ligações N com sobreposição no banzo inferior.	201
Tabela 4.18	Cálculo da resistência N_{Rd} das ligações T entre o banzo inferior e as montantes.	202
Tabela 4.19	Cálculo da resistência $M_{ip,Rd}$ das ligações T entre o banzo inferior e as montantes.	203
Tabela 4.20	Verificação das ligações T no banzo inferior.	204
Tabela 5.01	Quantidade de áreas e características das malhas utilizadas na	228

	modelagem da viga isolada.	
Tabela 5.02	Quantidade de áreas e características das malhas utilizadas na modelagem da viga mista.	231
Tabela 5.03	Comparativo entre os esforços obtidos via cálculo analítico e software ftool referentes aos estados limites últimos na viga isolada.	234
Tabela 5.04	Condições de segurança do banzo superior da treliça-Vierendeel isolada.	235
Tabela 5.05	Comparativo entre os esforços obtidos via cálculo analítico e software ftool referentes aos estados limites últimos na viga mista.	240
Tabela 5.06	Evolução das tensões de von Mises na viga mista.	242
Tabela 5.07	Condição de segurança para a treliça-Vierendeel mista, variando-se o número de painéis Vierendeel centrais.	255
Tabela 5.08	Resistência de grupo frente aos momentos fletores de Vierendeel na treliça-Vierendeel mista, variando-se o número de painéis Vierendeel centrais.	256
Tabela 5.09	Estado limite de serviço referente aos deslocamentos verticais máximos, variando-se o número de painéis Vierendeel centrais.	258
Tabela 5.10	Relações entre os valores de deslocamento vertical máximo inicial encontrados via software ftool e calculado através da NBR 8800 (ABNT, 2008) nas treliças-Vierendeel isolada ($r_{d,vi}$) e mista ($r_{d,vm}$).	258

NOTAÇÕES

Minúsculas Romanas

- a - espessura da região comprimida da laje
- b - largura (total) da seção transversal do perfil tubular retangular ou quadrado
- b' - largura da mesa, tomada igual ao comprimento da parte plana nas seções tubulares retangulares e quadradas
- b_e - largura efetiva da laje de concreto
- d - diâmetro externo de elementos tubulares de seção circular
- d₂ - distância entre as forças de tração e compressão na treliça mista ou distância do centróide do perfil do banzo inferior ao centro de resistência do concreto à compressão
- e_{mh} - distância da borda do fuste do conector à alma da nervura da fôrma de aço
- f_{cd} - resistência de cálculo do concreto à compressão
- f_{ck} - resistência característica do concreto à compressão
- f_n - frequência natural da treliça mista
- f_{sd} - resistência ao escoamento de cálculo das barras de aço da armadura da laje
- f_u - resistência última do perfil tubular de aço
- f_{ucs} - resistência à ruptura do aço do conector de cisalhamento
- f_y - resistência característica ao escoamento do perfil tubular de aço; no texto, utiliza-se a notação simplificada $f_y = f_{yk}$
- f_{yd} - resistência ao escoamento de cálculo do perfil tubular de aço
- f_{ys} - resistência ao escoamento das barras de aço da armadura da laje

- f_w - resistência da solda
- g - carga permanente ou medida típica de ligação com afastamento
- g_{div} - peso próprio de divisórias
- g_{fa} - peso próprio da fôrma de aço
- g_{lc} - peso próprio da laje de concreto armado
- g_{va} - peso próprio da viga de aço
- h - altura (total) da seção transversal do perfil tubular retangular ou quadrado
- h' - altura da alma, tomada igual ao comprimento da parte plana nas seções tubulares retangulares e quadradas
- h_{cs} - altura do conector de cisalhamento tipo pino com cabeça
- h_f - altura da nervura da fôrma de aço (*steel deck*)
- k - fração da conexão de cisalhamento completa, indicado pela norma CSA para o cálculo do momento de inércia efetivo de uma treliça mista
- k_g - parâmetro de ligação tubular
- k_n - parâmetro de ligação tubular
- k_p - parâmetro de ligação tubular
- l_v - comprimento da abertura (horizontal) do painel Vierendeel
- n - número de conectores de cisalhamento entre as seções de momento fletor máximo e nulo
- n_t - razão entre E/E_{ct}
- p - carga distribuída uniforme ou medida típica de ligação com sobreposição
- q - carga acidental ou medida típica de ligação com sobreposição
- q_c - carga acidental de construção
- r - raio de giração da seção transversal do perfil tubular
- r_e - raio externo de concordância entre mesa e alma da seção transversal do perfil tubular
- r_i - raio interno de concordância entre mesa e alma da seção transversal do perfil tubular
- r_y - raio de giração da seção transversal do perfil tubular em relação ao eixo

- principal de inércia perpendicular ao eixo de flexão
- t - espessura (da parede) dos perfis tubulares
 - t_{bs} - espessura do perfil metálico do banzo superior
 - t_{fcs} - espessura da mesa do conector tipo perfil U, tomada a meia distância da borda livre e a face adjacente da alma
 - t_c - altura (espessura) da laje de concreto
 - t_t - altura (espessura) total da laje de concreto ($t_t = t_c + h_f$)
 - t_w - espessura da alma do perfil tubular quadrado ou retangular
 - t_{wcs} - espessura da alma do conector tipo perfil U
 - x_{bi} - distância da face inferior do banzo inferior até o centro de gravidade do banzo inferior
 - x_{bs} - distância da face superior do banzo superior até o centro de gravidade do banzo superior

Maiúsculas Romanas

- A_{bs} - área da seção transversal de aço do banzo superior
- A_{bi} - área da seção transversal de aço do banzo inferior
- A_c - área de concreto da laje (calculada com sua largura efetiva)
- A_{cs} - área da seção transversal do conector de cisalhamento tipo pino com cabeça
- A_g - área bruta da seção transversal do perfil tubular
- A_t - área de concreto da laje utilizada no cálculo das propriedades da seção transformada (deslocamento vertical devido à retração do concreto)
- C_b - Fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme
- C_{cd} - força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto
- D - diâmetro do conector tipo pino com cabeça
- E - módulo de elasticidade longitudinal do aço (perfil tubular)
- E_{cd} - módulo de elasticidade dinâmico do concreto

- E_{ci} - módulo de deformação tangente inicial
- E_{ct} - Módulo efetivo do concreto na tração
- E_c - módulo de elasticidade do concreto
- E_{cs} - módulo de elasticidade secante do concreto
- E_s - módulo de elasticidade das barras de aço da armadura da laje
- G - módulo de elasticidade transversal do aço (perfil tubular)
- H - fluxo cisalhante ou força de cisalhamento horizontal nos conectores
- H_t - altura da treliça isolada, medida da face externa superior do banzo superior à face externa inferior do banzo inferior
- I - momento de inércia (à flexão) da seção transversal do perfil tubular
- I_T - momento de inércia torsor (ou, à torção) da seção transversal do perfil tubular (ou constante de torção)
- $I_{e,ti}$ - momento de inércia efetivo da treliça isolada
- $I_{e,tm}$ - momento de inércia efetivo da treliça mista
- I_{ti} - momento de inércia da treliça isolada
- I_{tm} - momento de inércia da seção mista homogeneizada (treliça mista), formada pela corda inferior da treliça de aço e pela laje de concreto com sua largura efetiva
- K - coeficiente de flambagem por flexão de elementos tubulares isolados
- L - vão; distância; comprimento
- L_b - distância entre duas seções contidas à flambagem lateral com torção (comprimento destravado)
- L_v - distância entre as seções de forças cortantes máxima e nula
- M - momento fletor
- M_{bi} - momento fletor resistente do banzo inferior
- M_{bs} - momento fletor resistente do banzo superior
- $M_{bs,l}$ - momento fletor resistente devido à ação mista entre o banzo superior e a laje
- M_{pl} - momento fletor de plastificação da seção transversal do perfil tubular
- M_r - momento fletor correspondente ao início de escoamento do perfil tubular

- M_{Rd} - momento fletor resistente de cálculo
- $M_{R,ti}$ - momento fletor resistente da treliça isolada
- $M_{R,tm}$ - momento fletor resistente da treliça mista
- M_{Sd} - momento fletor solicitante de cálculo
- M_v - momento fletor resistente de Vierendeel
- N - força axial
- $N_{c,Rd}$ - força axial de compressão resistente de cálculo
- N_e - força axial de flambagem elástica do perfil tubular
- N_{Rd} - força axial resistente de cálculo
- N_{Sd} - força axial solicitante de cálculo
- $N_{t,Rd}$ - força axial de tração resistente de cálculo
- Q - fator de redução total associado à flambagem local do perfil tubular
- Q_u - resistência nominal de um conector de cisalhamento
- Q_{Rd} - força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento
- R_{bi} - força resistente do banzo inferior
- R_{bs} - força resistente do banzo superior
- R_c - força resistente de compressão no concreto
- R_f - fator de redução
- R_g - coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores de cisalhamento
- R_p - coeficiente para consideração da posição do conector de cisalhamento
- R_q - força longitudinal (horizontal) de cisalhamento transferida pelos conectores diretamente sobre a abertura Vierendeel
- R_t - força resistente de tração no aço
- T_{ad} - força axial de tração resistente de cálculo do perfil de aço do banzo inferior da treliça ($T_{ad} = N_{t,Rd}$)
- V - força cortante
- V_{pl} - força cortante correspondente à plastificação por cisalhamento das almas de um perfil tubular retangular

- V_{Rd} - força cortante resistente de cálculo
- W - módulo de resistência elástico da seção transversal do perfil tubular
- Z - módulo de resistência plástico da seção transversal do perfil tubular

Minúsculas Gregas

- α_e - razão entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto
- β - parâmetro de ligação tubular
- γ - parâmetro de ligação tubular
- γ_{a1} - coeficiente de ponderação da resistência do aço do perfil tubular
- $\gamma_{aço}$ - peso específico do aço (barras tubulares)
- γ_c - coeficiente de ponderação da resistência do concreto
- γ_{ca} - peso específico do concreto armado
- γ_{cs} - coeficiente de ponderação da resistência do conector de cisalhamento
- γ_g - coeficiente de ponderação de ação permanente
- γ_q - coeficiente de ponderação de ação variável
- γ_s - coeficiente de ponderação das barras de aço da armadura da laje
- δ_{cs} - deslocamento vertical devido somente à retração do concreto
- δ_{fn} - deslocamento vertical instantâneo para o cálculo da frequência natural da treliça mista
- δ_{max} - deslocamento vertical máximo
- ϵ_{cs} - deformação no concreto devido à retração
- ϵ_g - deformação devida a carga permanente
- ϵ_q - deformação devida a carga acidental
- η - parâmetro de ligação tubular
- λ - índice de esbeltez ou parâmetro de esbeltez do perfil tubular
- λ_0 - índice de esbeltez reduzido do perfil tubular
- λ_{ov} - parâmetro de ligação tubular

- λ_p - parâmetro de esbeltez limite para seções (tubulares) compactas
- λ_r - parâmetro de esbeltez limite para seções (tubulares) semicompactas
- $\nu_{aço}$ - coeficiente de Poisson do aço dos perfis tubulares
- σ_{VM} - tensão de von Mises
- $\sigma_{1,2,3}$ - tensão principal 1, 2 ou 3
- χ - fator de redução associado à resistência à compressão

Siglas

- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas
- AISC - American Institute of Steel Construction
- ASCE - American Society of Civil Engineers
- CSA - Canadian Standards Association
- ELU - Estado Limite Último
- ELS - Estado Limite de Serviço
- LNP - Linha neutra plástica
- NBR - Norma Brasileira
- SCI - The Steel Construction Institute
- TC - Perfil tubular circular
- TQ - Perfil tubular quadrado
- TR - Perfil tubular retangular

RESUMO

As treliças mistas em aço-concreto, alternativa bastante eficiente para vencer grandes vãos, são geralmente empregadas em edifícios comerciais e industriais, e, em pontes ferroviárias e rodoviárias. Em muitos casos, para que se possibilite a passagem de dutos, dificultada nos quadros com presença de diagonais, é construído um painel Vierendeel central; porém, em algumas situações, este único painel pode ser insuficiente, necessitando-se então a criação de novos painéis para satisfazer o uso que se pretende dar à construção. Neste sentido, o objetivo do estudo foi determinar, através de um procedimento de cálculo analítico e modelagens elástica bi-dimensional e plástica tri-dimensional, a capacidade resistente e o modo de ruptura de uma treliça tubular mista bi-apoiada com 15 metros de vão, sendo todo o terço central constituído por painéis Vierendeel. Em seguida, mantendo-se o vão de 15 metros e os perfis estipulados no dimensionamento, foi feita uma parametrização dos resultados para estruturas com 3, 7, 9 e 13 painéis. O estudo, desenvolvido para cargas de escritório, apontou a proporção vão/3 - vão/3 - vão/3 como a ideal para a relação entre trechos treliçado - Vierendeel - treliçado, pois ao se aumentar a proporção do trecho central ocupado pelos painéis Vierendeel, os novos sistemas perdem muita rigidez passando a não suportar mais a carga estipulada no projeto. Além disso, podem passar a apresentar deslocamentos verticais excessivos e resistência às forças cortantes externas atuantes sobre os painéis insuficiente.

Palavras-chave: estruturas metálicas, treliças (construção civil), construção mista.

ABSTRACT

The steel-concrete composite trusses, an efficient alternative to overcome large spans, are generally used in commercial and industrial buildings, and rail and road bridges. In many cases, in order to enable the passage of ducts, with complications in the frames with the presence of diagonals, a central Vierendeel panel is built, but in some situations, if this single panel may be insufficient, then one would need to create new panels to meet the intended use to build. In this case, the objective of the study was to determine, through analytical calculation, two-dimensional elastic modeling and three-dimensional plastic modeling, the bearing capacity and failure mode of a bi-supported truss with a 15 meter span, and the entire central third consisting of Vierendeel panels. Then, keeping the span of 15 meters and the sections determined in the design, a parameterization of the results was made for structures having 3, 7, 9 and 13 panels. The study, developed for office loads, found the proportion $\text{span}/3 - \text{span}/3 - \text{span}/3$, as the ideal relationship for the truss - Vierendeel - truss lengths, because by increasing the proportion of the length occupied by the central Vierendeel panels, the new system loses stiffness and no longer support the load stipulated in the project. Furthermore, they can start presenting excessive vertical displacements and insufficient resistance to external shear forces acting on the panels.

Key-words: metal structures, trusses (construction), mixed construction.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Generalidades

O termo misto em estruturas traz uma dupla informação: a presença de dois ou mais materiais, e a intensidade de ligação entre ambos. Assim, existe a composição nula (ausência de conectores), a composição total (conexão infinitamente rígida, isto é, não havendo deslizamento entre as partes), e a composição parcial (as infinitas situações que existem entre os dois extremos anteriores, e que ocorrem quando se utiliza uma ligação semi-rígida) entre os materiais (TACITANO, 2000). De um modo geral, peças com seções mistas em concreto-madeira, madeira-aço ou concreto-aço, convenientemente unidas, podem adequadamente desempenhar função estrutural, desde que as suas propriedades de elasticidade e de resistência sejam aproveitadas de forma racional (SORIANO, 2001).

Os elementos estruturais com seções mistas em concreto e madeira surgem como uma opção bastante competitiva para construções como painéis de paredes, piso e coberturas, e também como estruturas de pontes, principalmente em áreas rurais, como são de conhecimento algumas aplicações com sucesso em países tais como Itália, Estados Unidos, Canadá, Austrália, Noruega e Suíça (SORIANO, 2001). Neste tipo de estrutura mista, para se obter uma estrutura eficiente, o concreto deve atuar basicamente resistindo às solicitações de compressão e a madeira aos esforços de

tração, comportamento este assegurado por meio de um dispositivo de ligação conveniente instalado na estrutura (SORIANO, 2001).

O composto aço e madeira pode ser considerado uma alternativa estrutural bastante promissora, pois reúne resistência, leveza e versatilidade num único componente. MASCIA e BATISTA (1996) apresentam sua grande importância nas aplicações em cimbramentos, graças à sua praticidade de montagem e a rigidez proporcionada pela associação desses dois materiais. Neste caso, a madeira, além de contribuir com sua resistência à tração e/ou compressão, serve de preenchimento entre perfis metálicos, o que ocasiona uma maior inércia efetiva. Outras aplicações também são apontadas com funções estruturais, tais como em telhados, forros, pisos, treliças, painéis e pilares (SORIANO, 2001; BATISTA, 2001).

Em obras de grande porte é mais comum a associação mista do tipo aço-concreto, com aplicações em prédios residenciais e comerciais, construções industriais e esportivas e pontes, possibilitando, entre outras vantagens, a redução de fôrmas e cimbramentos temporários para o lançamento do concreto (SORIANO, 2001).

Assim, o uso eficiente dos materiais estruturais, especialmente do concreto e do aço, que são os materiais estruturais mais utilizados em todo o mundo, é a chave para o desenvolvimento da construção civil. Um tipo de associação desses dois materiais, concreto e barras de aço, já produziu o concreto armado, de uso eficiente e consagrado em grande parte das aplicações estruturais. Outras associações entre perfis de aço e concreto estrutural, que produzem as denominadas estruturas mistas aço-concreto, trazem novas perspectivas para estes importantes materiais e vantagens significativas para a área da construção (NARDIN et al., 2005).

Assim, pode-se dizer que as estruturas mistas aço-concreto são formadas pela associação de perfis de aço e concreto estrutural de forma que os materiais trabalhem conjuntamente para resistir aos esforços solicitantes. Desta forma é possível explorar

as melhores características de cada material tanto em elementos lineares, como vigas e pilares, quanto nas lajes.

1.2 Sistema Estrutural Misto Aço-Concreto

Entende-se por *elemento* estrutural misto de aço e concreto, aquele que é formado por elementos de aço como perfis, fôrmas ou chapas, ligados ao concreto, podendo o mesmo ser protendido ou armado. Para essa combinação, leva-se em consideração que, tanto o aço quanto o concreto, trabalham em conjunto para resistir às solicitações, tanto vertical como horizontal e na estabilidade estrutural local e global da edificação. Dentre os tipos de elementos estruturais mistos, pode-se citar o pilar misto, a viga mista e a laje mista (CAMPOS, 2006).

Na busca por soluções construtivas cada vez mais eficientes é cada vez mais comum compor o sistema estrutural de uma edificação com pilares de aço, vigas mistas e núcleos ou paredes de concreto armado que garantam a estabilidade horizontal da edificação, são as chamadas estruturas híbridas, ou *sistema* estrutural misto de aço e concreto (QUEIROZ et al., 2001). Pode-se dizer que ao serem utilizadas estruturas de aço, algumas vantagens estão intrinsecamente ligadas a esse sistema como: flexibilidade e liberdade no projeto arquitetônico, alívio de cargas nas fundações e obras mais rápidas e limpas. Por outro lado, a utilização do concreto apresenta vantagens como: resistência ao incêndio e à corrosão, além disso, a maior inércia da seção transversal contribui para a estabilidade de edificação (CAMPOS, 2006). O engenheiro estrutural, de posse da tecnologia já agregada nestes dois materiais busca, com criatividade, construir com rapidez, qualidade e segurança.

Os sistemas estruturais mistos, por serem constituídos por materiais de diferentes propriedades mecânicas de elasticidade e de resistência, podem então ser

colocados como uma solução alternativa às estruturas de uso corrente na construção civil, na medida em que se procure manter a segurança estrutural, de um lado, e por outro busque obter redução de custos de construção, com desempenho arquitetônico e ambiental vantajoso.

1.3 Breve Histórico das Estruturas Mistas de Aço e Concreto

O depósito da Druecker, construído em Chicago em 1898, foi uma das primeiras obras com a utilização de elementos mistos, no caso, pilares mistos (perfil de aço revestido com concreto). Este mesmo conceito foi utilizado em 1901, porém de forma invertida, onde pilares tubulares de aço foram preenchidos com concreto a fim de aumentar a capacidade da grua utilizada na construção da nova gráfica do governo americano, em Washington, DC (CAMPOS, 2006).

Ainda no início do século XX registrou-se o caso de vigas, onde os perfis de aço eram envolvidos com concreto a fim de aumentar a resistência ao fogo e protegê-las da corrosão. Essa prática se deu até meados dos anos 1940 com o surgimento de outros materiais mais leves para estas finalidades.

Na década de 1930 começou-se a substituição do embutimento total pelo embutimento parcial e, mais tarde, pela total separação da viga metálica em relação à laje de concreto.

Na década de 1920 e início da década de 1930 não se considerava que a laje de concreto trabalharia conectada com a viga de aço; somente após o surgimento da solda e da utilização de conectores de cisalhamento, resistindo aos esforços horizontais de cisalhamento, é que os conceitos começaram a ser modificados. VIEST (1960) relata que o primeiro estudo sistemático com conectores mecânicos, usualmente

denominados conectores de cisalhamento, se deu na Suíça em 1933. O conector utilizado possuía seção cilíndrica e forma de espiral. Os estudos com relação ao conector mais utilizado atualmente, denominado stud bolt (pino com cabeça), tiveram início em 1954 nas Universidades de Illinois e de Lehigh (KOTINDA et al., 2005).

Por volta dos anos 1950, as construções mistas de aço e concreto passaram a ser aceitas pelos profissionais de engenharia, quando foram usadas nas construções de pontes nos Estados Unidos e em alguns países da Europa. Na década seguinte, esse conceito começa a se popularizar e ser difundido, trazendo para as construções, não só benefícios técnicos, como também econômicos. Daí por diante essa técnica passa a ser utilizada em edifícios.

FIGUEIREDO (1998) relatou que em 1930 foi introduzido no New York City Building Code os primeiros registros de normatização de estruturas mistas. MALITE (1990) e NARDIN (1999) descrevem que, em 1944 a American Association of State Highway Officials (AASHO), atualmente conhecida como AASHTO, introduziu esse assunto em seus códigos pela primeira vez, seguida pelo American Institute Of Steel Construction (AISC) em 1952.

Em 1956, o Comitê de Pontes e Estruturas da American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) adotou, pela primeira vez, um número extenso de medidas relativas ao dimensionamento de vigas mistas. A maior inovação foi a adoção de um conjunto detalhado de regras de dimensionamento de conectores, forçando a ação conjunta do concreto da laje com o aço da viga. Três tipos de conectores foram incluídos: o conector espiral, o conector em perfil U e o conector tipo stud (FIGUEIREDO, 1998).

Na década de 1960, seguiram-se vários trabalhos de caráter experimental, dentre eles CHAPMAN e BALAKRISHNAN (1964). Com o desenvolvimento dos micro-computadores, foram se tornando mais frequentes trabalhos com vistas a análises

numéricas. No entanto, a maioria destes trabalhos refere-se ao uso de elementos finitos especialmente desenvolvidos para a simulação do comportamento das vigas mistas aço-concreto, sendo mais raros trabalhos que utilizaram para tanto elementos finitos disponibilizados em pacotes comerciais (KOTINDA et al., 2005).

O dimensionamento de elementos mistos passa então a ser inserido nas normas técnicas já existentes para elementos de aço. Isso ocorreu, por exemplo, com a norma canadense CAN/CSA-S16.1 (CSA, 1989) e com a norma americana editada pelo American Institute of Steel Construction (AISC, 1994). A norma americana para estruturas de concreto armado, ACI 318 (ACI, 1995), também incluiu o dimensionamento de pilares mistos em seu texto.

No Brasil, o primeiro registro de normatização de estruturas mistas se deu em meados de 1986, com a publicação, pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), da NBR 8800 (ABNT, 1986), referente ao projeto e execução de estruturas de aço de edifícios. No entanto, essa norma abordava somente vigas mistas. Já em 1999, a publicação da norma de dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio, NBR 14323 (ABNT, 1999), além de normatizar os critérios de segurança de elementos mistos em situação de incêndio, como vigas, pilares e lajes mistas, aproveitou-se para incorporar a regulamentação de cálculo em temperatura ambiente para pilares mistos e lajes mistas, complementando dessa forma a NBR 8800 (ABNT, 1986). Em 2003 a norma de 1999 foi cancelada e substituída integralmente pela NBR 14323 que passou a se chamar “Dimensionamento de estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edifícios em situação de incêndio” (ABNT, 2003).

A primeira norma criada com o objetivo de abordar exclusivamente o dimensionamento e verificação de elementos mistos foi o código europeu EUROCODE 4 (ECS, 1992; ECS, 2004), que serviu de diretriz para a elaboração do texto para revisão da NBR 8800 de 1986 (NARDIN, 2005).

A nova versão da norma brasileira NBR 8800 de 2008 (ABNT, 2008) apresenta prescrições normativas, em temperatura ambiente, para vigas, pilares e lajes mistas de aço e concreto nos seus anexos O, P e Q, respectivamente, sendo que as treliças mistas são tratadas em conjunto com as vigas mistas. Não é feita menção sobre estrutura do tipo viga Vierendeel mista ou treliça-Vierendeel mista.

1.4 Horizontes para as Aplicações das Estruturas Mistas em Aço e Concreto

O sistema estrutural metálico apresenta algumas características que o torna viável em muitas aplicações e, em alguns casos, pode ser a única solução de projeto e execução. Dentre algumas vantagens da utilização do aço como estrutura, destaca-se a velocidade de execução da obra, a capacidade de vencer maiores vãos, a redução das dimensões das peças estruturais e a redução no peso total da edificação. Esses fatores podem propiciar uma redução significativa nos custos, devido a uma fundação mais econômica, a um canteiro de obras menos obstruído, mais limpo e racionalizado. O planejamento de obras é favorecido, sobretudo pela precisão dos orçamentos, visto que a construção passa a ser regida por um sistema de montagem industrial com alta precisão, eliminando desperdícios oriundos de improvisações, correções e adequações, comuns nos métodos convencionais de construção (SANTOS, 2003).

As estruturas em concreto armado apresentam boa resistência à maioria das solicitações, têm boa trabalhabilidade e, por isso, adaptam-se às várias formas, dando maior liberdade ao projetista, permitindo obter estruturas monolíticas e duráveis, desde que os cobrimentos e a qualidade do concreto estejam de acordo com as condições do meio em que estão inseridas. Além disso, CARVALHO e FILHO (2007) explicitam sobre

a possibilidade de se utilizar elementos pré-moldados, que proporcionam maior rapidez e facilidade de execução em obras de grande porte.

A utilização de elementos mistos e, por consequência, de sistemas mistos aço-concreto amplia consideravelmente o conjunto de soluções em concreto armado e em aço.

Segundo NARDIN (1999) e NARDIN et al. (2005) a crescente utilização de sistemas estruturais formados por elementos mistos se deve aos seguintes fatores:

a) os avanços tecnológicos nos processos de obtenção de perfis tubulares e de conectores metálicos tornaram mais fáceis o acesso a estes materiais, diminuindo os custos de produção;

b) necessidade cada vez maior de grandes áreas livres por pavimento, que resulta em grandes vãos para as vigas, acréscimo de força vertical nos pilares e um maior espaçamento entre eles. Com a utilização de estruturas mistas há a redução das dimensões das seções transversais dos elementos, ampliando as áreas livres;

c) diminuição significativa de tempo no cronograma da obra, facilitando a sua execução, sem, com isso, aumentar seu custo;

d) com a utilização de concretos de alta resistência nas estruturas mistas há diminuição do peso próprio da estrutura, e, com isso, menores cargas nas fundações; e,

e) diminuição da altura entre pisos em prédios de muitos pavimentos, pela melhor acomodação de dutos de serviços.

1.5 Possibilidades do Sistema Viga Mista de Aço-Concreto

As vigas mistas de aço e concreto eram inicialmente compostas por uma viga metálica de perfil I de alma cheia que trabalhava em conjunto com uma mesa de

concreto delimitada pela largura efetiva da laje, contendo ou não fôrma de aço nervurada incorporada.

Porém, com a necessidade de vencer vãos maiores; com as limitações de altura frequentemente impostas a edificações de múltiplos pavimentos por regulamentos de zoneamento urbano, aspectos econômicos e considerações estéticas; e, como um pé-direito alto é normalmente requerido para se permitir a passagem de tubulações e dutos de grandes diâmetros sob vigas de aço, conduzindo muitas vezes a alturas inaceitáveis entre pavimentos de edificações, novos sistemas de vigas mistas foram surgindo, dentre eles, as vigas mistas com inércia variável, as vigas mistas com aberturas na alma, as vigas celulares mistas, as *stub girders*, as *steel joists* mistas e, por fim, as treliças mistas.

1.6 Justificativa para a Realização do Trabalho

As treliças mistas, alternativa bastante eficiente para vencer grandes vãos, é costumeiramente construída com perfis tipo cantoneira, e, em grande parte dos casos, possui um painel Vierendeel central (Figura 1.01), que tem como objetivo principal possibilitar a passagem de dutos, dificultada nos quadros com presença de diagonais.

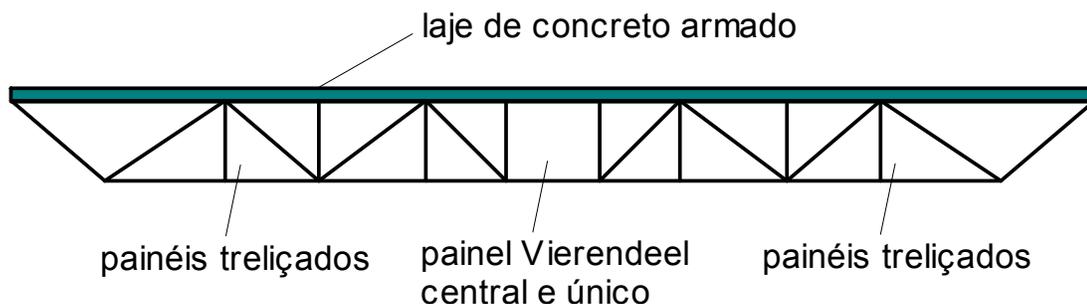


Figura 1.01 – Treliça mista com painel Vierendeel central e único.

As duas principais motivações deste trabalho consistem em substituir os perfis tipo cantoneira das treliças mistas por perfis tubulares e verificar a viabilidade em se retirar outras diagonais formando novos painéis Vierendeel.

Os perfis tubulares consistem atualmente em uma tipologia de perfil com uso crescente no Brasil e no mundo na indústria da construção civil, e, o seu uso, no caso específico das treliças mistas, pode, em muitos casos, evitar problemas de perda de estabilidade comuns nas rotinas de cálculo envolvendo perfis cantoneira. Já a retirada de diagonais permite economia de mão-de-obra, além de liberação de espaço para a passagem de um número maior de tubulações.

Esta nova estrutura (Figura 1.02), aqui denominada treliça-Vierendeel mista, é constituída por estrutura metálica plana de banzos paralelos composta de barras de perfis tubulares e múltiplos painéis Vierendeel na região central do vão.

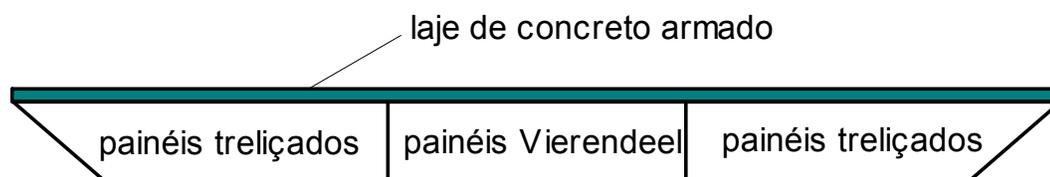


Figura 1.02 – Esquema proposto para a treliça-Vierendeel mista.

Assim, com o intuito de diversificar o esquema de composição de uma viga mista; por apresentar perspectivas de uma eficiente solução estrutural, aliando resistência e rapidez construtiva; por permitir a passagem de várias tubulações e dutos de grandes diâmetros; por contribuir para a pesquisa na área dos perfis tubulares, e, pelo fato deste sistema não ser descrito em normas e em literatura relacionada ao

assunto, pretende-se aqui avaliar e descrever o comportamento deste sistema estrutural.

1.7 As Barras Tubulares

No Brasil, a utilização de perfis tubulares em estruturas metálicas vem crescendo. A diversidade de perfis e elementos complementares atualmente disponíveis, a publicação de pesquisas por parte de universidades e empresas ligadas ao setor, o aumento da atuação de associações destinadas ao estudo e divulgação de tecnologias em estruturas metálicas, como o CBCA (Centro Brasileiro da Construção em Aço), e o acompanhamento das tendências mundiais podem ser citados como alguns dos principais motivos do crescimento da utilização de estruturas tubulares (BRANCO, 2006). Outro fator importante e que proporciona uma grande economia em relação às estruturas metálicas convencionais, é o processo de pintura, bem como manutenções futuras, uma vez que o fato das estruturas tubulares serem fechadas faz com que as áreas de pinturas sejam reduzidas até à metade (SANTOS, 2003).

Dentre as estruturas utilizadas, as treliçadas têm grande destaque, pois são utilizadas em grandes obras, como a cobertura do terminal de passageiros do aeroporto internacional de Maceió – Zumbi dos Palmares e o edifício do forno de reaquecimento instalado na Vallourec & Mannesmann do Brasil (Figura 1.03).

Pode-se justificar o uso dos perfis tubulares então, principalmente por possuir elevada eficiência estrutural por consequência de sua forma geométrica, sendo as mais indicadas para resistir, de maneira econômica, a altas solicitações axiais, torções e ações combinadas, contrapondo assim sua elevada resistência a seu reduzido peso próprio. E ainda, na etapa de projeto pode-se minimizar o efeito e presença de

excentricidades nas ligações devido à ampla possibilidade de posicionamento das barras.



(a)



(b)

Figura 1.03 – Estruturas tubulares: (a) cobertura do terminal de passageiros do aeroporto internacional de Maceió – Zumbi dos Palmares; (b) edifício industrial do forno de reaquecimento da empresa Vallourec e Mannesmann do Brasil.

1.8 Objetivos e Metodologia da Pesquisa

Pretende-se escolher uma configuração estrutural e desenvolver uma rotina de cálculo que garanta a interação completa entre laje e banzo superior e faça com que o estado último seja atingido com o escoamento do banzo inferior, tal como desejado para o caso das treliças mistas. Busca-se ainda determinar a maior eficiência entre o número de painéis travados e não travados, discutindo os modos de ruína esperados nos vários casos.

O projeto desenvolvido deve manter o cisalhamento horizontal nos conectores, e, as resistências da laje, das barras de aço e das ligações entre barras dentro de

limites seguros, evitando assim o surgimento de estados limites últimos indesejáveis, que levem a estrutura mista a uma ruptura brusca.

Para os objetivos serem alcançados foram estabelecidos os seguintes passos:

a) revisão bibliográfica acerca das informações publicadas em meios técnico-científicos, de tal maneira que este trabalho possa estar inserido num contexto de continuidade de pesquisa;

b) estudo sobre a geometria e apoios da estrutura através de modelagens iniciais utilizando-se os softwares ftool (MARTHA, 2008) e Ansys (ANSYS INC., 2005);

c) proposição de uma marcha de cálculo de pré-dimensionamento para uma estrutura com 15 metros de vão com o intuito de realizar uma adequada escolha de perfis que será utilizada como dados de entrada para modelagens via ftool das estruturas isolada e mista;

d) verificação das barras à flexão-composta e força cortante e das ligações entre barras a partir dos esforços determinados;

e) verificação dos estados limites de serviço relativos a deslocamentos verticais e vibração; e,

f) confronto de resultados entre o processo proposto e o obtido em modelagem estrutural via método dos elementos finitos com o uso do software Ansys.

1.9 Apresentação

Esta tese foi dividida em seis capítulos e cinco anexos.

O primeiro capítulo contextualiza, justifica e aponta a importância do tema escolhido, a seguir apresenta o objetivo e a metodologia do estudo, e, por fim a estruturação do texto.

O segundo capítulo faz uma revisão bibliográfica a respeito das vigas mistas de aço e concreto. Destacam-se aspectos como o comportamento da seção mista, a ligação total e parcial e os critérios de cálculo para o dimensionamento utilizando-se conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça, dando especial atenção às vigas mistas I com abertura na alma e às treliças mistas.

O terceiro capítulo discute a configuração geométrica da treliça-Vierendeel, abordando temas como o número de quadros travados e não travados, condições de apoio e estados limite.

O quarto capítulo propõe, em forma de um exemplo prático, uma metodologia de pré-dimensionamento e dimensionamento de uma treliça-Vierendeel mista de 15 metros de comprimento. Em seguida disserta sobre as verificações das ligações, dos estados limite de serviço e içamento da estrutura metálica.

O quinto capítulo faz uma discussão sobre os estados limites últimos apontados no capítulo quatro embasada nos resultados apresentados em modelagem computacional das treliças-Vierendeel isolada e mista.

O sexto capítulo trata das conclusões finais e apresenta sugestões para novas pesquisas sobre o assunto.

Os temas abordados em cada anexo são os seguintes:

- Anexo A: propriedades geométricas das seções tubulares;
- Anexo B: dimensionamento de barras tubulares laminadas em ligações soldadas submetidas a momentos fletores, força axial e força cortante;
- Anexo C: ligações soldadas entre perfis de aço tubulares laminados;
- Anexo D: conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça; e,
- Anexo E: coeficientes de ponderação.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Para o desenvolvimento do projeto de uma treliça-Vierendeel mista, cujo desenho esquemático é ilustrado na Figura 2.01a, foi realizada uma revisão bibliográfica sobre os tipos de sistemas em vigas mistas existentes.

Com este intuito foram apresentados inicialmente os conceitos fundamentais do sistema estrutural do tipo viga I mista (itens 2.1 a 2.6), e logo após, os sistemas *stub girder* (item 2.7), viga mista com aberturas na alma (item 2.8), viga celular mista (item 2.9), *steel joist* mista (item 2.10) e treliça mista (itens 2.11 e 2.12).

Os principais trabalhos encontrados que embasaram a metodologia de cálculo proposta no capítulo 4 foram os referentes às vigas mistas com aberturas na alma e às treliças mistas com e sem a presença de painel Vierendeel central (Figuras 2.01b e 2.01c, respectivamente), por isto, especial atenção foi dada a estes temas. A teoria das vigas com aberturas quadrangulares ou retangulares na alma traz informações sobre como compreender o comportamento dos painéis Vierendeel, enquanto a teoria das treliças mistas elucida como é feito o dimensionamento das barras e dos conectores de cisalhamento, apontando ainda como verificar os estados limites de serviço referentes aos deslocamentos verticais máximos e à vibração.

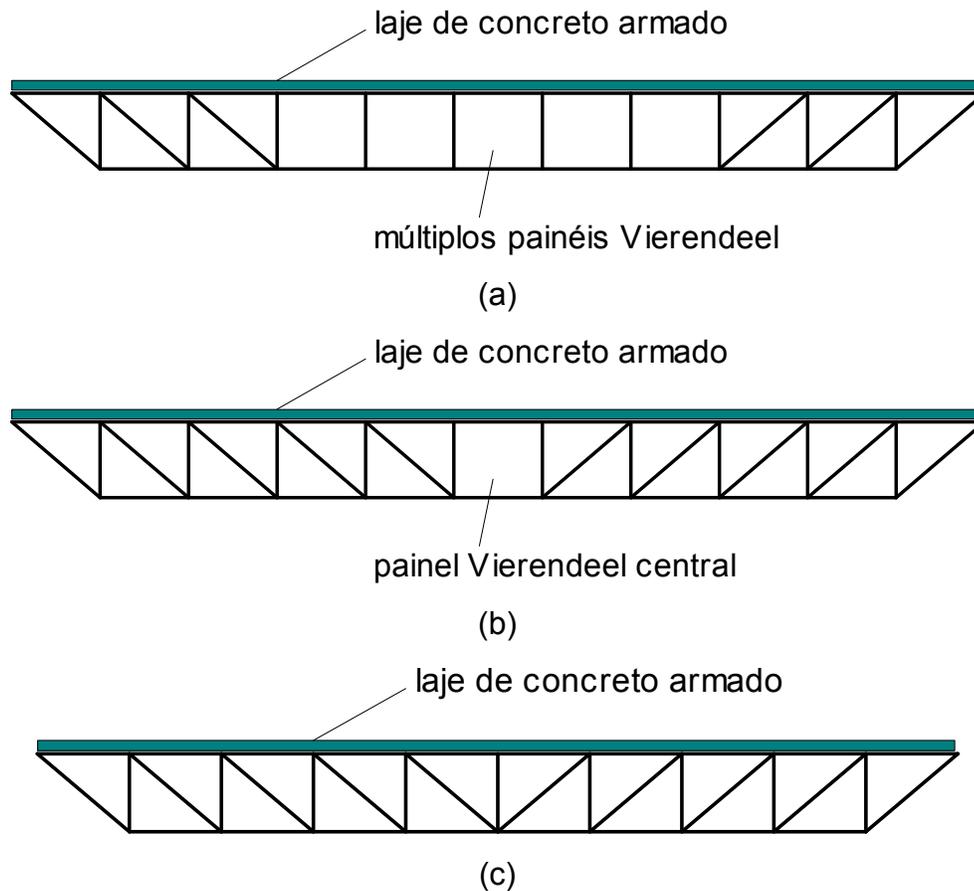


Figura 2.01 – Desenhos esquemáticos: (a) treliça-Vierendeel mista; (b) treliça mista com a presença de painel Vierendeel central; (c) treliça mista sem a presença de painel Vierendeel central.

2.1 As Vigas Mistas

A viga mista de aço e concreto consiste de um componente de aço simétrico em relação ao plano de flexão, que pode ser um perfil I, caixão, tubular retangular ou uma treliça, com uma laje de concreto acima de sua face superior. Os tipos de laje normalmente previstos são a maciça moldada no local, a mista ou a pré-laje de concreto pré-moldada. Deve haver ligação mecânica por meio de conectores de cisalhamento entre o componente de aço e a laje de tal forma que ambos funcionem

como um conjunto para resistir aos esforços de flexão. Em qualquer situação, a flexão ocorrerá no plano que passa pelos centros geométricos das mesas ou dos banzos superior e inferior do componente de aço.

No caso do componente de aço da viga mista ser um perfil I, esta recebe a denominação de viga mista de aço e concreto de alma cheia (Figura 2.02), e no caso de ser uma treliça, de treliça mista de aço e concreto.

As vigas mistas de aço e concreto de alma cheia podem ser biapoiadas, contínuas ou semicontínuas. As biapoiadas são aquelas em que as ligações nos apoios podem ser consideradas como rótulas. As contínuas são aquelas em que o perfil de aço e a armadura da laje têm continuidade total nos apoios internos. As semicontínuas são aquelas em que o perfil de aço não tem continuidade total nos apoios internos, ou seja, que possuem ligação de resistência parcial.

As vigas mistas podem ser escoradas ou não-escoradas durante a construção. São consideradas escoradas as vigas mistas nas quais o componente de aço permanece praticamente sem solicitação até a retirada do escoramento, que deve ser feita após o concreto atingir 75% da resistência característica à compressão especificada (PFEIL e PFEIL, 2009).

As propriedades geométricas da seção mista devem ser obtidas por meio da homogeneização teórica da seção formada pelo componente de aço e pela laje de concreto com sua largura efetiva, dividindo essa largura pela razão modular $\alpha_E = E/E_c$, sendo E e E_c os módulos de elasticidade do aço e do concreto, respectivamente, ignorando-se a participação do concreto na zona tracionada. A posição da linha neutra deve ser obtida admitindo distribuição de tensões linear na seção homogeneizada.

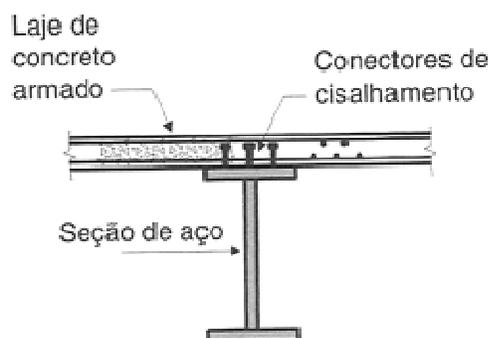


Figura 2.02 – Viga mista típica e seus elementos. Fonte: PFEIL e PFEIL (2009), p. 264.

2.2 As Lajes Mistas

Laje mista de aço e concreto, também chamada de laje com fôrma de aço incorporada, é aquela em que, na fase final, o concreto atua estruturalmente em conjunto com a fôrma de aço, funcionando esta como parte ou como toda a armadura de tração da laje. Na fase inicial, ou seja, antes de o concreto atingir 75% da resistência à compressão especificada, a fôrma de aço suporta isoladamente as ações permanentes e a sobrecarga de construção.

A chapa de aço galvanizado conformada a frio que funciona como fôrma para o concreto durante a etapa de construção e como armadura positiva da laje após o endurecimento do mesmo também é conhecida como *steel deck*. Segundo a ABNT (2008) a espessura de concreto sobre a fôrma deve ser de no mínimo 50 mm.

Durante a etapa construtiva, o *steel deck* deve ser resistente o suficiente para suportar o peso do concreto fresco mais uma sobrecarga de construção equivalente ao peso dos operários e equipamentos utilizados. Após a cura do concreto caracteriza-se a

ação composta, fundamental para o desempenho do sistema, que é garantida pelo travamento mecânico dado pelas saliências (mossas) ou pela forma reentrante do perfil.

Entre as vantagens que fazem com que o sistema se destaque, atualmente, na construção civil, pode-se citar a facilidade de instalação e maior rapidez construtiva, além da redução de gastos com desperdícios de material e dispensa de escoramento. A geometria da fôrma de aço facilita, ainda, a passagem de dutos das diversas instalações e a fixação de forros. Atualmente tem-se testado e obtidos bons resultados o uso de agregados leves para a confecção do concreto da laje, o que se apresenta como uma ótima opção devido às suas várias vantagens, tanto para a fase construtiva da laje quanto para a sua utilização (CALIXTO et al., 2005).

Nas lajes mistas, a fôrma de aço deve ser capaz de transmitir o cisalhamento longitudinal na interface entre o aço e o concreto. A aderência natural entre o aço e o concreto não é considerada efetiva para o comportamento misto, o qual deve ser garantido por (Figura 2.03):

- a) ligação mecânica por meio de mossas nas fôrmas de aço trapezoidais;
- b) ligação por meio do atrito devido ao confinamento do concreto nas fôrmas de aço reentrantes.

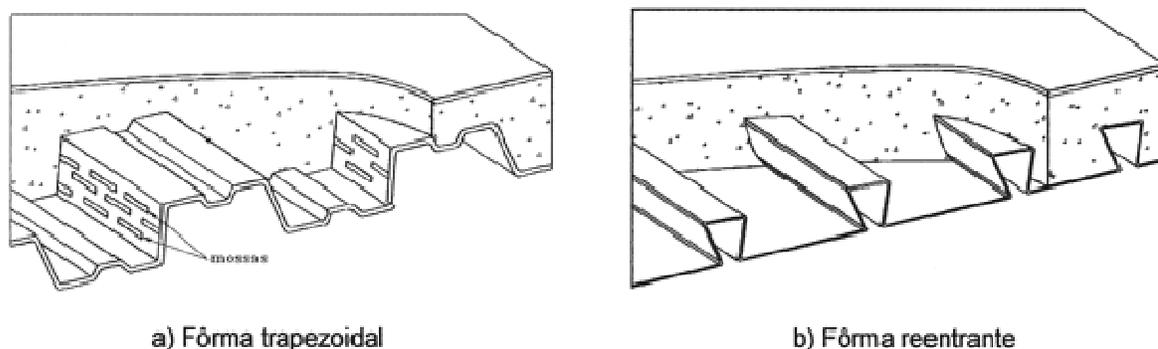


Figura 2.03 – Lajes mistas de aço e concreto. Fonte: ABNT (2008).

As mossas são confeccionadas quando da conformação da chapa que gera a fôrma e consistem de pequenas saliências que promovem uma ligação mecânica com o concreto impedindo deslocamentos relativos entre aço e concreto. As formas reentrantes, além de propiciarem aderência entre os dois materiais por meio do atrito gerado pelo confinamento, também restringem a tendência de separação entre a forma metálica e o concreto.

Em edificações, um sistema utilizado correntemente é o da laje mista aço-concreto apoiada sobre viga metálica, conforme ilustrado na Figura 2.04.



Figura 2.04 – Laje mista apoiada sobre viga metálica. Fonte: PFEIL e PFEIL (2009), p. 264.

2.3 Sistemas de Conexão

Em uma viga mista de aço e concreto o sistema de conexão é responsável por transmitir a força de cisalhamento longitudinal na interface dos dois materiais ao longo do comprimento da viga, conforme definição apresentada por TARANTINO e DEZI (1992) em seu trabalho sobre estruturas mistas em concreto-aço. A importância do sistema de ligação está no fato de que o simples atrito de contato entre os dois materiais não é suficiente para que haja a transferência dos esforços longitudinais.

Além disso, GIRHAMMAR e GOPU (1993) acrescentam que o sistema de conexão deve também impedir o desprendimento vertical entre as peças conectadas (Figura 2.05).

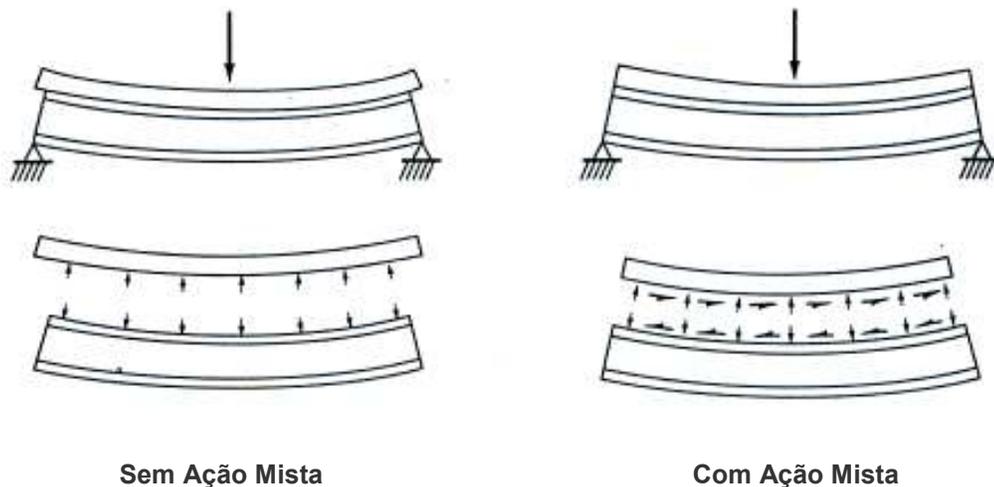


Figura 2.05 – Esforços trocados entre laje e viga, sem e com ação mista. Fonte: GIRHAMMAR e GOPU (1993).

Esse sistema de ligação que caracteriza o comportamento de toda a estrutura pode ser denominado como *rígido* ou *semi-rígido (flexível)*. O sistema de ligação é o responsável pelo sucesso da peça estrutural em atuar dentro de padrões de segurança, conforme relatam diversos pesquisadores (SORIANO, 2001).

Em um elemento estrutural misto com interação total não se tem o deslizamento entre o aço e o concreto. Na interação parcial haverá o deslizamento relativo entre os dois materiais, gerando certa descontinuidade nos diagramas de deformações e de tensões.

De maneira geral, o monolitismo da seção através de um sistema de ligação rígido entre os materiais estruturais garante que seja válida a hipótese de Bernoulli-

Navier para qualquer seção, havendo sobre a mesma apenas uma linha neutra. Já, para seções transversais com dois materiais, quando a ligação for flexível, caracterizada pelo deslizamento na interface de conexão, haverá dois eixos neutros e, proporcionalmente à flexibilidade da conexão, ocorrerá uma redução do momento de inércia teórico da seção supostamente plena (SORIANO, 2001).

WRIGHT (1990) esclarece que em uma estrutura mista em concreto-aço, a solicitação última que a seção pode resistir depende basicamente da capacidade dos conectores absorverem esforços longitudinais, e não da resistência de escoamento da viga de aço. As vigas mistas com interações parciais apresentam flechas adicionais oriundas da deformação dos conectores, conforme ilustra a Figura 2.06. Para as vigas mistas é de grande importância considerar a sua rigidez efetiva, especialmente quando o sistema de conectores é do tipo flexível (SORIANO, 2001).

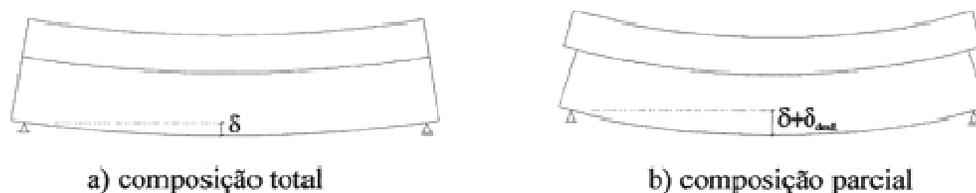


Figura 2.06 – Deslocamentos verticais de uma viga mista. Fonte: WRIGHT (1990), p. 51.

O EUROCODE 4 (ECS, 1992) já definia que o sistema de conexão de cisalhamento pode ser total ou parcial. No caso da conexão total, é considerada a existência de um número suficiente de conectores para transmitir toda a força de cisalhamento entre mesa e alma que constituem o elemento estrutural.

Na conexão completa ou total não ocorre a ruptura da conexão, pois a ruína caracterizar-se-á em razão da seção mais solicitada alcançar a capacidade máxima de flexão. Na situação de conexão parcial, o número de conectores será menor que o

correspondente para a conexão completa. A conexão parcial é possível quando a composição da estrutura mista tem função de reduzir flechas e não a de aumentar a resistência, a qual é assegurada inteiramente pela viga de aço, conforme explica CRISINEL (1990).

Quando a estrutura mista provier de conexão parcial, CRISINEL (1990) indica ser possível calcular a flecha mediante prévia determinação do momento de inércia, considerando a respectiva efetividade da conexão. A flecha resultante do deslizamento da ligação, para estruturas analisadas no estado limite de utilização, conforme o EUROCODE 4, (ECS, 1992) pode ser negligenciada quando o grau de conexão superar 50%. Ou seja, despreza-se o efeito do deslizamento entre o concreto e o aço.

A distribuição do fluxo de cisalhamento horizontal depende da rigidez do sistema de ligação. Conforme WRIGHT (1990), em vigas com sistema de ligação por conectores metálicos, o fluxo é maior nos extremos da viga onde os pinos estão sujeitos a maiores esforços e deformações que aqueles na região central da viga.

2.4 Conectores de Cisalhamento

Os conectores de cisalhamento são dispositivos mecânicos destinados a garantir o trabalho conjunto da seção de aço com a laje de concreto. O conector absorve os esforços cisalhantes horizontais que se desenvolvem na direção longitudinal na interface da laje com a mesa superior da seção de aço e ainda impede a separação física desses componentes. As formas construtivas utilizadas, algumas das quais estão ilustradas na Figura 2.07 preenchem essas duas funções. Entre os tipos ilustrados, o pino com cabeça é o mais largamente utilizado.

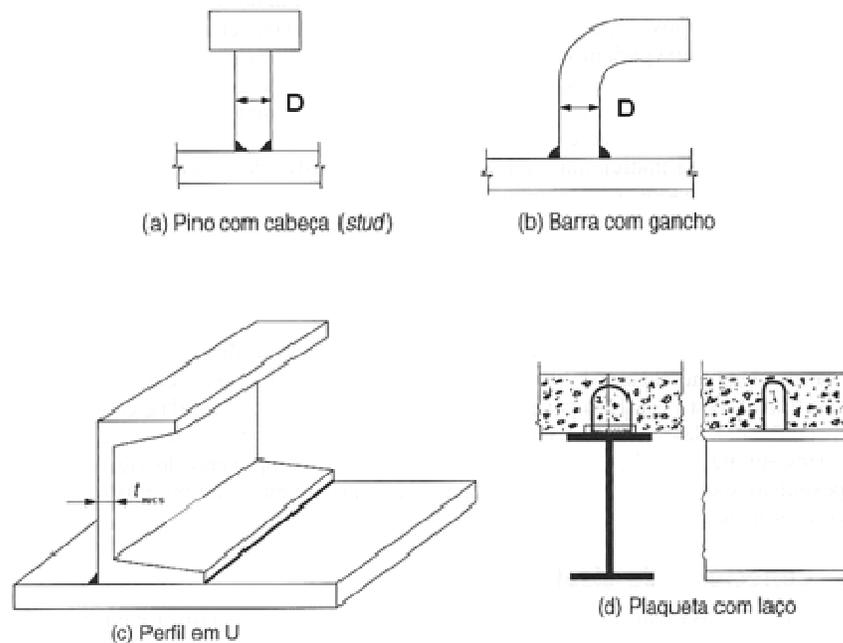


Figura 2.07 – Tipos usuais de conectores. Fonte: PFEIL e PFEIL (2009), p. 266.

O comportamento dos conectores e suas resistências a corte (Q_u) são determinados por ensaios padronizados cujos resultados são dados em curvas esforço cortante x deslizamento entre a superfície do concreto e do aço (Figura 2.08). De acordo com sua capacidade de deformação na ruptura (δ_u), os conectores podem ser classificados em dúcteis e não dúcteis. O conector tipo pino com cabeça é dúctil se a sua altura, h_{cs} , for maior ou igual a 4 vezes o seu diâmetro, D .

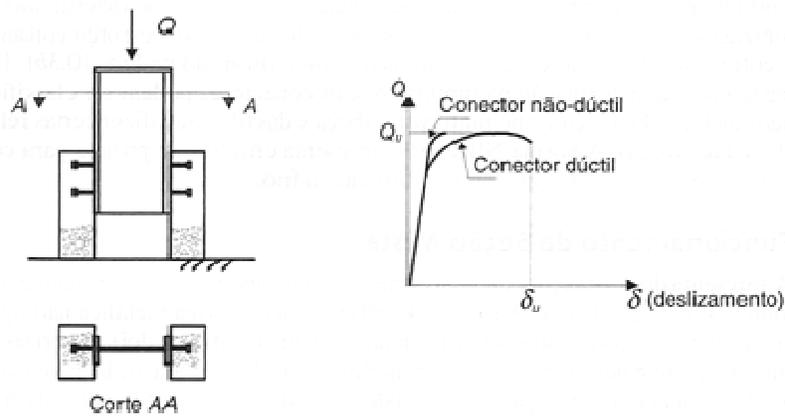


Figura 2.08 – Ensaio padronizado de deslizamento e suas características de deformabilidade e de ductilidade. Fonte: PFEIL e PFEIL (2009), p. 266.

Segundo MALITE (1990), a flexibilidade de um conector está associada às características de sua resposta à ação do fluxo de corte longitudinal, presente entre o perfil de aço e a laje de concreto nas chamadas ações mistas. Esta resposta pode ser traduzida por um comportamento dúctil numa relação entre a força no conector e o deslocamento relativo no concreto, representado por uma curva semelhante à apresentada na Figura 2.08 e expressa na Figura 2.09.

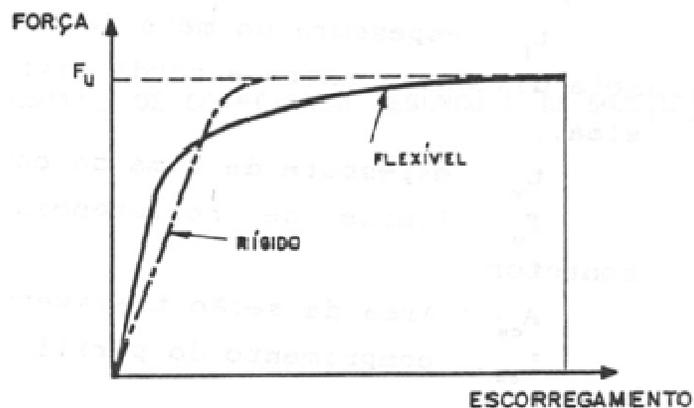


Figura 2.09 – Diagrama força \times escorregamento relativo aço-concreto. Fonte: MALITE (1990), p. 13.

Para QUEIROZ et al. (2001) os conectores dúcteis são aqueles com capacidade de deformação suficiente para justificar a suposição de comportamento plástico ideal da ligação ao cisalhamento longitudinal do elemento misto considerado, ou seja, se os conectores são considerados dúcteis estes podem ser distribuídos de forma uniforme ao longo da viga mista. Por consequência, são os únicos tipos de conectores previstos na NBR 8800 (ABNT, 2008), AISC-LRFD (AISC, 1999) e CISC (2008). Assim pode-se dizer que um conector dúctil é também conhecido como flexível e um conector não-dúctil como rígido.

Para MALITE (1990), um conector flexível, após atingir sua resistência máxima, pode continuar a se deformar, sem ruptura, permitindo que conectores vizinhos absorvam maior força e atinjam também a sua capacidade total portante, num processo de uniformização da resistência da conexão e, assim, de melhor exploração de sua eficiência. Isto, segundo MALITE (1990), permite espaçar igualmente este tipo de conector sem diminuir a resistência máxima da conexão.

Devido a estes motivos as normas em geral descrevem a necessidade dos conectores serem distribuídos uniformemente entre a seção de momento nulo à seção de momento máximo da viga.

2.5 Funcionamento da Seção Mista

A Figura 2.10 apresenta duas situações de vigas simplesmente apoiadas sob carregamento vertical uniformemente distribuído sobre a superfície da laje. A Figura 2.10b refere-se a uma viga metálica sem conexão com a laje de concreto. Desprezando-se o atrito entre os dois materiais na superfície de contato, ocorre o deslizamento, e os dois elementos, laje e viga, trabalham isoladamente à flexão, isto é, cada um participando da resistência à flexão de acordo com a sua rigidez.

De acordo com PFEIL e PFEIL (2009), nas vigas mistas cuja ligação concreto-aço é feita por meio de conectores dúcteis (Figuras 2.10c, 2.10d) distinguem-se três etapas de comportamento para cargas crescentes, gerando os diagramas de esforços da Figura 2.10a.

Na primeira etapa tem-se seção mista com interação completa, sem deslizamento na interface aço-concreto (Figura 2.10c). No início do carregamento, o fluxo cisalhante H transferido pelos conectores (proporcional ao esforço cortante da viga) tem distribuição linear. Os conectores extremos (e , na Figura 2.10c) são os mais solicitados, mas o esforço é pequeno e os conectores apresentam pouca deformação. Assim, pode-se dizer que não há deslizamento na interface aço-concreto. Vê-se, no diagrama de deformações longitudinais ε da seção, que a flexão se dá em torno do eixo que passa pelo centróide da seção mista.

Na segunda etapa tem-se seção mista com interação parcial, com deslizamento na interface aço-concreto (Figura 2.10d). Com o acréscimo do carregamento e consequentemente do fluxo cisalhante horizontal, os conectores extremos passam a apresentar deformações mais significativas chegando à plastificação, enquanto os conectores intermediários (*i*) e centrais (*c*) ainda se encontram pouco deformados. A deformação plástica dos conectores se traduz em um deslizamento da interface aço-concreto e como consequência reduz-se a eficiência da seção mista à flexão. O diagrama de deformações apresenta duas linhas neutras que, entretanto, não são tão afastadas quanto aquelas mostradas na Figura 2.10b para viga de aço e laje de concreto sem conectores.

A terceira etapa é a ruptura. A ductilidade dos conectores permite que eles se deformem mantendo sua resistência e que os acréscimos de esforços sejam transferidos aos conectores menos solicitados. Dessa forma, com o aumento de carregamento, as tensões normais inicialmente em regime elástico atingem o escoamento no aço e/ou a resistência no concreto. Desenvolve-se então a plastificação da seção mista desde que não ocorram, previamente, a flambagem local ou a flambagem lateral. Neste caso, a resistência de uma viga mista é determinada pela plastificação de um de seus componentes: concreto sob compressão, aço sob tração (ou tração e compressão) e conector sob cisalhamento horizontal.

A redistribuição do fluxo cisalhante H em decorrência da ductilidade dos conectores transforma o diagrama de H inicialmente triangular (Figura 2.10c) em um diagrama aproximadamente retangular (Figura 2.10d) na ruptura. Com isso os conectores podem ser uniformemente dispostos entre os pontos de momento máximo e momento nulo. O equilíbrio do diagrama de corpo rígido da laje de concreto entre esses pontos, ilustrado na Figura 2.10e, fornece a Equação 2.01.

$$\sum Q_u = F_c \quad (2.01)$$

onde:

Q_u é a força em cada conector; e,
 F_c é a resultante de compressão no concreto.

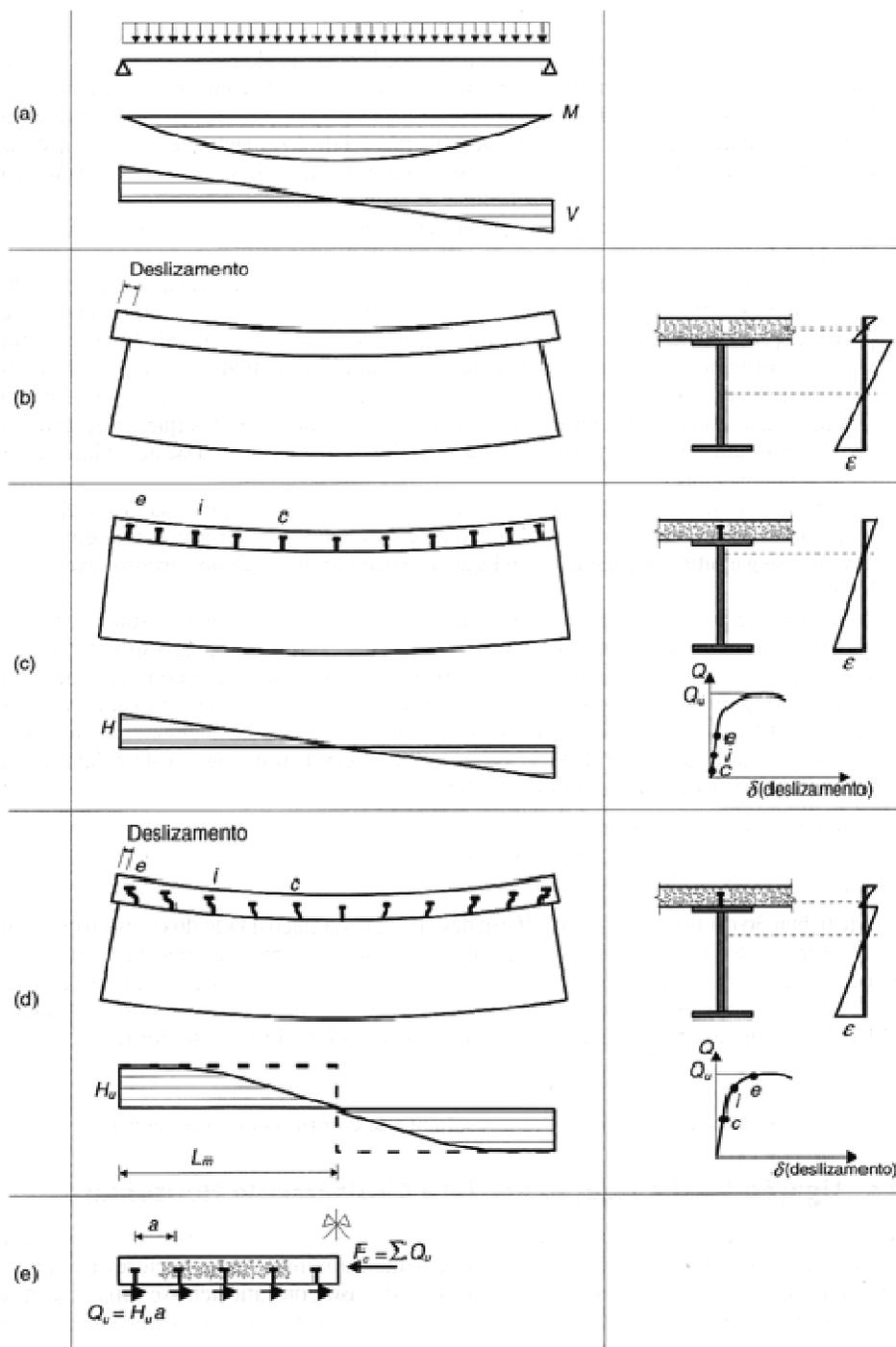


Figura 2.10 – Funcionamento da seção mista: (a) viga bi-apoiada sob carga uniformemente distribuída e seus diagramas de momento fletor M e esforço cortante V ; (b) viga de aço e laje de concreto armado não ligadas por conectores; (c) viga mista sob interação completa; (d) viga mista sob interação parcial; (e) diagrama de corpo livre da laje de concreto entre a seção de momento máximo e a seção de momento nulo, na ruptura. Fonte: PFEIL e PFEIL (2009), p. 267.

2.6 Construções Escoradas e Não-escoradas

As vigas mistas podem ser construídas com ou sem escoramento. Nas vigas construídas com escoramento, a seção de aço não é solicitada durante o endurecimento do concreto. Uma vez atingida a resistência necessária ao concreto, o escoramento é retirado e as solicitações devidas ao peso próprio (g) e outras cargas (q) aplicadas posteriormente atuam sobre a seção mista, resultando no diagrama de deformações apresentado na Figura 2.11b.

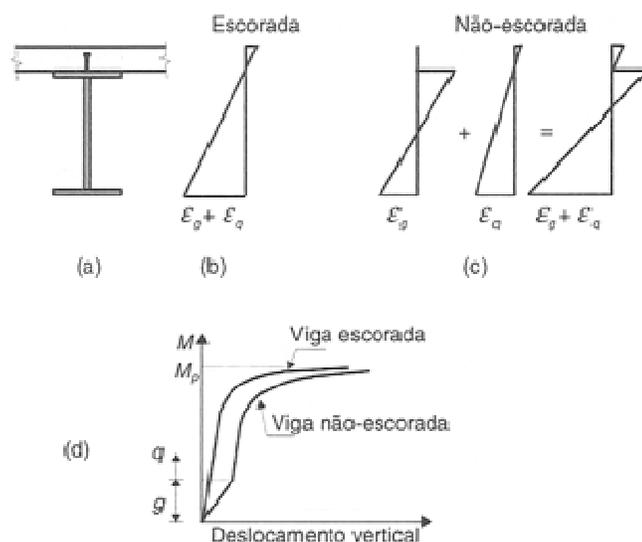


Figura 2.11 – Comportamento de vigas construídas com e sem escoramento: (a) viga mista; (b) diagrama de deformação na seção da viga escorada; (c) diagramas de deformação na seção da viga não-escorada; (d) respostas das vigas em termos de deslocamentos verticais para ação de cargas crescentes. Fonte: PFEIL e PFEIL (2009), p. 270.

Nas vigas sem escoramento, o peso do concreto fresco e o peso próprio de aço atuam apenas na seção de aço. As cargas q aplicadas após o endurecimento do concreto incidem sobre a seção mista resultando no diagrama composto de deformações mostrado na Figura 2.11c. Em uma viga mista não-escorada a seção de aço deve ter resistência à flexão suficiente para suportar todas as cargas aplicadas antes de o concreto curar e atingir uma resistência à compressão igual a $0,75f_{ck}$.

O comportamento da viga para ação de momentos fletores crescentes nos casos de construção escorada e não-escorada é mostrado na Figura 2.11d, onde se observa que os deslocamentos verticais devidos à carga g na viga escorada são bem menores do que na viga não-escorada, uma vez que todo o carregamento ($g + q$) atua no sistema mais rígido da seção mista. Entretanto, no estado limite último, as tensões de plastificação que se desenvolvem em uma viga mista são as mesmas nos dois casos de construção e, portanto, a viga atinge o mesmo momento fletor resistente, seja ela escorada ou não.

Em decorrência do sistema construtivo, a viga não-escorada pode apresentar problemas de deslocamentos excessivos durante a construção e em serviço. Por outro lado, evitam-se os custos do escoramento e restrições de espaço disponível na obra.

2.7 A *Stub Girder*

Por volta dos anos de 1950 as vigas mistas I de aço-concreto passaram a ser utilizadas com critério e confiança pelos engenheiros. A partir daí deu-se início a criação de outras formas de vigas mistas, dentre elas a *stub girder*.

A solução estrutural conhecida como *stub girder* compreende uma viga inferior ou principal (*Wshape*), e uma série de vigas curtas (*stubs*), também *Wshape*, que

conectam a viga inferior à laje de concreto. As *stubs* são soldadas na parte superior da viga principal e solidarizadas à laje por meio de conectores de cisalhamento. Os espaços que são criados adjacentes às vigas curtas são utilizados para a passagem de tubulações de serviço e eventualmente de vigas transversais, também conhecidas como vigas de piso (Figura 2.12). As vigas transversais, embora pouco comum, podem também se localizar abaixo da viga principal (Figura 2.13).

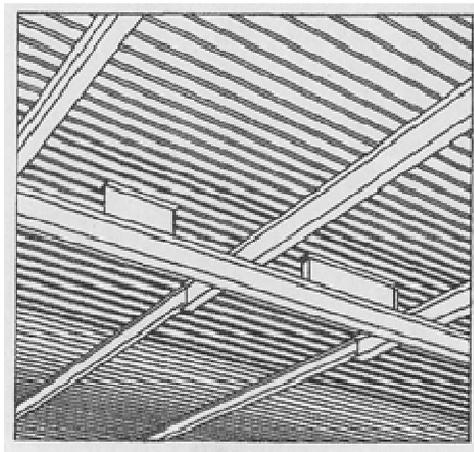


Figura 2.12 – *Stub girder* com transversina sobre a viga principal. Fonte: CHIEN e RITCHIE (1984).

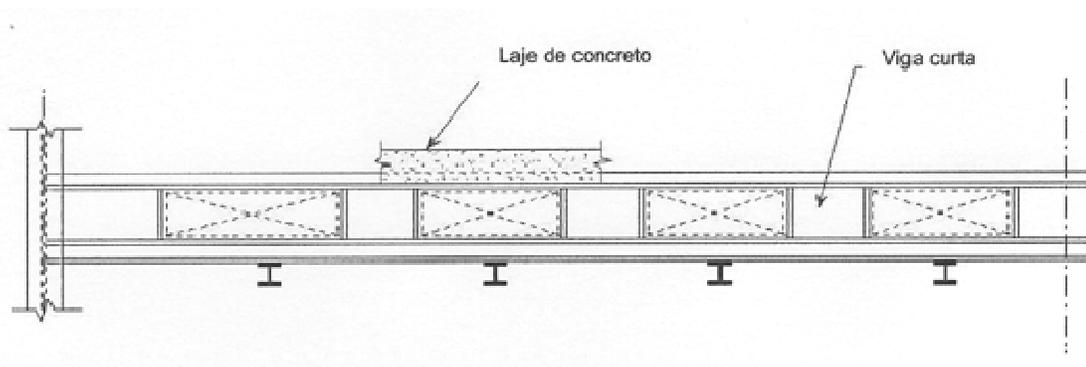


Figura 2.13 – *Stub girder* com transversina sob a viga principal. Fonte: RODRIGUES (2007).

Este tipo de construção foi desenvolvido no início dos anos 1970 e uma das suas principais vantagens era possibilitar a mudança de direção de tubulações por entre a trama de vigas de aço de um piso (Figura 2.14), propiciando aos dutos elétricos, mecânicos, e de combate a incêndio que ocupassem a mesma região do vigaamento que dá sustentação estrutural às lajes da edificação, diminuindo assim a altura de cada pavimento, e, por consequência, o peso em aço do edifício (WAI-FAH, 1999).

Esse sistema estrutural, segundo WAI-FAH (1999) foi utilizado, principalmente durante a década de 1980, em um grande número de edifícios altos em estrutura metálica nos Estados Unidos, Canadá e México, chegando a alcançar 72 pavimentos.

Com o desenvolvimento e difusão do cálculo das vigas com aberturas na alma, com a popularização das *steel joists* e treliças mistas, e pela necessidade de escoramento temporário do sistema até que o concreto atingisse resistência adequada para o desenvolvimento da ação mista, as *stub girders* caíram em desuso, conforme relata RODRIGUES (2007).

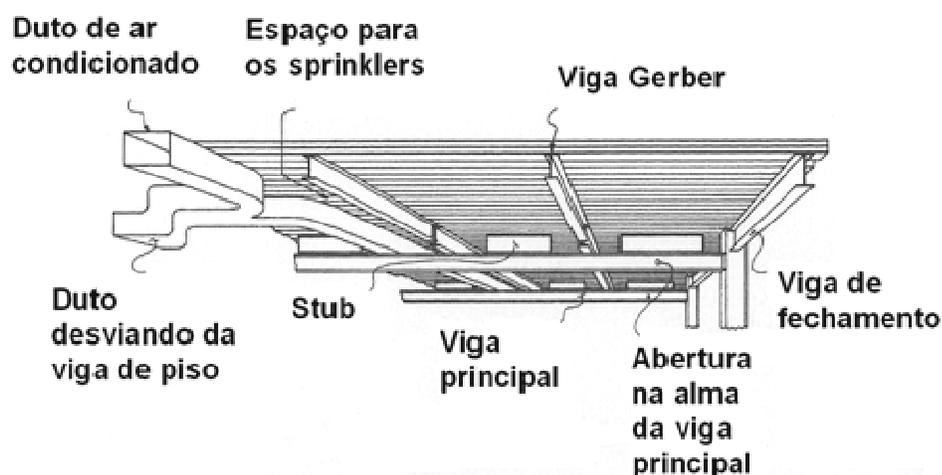


Figura 2.14 – Esquema de um típico piso com sistema misto *stub girder*. As aberturas permitem integração entre os sistemas estrutural, mecânico e de combate a incêndio em duas direções. Fonte: CHIEN e RITCHIE (1984).

2.8 A Viga Mista com Abertura na Alma

Outra solução para minimizar a altura de um pavimento e, conseqüentemente, diminuir a altura do edifício, de sua superfície e de seu volume é fazer aberturas nas almas das vigas para a passagem dos dutos (Figura 2.15). Como desvantagem, as aberturas na alma podem diminuir significativamente a resistência à flexão e ao cisalhamento das vigas metálicas.

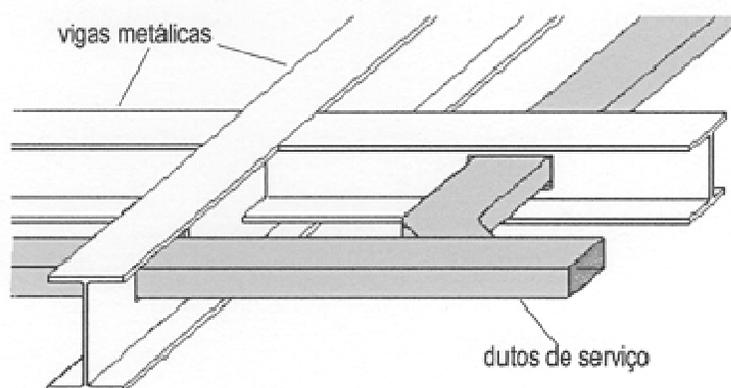


Figura 2.15 – Vigas metálicas com aberturas na alma. Fonte: VERÍSSIMO (1996).

As vigas mistas com aberturas na alma, que utilizam a ação combinada do concreto da laje com a viga I de suporte, já eram utilizadas e estudadas desde a década de 1980 (LAWSON, 1987). Ensaios realizados na América do Norte com lajes maciças (CLAWSON e DARWIN, 1982) e com lajes mistas (REDWOOD e POUMBOURAS, 1983; DONAHEY, 1986) indicam que, conforme previsto pelas análises elásticas, existe uma considerável reserva de resistência após o início do

escoamento, e, portanto, os princípios da análise plástica podem ser empregados. Entretanto, os métodos de análise propostos, de acordo com DONAHEY (1986) para prever o comportamento preciso destas estruturas são invariavelmente complexos, e não são adequados como diretrizes para projetos de estruturas correntes.

A marcha de cálculo então pode ser encaminhada de maneira razoavelmente precisa, e a favor da segurança, se comparada com os testes já realizados, conforme sugerido pelo SCI (LAWSON, 1987). O método é aplicável a vigas mistas bi-apoiadas com aberturas retangulares. Enrijecedores podem ou não ser incorporados, dependendo das considerações de flambagem local e transferência de momento-cisalhamento através da abertura (ação Vierendeel). Por este método é possível analisar ainda as vigas sem ação mista.

Na ruptura, todos os elementos ao redor da abertura estão sujeitos a elevadas combinações de tensões geradas pelas forças axiais advindas da ação global de flexão e pelas forças cortantes e momentos locais devidos a ação de Vierendeel, conforme mostrado na Figura 2.16. A magnitude de cada um desses esforços depende da localização da abertura ou das aberturas ao longo do vão. A viga com ação mista com a laje é responsável por um considerável aumento das resistências ao redor da abertura, “protegendo” melhor o furo em comparação com a viga I isolada.

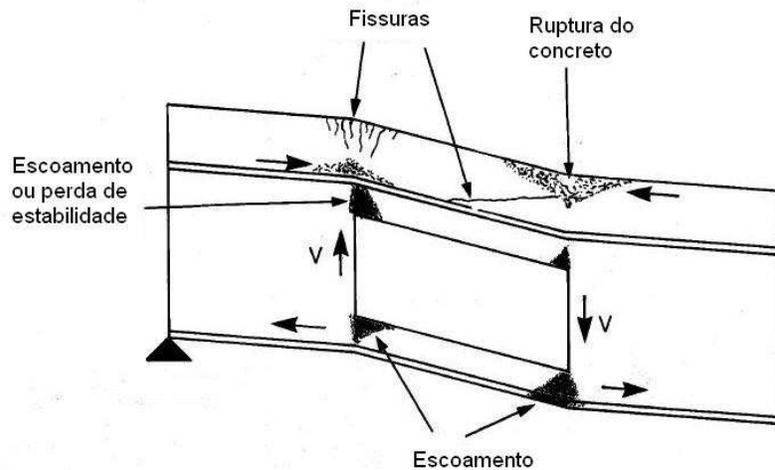


Figura 2.16 – Representação das condições de ruptura. Fonte: LAWSON (1987).

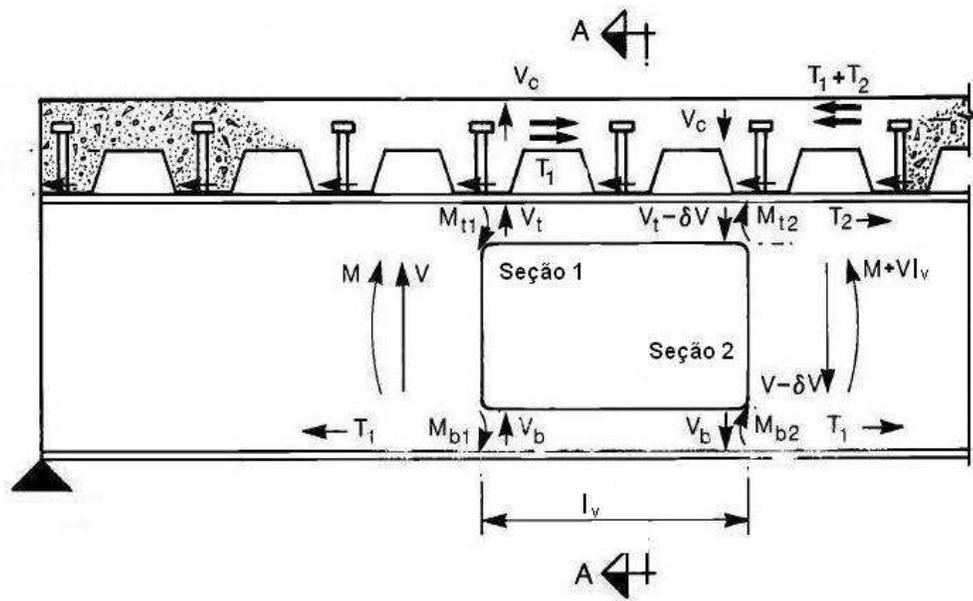
Assume-se que o projeto da seção mista, em região não afetada pela abertura, respeita os princípios correntes dos métodos já consagrados de cálculo. Já existem nas referências previamente citadas recomendações inclusive sobre o posicionamento mais adequado para as aberturas.

2.8.1 Distribuição de Forças ao redor de uma Abertura na Alma

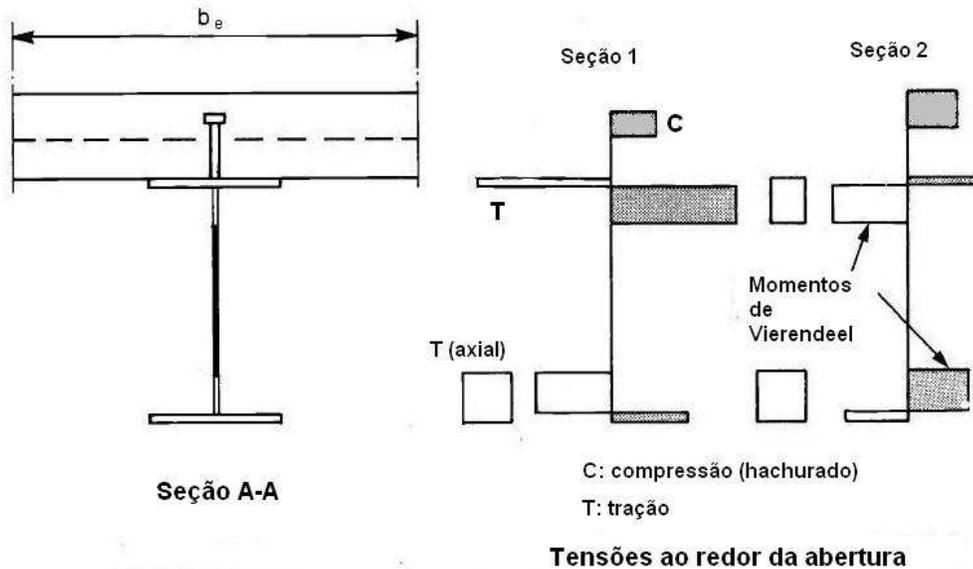
As forças atuantes ao redor de uma abertura na alma de uma viga I mista são mostradas na Figura 2.17. A força de compressão no concreto é desenvolvida pelos conectores de cisalhamento, usualmente na forma de pinos com cabeça soldados à viga.

Conforme prevê Lawson (LAWSON, 1987), na seção 1 da abertura, uma força de tração (T_1) oriunda da ação global de flexão surge somente na parte do tê inferior. Um momento fletor de Vierendeel age neste elemento (M_{b1}) em conjunto com uma força

cortante (V_b) suficiente para desenvolver este momento local. O t \hat{e} superior tamb \acute{e} m est \acute{a} sujeito a momento de Vierendeel (M_{t1}) e a uma for \acute{c} a cortante (V_t). Uma parcela da for \acute{c} a cortante aplicada \acute{e} tamb \acute{e} m resistida pela laje de concreto (V_c). Em casos de conex \tilde{a} o parcial, uma propor \tilde{c} o do momento aplicado \acute{e} resistido pela se \tilde{c} o de a \tilde{c} o, resultando em for \tilde{c} as adicionais nas se \tilde{c} o \tilde{e} s t \hat{e} .



(a)



(b)

Figura 2.17 – Esforços e tensões atuantes ao redor de uma abertura na alma de uma viga I mista. (a) forças axiais, forças cortantes e momentos fletores; (b) tensões. Fonte: LAWSON (1987).

Na seção 2, o aumento do momento global é desenvolvido não somente pelos momentos de Vierendeel nas seções t_e, mas também por um efeito puxa-empurra

criado por uma força de tração (T_2) na seção t \hat{e} superior e uma força de compressão na parte superior da laje. Surge inclusive uma mudança na posição da zona de compressão na laje, que contribui para um momento fletor adicional. Toda a transferência de força entre a laje e a viga nesta zona depende da conexão de cisalhamento sobre a abertura.

O colapso ocorre quando rótulas plásticas são geradas ao redor da abertura em zonas de alto cisalhamento e baixo momento fletor ou quando surgem tensões de escoamento de tração na parte inferior do t \hat{e} na zona de baixo cisalhamento e elevado momento fletor (Figura 2.16). As forças cortantes em cada um desses elementos pode ter o efeito de reduzir a capacidade axial e de flexão das seções. E ainda, existe a capacidade de redistribuição dos momentos de Vierendeel ao redor da abertura quando uma primeira seção entra em escoamento. Estes fatores geram um aumento no grau de complexidade da análise, justificando assim algumas simplificações na marcha de dimensionamento da peça.

2.8.2 Resistência Total de Vierendeel

Para o caso de conexão plena laje-viga, a resistência total de Vierendeel, M_v , (Inequação 2.02) é calculada pela somatória do momento resistente devido a ação mista, $M_{bs,l}$, com um momento de plastificação no banzo superior, $M_{Rd,bs}$, um momento reduzido no banzo superior, $M_{Rd,bs,red}$, e duas parcelas de momento reduzido no banzo inferior, $M_{Rd,bi,red}$. M_v é então comparado com o momento aplicado $V_{Sd.lv}$. Se a resistência supera este momento o projeto está satisfatório. Se não, ou se T_1 excede a capacidade do banzo inferior, uma seção mais pesada precisa ser escolhida ou enrijecedores devem ser introduzidos. A resistência de Vierendeel para o caso da viga isolada é apresentada na Inequação 2.03.

$$M_v = M_{bs,l} + M_{Rd,bs} + M_{Rd,bs,red} + 2M_{Rd,bi,red} \geq V_{Sd} \times l_v \quad (2.02)$$

$$M_v = 2M_{Rd,bs,red} + 2M_{Rd,bi,red} \geq V_{Sd} \times l_v \quad (2.03)$$

LAWSON e HICKS (2011) estabelecem valores mínimos para a força cortante atuante de cálculo para que se possa levar em consideração a possibilidade de não-uniformidade nos carregamentos durante as fases construtivas e de uso da estrutura. Os valores mínimos, estabelecidos para zonas consideradas de baixo cisalhamento, são $0,25 \times V_{Sd,max}$ para a fase construtiva e $0,15 \times V_{Sd,max}$ para a fase mista.

2.8.3 Capacidade Resistente de Vierendeel advinda da Ação Mista formada entre o Banzo Superior e a Laje

Uma componente importante de resistência a um momento de Vierendeel aplicado através de uma abertura deriva da ação mista do banzo superior com a laje, conforme explica LAWSON (1987). Uma força de tração T_2 é desenvolvida na seção 2 da abertura, com uma correspondente compressão na laje, desde que haja suficientes conectores de cisalhamento sobre a abertura. A força de compressão T_1 na laje originária da flexão global é considerada como atuante na região (útil) mais baixa da laje, enquanto a reação $(T_1 + T_2)$ age na região mais alta (Figura 2.18). Na seção 1 a profundidade da linha neutra é x_{c1} . Utilizando os correspondentes braços de alavanca z_1 e z_2 o momento resistente de Vierendeel devido a ação mista, $M_{bs,l}$, é dado pela Equação 2.04.

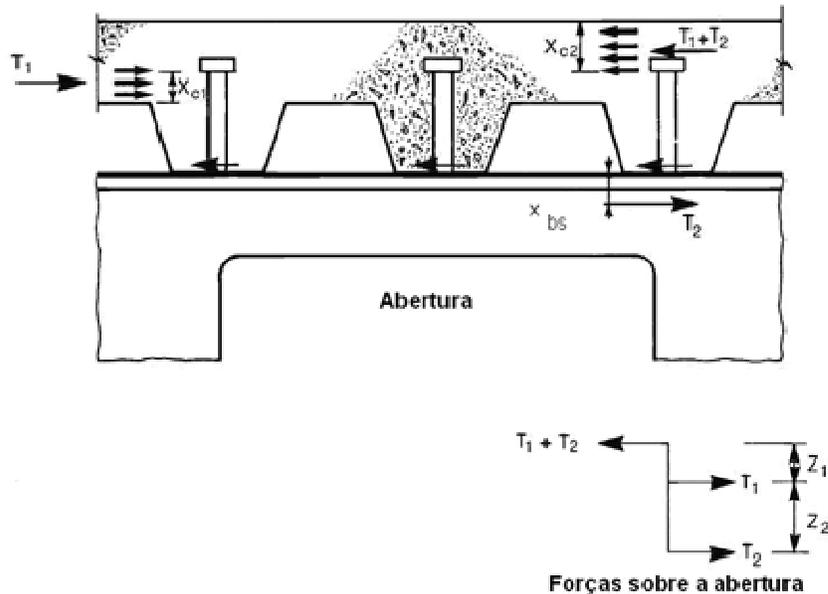


Figura 2.18 – Forças de equilíbrio no banzo superior e na laje. Fonte: LAWSON (1987).

$$M_{bs,l} = T_1 \times z_1 + T_2 \times (z_1 + z_2) \quad (2.04)$$

Como z_1 é um valor geralmente pequeno, a parcela $T_1 \times z_1$ pode ser desconsiderada. E ainda, como simplificação, a força $T_1 + T_2$ pode ser tomada como atuante à meia altura (útil) da laje (Figura 2.19). Assim, a ação mista local é determinada pela Equação 2.05.

$$M_{bs,l} \cong T_2 \left(\frac{t_l + h_f}{2} + x_{bs} \right) \quad (2.05)$$

Sendo:

T_2 a força longitudinal (horizontal) de cisalhamento transferida pelos conectores diretamente sobre a abertura Vierendeel ($\leq R_{bs}$);

R_{bs} a força resistente à tração no banzo superior, tomada como o menor valor entre o produto do número de conectores de cisalhamento sobre o painel pela resistência de

cada conector (Q_{Rd}) e o produto da área de seção transversal do banzo superior (A_{bs}) pela resistência ao escoamento do perfil (f_y);
 t_t a altura (espessura) total da laje de concreto;
 h_f a altura da nervura da fôrma de aço; e,
 x_{bs} a distância da face superior do banzo superior até o centroide elástico do banzo superior.

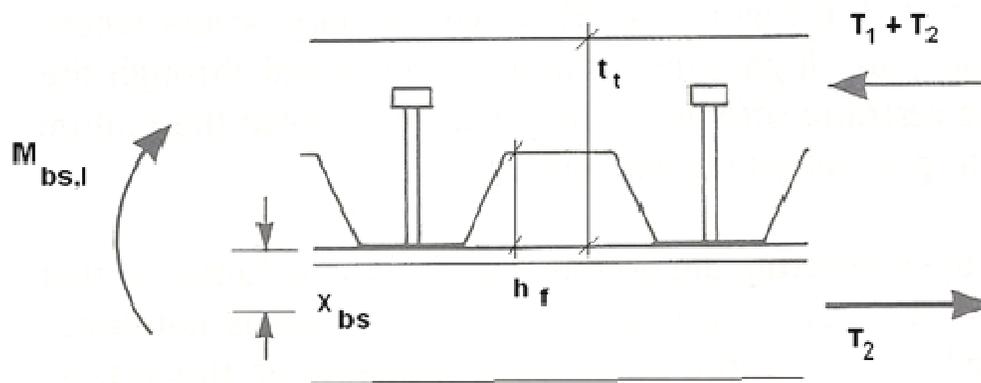


Figura 2.19 – Momento resistente de Vierendeel devido a ação mista entre banzo superior e laje de concreto. Fonte: NEAL et al. (1992).

Se a força de compressão na laje $T_1 + T_2$ exceder 0,9 vezes a resistência à compressão no concreto, então $M_{bs,l}$ deve ser ignorado. Isto se deve ao possível efeito de combinação de esforços de cisalhamento e elevadas forças de compressão no concreto.

2.8.4 Capacidade Resistente de Vierendeel advinda dos Banzos

À resistência $M_{bs,l}$ são acrescidos os momentos resistentes nos banzos para a determinação da resistência total de Vierendeel. A resistência à flexão nos banzos pode ser reduzida devido ao efeito da força cortante e deve ser reduzida devido à presença da força axial. A interação entre flexão e força axial é complexa, porém LAWSON e HICKS (2011) avalia que na fase mista, quando o perfil é compacto, os momentos reduzidos podem ser determinados a partir do momento fletor resistente plástico, conforme Equação 2.06.

$$M_{Rd,red} = M_{Rd,pl} \times \left[1 - \left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \right)^2 \right] \quad (2.06)$$

Assumindo que, na fase construtiva, a viga deve trabalhar de maneira elástica, o momento reduzido é determinado a partir do momento fletor resistente elástico, conforme Equação 2.07.

$$M_{Rd,red} = M_{Rd,el} \times \left[1 - \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \right] \quad (2.07)$$

2.8.5 Efeito da Força Cortante na Resistência à Flexão dos Banzos

De acordo com LAWSON e HICKS (2011) não é necessário reduzir os momentos fletores resistentes nos banzos de uma viga mista devido ao efeito da força cortante solicitante quando a divisão da força cortante atuante na região do painel pela somatória das resistências ao cisalhamento dos banzos e da laje for menor que 0,5.

2.9 A Viga Celular Mista

A viga celular (Figura 2.20a) tem aparência leve, e, combinada com sua elevada resistência, tem inspirado arquitetos e engenheiros a projetar novas formas e usos para esse perfil estrutural (Figura 2.20b). Vários fatores têm contribuído para o uso das vigas celulares (ARCELOR MITTAL, 2010), dentre eles:

- a) a otimização dos métodos de fabricação (Figura 2.21), inclusive com a possibilidade de construção de perfis curvos (Figura 2.22) e com momento de inércia variável (Figura 2.23);
- b) a rapidez na montagem da estrutura;
- c) a existência de normalizações, como o Eurocode 4 (ECS, 2004); e,
- d) o desenvolvimento de ferramentas para projeto (softwares).



(a)



(b)

Figura 2.20 – Viga celular aplicada em (a) prédio de biblioteca e (b) como pórtico em um galpão. Fonte: ARCELOR MITTAL (2010).



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 2.21 – Fabricação do perfil alveolar. (a) corte; (b) posicionamento; (c) soldagem; (d) perfil acabado. Fonte: ARCELOR MITTAL (2010).



Figura 2.22 – Viga celular curva. Fonte: ARCELOR MITTAL (2010).

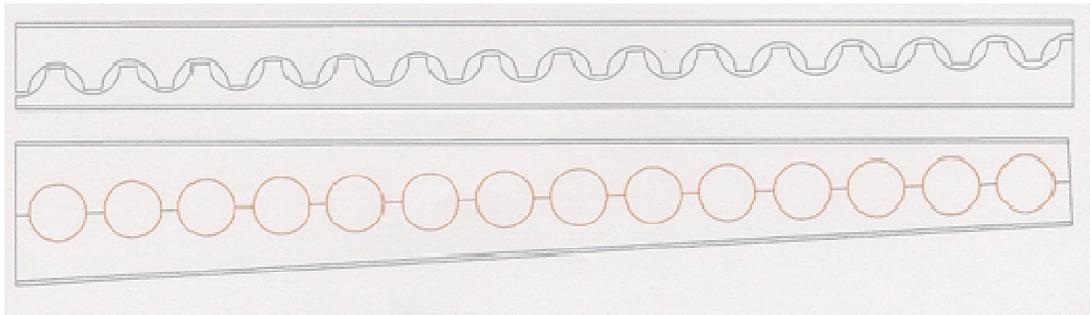


Figura 2.23 – Viga celular com momento de inércia variável. Fonte: ARCELOR MITTAL (2010).

O uso das vigas alveolares para sustentação de coberturas (Figura 2.24a) permite vencer vãos de 40 metros, seja como elementos independentes (vigas bi-apoiadas) ou elementos contínuos. O diâmetro da abertura pode chegar a 80 % da altura total da viga e é possível deixar apenas uma pequena distância, necessária para a fabricação, entre as aberturas. Essa possibilidade permite a sua “transparência”. Para a sustentação de pisos (Figura 2.24b) os vãos podem chegar por volta de 18 metros. Comparando-se com soluções que não propiciam a passagem de dutos pela alma, alcançasse uma redução de 25 a 40 cm na altura total da laje mais a viga. Para prédios com altura de 35 a 40 metros, um ganho de apenas 20 cm por estrutura de piso possibilita a construção de mais um piso adicional. Para edifícios de 2 a 6 pavimentos os ganhos são relativos às economias nos elementos de fachada, pilares, paredes de vedação e acessos verticais (ARCELOR MITTAL, 2010).



(a)



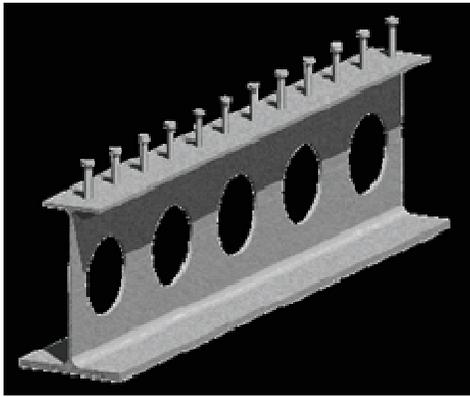
(b)

Figura 2.24 – Viga celular sustentando (a) cobertura, e, (b) piso. Fonte: ARCELOR MITTAL (2010).

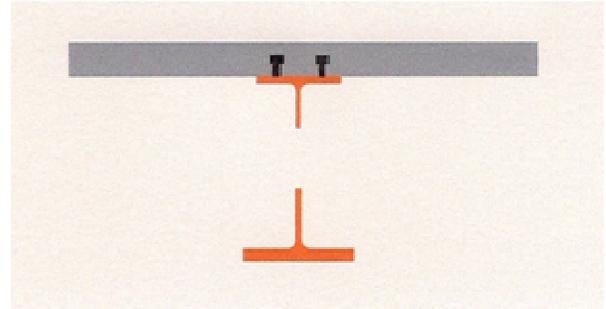
2.9.1 Vigas Celulares Assimétricas para Aplicação em Pisos Mistos

Para o uso misto tem-se utilizado os perfis assimétricos (Figura 2.25), que são obtidos pela junção de duas seções tê advindas de seções transversais diferentes e/ou de aços de diferentes graduações. Os vãos para esta solução podem variar de 8 a 30 metros. Em prédios de escritórios são comuns vãos da ordem de 15 a 20 metros (ARCELOR MITTAL, 2010).

As vigas são espaçadas de 2,5 a 3 metros no caso de lajes com fôrma de aço incorporada e de 3 a 6 metros no caso de pré-lajes. As aberturas são espaçadas de 1,25 a 1,5 vezes o diâmetro do furo, o que chega a alcançar 300 mm nos casos normais (ARCELOR MITTAL, 2010).



(a)



(b)

Figura 2.25 – Perfil celular assimétrico para ação mista com piso de concreto. (a) desenho esquemático; (b) seção transversal. Fonte: ARCELOR MITTAL (2010).

2.9.2 Dimensionamento e Modos de Colapso da Viga Celular Mista

Em testes experimentais em vigas mistas celulares constatou-se que o mecanismo de Vierendeel tende a se desenvolver mesmo sob baixos níveis de carregamento devido à geometria das vigas celulares, principalmente nas que apresentam furos alongados (ARCELOR MITTAL, 2010). Foi observado também que é bastante comum que o modo de ruína conhecido como *web post buckling*, ou seja, flambagem da alma na região entre furos controle o dimensionamento das vigas celulares. Constatou-se ainda, que a ação mista local entre a viga de aço e a laje de concreto contribuiu positivamente para o aumento da resistência última das vigas, bem como para o aumento da resistência de grupo.

2.10 A Steel Joist Mista

O primeiro sistema treliçado misto a ser utilizado na indústria da construção civil foi a *composite open web steel joist*, ou simplesmente, *composite steel joist*. Este nome pode ser traduzido como treliça plana mista de pequeno porte.

A denominação *joist* é largamente utilizada nos Estados Unidos para especificar treliças planas.

Steel joists são treliças metálicas bi-apoiadas de baixo peso, com banzos paralelos ou ligeiramente inclinados e diagonais formando sistemas triangulares. Elas foram desenvolvidas por razões econômicas, como uma alternativa às vigas de alma cheia, e com a função, inicialmente, de propiciar suporte para sistemas de cobertura.

As primeiras *steel joists*, de acordo com o STEEL JOIST INSTITUTE (2009), foram fabricadas no ano de 1923, com banzos formados por duas barras de seção circular cada, e diagonais formadas por uma única barra de seção circular dobrada, formando a configuração Warren. No começo elas eram empregadas apenas em sistemas estruturais de cobertura, vencendo inclusive grandes vãos. Mais tarde ficou evidente que essa solução também era eficiente e economicamente viável para o uso em sistemas de piso, surgindo as *composite steel joists*; entretanto, devido ao considerável aumento das edificações e das cargas atuantes, os perfis utilizados passaram a ser mais robustos, e a altura da viga maior, surgindo assim as *composite trusses*, ou, treliças mistas.

A maior diferença entre uma *joist* e uma treliça para suporte de pisos reside no tipo de componentes estruturais selecionados para a fabricação dos banzos e dos elementos da alma. Treliças para uso misto com pisos são fabricadas utilizando peças

selecionadas pelo projetista a partir de um considerável número de produtos de aço disponíveis. Apesar dos procedimentos de cálculo ser similares, a capacidade estrutural das treliças é maior que a das *joists* listadas em catálogos de fabricantes.

2.10.1 As Treliças Tipo *Steel Joists*

O primeiro emprego das treliças tipo *steel joist* data de 1855, em um banco da cidade de Nova Iorque. Entretanto, somente a partir de 1923, foram disponibilizadas no mercado americano as primeiras *joists*. Cinco anos depois, fabricantes americanos se uniram e criaram o Steel Joist Institute (SJI) com o objetivo de padronizar métodos de projeto e construção e estabelecer um código técnico com as capacidades de carregamento para os diversos tipos de *joists* existentes à época. Assim, em 1928, a tecnologia das *steel joists* foi então normalizada pela primeira vez sob a forma de um código técnico (STEEL JOIST INSTITUTE, 2009).

O SJI é composto por fabricantes de estruturas de aço, e tem como principal função padronizar produtos e qualificar fabricantes de *joists* através do desenvolvimento de tecnologia de cálculo, projeto, fabricação e montagem, difundindo palestras, eventos e publicações técnicas sobre o assunto.

No Brasil o cálculo das *steel joists* é baseado nas versões mais atualizadas da norma americana (AISC, 2005) e norma brasileira NBR 14762:2001 (ABNT, 2001), sendo o seu uso incentivado e difundido pelo Centro Brasileiro da Construção em Aço.

As principais aplicações das *steel joists* na construção civil são: coberturas de supermercados, coberturas de galpões industriais, coberturas de estabelecimentos comerciais, coberturas para estádios e ginásios, fechamentos laterais e vigas de piso

para apoio de laje. As *joists* para coberturas leves podem ter vão livre variando de 6 a 12 metros e altura de 20 a 60 centímetros.

As treliças tipo *joist* apresentam as seguintes vantagens, de acordo com D'ALAMBERT e PINHEIRO (2007):

- a) eficiência do aço de alta resistência;
- b) baixo peso das treliças fruto de uma eficiente relação entre peso próprio x sobrecarga, possibilita pilares mais esbeltos e fundações com menores cargas;
- c) rapidez e facilidade de montagem;
- d) otimização do pé-direito da edificação, conseguida pela passagem de dutos através do sistema treliçado;
- e) maior flexibilidade do *lay-out* da edificação;
- f) em pisos de concreto armado, quando combinados com *steel deck*, ou laje com fôrma de aço incorporada, eliminam completamente a utilização de escoramento; e,
- g) podem ser aplicadas nos mais variados sistemas estruturais sejam metálicos ou mistos de concreto ou alvenaria.

Os perfis utilizados podem ser laminados, soldados, eletro-soldados, formados a frio ou tubulares de seção circular ou quadrada.

Quando são utilizadas como suporte de lajes, tesouras principais ou vigas mestras, além das diagonais, possuem montantes e podem ter vão livre variando de 12 a 30 metros e altura de 60 a 180 centímetros (Figura 2.26).

CHIEN e RITCHIE (1984) listam uma série de edifícios que foram construídos com *steel joists* mistas, de acordo com a Tabela 2.01.

Tabela 2.01 – Edifícios com *steel joists* mistas.

Ano	Edifício	Cidade	Andares	Vão (m)	Espaçamento (m)
1972	The World Trade Center	Nova York	110	18,3	1,0
1973	Stelco Tower	Hamilton	26	12,4	1,5
1980	Oxford Square Towers	Calgary	33 e 37	11,8	2,0
1981	Guardian Royal Exchange Tower	Toronto	23	12,5	2,3

Fonte: CHIEN e RITCHIE (1984).

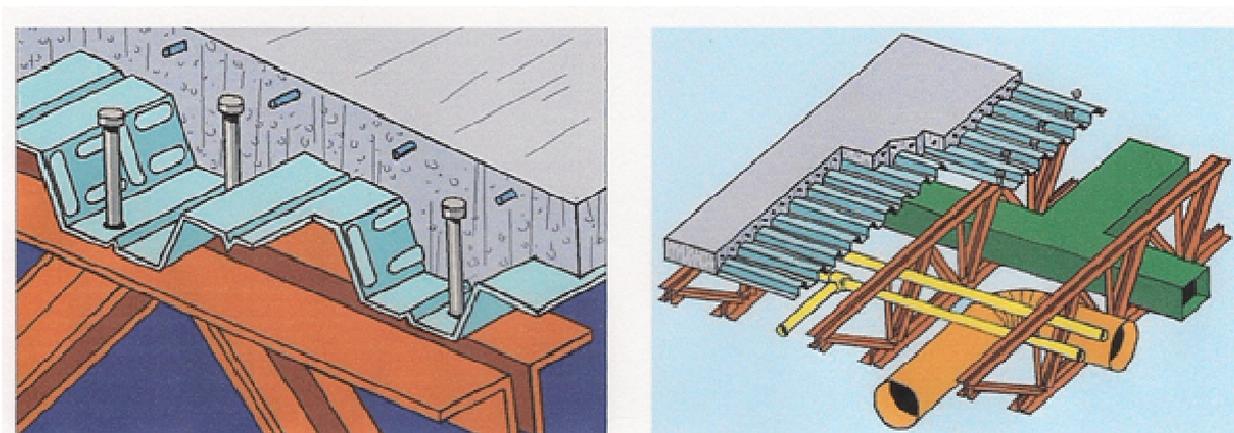


Figura 2.26 – Ilustração esquemática de uma *steel joist* mista. (a) conectores de cisalhamento são soldados através da fôrma de aço à corda superior da treliça; (b) as *steel joists* mistas permitem a passagem de tubulações através da alma da treliça. Fonte: SAMUELSON (2007).

2.11 A Treliça Mista

As treliças mistas, diferentemente das *joists* mistas, que são construídas utilizando-se apenas treliças de aço disponíveis comercialmente (pré-fabricadas), são estruturas projetadas para atender a projetos específicos.

A treliça mista, também conhecida como viga mista treliçada, é uma treliça plana de banzos paralelos composta por barras de aço associadas a uma mesa de concreto armado maciça ou mista, por meio de conectores de cisalhamento (Figura 2.27).

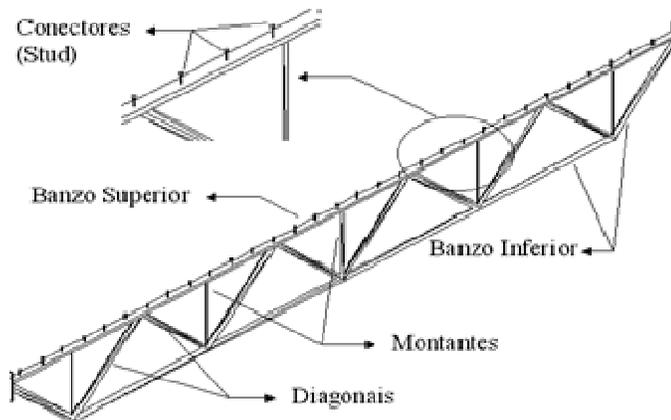


Figura 2.27 – A treliça mista ou viga mista treliçada. Fonte: MONTAGNER (2006).

2.11.1 Tipos de Treliças

De acordo com o SCI (NEAL et al., 1992), um grande número de configurações para as barras de uma treliça é digno de consideração, entretanto, as configurações Pratt e Warren são as mais comuns. Apesar de ser teoricamente a mais eficiente, a treliça Pratt (Figura 2.28a) é pouco útil para a aplicação mista com pisos. O maior número de barras aumenta os custos de fabricação e as relativamente pequenas áreas entre as diagonais e montantes reduzem as opções para o traçado das redes de serviço. Já a treliça Warren (Figura 2.28b) permite um melhor arranjo das tubulações e dutos, sendo que barras verticais (montantes) podem ser introduzidas com o intuito de reduzir o comprimento de flambagem da corda superior e conseqüentemente minimizar o tamanho do perfil (Figura 2.28c).

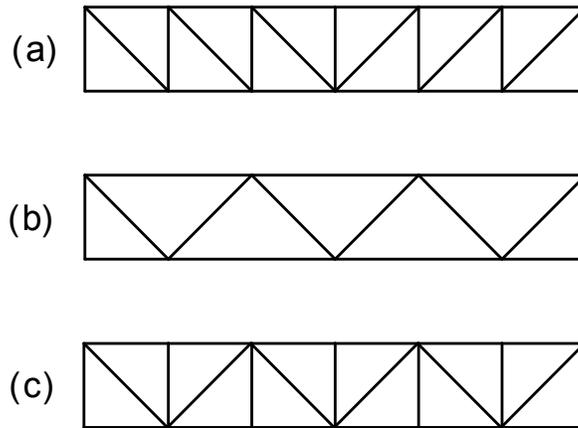


Figura 2.28 – Treliças de banzos paralelos tipo (a) Pratt, (b) Warren e (c) Warren modificada.

A treliça Warren possibilita ainda a incorporação de um painel Vierendeel, o que aumenta significativamente a zona de serviço (Figura 2.29). Com o objetivo de maximizar o tamanho da abertura e minimizar os esforços nos banzos, o painel Vierendeel deve ser projetado no meio do vão. A implantação do painel pode forçar a escolha de perfis mais resistentes para os banzos, e, neste caso, aconselha-se a utilização de perfis tubulares retangulares nas cordas (NEAL et al., 1992).

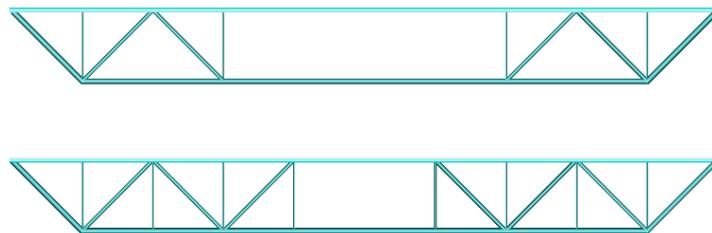


Figura 2.29 – Treliças tipo Warren modificada com painel Vierendeel central. Fonte: MONTAGNER (2006).

Sobre a geometria do banzo inferior o SCI (NEAL et al., 1992) expõe a possibilidade de este apresentar-se de duas formas, podendo terminar no último módulo da treliça (Figura 2.30b) ou ainda estender-se até o apoio da estrutura (Figura 2.30a).



Figura 2.30 – Arranjo estrutural do banzo inferior. a) treliça Warren com painel Vierendeel central, com banzo inferior até o apoio; b) treliça Warren com painel Vierendeel central, com banzo inferior terminando no último módulo, antes do apoio. Fonte: NEAL et al. (1992), p. 06.

Segundo o SCI, geralmente quando a treliça mista é usada como membro secundário da estrutura, o banzo inferior pode terminar antes do apoio, ou seja, no último módulo. Já quando a treliça age como primária, ou ainda quando suporta grandes cargas concentradas, é recomendado que o banzo se estenda até o apoio a fim de aumentar a resistência da estrutura à flambagem lateral por distorção.

Como conclusão dos estudos de geometria da treliça, o SCI apresenta como a configuração mais eficiente a Warren com painel Vierendeel e variação no espaçamento dos nós do banzo superior, sendo os menores vãos próximos ao painel, justamente onde os esforços solicitantes são maiores (Figura 2.31). Os cuidados necessários nesta escolha recaem sobre o número suficiente de diagonais para a transmissão das forças cortantes e o fato de que eventuais treliças secundárias devem se alinhar com os nós do banzo superior.



Figura 2.31 – Configuração mais eficiente segundo o SCI para a geometria de uma treliça mista. Fonte: NEAL et al. (1992), p. 07.

2.11.2 Qualidades e Inconveniências da Treliça Mista

Em vigas mistas convencionais de aço-concreto compostas de perfis I, estimam-se que as reduções, em relação às estruturas convencionais de concreto armado, podem atingir valores que oscilam de 20 a 40% do peso total da estrutura em sistemas bem dimensionados, tirando-se proveito das resistências características de cada material, ou seja, esforços de compressão resistidos pelo concreto e de tração pelo aço (MONTAGNER, 2006).

A substituição do perfil I de alma cheia por uma treliça plana busca, de acordo com MONTAGNER (2006) otimizar a capacidade resistente, concentrando material nas regiões mais eficientes. As vigas mistas treliçadas combinam a eficiência da forma treliçada com a rapidez e economia das estruturas mistas.

A economia, em relação às vigas convencionais e às vigas mistas de perfil I, que pode chegar a ser de considerável ordem de grandeza, depende de algumas variáveis como natureza da construção (edifícios ou pontes), vão, carregamento e dimensões da treliça, como discutido no item 2.11.3.

Dentre as qualidades da treliça mista para uso em edifícios pode-se citar:

a) eficiência para grandes vãos, onde são ultrapassados os limites normalmente aceitos como econômicos para os sistemas que utilizam perfis metálicos, possibilitando a máxima flexibilidade no layout das plantas. Neste caso apresentam os menores pesos

próprios de estrutura portante (relação massa/vão vencido) através da otimização da resistência dos materiais envolvidos diminuindo o custo final da estrutura;

b) habilidade em acomodar a passagem de dutos de sistemas prediais. Em situações de projeto com restrições severas de altura entre pavimentos, a disponibilidade em locar e realocar a passagem de dutos de ventilação, ar condicionado, água, esgoto, gás e incêndio, entre outros, na área livre entre as barras da treliça e nos painéis Vierendeel torna a treliça mista uma opção bastante atrativa;

c) simplificação na elevação da edificação e execução de conexões proporcionando rapidez construtiva; e,

d) melhor desempenho frente a vibrações se comparada a uma viga I com seção equivalente devido à maior rigidez da treliça.

Em contrapartida, as treliças mistas apresentam algumas possíveis inconveniências que, dependendo das necessidades e exigências do projeto, podem inviabilizar sua escolha:

a) especialização para sua fabricação, sendo requerido um sistema industrial e preciso de montagem;

b) dificuldade de dimensionamento de seus detalhes construtivos, como apoios e ligações;

c) possibilidade de acúmulo excessivo de tensões nas ligações por falha de execução na sua construção;

d) dificuldade nos trabalhos de manutenção, como pinturas anti-corrosão e de acabamento, e, verificação de possíveis danos; e,

e) maior custo da proteção necessária contra o fogo se comparada às estruturas convencionais mistas. O envolvimento das barras necessita várias horas de trabalho, sendo que a proteção via spray pode acabar impregnando as tubulações que passam pela treliça ou, por outro lado, as tubulações, por sua vez, podem dificultar ainda mais os trabalhos de proteção da treliça (Figura 2.32).

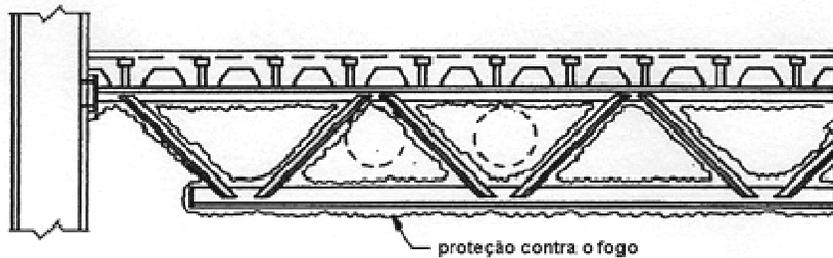


Figura 2.32 - Treliça com proteção para incêndio. Fonte: WAI-FAH (1999).

2.11.3 Aplicabilidade da Treliça Mista

A treliça mista pode ser utilizada em estruturas de pisos de edifícios comerciais e residenciais, bem como compor o tabuleiro de pontes e passarelas.

2.11.3.1 Treliça Mista em Edifícios

A escolha entre treliças e vigas mistas, de acordo com o SCI (NEAL et al., 1992), está condicionada principalmente aos carregamentos atuantes, aos vãos de projeto e a características arquitetônicas e funcionais. Geralmente, para vãos menores que 12 metros, a solução em vigas de alma cheia apresenta-se economicamente mais viável. Além disso, para esses vãos, a altura estrutural do conjunto formado pela viga metálica e pela laje de concreto não acarreta em grandes prejuízos de pé-direito. Para vãos superiores a 18 metros, as treliças mistas apresentam-se economicamente mais vantajosas. Para vãos intermediários, a escolha é dependente do carregamento atuante, do pé-direito requerido e da configuração dos dutos de instalação, conforme Tabela 2.02.

Tabela 2.02 – Relação entre o tamanho do vão (L, em metros) e a estrutura mais econômica.

L<12	estrutura mista convencional, perfil I
12<L<18	dependente do carregamento e arquitetura
L>18	viga mista treliçada

Fonte: NEAL et al. (1992)

QUEIROZ et al. (2001) e CHIEN e RITCHIE (1984) listam uma série de edifícios que tiveram seus pisos estruturados com treliças mistas, de acordo com a Tabela 2.03.

Tabela 2.03 – Edifícios com treliça mista.

Ano	Edifício	Cidade	Andares	Vão (m)	Espaçamento (m)
1973	Fourth Financial Center	Wichita	10	24,4	4,6
1974	Sears Tower	Chicago	109	22,9	4,6
1978	Edmonton Centre 3	Edmonton	29	10,7	3,0
1983	Campeau Corp. Principal Plaza	Edmonton	29	12,0	3,0
1990	Canada Trust	Toronto	55	14,0	3,0
1992	BCE Place II	Toronto	44	14,0	3,0
1995	Enterprise	Poços de Caldas	17	9,0	1,5

Fontes: QUEIROZ et al. (2001); CHIEN e RITCHIE (1984).

Baseado no estudo da norma canadense e de outras normas internacionais MONTAGNER (2006) desenvolveu a automatização do dimensionamento de treliças mistas compostas por barras de aço tubulares através de um programa computacional. A partir deste programa fez-se um extenso estudo comparativo entre as vigas mistas convencionais, com perfil I, com algumas das mais comuns composições geométricas encontradas nas treliças mistas. A comparação foi baseada na quantificação dos materiais (número de conectores e peso total da treliça metálica), sem considerar a área de concreto pertencente à laje.

Devido ao número infindável de combinações possíveis e existentes para o arranjo geométrico da treliça, a análise foi restringida a três variações das quais se acredita englobar grande parte dos projetos existentes:

- a) variação do ângulo das diagonais;
- b) variação da altura da treliça (distância entre banzos superior e inferior); e,
- c) composição final da treliça, ou seja, contendo ou não tanto painel Vierendeel quanto montantes limitando os banzos superior e ou inferior.

MONTAGNER (2006) concluiu que para um vão de 48 metros a composição ideal de projeto é quando se adota angulação de diagonais de 45 graus, treliça sem montantes no banzo inferior, com montantes no banzo superior, sem Vierendeel, e por fim, altura da treliça de 4,80 metros, ou seja, 10 % do vão. Para esta situação encontra-se, em comparação com uma viga mista I convencional, uma treliça mista com peso metálico de apenas 27,46 % do peso da viga I e com impressionantes 498 conectores a menos, demonstrando uma real economia de material para grandes vãos.

KRAVANJA e SILIH (2003), baseados em comparações feitas entre treliças mistas, utilizando a composição tipo Pratt, e estruturas mistas convencionais (vigas de alma cheia compostas por perfis I), dimensionadas e calculadas de acordo com as especificações dos Eurocodes 2 (ECS, 1992a) e 4 (ECS, 1992b) para limites últimos e de serviço, faz um extenso estudo comparativo sobre o peso estrutural e a viabilidade econômica destes tipos estruturais ao se variar vãos e carregamentos.

KRAVANJA e SILIH (2003) deixam claro que ao se analisar apenas o fator peso (massa) de aço utilizada na estrutura, a treliça mista já apresenta valores vantajosos para vãos de 5 metros com cargas variáveis de 5 a 20 kN/m², como pode ser visto na Figura 2.33, onde são desenhadas as isolinhas da razão das massas entre treliças mistas e vigas mistas I, fruto de seu estudo estrutural. Nessa figura verifica-se uma região ótima onde a massa das barras da treliça é metade da massa da viga I.

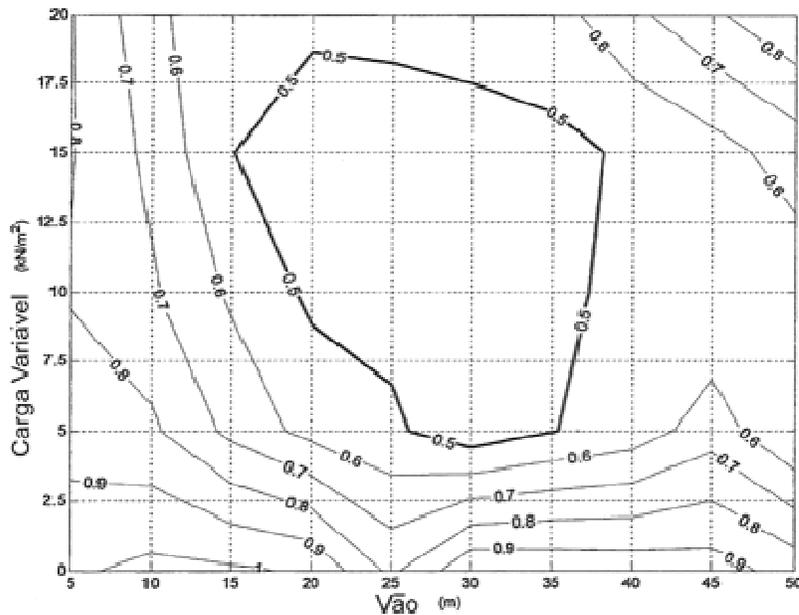


Figura 2.33 – Isolinhas da razão entre as massas das treliças mistas e vigas mistas com perfil I para um SPR = 1,5 (SPR é a razão do preço do aço entre seções de aço tubulares e chapas de aço). Fonte: KRAVANJA e SILIH (2003).

Analisando-se o trabalho desenvolvido pode ser construída a Tabela 2.04. Ela traz alguns valores extraídos do estudo de Kravanja e Silih, que inclusive podem ser checados na Figura 2.34, para se verificar a ordem de grandeza dos números encontrados. Por exemplo, para uma sobrecarga, q , de 5 kN/m^2 , e vão de 15 metros chega-se que a massa da treliça mista é 68% da massa da viga convencional mista.

Tabela 2.04 – Relação entre os valores de massa (de aço) por metro quadrado de superfície (treliça mista / viga mista convencional em perfil I) para diversos carregamentos e vãos.

q (kN/m ²)	Vãos, em metros, estrutura bi-apoiada				
	5	10	15	30	50
5	0,84	0,82	0,68	0,43	0,51
10	0,78	0,72	0,58	0,42	0,57
20	0,81	0,63	0,55	0,55	0,88

Considerando agora não apenas a influência da análise estrutural, mas também da soldagem, do corte de chapas de aço e dos encaixes nas estruturas tubulares, das pinturas anti-corrosão e resistentes a elevadas temperaturas e custos gerais de construção das estruturas a comparação mostra que as vigas mistas convencionais são economicamente apropriadas para valores elevados de sobrecargas, enquanto as treliças mistas são viáveis para valores mais baixos de sobrecarga, conforme ilustrado na Figura 2.34. Por fim enfatiza que a principal vantagem da treliça mista é uma considerável redução de massa, como pode ser verificado na Figura 2.33 e na Tabela 2.04, sendo seu ponto fraco apresentado em termos, muitas vezes, da elevada altura. Os resultados mostram que a altura das treliças mistas pode ser reduzida significativamente aumentando o número de montantes e diagonais, sem causar muito efeito nos custos. É importante salientar que o estudo de custos foi feito para a realidade europeia, no ano 2002.

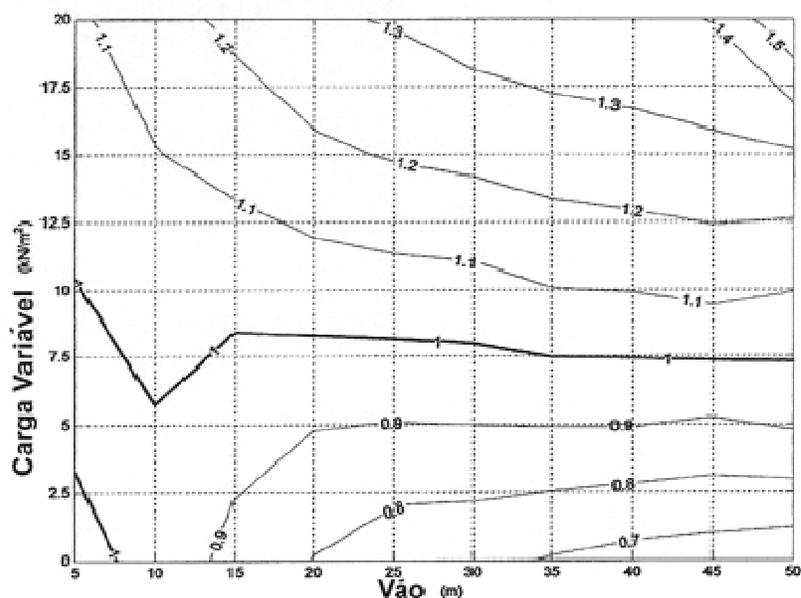


Figura 2.34 – Isolinhas da razão dos custos gerais de fabricação entre treliças mistas e vigas mistas com perfil I, para um SPR = 1,5. Fonte: KRAVANJA e SILIH (2003).

2.11.3.2 Tabuleiros em Treliça Mista

A treliça mista é utilizada em passarelas para pedestres (Figura 2.35) e pontes rodoviárias, ferroviárias e rodo-ferroviárias.

Os tabuleiros em treliça mista, conforme relata BRAZ (2008), ocupam um lugar de destaque no mercado das obras-de-arte, devido às suas inegáveis qualidades estéticas e concepção inovadora. A leveza e transparência inerentes a este tipo de solução permitem a passagem do vento e uma redução do impacto visual, tornando-a competitiva face às soluções tradicionais em concreto armado e protendido.

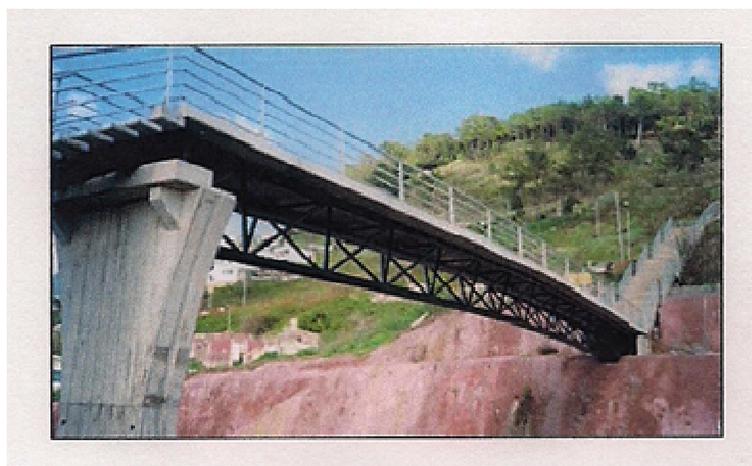


Figura 2.35 – Passarela em treliça mista tridimensional construído sobre a auto-estrada da Madeira, Portugal. Fonte: BRAZ (2008)

No mercado europeu tem-se assistido nas últimas décadas a uma gradual imposição dos tabuleiros mistos aço-concreto no domínio dos médios vãos (50 a 100 metros) e grandes vãos (acima de 100 metros) pela racionalidade da utilização dos materiais e como forma de competir, em termos de custo inicial da obra, com as soluções tradicionais em concreto protendido.

Verifica-se que em diversos países, tal como a França, que para vãos entre 40 e 100 metros, as soluções mistas aço-concreto são geralmente 5 a 10% mais económicas que as soluções em concreto protendido, a menos que a dimensão da obra seja tal que faça reduzir significativamente o custo do concreto (BRAZ, 2008).

A crescente competitividade das soluções em tabuleiro misto aço-concreto no domínio dos médios vãos deve-se em grande parte ao desenvolvimento da técnica de lançamento incremental, a qual se torna vantajosa face ao reduzido peso próprio da estrutura metálica. A utilização de tabuleiros mistos torna-se particularmente viável para viadutos urbanos e passagens superiores a vias rodoviárias, onde a interferência com as vias existentes pode ser minimizada durante a fase construtiva, evitando perturbações de tráfego e acidentes.

Especialmente no domínio dos grandes vãos, a Espanha tem ocupado lugar de destaque. De fato, em termos de concepção estrutural, para vãos na ordem dos 100 metros ou superiores, os tabuleiros em treliça têm constituído uma alternativa claramente viável face à solução em concreto protendido com caixão perdido.

Para larguras de tabuleiros correntes na ordem dos 12 a 13 metros, são geralmente aplicadas duas treliças por tabuleiro com relações de esbeltez H_t/L (altura da treliça/comprimento do vão) de aproximadamente 1/17 no caso de seção constante e de 1/17 sobre os apoios e de 1/30 a 1/40 no vão, para o caso de seção variável (BRAZ, 2008).

Na Tabela 2.05 podem ser consultadas as principais características de pontes rodoviárias em treliça mista de seções constante e variável construídas recentemente na Espanha.

Os tabuleiros em treliça mista demonstram também uma boa adaptabilidade a condições funcionais mais complexas, nomeadamente a tráfegos rodo-ferroviários (BRAZ, 2008). A Ponte de Öresund, entre a Dinamarca (Ilha de Zelândia) e Suécia (Malmö), construída com treliça tipo Warren, é um bom exemplo das importantes realizações no domínio das treliças mistas, sendo atualmente a maior ponte rodo-ferroviária da Europa. Com um comprimento total de 7845 metros, todos os vão correntes com cerca de 140 metros são constituídos por uma treliça mista aço-concreto, como pode ser observado na Figura 2.36.

Tabela 2.05 – Principais características de pontes em treliça mista construídas recentemente na Espanha.

Ponte	Vãos (m)	H _t (m)	Largura (m)	L/H _t	Treliça
Navalvillar	50 + 100 + 50	5,85	10,0	17,10	Warren dupla
Costa Martina	60,6 + 121,2 + 60,6	7,15	13,6	17,00	Warren dupla
Ric	48,7 + 97,5 + 48,7	5,75	13,6	17,00	Warren dupla
Neira	57,25 + 114,5 + 57,25	6,60	13,1	17,30	Warren dupla
Sil	93,5 + 170 + 93,5	10,0 4,00	13,2	17,00 42,50	Warren
Contreras	93,5 + 170 + 93,5 + 66	10,0 4,00	13,2	17,00 42,50	Warren
Agueda	115	7,20 4,00	11,5	16,00 28,80	Warren

Fonte: BRAZ (2008)



Figura 2.36 – Ponte rodo-ferroviária de Öresund entre a Dinamarca e a Suécia. Fonte: BRAZ (2008).

2.12 Diretrizes e Formulações para o Cálculo de uma Treliça Mista

São poucas as literaturas específicas sobre treliças mistas. Importantes normas como a americana (AISC, 1999) e a europeia (ECS, 2005a,b,c) não trazem em seu escopo o tratamento focado neste tipo de estrutura, deixando a critério do engenheiro

projetista tomar as decisões e hipóteses necessárias para o dimensionamento, baseando-se nos parâmetros apresentados nestas normas para outros casos de estruturas mistas. Apesar disto várias obras civis, como pontes e edificações, foram construídas ao longo dos últimos 40 anos com a viga mista treliçada como estrutura portante, como os vários exemplos citados ao longo deste Capítulo 2. A seguir são apresentados os principais trabalhos científicos publicados sobre o assunto, bem como as diretrizes e formulações para o cálculo desta estrutura mista.

2.12.1 Considerações para o Cálculo da Resistência

Uma treliça mista precisa possuir resistência de cálculo adequada contra o colapso sob as condições de carregamento atuantes durante a construção e ocupação do sistema.

A resistência de cálculo contra o colapso de uma treliça mista depende da resistência de cálculo à ruptura de cada componente individualmente. Durante os estágios de construção, primeiramente antes da colocação do concreto e depois, antes do mesmo atingir a cura completa, a resistência do banzo superior de aço precisa ser avaliada. Sob a condição de carregamentos em serviço, o concreto da laje participa estruturalmente da resistência à compressão do sistema misto, tomando a posição que era inicialmente do banzo superior da treliça.

O ELU da treliça mista é definido pelo escoamento do banzo inferior, o que é garantido determinando-se a quantidade necessária de conectores de cisalhamento a serem instalados no banzo superior.

Assim, para que possa ser compreendido o estado limite último de uma treliça mista, a seguir são detalhados os comportamentos do banzo superior, do banzo

inferior, dos conectores de cisalhamento, das diagonais e montantes e da laje de concreto.

2.12.2 Banzo Superior da Treliça

O banzo superior da treliça é, a princípio, projetado para suportar as cargas de construção que atuam anteriormente à ação mista (CHIEN e RITCHIE, 1984; NEAL et al., 1992; CSA, 2001). Segundo a norma canadense CAN/CSA-S16-01 (CSA, 2001) cada barra do banzo superior precisa ser projetada, frente às combinações das ações, para suportar os efeitos das cargas axiais e momentos fletores locais de acordo com as restrições de apoio. Segundo a ASCE (ASCE, 1996), se a distância entre os nós no banzo superior é 600 mm ou menos, e não existem excentricidades significativas, assume-se que as barras são articuladas. Se a distância excede 600 mm, o banzo superior deve ser projetado como uma barra contínua sujeita à flexo-compressão. E ainda, para assegurar a estabilidade das peças durante a construção, o banzo superior deve ser contraventado quando necessário.

SAMUELSON (2002), baseado em ensaios laboratoriais executados por alguns pesquisadores, disserta sobre o ganho reduzido da capacidade portante da estrutura (momento fletor resistente) quando da consideração do banzo superior da treliça nos cálculos dos esforços resistentes da treliça mista. Como o centróide do banzo superior está próximo do centro do bloco que representa as tensões de compressão na laje de concreto, o banzo superior desenvolve um pequeno binário que pouco contribui na resistência. Assim, sob carga de ocupação, o banzo superior não é considerado nos cálculos das propriedades geométricas da seção mista e nas avaliações de resistência à flexão (CSA, 2001; ASCE, 1996; ABNT, 2008). Conforme relata FRUCHTENGARTEN (2003) a laje de concreto absorve, para as cargas de serviço, quase a totalidade da parcela de compressão proveniente do binário de flexão. Então, o banzo superior

apresenta força de compressão relativamente baixa, com valor máximo junto aos apoios, onde se encontra a diagonal mais solicitada. A presença de momento fletor no banzo superior é resultante de dois fatores distintos. O primeiro corresponde ao comportamento de viga do banzo, recebendo diretamente as cargas da laje. Já o segundo é diretamente relacionado com a excentricidade existente entre o ponto de intersecção da diagonal com o banzo superior e a linha média da laje.

Segundo a ASCE (1996) há três funções importantes desenvolvidas pelo banzo superior, ou corda comprimida, na treliça mista. Primeira: o banzo superior deve ser tratado como um meio de transferência do cisalhamento horizontal, que coleta as componentes horizontais das diagonais para encaminhá-las ao concreto através dos conectores de cisalhamento. Segunda: ele deve fornecer uma superfície plana para o posicionamento e soldagem dos conectores de cisalhamento na barra de aço. E terceira: ele deve resistir aos esforços da corda superior nos módulos extremos da treliça mista, como um membro não misto durante a vida útil da estrutura – depois da cura do concreto – caso não houver confiança nas ações mistas ou ainda não serem previstos conectores além do apoio da viga ou com espaçamento mínimo de 300 mm nos módulos de extremidade da treliça. Assim, o banzo superior deve ser projetado para suportar uma força de compressão que equilibre a componente horizontal da primeira diagonal. Assim, o banzo superior transfere a força cortante para o suporte, precisando então ser projetado para isso.

Assim, o cálculo do banzo superior é governado pelas forças de compressão durante a fase de construção e pelo cisalhamento no painel de extremidade da treliça devido às cargas cortantes últimas. Quando os segmentos do banzo superior entre conectores são esbeltos, é interessante que o projetista cheque a resistência à flambagem dos segmentos do banzo superior entre os conectores de cisalhamento na condição de carregamento de concreto fresco, conforme alerta CHIEN e RITCHIE (1984).

De acordo com a ASCE (1996) a máxima esbeltez no banzo superior deve ser de 120 nos painéis externos e 90 nos painéis internos.

2.12.3 Banzo Inferior da Treliça

A principal função do banzo inferior é resistir à componente de tração do momento resistente da treliça mista em serviço. Além disso, durante a escolha desta peça, a mesma deve propiciar rigidez adequada para facilitar o transporte e a montagem (CSA, 2001).

BRATTLAND e KENNEDY (1992) conduziram estudos sobre diversos graus de interação treliça-laje em *steel joists* mistas de 15 metros de vão. Os ensaios realizados mostraram que a ruína total da treliça ocorre para tensões no banzo inferior excedendo o limite de escoamento, e alcançando a resistência última, desde que os outros elementos da treliça estejam projetados adequadamente. Nesses casos, as deformações plásticas do banzo e os deslocamentos verticais da treliça passam a ser significativos. Em vista disso, sugeri, para projeto, a limitação da tensão no banzo inferior à tensão de escoamento. Ou seja, não se deseja que a tensão no banzo inferior supere o limite de escoamento sob pena de levar a estrutura ao colapso, o que obviamente não é desejado.

Apesar de o banzo inferior ser o elemento estrutural que governa os cálculos de dimensionamento das treliças mistas, existem divergências nas considerações que são feitas no seu cálculo. Existem duas linhas principais de pensamentos. A ASCE (1996) considera que o banzo inferior está apenas tracionado; sendo o efeito dos momentos fletores secundários, na resistência última, pequeno ele pode ser ignorado, a menos que o banzo inferior esteja submetido a cargas concentradas entre os nós. Já para o SCI (NEAL et al., 1992) o banzo inferior, assim como o superior, as diagonais e

montantes, contém parcelas de momento fletor em seus esforços solicitantes, e, mesmo que, dependendo do caso, sejam mínimos, diminuem o valor do carregamento que leva a peça a plastificação. Assim, o SCI alerta sobre a possibilidade de que o banzo inferior deva ser dimensionado à flexão composta (flexo-tração), mesmo que, segundo o autor, para alguns casos os momentos fletores sejam baixos.

O banzo inferior (ASCE, 1996; NEAL et al., 1992; CSA, 2001) deve então ser dimensionado para que entre em escoamento antes da ruína da laje de concreto, das diagonais e montantes, e dos conectores de cisalhamento. Deve-se atentar ainda para o cálculo das ligações entre os elementos da alma e o banzo para evitar, por exemplo, a ruína por cisalhamento (Figura 2.37), como ocorreu em ensaios de BRAZ (2008), e para o dimensionamento das soldas entre todas as barras que compõem a estrutura metálica.

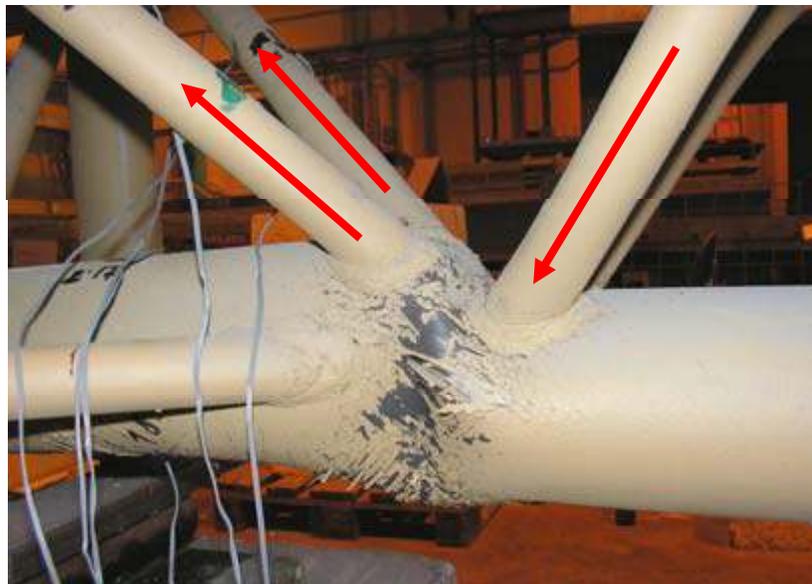


Figura 2.37 – Ruptura por corte da corda inferior. Fonte: BRAZ (2008).

De acordo com a ASCE (1996) o banzo inferior deve possuir esbelteza máxima igual a 240.

2.12.4 Conectores de Cisalhamento

Os conectores de cisalhamento são os elementos usados para possibilitar a transferência da força cortante na interface entre o banzo superior de aço da treliça e o concreto da laje. Essa força cortante é produzida pelas componentes horizontais das forças nas diagonais, sendo transmitida para a laje através do banzo superior.

WANG e KALEY (1967) desenvolveram os primeiros estudos utilizando conectores de cisalhamento em *steel joists* mistas. Eram conectores não tradicionais com o formato da letra K. Eles não foram capazes de levar a estrutura ao estado limite último de início de escoamento do banzo inferior. TIDE e GALAMBOS (1970) apresentaram um estudo, baseado nos resultados obtidos de ensaios laboratoriais, sobre o comportamento dos conectores de cisalhamento tipo *stud* em *steel joists* mistas. As duas principais conclusões foram:

- a) é necessário um número mínimo de conectores para se alcançar a interação completa, e,
- b) o escorregamento entre a laje de concreto e o banzo superior da treliça era mais elevado próximo às extremidades, indicando que, nessa região, os conectores resistiam a uma parcela maior de força cortante horizontal.

BRATTLAND e KENNEDY (1986) desenvolveram na primeira metade da década de 1980 na Universidade de Alberta, Canadá, a primeira análise teórica e experimental consistente sobre o comportamento estrutural de treliças mistas na flexão, com enfoque na análise de tensões e nos deslocamentos verticais, tanto no regime elástico como no não elástico. Este trabalho foi publicado posteriormente na forma de

dois artigos na revista *Canadian Journal of Civil Engineering* (BRATTLAND e KENNEDY, 1992; KENNEDY e BRATTLAND, 1992).

As treliças tinham 11,5 metros de comprimento, com seção tubular nos banzos e duplas cantoneiras nas diagonais. O banzo inferior não alcançou a deformação última devido à ruína prematura dos conectores de cisalhamento. Essa ruína observada demonstrou que se necessitava de regras para se estabelecer o comprimento e a quantidade dos conectores tipo *stud* a serem usados em lajes com fôrmas de aço com nervuras. Além disso concluiu-se que os conectores precisam ser distribuídos ao longo do banzo superior para possibilitar a transferência suave do cisalhamento para a laje de concreto.

Conforme explica a ASCE (1996), e se verificou nos ensaios de vários pesquisadores, não deve ser considerada a existência de forças de colagem, advindas da combinação de forças de adesão e fricção, para transferir o cisalhamento entre a treliça metálica e o concreto da laje, devido aos seguintes motivos:

- a) características dos materiais como retração e deformação lenta;
- b) sobrecargas e vibrações; e,
- c) diferentes proporções no traço do concreto, que podem afetar substancialmente a capacidade de colagem.

2.12.5 Diagonais e Montantes

Segundo BRATTLAND e KENNEDY (1986) e o SCI (NEAL et al., 1992), a configuração mais apropriada da treliça é aquela em que o eixo das diagonais intercepta a linha média da laje. Apesar das excentricidades introduzidas na fase construtiva, essa proposta está mais consistente com o comportamento misto, em virtude da laje de concreto passar a constituir, após a cura do concreto, a maior parte,

senão a totalidade do banzo comprimido da treliça. Além disso, essa configuração reduz o vão a ser vencido pelo banzo superior da treliça e, conseqüentemente, os momentos fletores provenientes do carregamento introduzido pela laje entre os nós da treliça.

De acordo com a SCI (NEAL et al., 1992), a ASCE (1996), a norma CAN/CSA-S16-01 (CSA, 2001) e a norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008) as diagonais e montantes de treliças mistas são dimensionadas para suportar a força cortante vertical. Em outras palavras, as forças axiais de cálculo nas diagonais e montantes sob cargas de uso podem ser analisadas, de maneira conservadora, resolvendo-se um modelo de treliça estaticamente determinado (nós articulados) negligenciando qualquer contribuição de resistência ao cisalhamento do concreto e dos banzos da treliça (CHIEN e RITCHIE, 1984). As forças nas barras da alma podem então ser calculadas pelo equilíbrio dos nós, sendo que as dimensões das mesmas podem diminuir à medida que se caminha para as regiões de baixa força cortante (meio do vão) (NEAL et al., 1992).

Porém, sabe-se que uma barra de treliça raramente possui verdadeiros nós articulados, e os momentos fletores que ocorrem na junção entre alma e banzos podem ser redistribuídos para as diagonais e montantes. Assim, a resistência e a estabilidade das peças da alma comprimidas podem ser afetadas (Figura 2.38), sendo prudente para um calculista incluir estes momentos durante a seleção das peças para se evitar problemas de flambagem como os ocorridos nos ensaios de BRAZ (2008).



Figura 2.38 – Flambagem das diagonais comprimidas. Fonte: BRAZ (2008).

Além destes momentos que surgem pelo fato das ligações não serem perfeitamente articuladas, segundo CHIEN e RITCHIE (1984) existem outras quatro causas principais para o surgimento de momentos locais nos elementos da alma:

- a) carregamentos agindo em painéis superiores iguais ou desiguais (Figura 2.39);
- b) ligação excêntrica no plano da treliça das barras da alma com o banzo (Figura 2.40);
- c) ligação excêntrica, perpendicular ao plano da treliça, das barras da alma com o banzo (Figura 2.41); e,
- d) efeito localizado de retorno de esforços devido à ação dos conectores de cisalhamento na ligação da laje com o banzo superior (Figura 2.42).

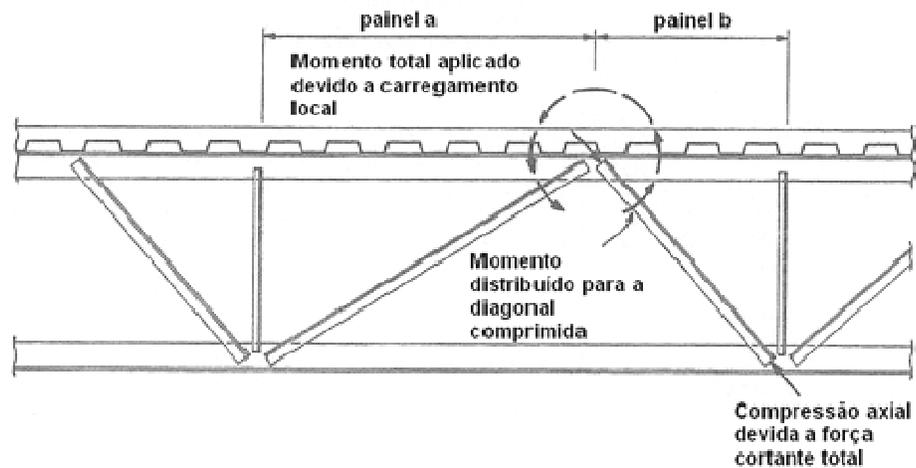


Figura 2.39 – Momento fletor local induzido, devido ao carregamento da estrutura agindo no banzo superior, provocado pela existência de painéis de tamanhos diferentes. Fonte: CHIEN e RITCHIE (1984). p. 178.

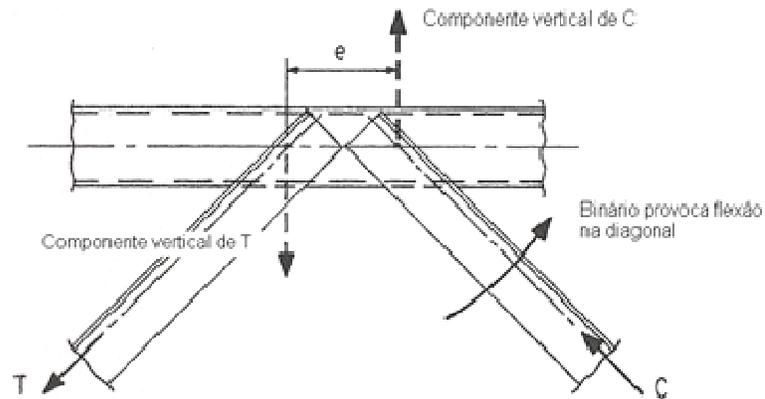


Figura 2.40 – Momento fletor local induzido devido à ligação excêntrica, no plano da treliça, das barras da alma com o banzo. Fonte: CHIEN e RITCHIE (1984). p. 179.

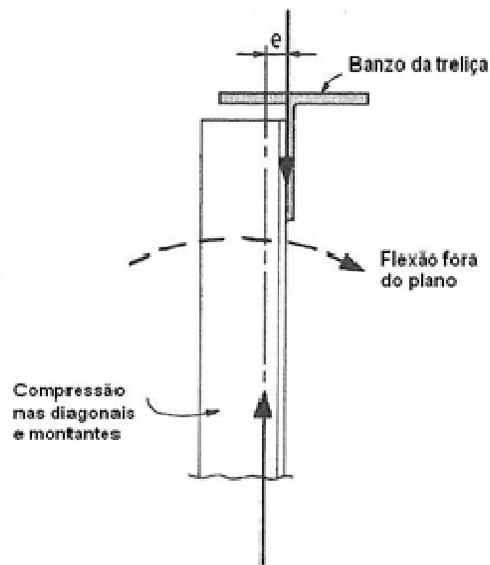


Figura 2.41 – Momento fletor local induzido devido à ligação excêntrica, perpendicular ao plano da treliça, das barras da alma com o banzo. Fonte: CHIEN e RITCHIE (1984). p. 179.

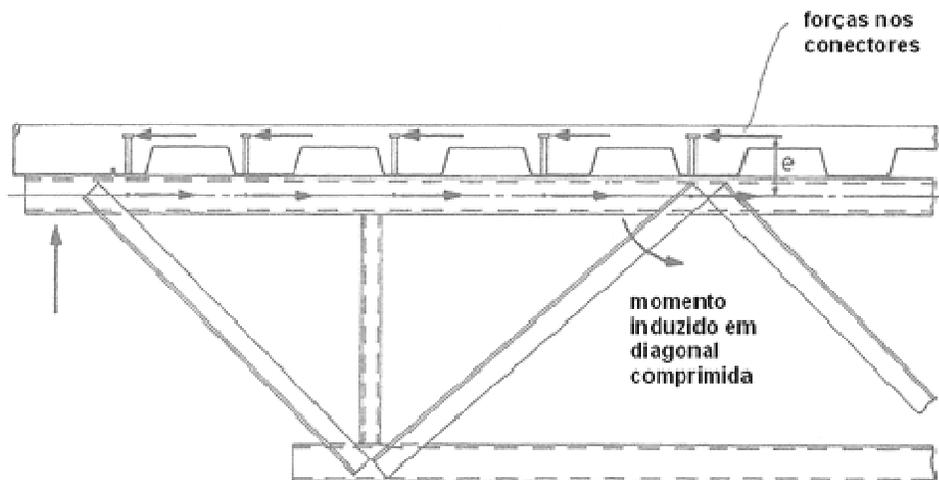


Figura 2.42 – Momento fletor induzido em diagonal comprimida devido ao efeito localizado de retorno de esforços. Fonte: CHIEN e RITCHIE (1984). p. 180.

Sobre as excentricidades dentro e fora do plano da treliça, WOLDEGIORGIS e KENNEDY (1994) também alertam sobre a necessidade das mesmas serem consideradas para o dimensionamento das diagonais. No caso das cantoneiras simples, as excentricidades fora do plano da treliça decorrem do fato das mesmas serem ligadas ao banzo por apenas uma perna. Segundo eles, um boa aproximação consiste em considerar uma excentricidade fora do plano de um terço da distância do centróide da cantoneira ao plano da treliça. Embora esta excentricidade ocorra nas diagonais tracionadas e comprimidas, recomendam que seu efeito seja considerado somente nas diagonais comprimidas. Já as excentricidades no plano da treliça decorrem do fato das linhas de eixo dos perfis não coincidirem no mesmo ponto. Além disso, existem as excentricidades da própria ligação, fruto do centróide das soldas ou dos parafusos não coincidirem com o eixo de gravidade dos perfis. Quando o comportamento da treliça é elástico, este momento gerado na ligação é distribuído às barras proporcionalmente à sua rigidez.

Os efeitos de flexão local são geralmente descartados no projeto das peças tracionadas da alma, pois são frequentemente muito pequenos para afetar os seus dimensionamentos.

CHIEN e RITCHIE (1984) propõem que as peças tracionadas da alma respeitem um limite de esbeltez de 300 para facilitar o transporte e a montagem, enquanto que a ASCE (1996) indica o valor 240 para os elementos tracionados e 200 para os comprimidos.

Para garantir a ductilidade da treliça mista, ou seja, assegurar que o banzo inferior tenha grandes deformações plásticas sem colapso prematuro de outros elementos estruturais, BRATTLAND e KENNEDY (1986) recomendaram que as diagonais comprimidas fossem dimensionadas para uma força normal correspondente a um carregamento tal que o banzo inferior atinja uma tensão igual a 90 % do seu valor de ruptura. Entretanto, de acordo com MAURER e KENNEDY (1994) esse valor tende a

ser extremamente a favor da segurança. Recomendam então que as diagonais sejam dimensionadas para uma força normal correspondente ao carregamento que leva o banzo inferior a atingir a tensão de escoamento, acrescida de um desvio padrão obtido através de análise estatística.

2.12.6 Laje de Concreto

Sobre a laje de concreto a norma canadense CAN/CSA-S16-01 (CSA, 2001) destaca os seguintes tópicos em seu conjunto de especificações:

a) a laje de concreto deve ser reforçada para suportar todo carregamento atuante e impedir a fissuração tanto transversal quanto longitudinal;

b) as armaduras não devem ser menores que as requeridas em especificações de dimensionamento contra o fogo;

c) em regiões de momento negativo deve ser prevista armadura paralela ao vão e ancorada no concreto em compressão;

d) para se evitar fissuração longitudinal causada pela ação mista diretamente sobre a treliça, em lajes sem fôrma de aço incorporada, deve-se prever uma armadura adicional a ser locada na parte inferior da laje, distribuída uniformemente e de forma transversal à treliça, com área total das barras maior ou igual a 0,2% da área total da seção de concreto que está sendo armada. A fissuração devido ao cisalhamento longitudinal tende a ter início na parte inferior da laje;

e) a fissuração devido aos esforços de flexão tende a ter início na parte superior da laje; e,

f) devem ser previstas ainda armaduras, quando necessárias, para combater efeitos de temperatura e retração do concreto.

2.12.7 Dimensionamento de Treliças Mistas no Estado Limite Último com o Uso de Conectores de Cisalhamento

Sobre o ELU, o SCI (NEAL et al., 1992), a ASCE (1996), a CSA (2001) e a ABNT (2008) descrevem uma lista de possíveis ruínas para as treliças mistas:

- a) escoamento do banzo inferior;
- b) esmagamento da laje de concreto;
- c) ruína dos conectores de cisalhamento;
- d) escoamento ou instabilidades (flambagens e torções) das diagonais ou montantes, ocorridas durante ou depois da construção;
- e) flambagem do banzo superior durante a fase construtiva; e,
- f) falhas em ligações e soldas.

As instituições citadas expõem ainda que para evitar frágeis e potencialmente catastróficos colapsos na estrutura deve-se dimensioná-la para ter como ruína o escoamento dúctil do banzo inferior. Todos os outros tipos de ruptura, descritos de *b* a *f* são considerados prematuros e inaceitáveis. Assim, nos itens 2.12.7.1 a 2.12.7.7 são descritos os procedimentos fundamentais para o dimensionamento de uma treliça mista com painel Vierendeel central.

2.12.7.1 Considerações sobre a Geometria da Treliça e as Dimensões dos Perfis

A altura da treliça de aço, H_t , medida da face externa superior do banzo superior à face externa inferior do banzo inferior, segundo CHIEN e RITCHIE (1984), deve ser escolhida entre vão/17 até vão/11. Já o SCI (NEAL et al., 1992), indica H_t entre vão/15 até vão/20 para o caso de estrutura bi-apoiada, atentando-se ainda para a distância que se deve deixar para acomodar a estrutura que irá compor o teto. Sugere-

se que seja resguardada uma distância de 150 a 250 mm abaixo da corda inferior para acomodar os deslocamentos verticais da treliça, proteção contra o fogo, iluminação e as estruturas que compõem o forro.

A altura da treliça muitas vezes é governada pela área livre necessária para a passagem das tubulações e dutos de serviço. Para maximizar este espaço, as inclinações das diagonais devem ser igual ou menor que 45° , com relação à horizontal. Uma inclinação de cerca de 30° criando a relação *largura do painel/altura da treliça* de 3:1, tem demonstrado ser a proporção mais eficiente. Os painéis mais largos acarretam, mesmo que ligeiramente mais pesados, menos diagonais, minimizando custos de fabricação e proteção ao fogo (NEAL et al., 1992).

O painel Vierendeel, utilizado geralmente para acomodar o maior duto de serviço, deve possuir largura máxima de 1,5 a 2,0 vezes a altura da treliça (NEAL et al., 1992).

As dimensões do banzo superior são influenciadas pelos seguintes critérios:

- a) habilidade em suportar as cargas durante a fase construtiva;
- b) quando utilizada fôrma de aço incorporada, deve ter largura mínima de 120 mm para dar estabilidade durante a construção e ter espessura mínima de 8 mm para a soldagem das fôrmas;
- c) resistência local à flexão nas aberturas Vierendeel; e,
- d) precisam ser suficientemente grandes para acomodar o comprimento de solda das diagonais e montantes.

Perfis compactos na flexão e compressão podem ser utilizados com maior eficiência no projeto. Os perfis mais esbeltos são ineficientes porque somente uma parte de sua dimensão está efetivamente sob compressão e flexão. Um comprimento sob tensão de pelo menos 150 mm é requerido para facilitar a soldagem das diagonais.

2.12.7.2 Resistência à Flexão

No ELU o momento resistente de cálculo da treliça mista (M_{Rd}) deve ser maior que o momento atuante de cálculo (M_{Sd}) aplicado à viga. Entretanto, verificações adicionais são necessárias na treliça de aço na etapa construtiva, geralmente no que concerne ao dimensionamento da corda superior e do painel Vierendeel.

A resistência à flexão de uma treliça metálica no ponto de momento máximo é determinada pela compressão na corda superior e pela tração na corda inferior. Em uma treliça mista, a força de compressão (C_{cd}) pode ser considerada como resistida pelo concreto ou pela laje mista, conforme Equação 2.08, com um conseqüente incremento no braço de alavanca do banzo superior para o ponto de compressão na laje (Figura 2.43). A norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008) utiliza para a força de tração, $N_{t,Rd}$, especificamente neste caso, a notação T_{ad} , cujo cálculo é feito conforme Equação 2.09.

$$C_{cd} = 0,85 f_{cd} b_e a \quad (2.08)$$

$$T_{ad} = A_{bi} f_{yd} \quad (2.09)$$

Na maioria dos casos, $T_{ad} < C_{cd}$ e então, o momento resistente à flexão M_{Rd} da treliça mista é dado pela multiplicação da força de tração atuante no banzo inferior pelo braço de alavanca formado entre os pontos de aplicação da força de tração no banzo inferior e de compressão na laje, conforme Equação 2.11, sendo a posição a da linha neutra dada pela Equação 2.10. Esta situação é dita de interação completa e com linha neutra da seção plastificada na laje de concreto.

$$a = \frac{T_{ad}}{0,85 f_{cd} b_e} \quad (2.10)$$

$$M_{Rd} = T_{ad} d_2 \quad (2.11)$$

Sendo:

A_{bi} a área da seção transversal do banzo inferior da treliça de aço

f_{yd} a tensão de escoamento de cálculo dos perfis de aço

f_{cd} a resistência à compressão de cálculo do concreto da laje

b_e a largura efetiva da laje de concreto, calculada de acordo com a norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008)

t_c a altura da laje de concreto

C_{cd} a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto

a a espessura da região comprimida da laje

T_{ad} a força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço

d_2 a distância entre as forças de tração e compressão na treliça mista

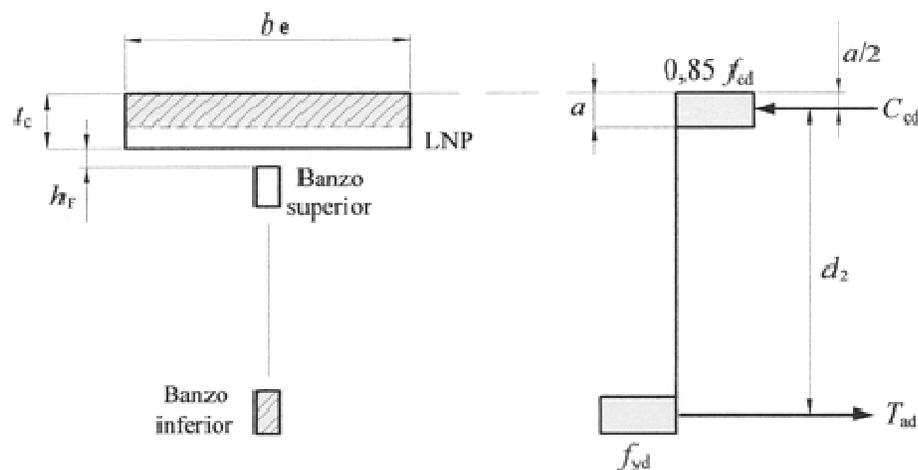


Figura 2.43 – Distribuição de tensões em treliças mistas. Fonte: ABNT (2008). p. 179.

O aumento na capacidade resistente de uma treliça mista, conforme o SCI (NEAL et al., 1992), é raramente maior que 20 a 30% em comparação com a treliça de aço isolada. Existem, entretanto, outros benefícios da ação mista em termos da transferência de momentos locais nas aberturas Vierendeel e o aumento na rigidez global do sistema.

2.12.7.3 Transferência do Cisalhamento Horizontal

A força a ser transferida pelos conectores de cisalhamento entre os pontos de momento zero e momento máximo é T_{ad} (quando $T_{ad} < C_{cd}$). A interação total é alcançada quando a força transferida pelos conectores em metade do vão excede T_{ad} . Esta força é equivalente ao número de conectores de cisalhamento existentes em metade do vão vezes a sua resistência de projeto, que pode ser calculada conforme Anexo E deste trabalho. É usual distribuir os conectores de cisalhamento uniformemente ao longo da viga, ou em proporção ao diagrama de força cortante quando da presença de forças concentradas. A interação parcial, que não é permitida pela norma brasileira, pode ser utilizada para reduzir o número de conectores de cisalhamento, mas, de acordo com o SCI (NEAL et al., 1992) deve ser utilizada apenas para vãos menores que 16 metros.

Assim, de acordo com o Anexo O da norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008), para construção escorada, interação completa e linha neutra da seção plastificada na laje de concreto, a transferência do cisalhamento horizontal banzo superior - conector - laje é garantida observando-se as Inequações 2.12 e 2.13, sendo Q_{Rd} a força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento.

$$\sum Q_{Rd} \geq A_{bi} f_{yd} \quad (2.12)$$

$$0,85 f_{cd} b_e a \geq A_{bi} f_{yd} = T_{ad} \quad (2.13)$$

Ao chegar aos conectores, o cisalhamento horizontal precisa ser suavemente transferido para o concreto, assim, sugere-se a disposição de armadura transversal (perpendicular ao eixo da treliça) na laje.

2.12.7.4 Resistência ao Cisalhamento

Conforme especifica a norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008), nas treliças mistas a força cortante deve ser resistida por diagonais e montantes, que devem ser dimensionadas de acordo com a teoria de barras prismáticas submetidas à força axial de tração ou compressão, o que for aplicável.

A resistência ao cisalhamento de uma treliça pode ser avaliada a princípio considerando as forças componentes das diagonais, sendo todas as conexões assumidas como articuladas neste estágio. Em uma treliça Warren (Figura 2.44) as diagonais externas estão tracionadas. Se as diagonais são orientadas num ângulo θ em relação à horizontal, a força máxima de tração é dada pela Equação (2.14), o que acarreta um aumento significativo na força de tração da diagonal à medida que θ diminui.

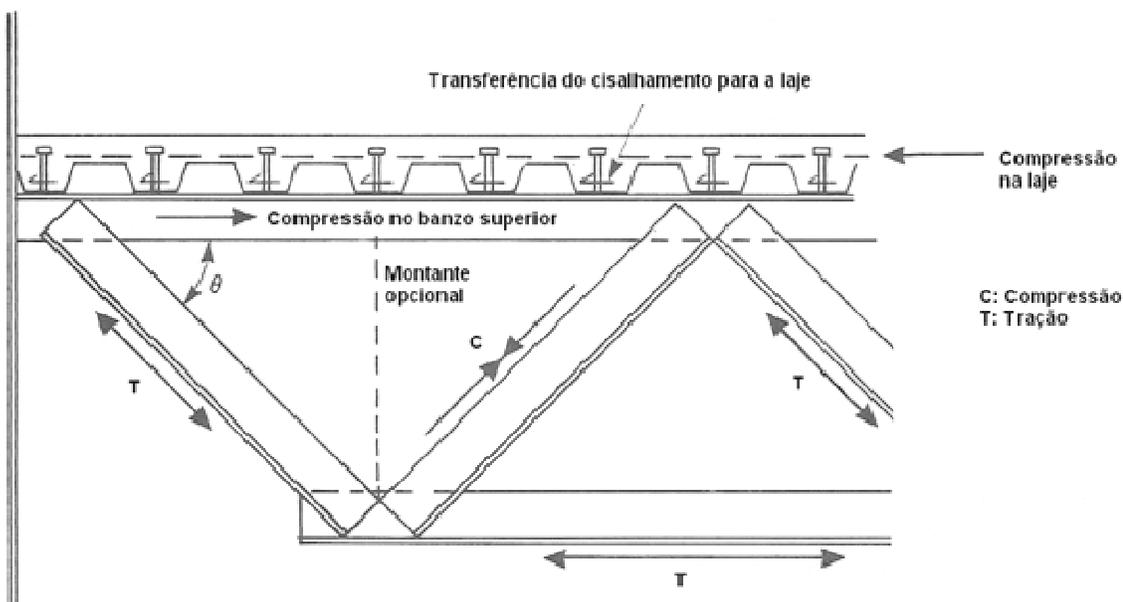


Figura 2.44 – Esforços nas diagonais de uma treliça mista. Fonte: NEAL et al. (1992).

$$\text{Força de tração} = \frac{\text{Reação no apoio}}{\text{sen}\theta} \quad (2.14)$$

A força de tração é resistida por uma força de compressão na diagonal seguinte. Se não existe uma montante entre as diagonais, então as forças de tração e compressão são iguais. Se existe uma montante, a força de compressão na diagonal é reduzida como resultado da transferência de uma força local de compressão vinda da laje através da montante.

As forças nas diagonais podem ser calculadas em todas as barras observando-se o equilíbrio dos nós, sendo que as seções transversais dos perfis podem ser reduzidas, se desejado, na região de baixa cortante (meio do vão).

A resistência à tração das diagonais pode ser totalmente aproveitada, exceto em construções parafusadas, onde devem ser consideradas as aberturas dos furos. Estruturas parafusadas não são recomendadas para treliças de grandes vãos devido

aos efeitos acumulativos de escorregamento e deflexões. Já a resistência à compressão depende fundamentalmente da esbeltez da barra entre os nós.

Os momentos locais entre as diagonais e o banzo inferior são geralmente ignorados neste estágio. Estes momentos costumam se espalhar pelos nós e serem resistidos por outras diagonais proporcionalmente às suas rigidezes. Obviamente o efeito combinado de flexão e força axial deverão ser checados após a simulação computacional.

O tratamento dos nós no banzo superior conectado à laje mista é influenciado pelo posicionamento das diagonais, que costumam estar ligeiramente separadas à medida que seus centroides não se alinham com o perfil do banzo superior, mas sim, com o centro da laje de concreto.

2.12.7.5 Combinação de Construção – Resistência à Flexão da Treliça Isolada

Na condição de construção a treliça de aço é projetada para resistir aos pesos próprios dela mesma e do concreto fresco. A SCI (NEAL et al., 1992) acrescenta ainda a esta combinação um carga construtiva uniformemente distribuída de 0,5 kN/m² ou uma carga pontual de 4 kN. O momento máximo é utilizado para o dimensionamento do banzo superior. Como muitas vezes a seção transversal do banzo superior é menor que a do banzo inferior utiliza-se a força resistente no perfil do banzo superior, R_{bs} , (Figura 2.45) para calcular o momento resistente da treliça isolada, $M_{R,ti}$ (Equação 2.15).

$$M_{R,ti} = R_{bs} (H_t - x_{bi} - x_{bs}) \quad (2.15)$$

Sendo:

x_{bi} a distância da face inferior do banzo inferior até o centro de gravidade do banzo inferior

x_{bs} a distância da face superior do banzo superior até o centro de gravidade do banzo superior

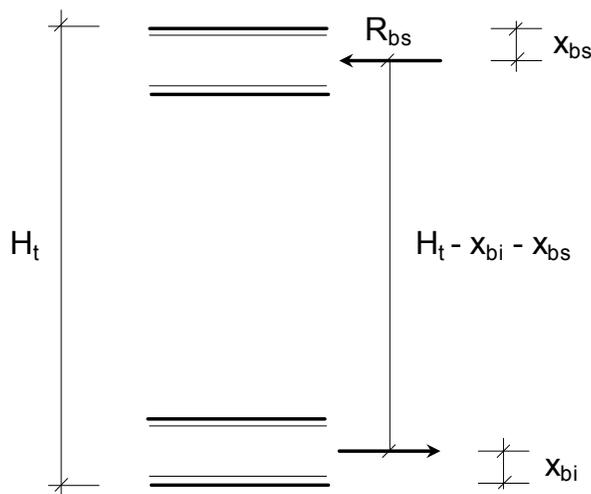


Figura 2.45 – Binário resistente em uma treliça isolada.

O momento resistente da treliça isolada deve ser maior que o momento de cálculo atuante devido à condição de construção. Não há necessidade de se verificar a resistência das diagonais e montantes neste estágio, pois o dimensionamento destas peças é controlado pela condição última normal de carregamento (NEAL et al., 1992).

Ao se determinar a máxima força cortante através do painel Vierendeel deve-se assumir que metade do vão esteja carregado durante a construção. Assim, a força cortante é equivalente a 25% da carga total devido a pesos próprios e carga de construção agindo por todo o vão (NEAL et al., 1992).

Os banzos podem ser checados com a combinação de tração ou compressão, com momento local. Cada banzo pode ser considerado como um elemento resistente a uma força cortante e a um momento local equivalente à força cortante vezes a metade

da largura do trecho. Esta aproximação é suficiente durante a análise do carregamento de construção (NEAL et al., 1992).

2.12.7.6 Considerações sobre a Implantação de um Painel Vierendeel

Quando uma diagonal na zona de baixo cisalhamento (meio do vão) é removida, mantendo-se as montantes, diz-se que foi criado um painel Vierendeel. Em uma treliça isolada os momentos locais que são criados são resistidos pelos banzos de aço. Entretanto, em uma treliça mista é importante que se considere a ação conjunta do banzo superior com o concreto da laje na resistência à flexão do painel (NEAL et al., 1992), conforme já visto na teoria de vigas com abertura na alma.

Para que se possa levar em consideração a possibilidade da transferência do cisalhamento através da zona teoricamente de cortante zero, faz-se uma combinação de carga criando a pior situação possível para o painel. As cargas permanentes são distribuídas por todo o vão, enquanto a carga acidental de cálculo é distribuída em apenas metade do vão, caso o painel esteja no meio do vão da viga. O efeito é o surgimento de uma força cortante no painel Vierendeel. O valor do momento de Vierendeel, M_v , a ser transferido é $V \cdot l_v$, onde V é a força cortante obtida conforme descrito acima e l_v é o comprimento da abertura do painel. Em uma treliça mista, M_v é resistido pelos banzos e pela ação combinada do banzo superior com a laje (NEAL et al., 1992), sendo que, em alguns casos, ao se desprezar esta ação chega-se em um projeto muito conservador, o que pode inclusive inviabilizar o projeto do painel.

No estágio de pré-dimensionamento o SCI (NEAL et al., 1992) propõe as seguintes diretrizes para as dimensões de um painel Vierendeel no meio do vão:

- a) largura da abertura menor que 2 vezes a altura da treliça;
- b) altura dos perfis dos banzos não menor que 1/10 da largura da abertura; e,

d) perfis dos banzos não esbeltos.

2.12.7.7 Análise de um Painel Vierendeel em uma Treliça Mista

O mecanismo de ruína em um Vierendeel mostrado na Figura 2.46 cria momentos nos quatro cantos do painel. Os perfis envolvidos estão alternadamente sob tração e compressão devido a esforços de flexão, estando os banzos submetidos ainda a forças cortantes e de tração (Figura 2.47), como explicitado no item 2.8.1. A laje é considerada como resistente à compressão e o banzo superior está relativamente pouco carregado. No limite, os momentos nos banzos alcançam suas capacidades plásticas, permitindo ainda a redistribuição dos mesmos ao redor do painel. A resistência à flexão é então comparada com o momento $V.l_v$ atuante no Vierendeel.

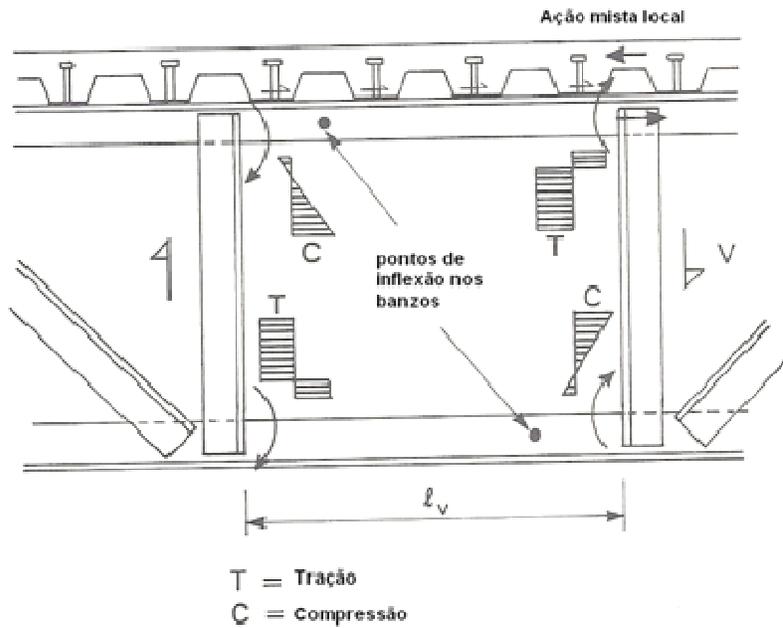


Figura 2.46 – Distribuição de momentos nos banzos em situação de ruína do painel Vierendeel. Fonte: NEAL et al. (1992).

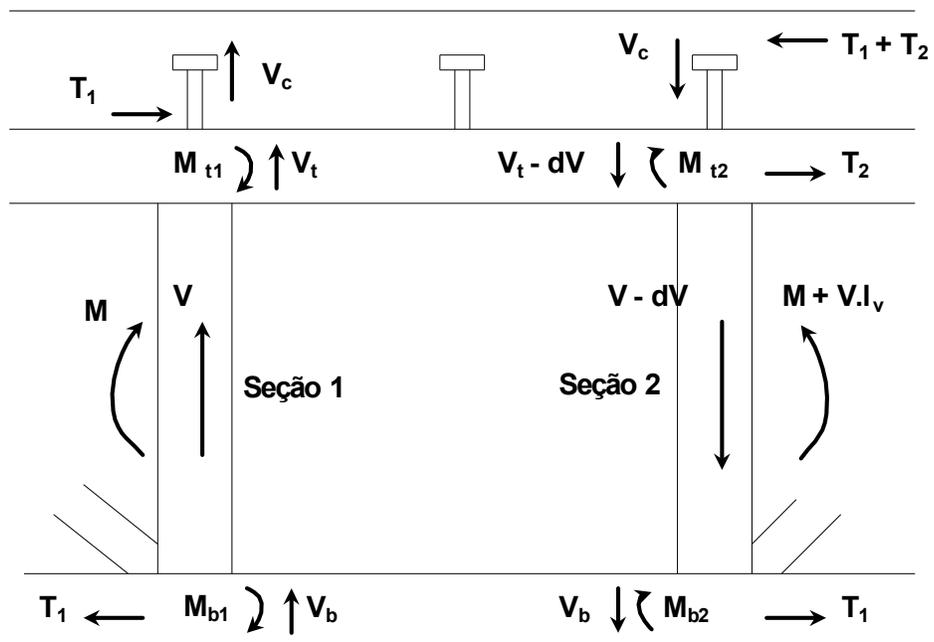


Figura 2.47 – Forças de tração e cortante em um painel Vierendeel de uma treliça mista.

2.12.8 Estados Limites de Serviço da Treliça Mista

Os estados limites de serviço incluem os estudos dos deslocamentos verticais máximos e da vibração do piso. Estes cálculos analíticos estão descritos nos itens 2.12.9 e 2.12.10, respectivamente.

2.12.9 Estado Limite de Serviço: Deslocamento Vertical Máximo

Um dos primeiros registros de estudos sobre o ELS de treliças mistas foi feito por IYENGAR e ZILS (1973), que testaram uma treliça mista de 22,9 metros de vão semelhante àquela utilizada no edifício Sears Tower de Chicago. A relação carga x deslocamento apresentou uma resposta essencialmente linear, visto que o teste não foi levado até a ruptura. Conforme FRUCHTENGARTEN (2003), a partir da plastificação integral do banzo inferior, as flechas crescem rapidamente, em virtude da perda excessiva de rigidez no tramo central, onde apenas o banzo superior e a laje de concreto resistem aos novos incrementos de carga.

BJORHOVDE (1981) conduziu um teste com uma treliça de 12 m de vão e altura 0,85 m até a ruptura. O teste também mostrou uma resposta elástica da treliça durante o carregamento de serviço. A treliça não atingiu o momento resistente nominal devido à flambagem prematura da primeira diagonal comprimida.

A partir de 1992 os estudos sobre os deslocamentos verticais passaram a ser considerados nas prescrições de dimensionamento de treliças mistas. A seguir estão as

considerações do SCI (NEAL et al., 1992), da ASCE (1996), da norma canadense CAN/CSA-S16-01 (CSA, 2001) e da norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008).

2.12.9.1 Considerações de Neal e Equipe (NEAL et al., 1992)

Segundo o SCI, o deslocamento vertical máximo de uma treliça mista isostática bi-apoiada sujeita a um carregamento distribuído uniforme p (carga por unidade de comprimento) pode ser calculado através da Equação 2.16, determinada pela teoria básica de resistência dos materiais, desde que se assuma que os efeitos dominantes são devidos aos momentos fletores.

$$\delta_{\max} = \frac{5 \cdot p \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{tm}} \quad (2.16)$$

Sendo:

L o vão entre apoios da treliça mista;

E o módulo de elasticidade do aço; e,

I_{tm} o momento de inércia da treliça mista.

O momento de inércia de uma treliça mista, I_{tm} , pode ser avaliado reduzindo a área de concreto a uma área equivalente de aço. Assim, a treliça mista se torna equivalente a dois blocos concentrados de aço de área separada pela distância entre a profundidade média da laje e o banzo inferior. Conservativamente, a área do banzo superior é desprezada por ser pequena em comparação com A_c/α_e , sendo A_c a área de concreto da laje (calculada com sua largura efetiva) e α_e a razão entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto, sendo recomendado pela SCI como valendo 10 para concretos com peso específico normal e 15 para concretos leves quando se está calculando deslocamentos em prédios de escritórios.

A partir destas premissas pode-se dizer que o projeto no estado limite de serviço de uma estrutura de piso mista geralmente inclui a verificação do deslocamento vertical máximo nas seguintes situações:

- a) treliça de aço isolada com a condição de concreto não endurecido;
- b) treliça mista na condição de cargas de ocupação (flecha imediata);
- c) treliça mista considerando a retração da laje de concreto; e,
- d) treliça mista considerando a fluência.

A SCI não informa como calcular um valor efetivo de momento de inércia (I_{ef}) a partir do momento de inércia da treliça mista (I_{tm}). Disserta apenas que a equação da teoria de resistência dos materiais é válida para grandes vãos (vão / altura da treliça ≥ 15), e que um componente adicional de deflexão devido à deformação axial das diagonais pode ser considerado em treliças altas ou sujeitas a cargas pontuais elevadas. Para as dimensões de treliça normalmente utilizadas (vãos maiores ou iguais a 15 metros) costuma-se estimar esta deflexão adicional como 10 % da deflexão inicialmente encontrada.

O cálculo da deflexão máxima da treliça isolada, durante a fase construtiva, também é feito através da Equação 2.16, porém, substituindo-se o momento de inércia da treliça mista, I_{tm} , pelo momento de inércia da treliça isolada, I_{ti} , que leva em conta agora as áreas de banzo inferior e banzo superior de aço para o cálculo do momento.

Geralmente, I_{ti} é significativamente menor que I_{tm} , porém, são esperados valores de deflexão de mesma magnitude para os casos de treliça mista (carregamento último) e treliça isolada (carregamento de construção).

2.12.9.2 Considerações da *American Society of Civil Engineers* (ASCE, 1996)

Da mesma maneira que a SCI, a ASCE (1996) determina que os deslocamentos verticais podem ser calculados utilizando um momento de inércia da estrutura mista baseado no banzo inferior de aço e em uma seção transformada de concreto da laje. O deslocamento imediato elástico encontrado por este método deve ser multiplicado por 1,15 para se levar em conta a maior flexibilidade da estrutura por tratar-se de treliça. O deslocamento vertical elástico em conjunto com o deslocamento vertical devido à deformação lenta pode ser considerado multiplicando a flecha imediata por 1,15.

2.12.9.3 Considerações da *Canadian Standards Association* (CSA, 2001)

A norma canadense CAN/CSA-S16-01 (CSA, 2001) em seu item 17.3 informa a necessidade de se levar em consideração os efeitos de deformação lenta da viga e da retração do concreto, além do aumento da flexibilidade resultante de interações parciais entre a treliça e a laje, para o cálculo dos deslocamentos verticais. Estes efeitos devem ser a princípio estabelecidos por ensaios ou outro tipo de análise. Caso isso não seja possível a norma estabelece as prescrições descritas a seguir.

Para o cálculo dos deslocamentos verticais e simulação de interação parcial nas conexões de cisalhamento, devem-se calcular as flechas imediatas utilizando um momento de inércia efetivo dado pela Equação 2.17.

$$I_{e,tm} = I_{e,ti} + 0,85.k^{0,25} \cdot (I_{tm} - I_{e,ti}) \quad (2.17)$$

Sendo:

$I_{e,ti}$ o momento de inércia da treliça de aço isolada, ajustado para incluir os efeitos das deformações por cisalhamento. Estes efeitos podem ser levados em consideração reduzindo-se o momento de inércia baseado nas seções transversais das áreas de banzo inferior e superior em 15 % (Equação 2.17), conforme prescreve também a norma brasileira (ABNT, 2008);

I_{tm} o momento de inércia da treliça mista baseado na razão entre os módulos de deformação do aço e do concreto ($\alpha_e = E / E_c$), conforme já explicitado no item 2.12.9.1. É conhecido como momento “transformado”, pois, a laje de concreto é “transformada” em laje de aço; e,

k a fração da conexão de cisalhamento completa (devendo-se utilizar $k = 1$ para interação completa).

A deformação lenta da estrutura ocorre devido a cargas de longa duração, promovendo acréscimos no deslocamento vertical máximo à medida que o tempo avança. Para a simulação da fluência majora-se em 15 % a flecha elástica imediata, causada pelo peso-próprio e pelas cargas acidentais de longa duração. Este é considerado um valor arbitrário, mas, segundo a norma, razoável.

A retração do concreto ocorre devido à diminuição do seu volume à medida que a cura acontece, no início mais rapidamente e depois numa taxa menor. Quando contido, deformações de tração e, portanto, tensões de tração se desenvolvem no concreto, podendo chegar a fissurar se a resistência à tração é alcançada. As microfissuras diminuem a rigidez da peça, fazendo com que o deslocamento vertical aumente. Este fenômeno foi avaliado em vigas mistas através de estudos realizados por BRANSON (1964), por MONTGOMERY et al. (1983) e por KENNEDY e BRATTLAND (1992). A norma canadense, baseando-se nestes estudos, avalia o deslocamento vertical de uma treliça mista devido somente à retração do concreto, através da Equação 2.18.

$$\delta_{cs} = \frac{\varepsilon_{cs} \times A_t \times L^2 \times y}{8 \times \alpha_e \times I_{tm}} \quad (2.18)$$

Sendo:

ε_{cs} a deformação no concreto devido à retração;

A_t a área de concreto da laje utilizada no cálculo das propriedades da seção transformada;

L o vão da viga;

y a distância do centroide da área efetiva de concreto da laje e a linha neutra;

α_e a razão entre E/E_{ct} , sendo E_{ct} o módulo efetivo do concreto na tração; e,

I_{tm} o momento de inércia da seção mista, porém, com o cálculo da área transformada da laje feito utilizando-se a razão α_e .

2.12.9.4 Considerações da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT, 2008)

Para a determinação do deslocamento vertical máximo a norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008) informa que é necessário calcular o momento de inércia efetivo. Nas treliças mistas, caso não se faça uma análise mais precisa, podem-se adotar as regras discriminadas a seguir para a obtenção deste momento de inércia.

Para as ações atuantes antes de o concreto atingir 75% da resistência característica à compressão especificada (concreto fresco), deve-se tomar o momento de inércia da seção formada pelas cordas inferior e superior da treliça de aço (I_{ti}), reduzido em 15% para levar em conta o efeito das deformações por cisalhamento, de acordo com a Equação 2.19.

$$I_{e,ti} = 0,85I_{ti} \quad (2.19)$$

Para as ações atuantes após o concreto atingir 75% da resistência característica à compressão especificada (concreto endurecido), tomar o momento de inércia da seção mista homogeneizada, formada pela corda inferior da treliça de aço e pela laje de concreto com sua largura efetiva (I_{tm}), reduzido em 15% do momento de inércia da seção formada pelas cordas inferior e superior da treliça de aço (I_{ti}), para levar em conta o efeito das deformações por cisalhamento, de acordo com a Equação 2.20.

$$I_{e,tm} = I_{tm} - 0,15I_{ti} \quad (2.20)$$

2.12.10 Estado Limite de Serviço: Vibração do Piso Misto

Conforme a norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008), sistemas de pisos suscetíveis de vibrações, tais como os de grandes áreas que não possuem divisórias ou outros elementos de amortecimento, devem ser dimensionados de forma a se evitar o aparecimento de vibrações transientes inaceitáveis, devidas ao caminhar de pessoas ou a outras fontes.

O uso de estruturas de pisos com grandes vãos e amortecimento reduzido pode resultar em vibrações que causem desconforto durante as atividades humanas normais ou causar prejuízo ao funcionamento de equipamentos. O estado de percepção que é normalmente aceito é descrito como “a vibração pode ser percebida, mas não pode incomodar”. Existem então dois critérios que precisam ser considerados (NEAL et al., 1992).

Primeiramente, a frequência da vibração aplicada não deve ser próxima da frequência natural do piso, pois pode acentuar as vibrações aplicadas a um grau inaceitável. A frequência natural de peças estruturais longas reduz à medida que os vãos se tornam maiores, assim, de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), em nenhum caso a frequência natural da estrutura do piso pode ser inferior a 3 Hz. Já NEAL et al. (1992) indica que a frequência natural mínima de 3 a 4 ciclos por segundo tem se mostrado aceitável dependendo do uso do edifício.

Em segundo lugar, é importante que a estrutura do piso tenha um sistema de amortecimento perante as vibrações induzidas, desta maneira, elas não persistem por um período considerável de tempo. Geralmente a configuração de pisos de escritórios propicia um amortecimento natural e suficiente da estrutura. Além disso, para um determinado vão, uma treliça, devido à sua maior rigidez, possui uma melhor performance frente a vibrações se comparada a uma viga com seção equivalente.

Como existe uma estreita relação entre o deslocamento vertical da estrutura e os limites aceitáveis de vibração, NEAL et al. (1992) propõe como sugestão de pré-dimensionamento que a frequência natural de uma treliça mista seja calculada conforme Equação 2.21, sendo δ_{fn} o deslocamento vertical instantâneo, em milímetros.

$$f_n = \frac{18}{\sqrt{\delta_{fn}}} \quad (2.21)$$

Para se calcular δ_{fn} , a razão modular, α_e , utilizada na determinação da área de laje transformada em aço, deve ser calculada com o módulo de elasticidade dinâmico do concreto, E_{cd} .

Nos ensaios dinâmicos não-destrutivos para determinação do E_{cd} , considera-se que este está relacionado ao comportamento elástico do concreto e que o mesmo não é afetado pela fluência, já que os níveis de vibração aplicados implicam em tensões muito baixas. Por essa razão, o módulo de elasticidade dinâmico é aproximadamente igual ao módulo tangente à origem da curva tensão x deformação determinado no ensaio estático, e, portanto, maior do que o módulo secante estático, E_{cs} (MEHTA e MONTEIRO, 1994). E_{cd} é geralmente de 20, 30 e 40 por cento maior do que o módulo estático de deformação para concretos de alta, média e baixa resistências, respectivamente. Dentre algumas expressões empíricas que relacionam os módulos estático e dinâmico a norma britânica BS 8110-2 (BSI, 1985) especifica a Equação 2.22 para concretos com teor de cimento inferior a 500 kg/m^3 e agregados de peso normal, sendo E_{ci} o módulo de deformação tangente inicial, dado pela Equação 2.23, de acordo com a norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2003b).

$$E_{ci} = 1,25E_{cd} - 19, \text{ com valores em GPa} \quad (2.22)$$

$$E_{ci} = 5600 \times f_{ck}^{\frac{1}{2}}, \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa} \quad (2.23)$$

3 CONFIGURAÇÃO GEOMÉTRICA DA TRELIÇA-VIERENDEEL

O objetivo da pesquisa é criar um sistema em viga mista formado por uma treliça com vários quadros Vierendeel centrais, utilizando-se barras de aço tubulares. Conforme já explicitado no capítulo 1, ao se retirar diagonais alivia-se o peso da estrutura, refletindo obviamente em diminuição de custos, criando-se ainda mais espaços para a passagem de dutos. A partir deste pressuposto foram realizados estudos iniciais utilizando-se os softwares ftool (MARTHA, 2008) e Ansys (ANSYS INC., 2005) para se chegar à configuração desejada para a estrutura. Assim, partindo-se de uma estrutura mista toda composta por painéis Vierendeel (item 3.1) até se chegar ao projeto final (item 3.4) o desenho dos apoios, o tipo de ligação e, fundamentalmente, a geometria da estrutura foram sendo devidamente alteradas.

As treliças mistas são eficientes para vãos da ordem de 15 a 30 m, porém, para facilitar as modelagens realizadas nos itens 3.1 a 3.3, os estudos foram realizados para vãos entre 5,5 m a 7,3 m.

Os dimensionamentos das barras de aço e do número de conectores foram realizados conforme anexos B e D, respectivamente.

3.1 Viga Vierendeel Mista

As vigas Vierendeel são sistemas reticulados geralmente de banzos paralelos (Figura 3.01) utilizados em diversos tipos de construção, onde a iluminação, a ventilação, a necessidade de passagem de dutos, ou questões arquitetônicas, impedem o uso de células com diagonais, como nas treliças convencionais.

Este sistema foi proposto pela primeira vez em 1896 pelo engenheiro belga Arthur Vierendeel. Sua principal ideia foi a retirada das diagonais e o reforço das montantes. Ele avaliou que estas medidas acarretavam em uma economia de 15 % a 25 % em aço, economia de mão-de-obra, diminuição das superfícies expostas à corrosão, e, ligações em menor número, porém mais robustas, conforme relata RESENDE (2008). Como desvantagem pode-se citar os elevados esforços de flexão, principalmente próximos às ligações.

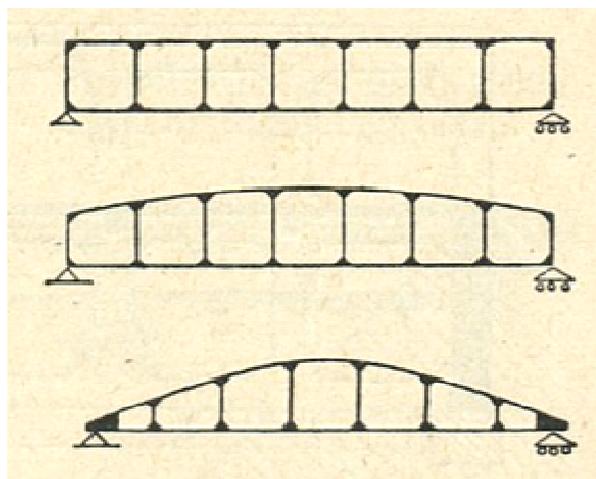


Figura 3.01 – A viga Vierendeel.

As vigas Vierendeel são formadas por barras submetidas a esforços axiais de tração e compressão, forças cortantes e momentos fletores. As solicitações neste sistema estaticamente indeterminado não são simples de serem obtidas, por isso, tal procedimento costuma ser realizado com o uso de softwares desenvolvidos para tal finalidade.

Como não foram encontrados na revisão bibliográfica trabalhos específicos sobre vigas mistas inteiramente compostas por painéis Vierendeel realizou-se um estudo preliminar. Antecipadamente imagina-se que nas regiões próximas aos apoios, as montantes, principalmente, estejam submetidas a elevadas tensões de flexão, sendo, portanto, necessário inserir diagonais nestes quadros altamente solicitados por momentos fletores, mantendo o maior número possível de painéis Vierendeel centrais. Assim, neste primeiro estudo, a partir de um vão de aproximadamente oito metros, decidiu-se quantos painéis não travados seriam viáveis de serem projetados na região central do vão bi-apoiado.

As diretrizes principais aqui estabelecidas foram o uso de tubos de aço laminados circulares (inclusive para o banzo superior) e fôrmas de aço (*steel deck*) para a laje. O comprimento da viga foi regido por um número múltiplo de 915 mm, que é a largura da fôrma de aço Metform MF 50 (METFORM, 2010). Assim, chegou-se no vão de 732,0 cm.

De acordo com as considerações sobre a geometria da treliça, item 2.12.7.1, e supondo painéis quadrados, chegou-se a quadros de aproximadamente 48,8 cm de lado, medidos nos eixos das barras, conforme esquema geral apresentado na Figura 3.02.

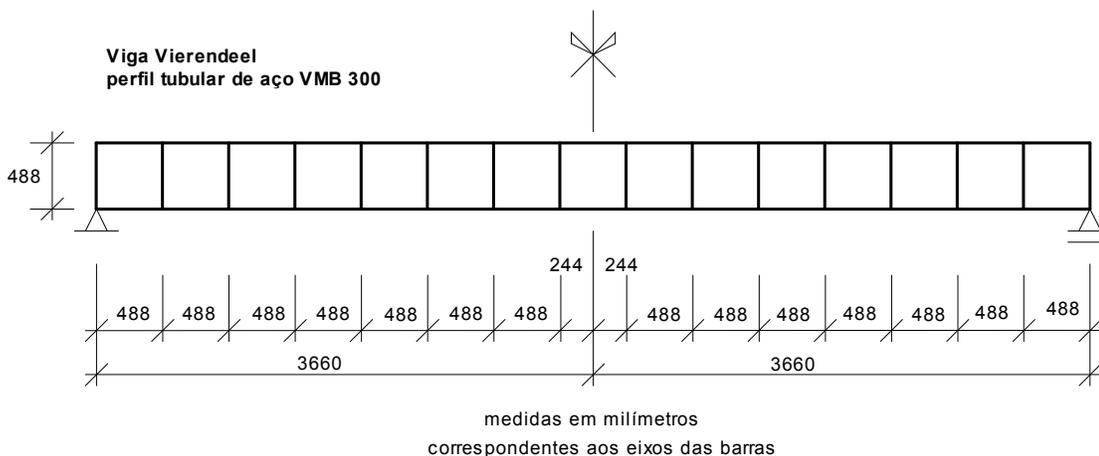


Figura 3.02 – Esquema geral da viga Vierendeel.

As características da estrutura metálica tubular são as seguintes:

- Resistência ao escoamento do aço $f_y = 300$ MPa
- Resistência última do aço $f_u = 415$ MPa
- Módulo de elasticidade longitudinal do perfil tubular $E = 205000$ MPa
- Módulo de elasticidade transversal do perfil tubular $G = 79000$ MPa
- Coeficiente de Poisson $\nu_{aço} = 0,3$
- Peso específico das barras tubulares de aço $\gamma_{aço} = 78,5$ kN/m³

A laje, suposta para piso, e com altura total de 110 mm foi dimensionada para:

- Fôrma de aço Metform MF50
- Peso específico do concreto armado $\gamma_{ca} = 25$ kN/m³
- Resistência característica do concreto à compressão $f_{ck} = 25$ MPa

O perfil circular utilizado para os cálculos foi o TC $d = 88,9$ mm ($t = 7,6$ mm).

Na fase construtiva a estrutura de aço foi avaliada com as cargas permanentes compostas pelos pesos próprios da estrutura Vierendeel, da fôrma de aço e da laje de concreto armado, e, com uma carga acidental construtiva de $0,5$ kN/m². Como se trata

de um vão pequeno, na fase mista, o carregamento acidental foi suposto como de biblioteca – salas com estantes de livros, com carga distribuída de 6 kN/m^2 , conforme especificado pela norma brasileira NBR 6120 (ABNT, 1980).

3.1.1 Modelagem Estrutural das Vigas Vierendeel Isolada e Mista

Para a análise da viga Vierendeel isolada foram processados três modelos computacionais: um utilizando-se o software *ftool* e dois o software *Ansys*. Ao se utilizar o software *Ansys*, a estrutura teve inicialmente todas as suas partes modeladas utilizando-se o elemento tipo *pipe16*. Em seguida nova modelagem foi realizada, sendo agora todas as suas partes modeladas utilizando-se o elemento tipo *shell181*.

Para a análise da viga Vierendeel mista foram processados dois modelos computacionais, utilizando-se novamente o software *ftool* e na sequência o software *Ansys*, sendo neste caso utilizado apenas o elemento tipo *shell181*, que foi empregado para a modelagem de todas as partes da estrutura mista (tubos de aço, conectores, apoios e laje). A modelagem via *pipe16* não foi realizada por motivos que estão explicitados nos próximos itens do trabalho.

Para as modelagens via *ftool*, utilizou-se o parâmetro isotrópico para o aço, sendo empregado o elemento *ring* para as propriedades da seção. Para os conectores de cisalhamento foi utilizado o elemento *circle* e para a laje de concreto armado o elemento *rectangle*, especificando para o concreto a largura da laje transformada em aço.

A análise via *Ansys* - *pipe16* utilizou um tubo estrutural com propriedade elástica, linear e isotrópica, sendo necessário definir para o software somente o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson do aço.

A análise via Ansys - shell181 foi a mais sofisticada e trabalhosa. A não linearidade física das barras tubulares foi caracterizada pelo diagrama tensão-deformação do aço, sendo o mesmo incorporado no ANSYS através do modelo *Ansys bilinear* com material do tipo *bilinear isotropic hardening* (BISO). Utilizou-se para a laje espessura de 6 cm, posicionada a 5 cm de altura em relação à face superior do banzo superior, distância esta da altura da nervura da fôrma. O concreto foi definido através do modelo *Ansys multilinear*, com material do tipo *multilinear isotropic hardening* (MISO). Maiores informações sobre modelagens utilizando-se o elemento shell181 encontram-se detalhadas no capítulo 5.

Em todas as modelagens deste capítulo 3, para simular interação completa entre a viga Vierendeel e a laje de concreto, foram utilizados, arbitrariamente, elementos de ligação circulares de aço, com diâmetro 3 vezes maior que o diâmetro real do conector tipo pino com cabeça adotado ($3 \times 15,9 \text{ mm} = 47,7 \text{ mm}$). Ao se utilizar o software Ansys a espessura adotada foi de 20 mm. Os conectores, neste capítulo 3, foram definidos como elásticos, lineares e isotrópicos.

Não foram levadas em consideração, em todas as modelagens, a fôrma de aço, as armaduras da laje e as soldas.

3.1.2 Viga Vierendeel Isolada – Modelagens da Fase Construtiva

3.1.2.1 Determinação dos Esforços

Como se trata de estrutura hiperestática não foi possível o cálculo dos esforços por processo analítico. Assim, inicialmente procedeu-se a análise dos esforços via

software ftool, com as cargas sendo aplicadas nos nós (Figura 3.03). Para efeito comparativo e validação dos esforços encontrados através da modelagem via ftool foi realizada nova modelagem com o uso do software Ansys, utilizando-se o elemento tipo pipe16. Os esforços encontrados pelos dois processos foram muito próximos.

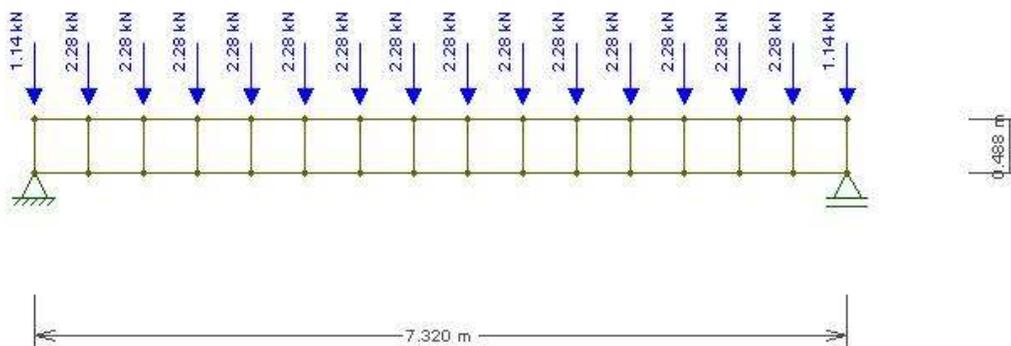


Figura 3.03 – Carregamento da viga Vierendeel isolada no software ftool.

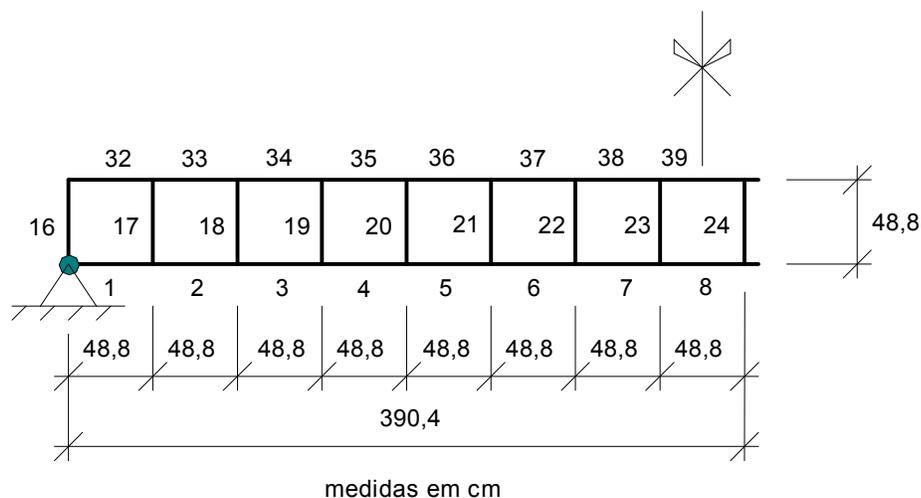


Figura 3.04 – Numeração das barras da viga Vierendeel.

Os maiores esforços foram encontrados nas barras 32 e 39 do banzo superior, nas barras 1 e 8 do banzo inferior, e nas montantes 16 e 17, conforme numeração das

barras apresentada na Figura 3.04. A verificação à flexão-composta (Equações B.01 e B.02) indicou que as barras mais solicitadas foram a 17 (24%) e as barras 1, 16 e 32 (16%), ou seja, o quadro mais próximo do apoio. O perfil TC $d = 88,9$ mm, $t = 7,6$ mm foi suficiente em todas as verificações realizadas (flexão composta, força cortante e ligações), portanto, ele foi mantido para as modelagens seguintes.

3.1.2.2 Estado Limite Último da Viga Vierendeel Isolada – Análise das Tensões de von Mises

Com o uso do software Ansys, através do elemento tipo pipe16, plotando a tensão equivalente de von Mises, encontra-se o panorama ilustrado nas Figuras 3.05 e 3.06. As tensões são sempre positivas, pois avaliam a intensidade, independente se a mesma é de tração ou de compressão. A maior tensão ($9,11$ kN/cm²) aparece nas ligações da segunda montante (barra 17) com os banzos inferior e superior, sendo a mesma bem menor (cerca de um terço) que o limite de escoamento de projeto (30 kN/cm²).

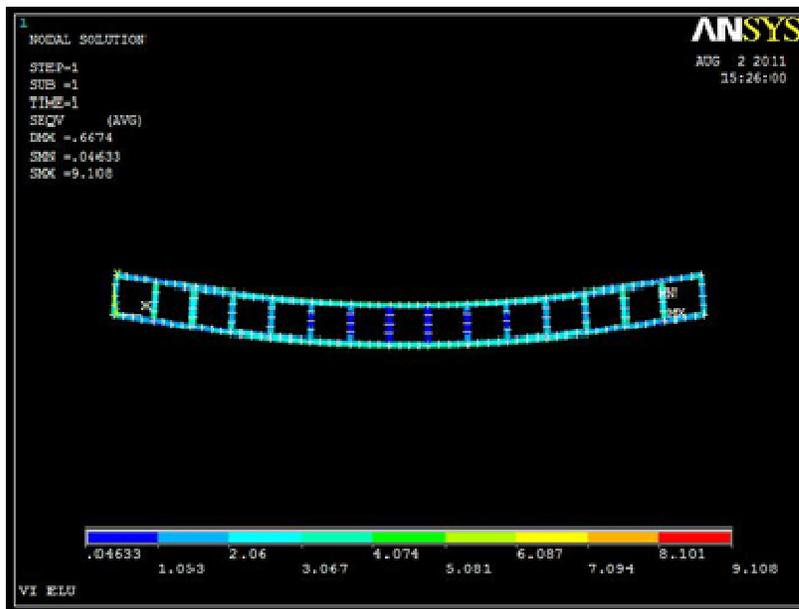


Figura 3.05 – Software Ansys, pipe16: tensões de von Mises na viga Vierendeel isolada.

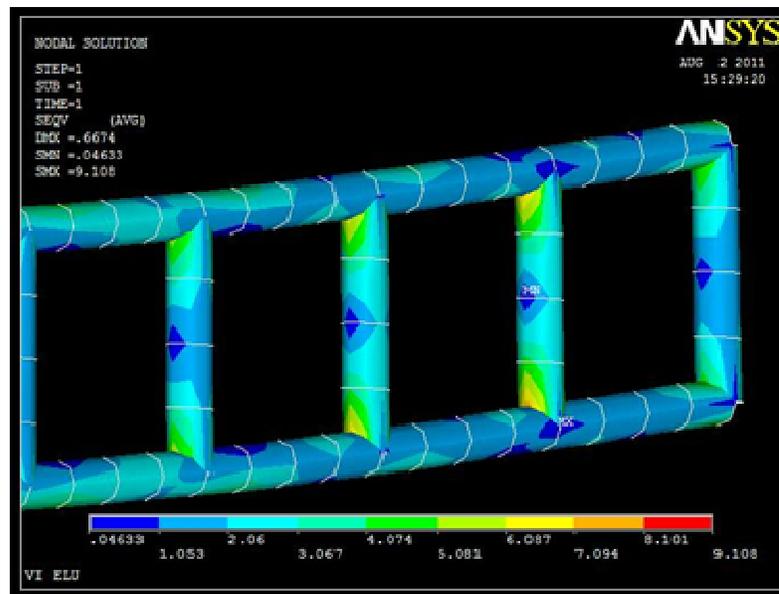


Figura 3.06 – Software Ansys, pipe16: tensões de von Mises na viga Vierendeel isolada em região próxima ao apoio.

Através da modelagem via Ansys utilizando o elemento tipo shell181, com a plotagem das tensões de von Mises (Figura 3.07), verificou-se que as maiores tensões aparecem justamente nas ligações onde surgiram os maiores esforços. A Figura 3.08 ilustra as tensões nas ligações das montantes 16, 17 e 18 com o banzo superior. A maior tensão verificada ($15,7 \text{ kN/cm}^2$) é cerca de metade da tensão de escoamento de projeto das barras tubulares.

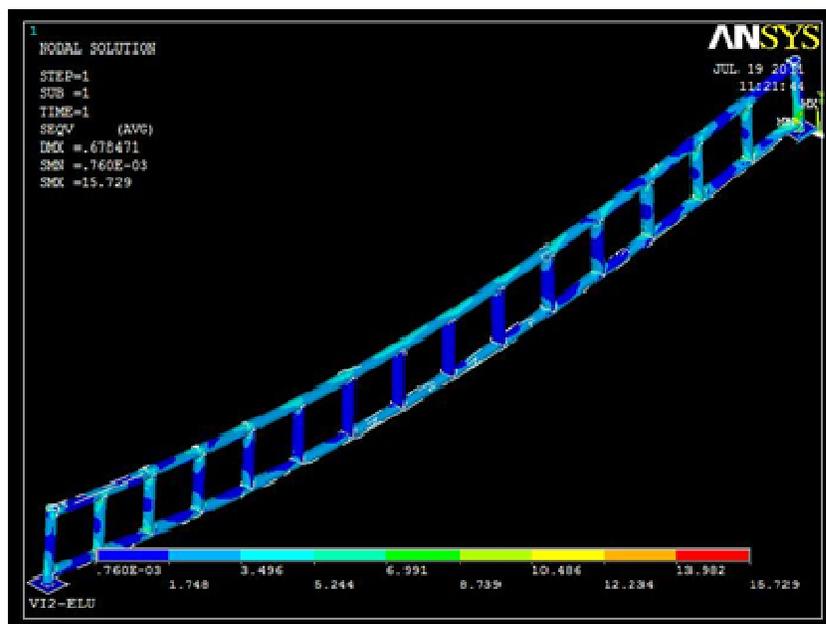


Figura 3.07 – Software Ansys, shell181: tensões de von Mises na viga Vierendeel isolada.

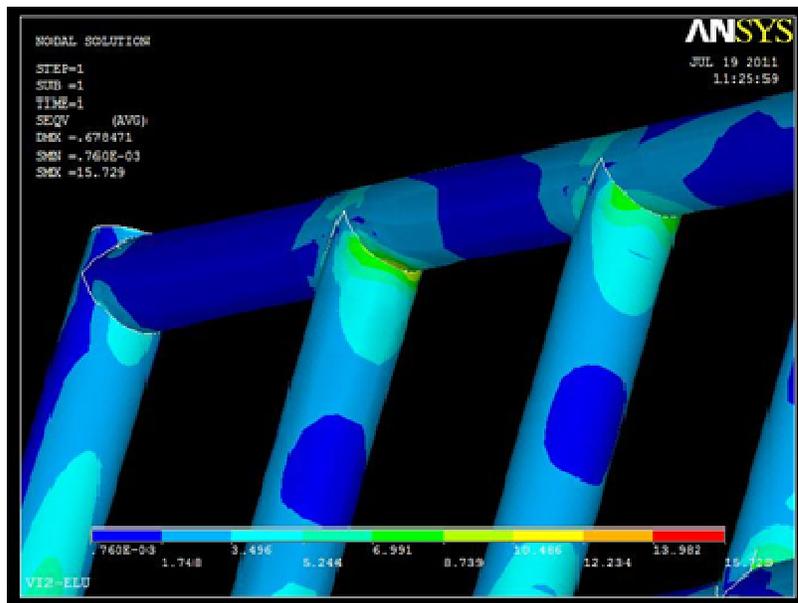


Figura 3.08 – Software Ansys, shell181: tensões de von Mises na viga Vierendeel isolada – ligações da primeira, segunda e terceira montantes com o banzo superior.

3.1.2.3 Estado Limite Último da Viga Vierendeel Isolada – Análise das Tensões e Deformações Principais

A Figura 3.09 mostra as tensões principais σ_1 na viga isolada. As maiores tensões de tração aparecem na ligação das montantes com o banzo inferior, na região próxima dos apoios, indicada pelas cores amarela e verde. O maior valor encontrado vale $14,3 \text{ kN/cm}^2$. Já, no banzo inferior, na região do meio do vão (barra 8), a tensão é de aproximadamente $4,5 \text{ kN/cm}^2$, sendo a deformação principal de tração, ε_1 , de aproximadamente $0,132 \times 10^{-3}$ (Figura 3.10), ou seja, ainda dentro da fase elástica. Isto indica que, se o carregamento fosse sendo incrementado, o estado limite de início de escoamento se verificaria na ligação entre montante e banzo, ou mesmo no escoamento à flexão composta da montante, e não no simples escoamento da barra 8, situada no banzo inferior, no meio do vão.

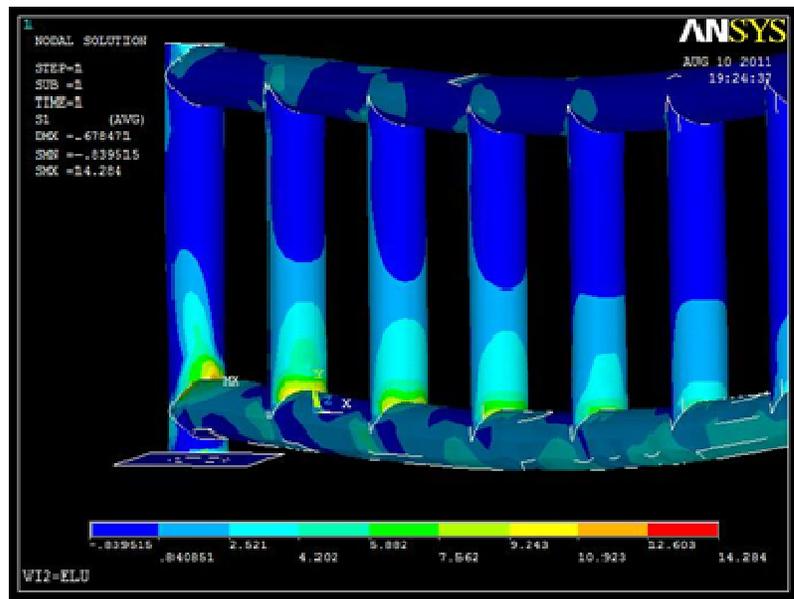


Figura 3.09 – Software Ansys, shell181: tensões principais σ_1 na viga Vierendeel isolada.

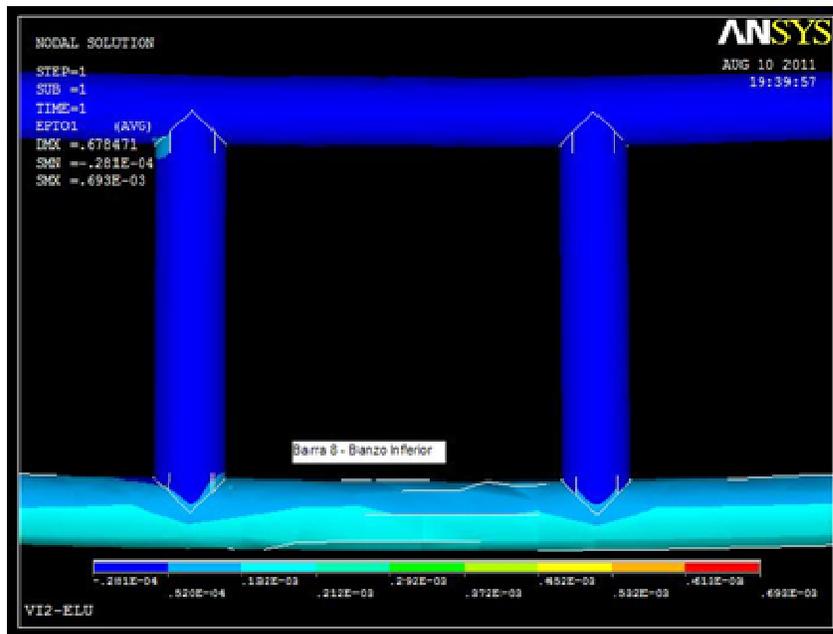


Figura 3.10 – Software Ansys, shell181: deformações principais ε_1 na região do meio do vão na viga Vierendeel isolada.

As maiores tensões principais de compressão, σ_3 , surgem nas extremidades das montantes nos lados opostos às tensões de tração conforme indicam as setas na Figura 3.11. O maior valor encontrado vale $16,7 \text{ kN/cm}^2$. A Figura 3.12 mostra a região da ligação da segunda montante com o banzo inferior, onde a tensão de compressão chega a $12,7 \text{ kN/cm}^2$. Na barra 39 (banzo superior, no meio do vão) ocorre deformação principal de compressão, ϵ_3 , de $0,235 \times 10^{-3}$ (Figura 3.13), indicando fase elástica. Esta barra sofre deformação de compressão superior à deformação de tração da barra 8 no banzo inferior ($0,132 \times 10^{-3}$).

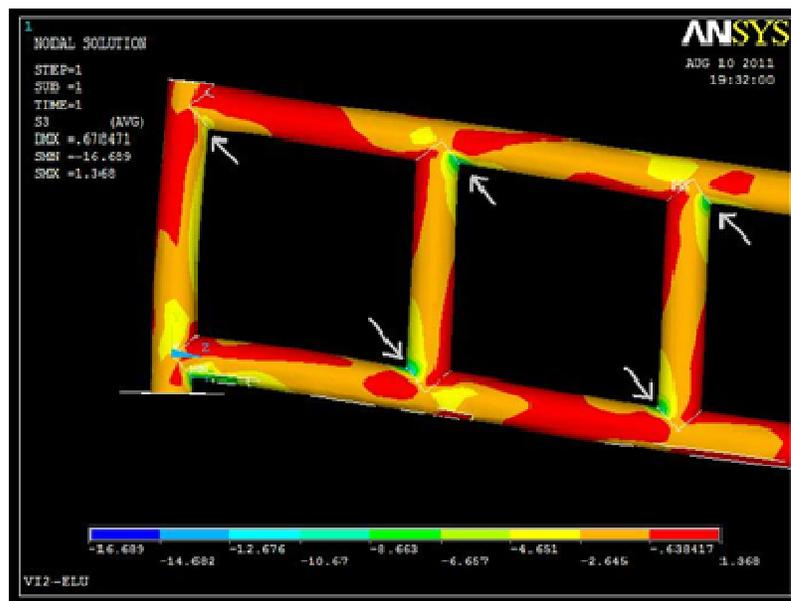


Figura 3.11 – Software Ansys, shell181: tensões principais σ_3 na viga Vierendeel isolada.

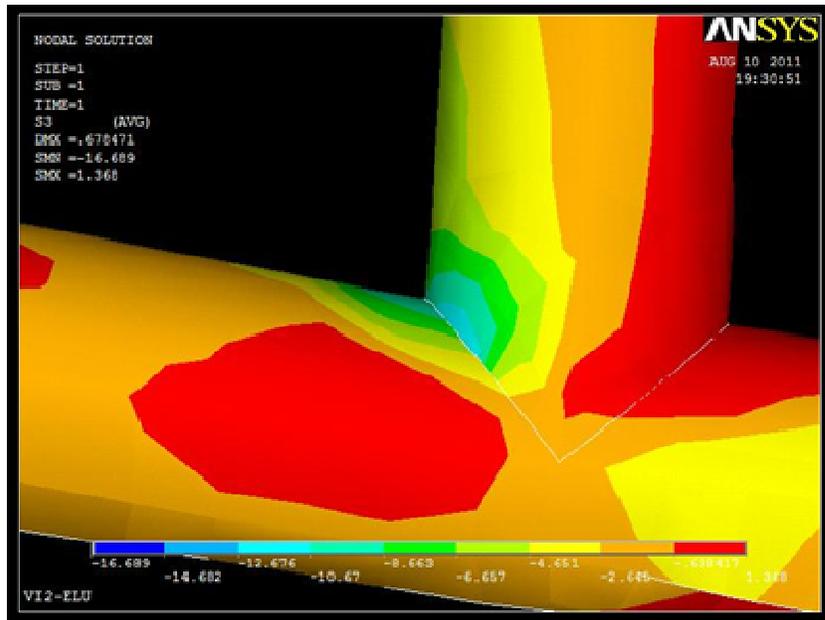


Figura 3.12 – Software Ansys, shell181: tensões principais, σ_3 , na região da ligação da montante 17 com o banzo inferior na viga Vierendeel isolada.

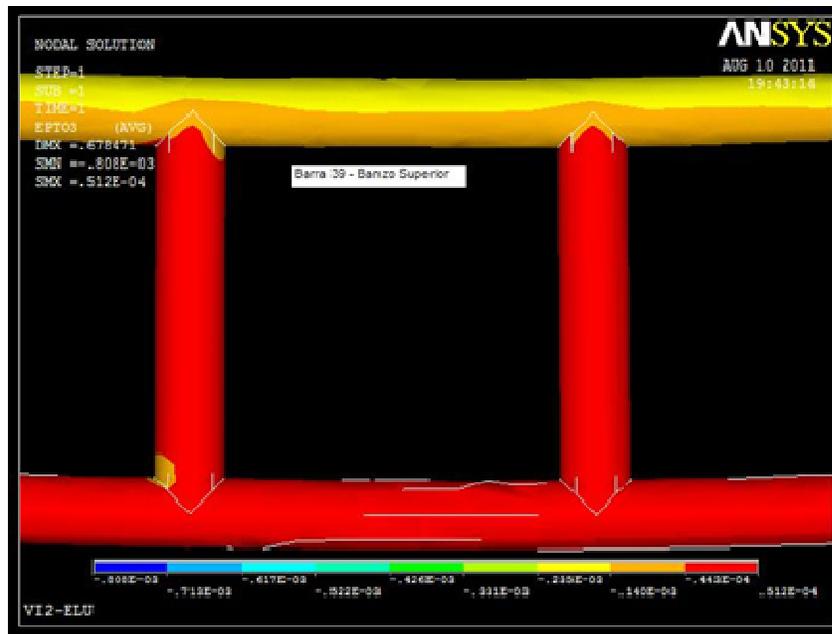


Figura 3.13 – Software Ansys, shell181: deformações principais, ϵ_3 , na região do meio do vão da viga Vierendeel isolada.

3.1.3 Viga Vierendeel Mista – Modelagens Computacionais

O ELU de uma treliça mista, como visto na teoria, é esperado com o escoamento do banzo inferior na região de momento fletor máximo. Os resultados iniciais apresentados pela modelagem da viga Vierendeel isolada indicam, porém, que as maiores tensões aparecem nas ligações entre montantes e banzos próximos aos apoios, indicando que o ELU esperado para uma estrutura toda em Vierendeel seja a ruína nestas regiões, antes do escoamento do banzo inferior. Deve-se então checar se este fenômeno se repete para o caso da viga Vierendeel mista.

3.1.3.1 Determinação dos Esforços

Inicialmente procedeu-se análise dos esforços via software ftool, com as cargas sendo aplicadas nos nós (Figura 3.14). Optou-se por abandonar o uso do software Ansys – pipe16, pois a análise em 3.1.2.1 mostrou que os dois procedimentos encontram valores de forças axiais e momentos fletores muito próximos.

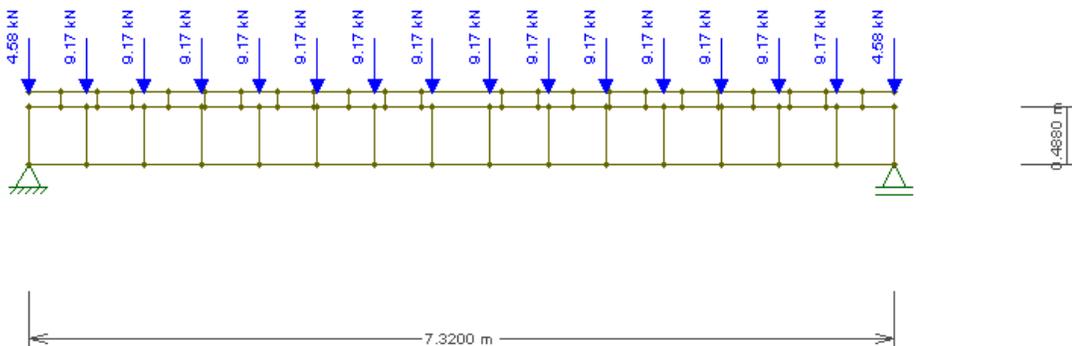


Figura 3.14 – Carregamento da viga Vierendeel mista no software ftool para o ELU.

Novamente verificou-se que as barras com as maiores solicitações à flexo-compressão são as de número 16 (56%, primeira montante) e 17 (71%, segunda montante), que as maiores solicitações à flexo-tração ocorrem nas barras 1 (51%, banzo inferior, junto ao apoio) e 8 (39%, banzo inferior, meio do vão) e que as ligações mais solicitadas são as da primeira montante com os banzos e a da segunda montante com os banzos.

O perfil TC $d = 88,9$ mm ($t = 7,6$ mm) foi suficiente em todas as verificações realizadas (flexão composta, força cortante e ligações), portanto, foi mantido para as análises das tensões de von Mises e principais.

3.1.3.2 Estado Limite Último da Viga Vierendeel Mista – Análise das Tensões de von Mises

Através de modelagem via Ansys - shell181 e plotagem das tensões de von Mises (Figura 3.15), verificou-se que as maiores tensões aparecem justamente nas ligações onde surgiram os maiores esforços encontrados pelo software ftool. As ligações das primeiras montantes com o banzo superior podem ser vistas na Figura 3.16, e as ligações das primeiras montantes com o banzo inferior podem ser vistas na Figura 3.17. Nos dois casos, as tensões se intensificam a medida que se aproximam do apoio.

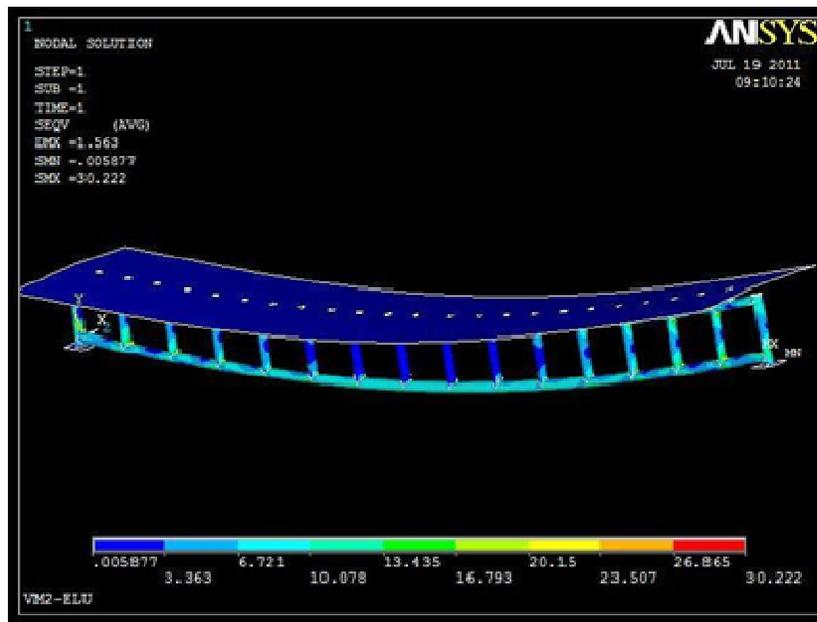


Figura 3.15 – Viga Vierendeel mista: tensões de von Mises via shell181.

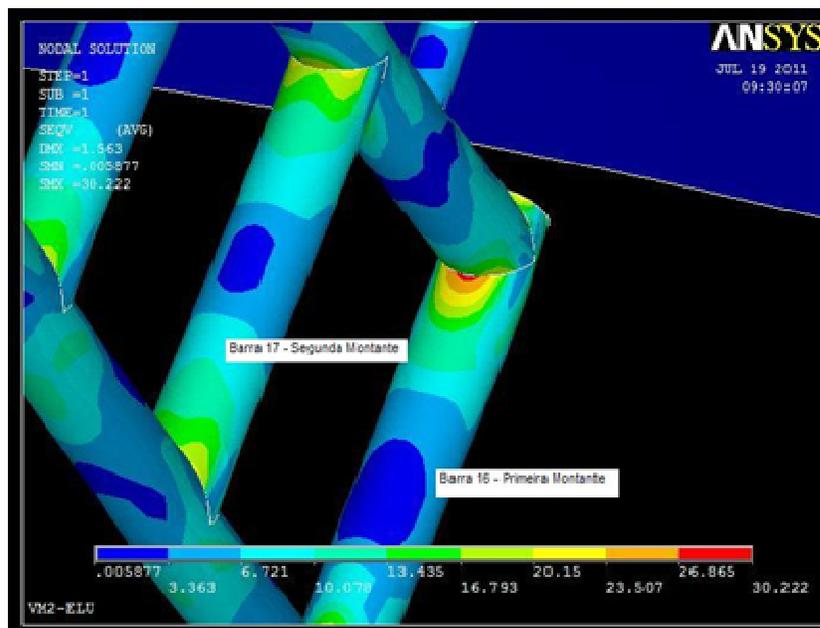


Figura 3.16 – Viga Vierendeel mista: tensões de von Mises via shell181 – ligações da primeira e segunda montantes com o banzo superior.

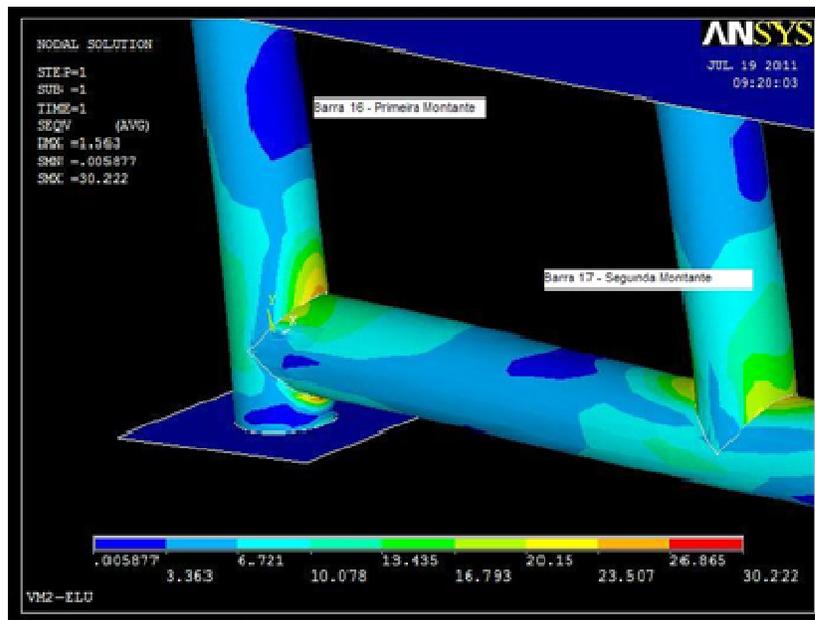


Figura 3.17 – Viga Vierendeel mista: tensões de von Mises via shell181 – ligações da primeira e segunda montantes com o banzo inferior.

A maior tensão que surge é justamente a tensão de escoamento das barras tubulares ($30,2 \text{ kN/cm}^2$, Figura 3.16), na ligação da primeira montante com o banzo superior. Enquanto isso, na barra 8 (banzo inferior, meio do vão) a tensão fica apenas em cerca de $11,0 \text{ kN/cm}^2$.

3.1.4 Conclusões sobre o Projeto da Viga Vierendeel Mista

As modelagens computacionais das vigas Vierendeel isolada e mista indicaram que as maiores tensões não ocorrem no banzo inferior, na região do meio do vão, e sim, nas ligações das montantes com os banzos, próximos aos apoios. Isso acarreta que o cálculo analítico utilizado para treliças mistas não é apropriado a este caso, pois ele é fundamentado no ELU devido ao escoamento do banzo inferior na região de momento fletor solicitante externo máximo. Mais ainda, ele se demonstra contra a

segurança, já que o momento resistente esperado não será alcançado. Caso fosse desejada a continuidade dos estudos da viga mista inteiramente composta por painéis Vierendeel seria necessário propor um dimensionamento regido pela resistência das montantes, não aproveitando toda a capacidade do banzo inferior.

A partir da quinta montante (barra 20), ou seja, quarto quadro, as tensões entre montantes e banzos abrandam, e, a partir do quinto quadro as tensões de tração no banzo inferior começam a aumentar. Então, as cinco primeiras montantes poderiam ser protegidas por travamento, incluindo diagonais nestes quadros. A porcentagem travada fica $195,2 \text{ cm} / 732 \text{ cm} = 26,67 \%$ e a porcentagem não travada fica $341,6 \text{ cm} / 732 \text{ cm} = 46,67 \%$. Assim, com relação ao vão completo, a porcentagem treliçada / Vierendeel / treliçada fica $26,67 \%$ / $46,67 \%$ / $26,67 \%$. Para efeito de pré-dimensionamento pode-se criar uma margem de 10 % para mais ou para menos, o que leva à porcentagem travada de 24,00 % a 29,30% do vão e à porcentagem não travada de 42,00 % a 51,34 %, proporções estas que serão testadas ao longo do trabalho.

O elemento tipo pipe16 se mostrou adequado para encontrar esforços na viga isolada, porém, como este elemento não permite a simulação perfeita de como ocorre a ligação entre perfis tubulares o cálculo das tensões ficou prejudicado, inclusive levando a obtenção de valores contra a segurança; portanto, ele não foi utilizado no restante do trabalho.

3.2 Treliça-Vierendeel Mista – Pré-projeto 1

O projeto da treliça-Vierendeel mista foi dividido em pré-projeto 1, pré-projeto 2 e projeto final para uma melhor organização dos estudos.

Ao se analisar o comportamento da viga Vierendeel mista, o pré-projeto 1 teve como missão tomar providências para “proteger” as ligações altamente solicitadas entre montantes e banzos, próximos aos apoios, e tentar direcionar as maiores tensões para o banzo inferior, na região do meio do vão.

Assim, para um vão de 5,80 m, foram traçadas diagonais nos três primeiros quadros (Figuras 3.29 e 3.30). A porcentagem travada ficou $165 \text{ cm} / 580 \text{ cm} = 28,45 \%$ e a porcentagem não travada ficou $250 \text{ cm} / 580 \text{ cm} = 43,10 \%$. Assim, com relação ao vão, a porcentagem treliçada / Vierendeel / treliçada assumiu $28,45 \%$ / $43,10 \%$ / $28,45 \%$. Estes valores satisfazem os intervalos sugeridos no item 3.1.4 para porcentagem travada ($24,00 \% < 28,45 \% < 29,30 \%$) e para porcentagem não travada ($42,00 \% < 43,10 \% < 51,34 \%$).

Como o primeiro quadro da viga Vierendeel mista era altamente solicitado optou-se por torná-lo triangular no pré-projeto 1. Desta maneira o banzo superior foi posicionado no nível dos apoios e a configuração da viga ajustou-se para o modelo Pratt. Para facilitar a instalação dos conectores e da laje o banzo superior foi considerado quadrado. As ligações das diagonais e montantes com os banzos foram realizadas com afastamento. Então, agora com estas características, a viga passou a ser chamada de treliça-Vierendeel.

De acordo com as considerações sobre a geometria da treliça, item 2.12.7.1, e supondo painéis quadrados, chegou-se em quadros de 50 cm de lado medidos a partir do centro de gravidade das barras. Foram então formados onze quadros, com a nomeação indicada na Figura 3.18.

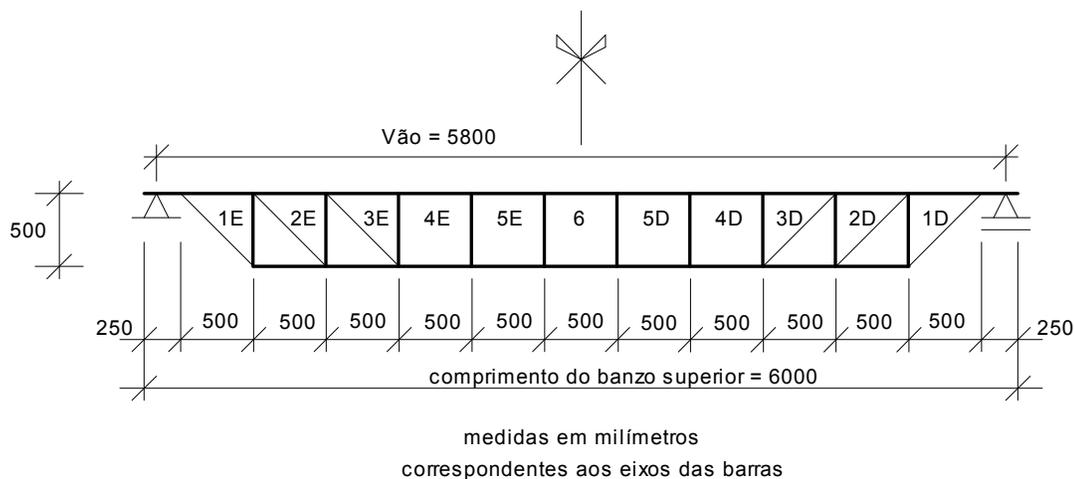


Figura 3.18 – Pré-projeto 1: esquema geral da viga treliça-Vierendeel e nomeação dos quadros.

Para o banzo superior utilizou-se perfil quadrado $b = 80,0 \text{ mm}$ ($t = 6,4 \text{ mm}$). Para o banzo inferior, diagonais e montantes foi escolhido o perfil circular $d = 60,3 \text{ mm}$ ($t = 5,5 \text{ mm}$).

Na fase construtiva a estrutura de aço foi avaliada com as cargas permanentes compostas pelos pesos próprios da estrutura Vierendeel e da laje de concreto armado, e, com carga acidental construtiva, q_c , de $0,5 \text{ kN/m}^2$. Na fase mista o carregamento acidental foi suposto novamente como de biblioteca, com carga distribuída de 6 kN/m^2 .

3.2.1 Modelagens das Treliças-Vierendeel Isolada e Mista para o Pré-projeto 1

Os esforços na treliça-Vierendeel mista foram encontrados via ftool e as tensões através do software Ansys, enquanto a análise da viga isolada foi feita apenas via ftool.

Para a modelagem via *ftool*, utilizou-se o parâmetro isotrópico para o aço, sendo empregado o elemento *ring* para as propriedades da seção circular e *box* para a seção quadrada. Para os conectores de cisalhamento foi utilizado o elemento *circle* e para a laje de concreto armado o elemento *rectangle*, especificando para o concreto a largura da laje transformada em aço. A modelagem com o software Ansys foi feita utilizando-se o elemento tipo *shell181*.

3.2.2 Trelça-Vierendeel Isolada (Pré-projeto 1) – Modelagem Computacional da Fase Construtiva

Procedeu-se a análise dos esforços via software *ftool*, com as cargas sendo aplicadas nos nós (Figura 3.19). Na Figura 3.20 é apresentada a numeração das barras.

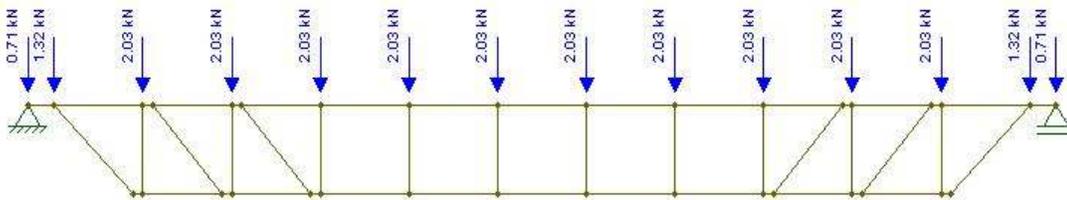


Figura 3.19 – Carregamento da treliça-Vierendeel isolada (pré-projeto 1) no software *ftool*.

inferior. Esta barra está quase que somente tracionada (relação força axial / momento fletor = 11,3), apesar de se localizar em trecho de painel Vierendeel.

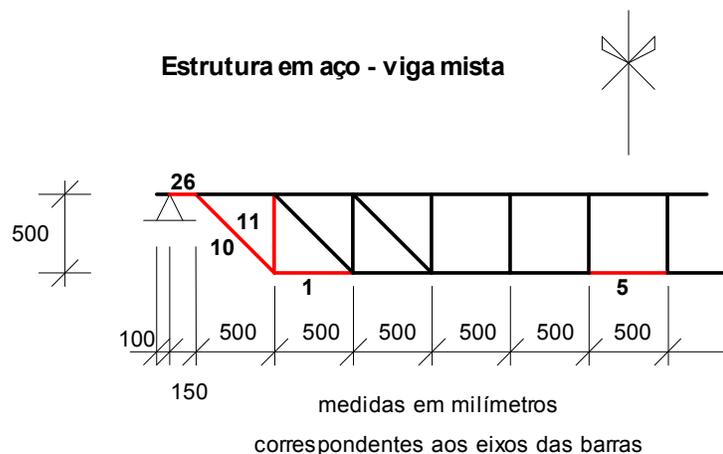


Figura 3.21 – Barras mais solicitadas da treliça-Vierendeel mista (pré-projeto 1).

Tabela 3.01 – Segurança das barras da estrutura em aço da treliça-Vierendeel mista (pré-projeto 1).

Barra	Perfil (mm)	Flexão composta	$\frac{Força\ Axial(kN)}{Momento\ Fletor(kN.cm)}$	Segurança
26 – BS	TQ b=80 t=6,4	Flexo-compressão	0,00	0,58
5 – BI	TC D=60,3 t=5,5	Flexo-tração	11,3	0,58
10 – D	TC D=60,3 t=5,5	Flexo-tração	0,68	0,51
11 – M	TC D=60,3 t=5,5	Flexo-compressão	0,44	0,48
1 – BI	TC D=60,3 t=5,5	Flexo-tração	0,88	0,35

3.2.4 Estado Limite Último da Treliça-Vierendeel Mista (Pré-projeto 1) – Análise das Tensões de von Mises via Ansys

Através da modelagem via Ansys, com a plotagem das tensões de von Mises (Figura 3.22), verificou-se que as maiores tensões (37 a 42 kN/cm²) aparecem na barra

26 (Figura 3.23), conforme já previsto pelo software foot. Enquanto isso, a tensão na barra 5 (Figura 3.22) estava na ordem de apenas 16,0 kN/cm².

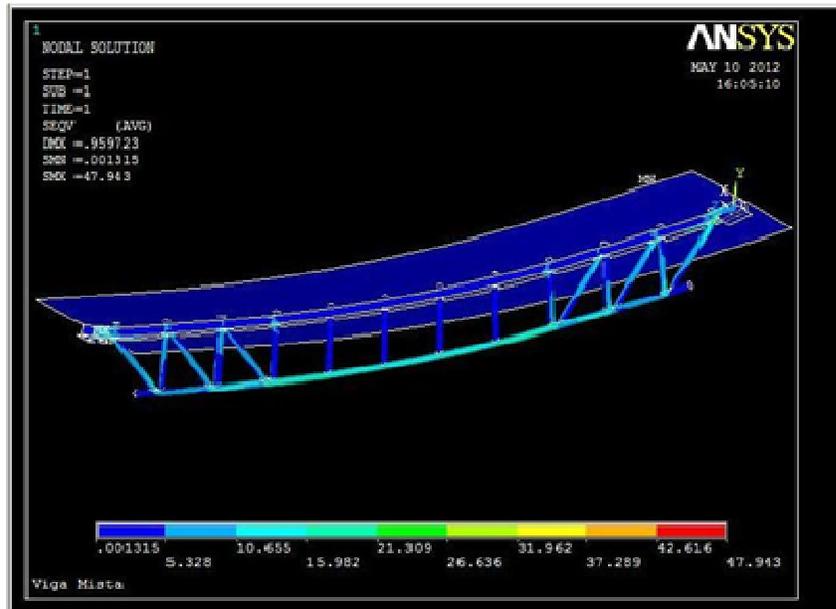


Figura 3.22 – Tensões de von Mises na treliça-Vierendeel mista (pré-projeto 1).

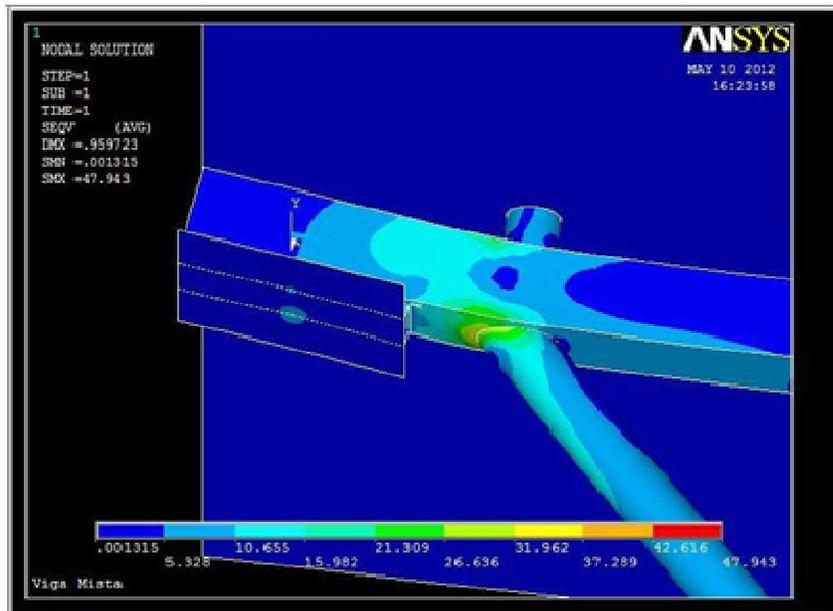
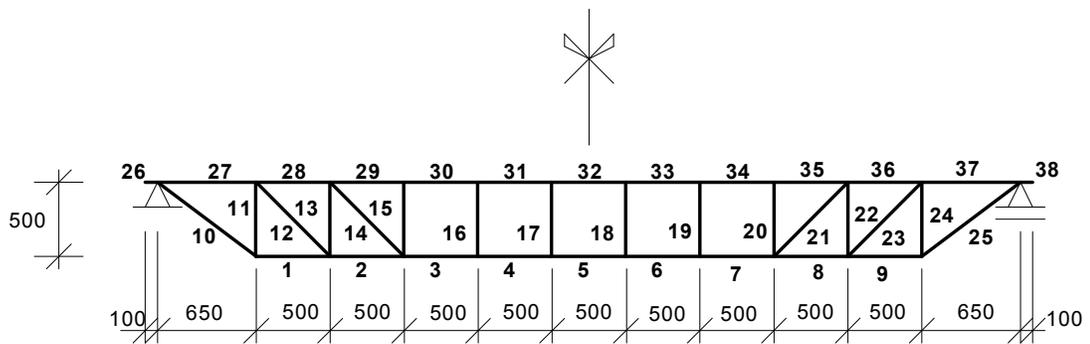


Figura 3.23 – Tensões de von Mises na barra 26 da treliça-Vierendeel mista (pré-projeto 1).

3.3 Treliça-Vierendeel Mista – Pré-projeto 2

O objetivo do pré-projeto 2 foi evitar o escoamento prematuro do banzo superior nos trechos de encontro com os apoios, conforme apontado pelo pré-projeto 1. Neste sentido, conforme Figura 3.24, fez-se com que as diagonais extremas (barras 10 e 25) chegassem diretamente nos apoios, mantendo o comprimento do vão. Para permitir este desenho construtivo, de acordo com Figura 3.25, foram introduzidas chapas de reforço vertical sobre chapas de apoio horizontais, permanecendo a condição de estrutura bi-articulada. A nomeação dos quadros foi feita conforme já apresentado na Figura 3.18.



medidas em milímetros
correspondentes aos eixos das barras

Figura 3.24 – Esquema geral da treliça-Vierendeel (pré-projeto 2) e nomeação dos quadros.

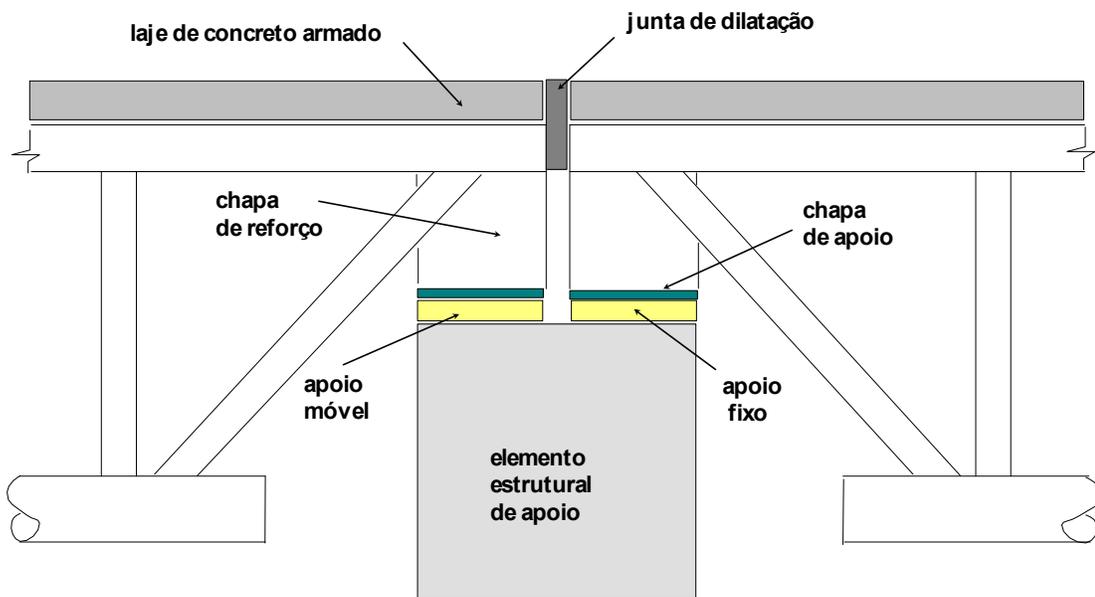


Figura 3.25 – Condições de apoio da treliça-Vierendeel (pré-projeto 2).

3.3.1 Estado Limite Último da Treliça-Vierendeel Mista (Pré-projeto 2) – Análise das Tensões de von Mises

A viga apresentou um espectro de tensões na região do apoio conforme ilustrado na Figura 3.26. As maiores tensões (aproximadamente $30,0 \text{ kN/cm}^2$) foram encontradas nas ligações de quatro diagonais (barras 12, 14, 21 e 23) com o banzo superior (Figura 3.27) e de duas montantes (barras 15 e 20) também com o banzo superior (Figura 3.28). Provavelmente se as soldas tivessem sido modeladas estas tensões não seriam tão elevadas nestes pontos. O banzo inferior (Figura 3.29) apresentou tensões da ordem de $15,0 \text{ kN/cm}^2$ nos trechos de painéis Vierendeel (quadros 4E, 5E, 6, 5D e 4D).

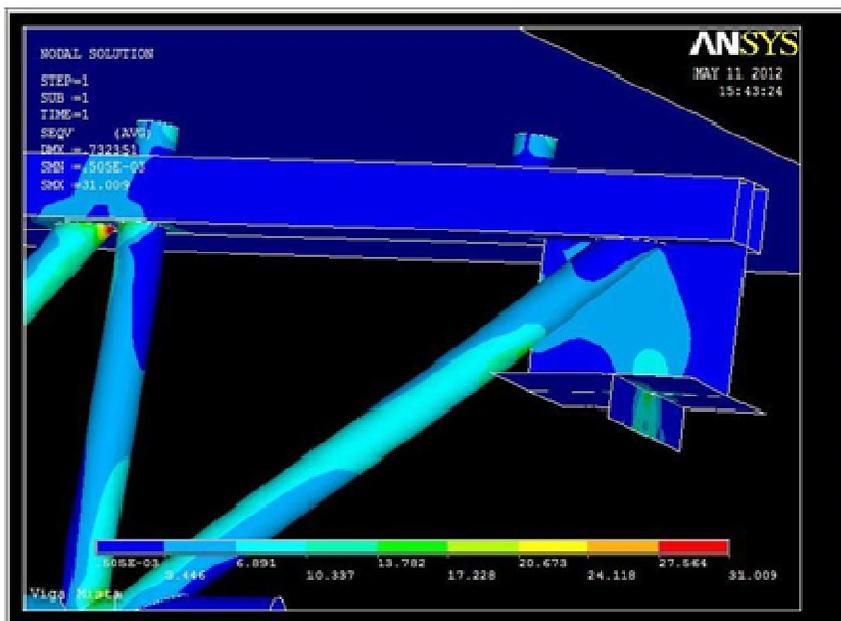


Figura 3.26 – Tensões de von Mises na treliça-Vierendeel mista (pré-projeto 2) nas proximidades do apoio.

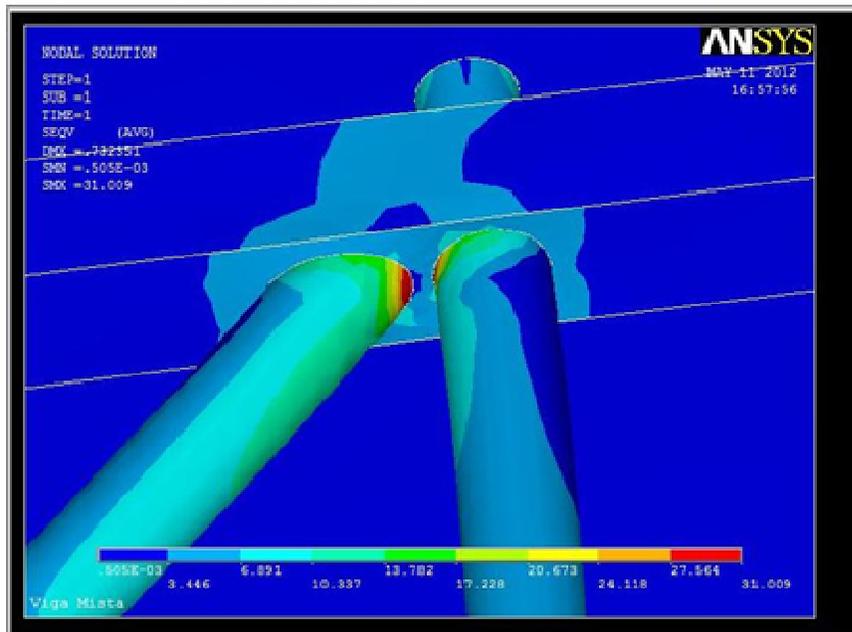


Figura 3.27 – Tensões de von Mises na ligação da diagonal (barra 23) com o banzo superior da treliça-Vierendeel mista (pré-projeto 2).

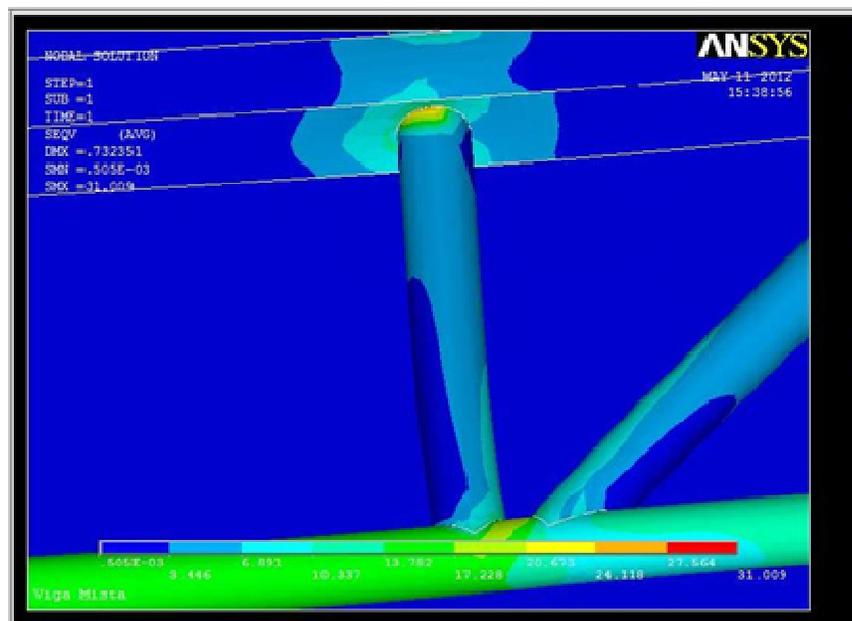


Figura 3.28 – Tensões de von Mises na ligação da montante (barra 20) com o banzo superior da treliça-Vierendeel mista (pré-projeto 2).

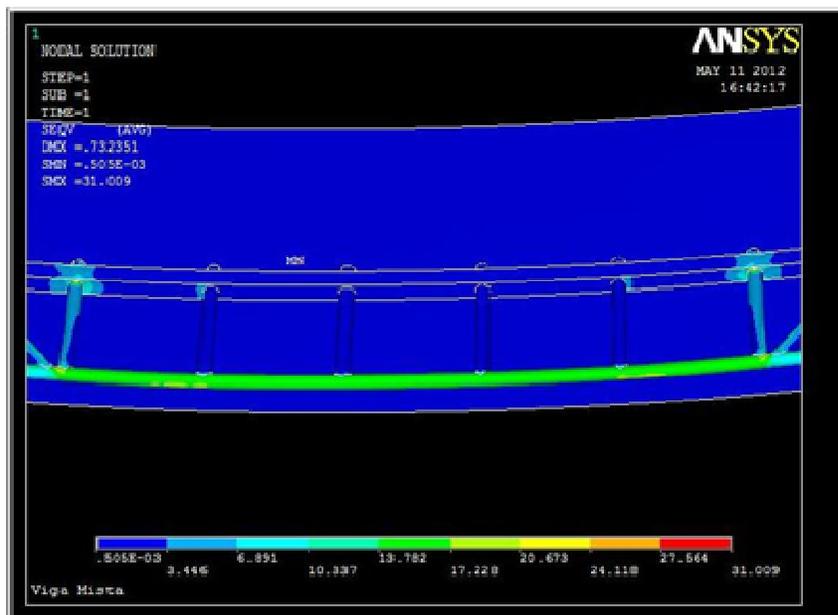


Figura 3.29 – Tensões de von Mises no banzo inferior da treliça-Vierendeel mista (pré-projeto 2).

3.4 Treliça-Vierendeel Mista – Conclusões para o Desenvolvimento do Projeto Final

Ao se analisar os pré-projetos, a configuração da treliça-Vierendeel mista a ser dimensionada no capítulo 4 foi finalizada com as seguintes modificações:

a) os quadros de extremidade 1E e 1D foram ajustados para terem o mesmo comprimento dos demais, o que é mais comum no mercado da construção civil, assim, a estrutura metálica foi desenhada a partir de modulação quadrada (comprimento dos quadros igual à altura da viga medida entre centros de gravidade dos banzos superior e inferior); e,

b) para se evitar excentricidade horizontal de cerca de 8 cm das ligações com afastamento e diminuir as tensões nos banzos e nas soldas foi feita a opção por ligações com sobreposição (Figura 3.30); e,

c) estudos iniciais indicaram que a proporção 0,24L a 0,29L (trechos com diagonais), e, 0,42L a 0,51L (trecho em painéis Vierendeel na região central), sugerida no item 3.1.4 durante os estudos da viga Vierendeel mista, não é adequada para treliças- Vierendeel mistas com vãos maiores que 12 metros, pois diminuem a eficiência do sistema misto. Então, a proporção testada no capítulo 4 entre os trechos treliçado / Vierendeel / treliçado foi estabelecida em vão/3 : vão/3 : vão/3.

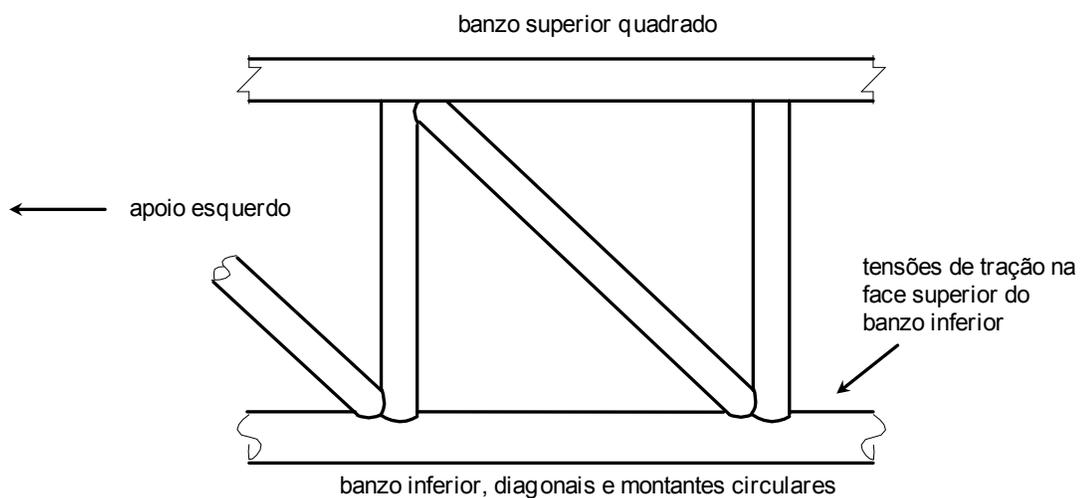


Figura 3.30 – Ligações com sobreposição e tensões de tração na face superior do banzo inferior.

Outros pontos aqui definidos e que foram utilizados durante o dimensionamento no capítulo 4:

- a) banzo superior com seção transversal quadrada e posicionado no nível dos apoios;
 - b) banzo inferior, montantes e diagonais com seção transversal circular;
 - c) quadros triangulares próximos aos apoios e treliçados com configuração Pratt;
 - d) diagonais de extremidade chegando diretamente no apoio;
 - e) chapa vertical de reforço no apoio traspassando a diagonal e o banzo superior;
- e,

f) chapa de apoio (posicionada horizontalmente) e soldada a 90° com a chapa de reforço.

Alguns pontos chamaram a atenção e precisaram ser mais bem avaliados durante o dimensionamento e a análise dos resultados:

a) a utilização de uma ligação com elevada e “pontual” rigidez (elevados valores de momento de inércia e área de seção transversal para os conectores) podem gerar esforços no banzo superior e laje que não refletem a realidade do sistema estrutural em estudo; e,

b) a primeira barra não travada do banzo inferior (Figura 3.30) apresenta tensões de tração em sua face superior, ao contrário das barras do banzo inferior situadas na região central do vão.

4 - PRÉ-DIMENSIONAMENTO E DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS, E VERIFICAÇÕES DAS LIGAÇÕES, DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO E DO IÇAMENTO

Neste capítulo é proposta uma metodologia de pré-dimensionamento e dimensionamento de uma treliça-Vierendeel mista bi-apoiada com 15 m de vão (Figura 4.01), admitindo estado limite último por escoamento do banzo inferior sob flexo-tração. A proporção entre os trechos treliçado:Vierendeel:treliçado é de vão/3:vão/3:vão/3. A distância entre os centros de gravidade dos banzos foi fixada em um metro, o que respeita a altura H_t indicada por CHIEN e RITCHIE (1984), que deve estar compreendida no intervalo vão/11 e vão/17. A marcha de cálculo foi dividida em nove passos, sendo eles descritos detalhadamente ao longo deste capítulo.

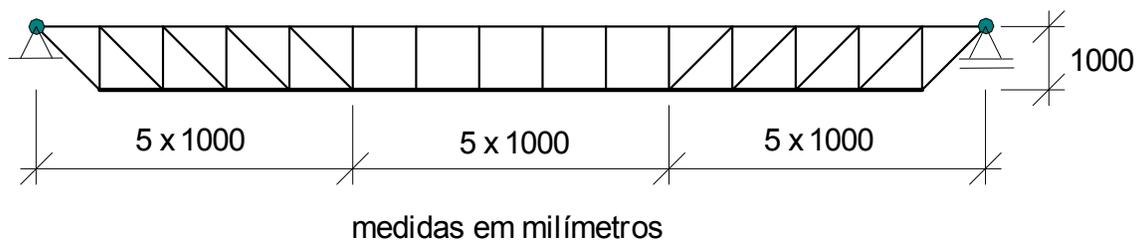


Figura 4.01 – Desenho da estrutura.

Quando o carregamento está distribuído uniformemente ao longo de todo o vão espera-se que o estado limite ocorra simultaneamente em duas posições:

a) face inferior do banzo inferior no meio do vão (barra BI7, quadro 8, Figura 4.02), conforme analisado no passo 1.2; e,

b) face superior do banzo inferior (barra BI5, quadros 6E e 6D), conforme analisado no passo 1.3.

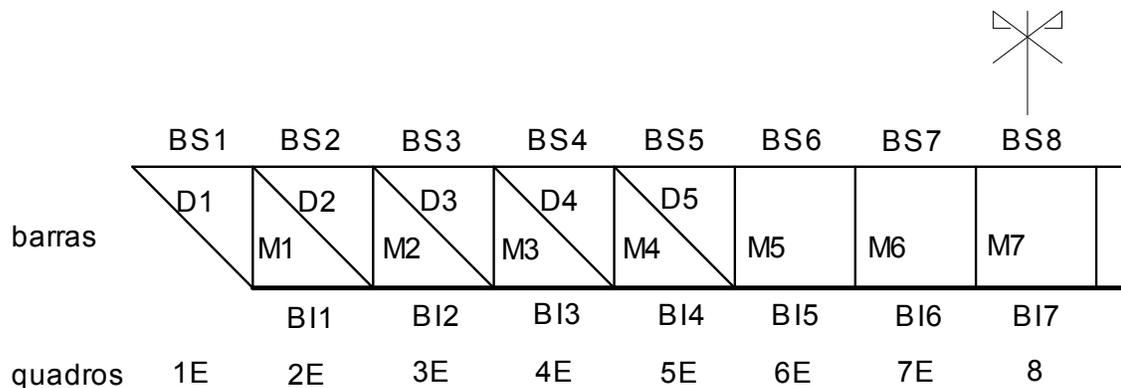


Figura 4.02 – Nomes das barras e dos quadros.

Quando o carregamento acidental está distribuído apenas do apoio esquerdo até o painel 6D espera-se que o estado limite ocorra inicialmente na face superior do banzo inferior (barra BI5, quadro 6D), conforme analisado no passo 1.7., e, logo em seguida na face inferior do banzo inferior no meio do vão (barra BI7, quadro 8), conforme analisado no passo 1.6.

Como complemento do cálculo realizam-se as verificações das ligações, dos estados limites de serviço relativos a deslocamento vertical máximo e vibrações e, por fim, da segurança no içamento da estrutura.

Para facilitar o entendimento dos procedimentos foram escritos anexos. As propriedades geométricas dos perfis tubulares estão explicitadas no Anexo A. As barras são dimensionadas respeitando-se as teorias da flexão composta e da força cortante, apresentadas pela norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008) e descritas no Anexo B.

As ligações entre os perfis tubulares foram verificadas de acordo com a norma europeia de estruturas metálicas (ECS, 2005b), respeitando-se a denominada parte 1-8 que se refere ao projeto de ligações. Assim, foram analisadas, além das condições de validade entre ligações de perfis tubulares, as formulações de resistência descritas no texto constante do Anexo C. O anexo D trata da marcha de cálculo para o dimensionamento de conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça, e, finalmente, o anexo E define os coeficientes de ponderação das ações e das resistências utilizados no trabalho.

Como a resistência das soldas ($f_w = 415$ MPa) é maior que a dos perfis ($f_y = 300$ MPa), e, supondo-se que as mesmas são bem executadas no ato da construção da estrutura, foi considerada a hipótese de que a solda não seria um estado limite.

4.1 Pré-dimensionamento

As barras e os quadros que compõem a viga estão denominados na Figura 4.02. A resistência característica das barras tubulares de aço é de 300 MPa e a resistência característica do concreto à compressão é de 25 MPa. A distância entre as vigas é de 2,5 m, o que acarreta numa largura de influência das ações também de 2,5 m (Figura 4.03).

Os passos da marcha de cálculo estão identificados por um número e precedidos pela letra P. Então, por exemplo, P2 será entendido como passo 2 do pré-dimensionamento/dimensionamento.

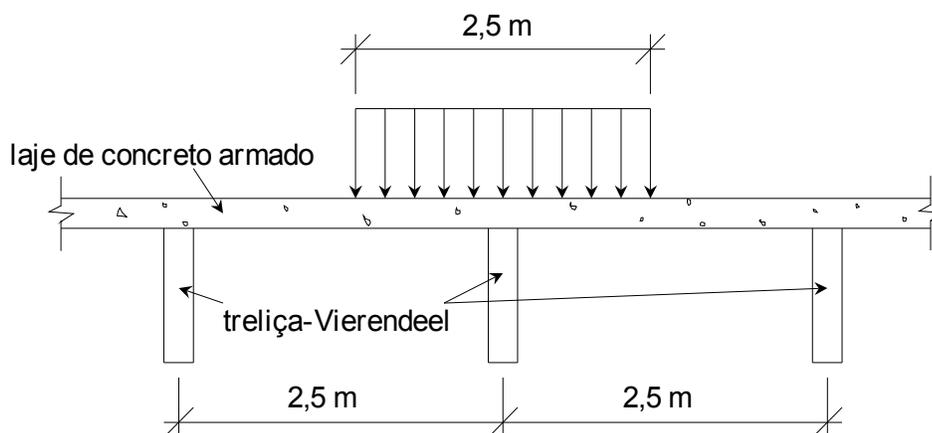


Figura 4.03 – Largura de influência das ações.

Passos do pré-dimensionamento

P1 – Pré-dimensionamento do banzo inferior

1.1 – Determinação da área da seção transversal mínima para o banzo inferior supondo tração simples e carregamento distribuído ao longo de todo o vão da viga mista

De acordo com Anexo E foi utilizada combinação normal de cálculo considerando, conforme NBR 8800 (ABNT, 2008), para a treliça de aço, fôrma de aço, armadura em tela soldada e laje de concreto coeficiente relativo a peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições in loco $\gamma_g = 1,4$; para os pesos próprios adicionais (pisos elevados, tetos e luminárias) coeficiente relativo a peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos $\gamma_g = 1,5$; e, para a carga acidental de ocupação $\gamma_q = 1,5$, assim:

Treliça de aço:

$$0,458 \text{ kN/m} \times 15 \text{ m} \times 1,4 = 9,62 \text{ kN}$$

Fôrma de aço:

Foi utilizada a fôrma MF-50 (Figura 4.04) para laje de piso ($t_f = 110 \text{ mm}$) com espessura nominal de 1,25 mm própria para vão máximo simples sem escoramento de 3050 mm (METFORM, 2010).

Assim: $13,11 \text{ kg/m}^2 \times 2,5 \text{ m} \times 15 \text{ m} = 491,625 \text{ kg} = 4,92 \text{ kN}$

Majorando: $4,92 \text{ kN} \times 1,4 = 6,89 \text{ kN}$

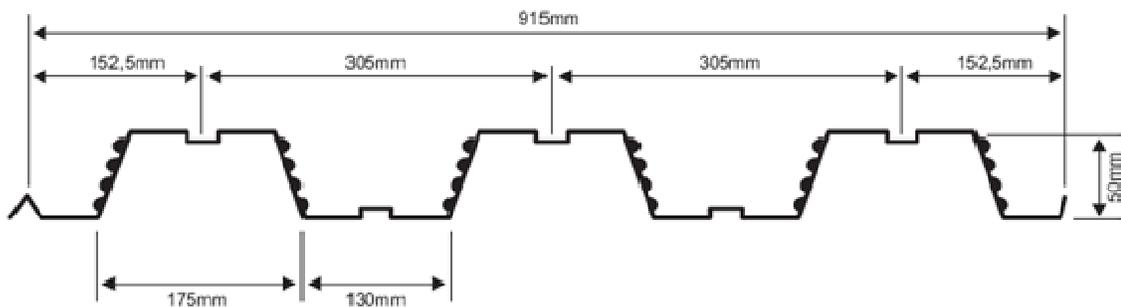


Figura 4.04 – Dimensões da fôrma MF-50. Fonte: METFORM (2010).

Armadura em tela soldada:

Conforme catálogo Metform (METFORM, 2010):

$1,21 \text{ kg/m}^2 \times 2,5 \text{ m} \times 15 \text{ m} = 45,375 \text{ kg} = 0,45375 \text{ kN}$

Majorando: $0,45 \text{ kN} \times 1,4 = 0,63525 \text{ kN}$

Laje de concreto:

Conforme catálogo Metform utiliza-se $0,0850 \text{ m}^3$ de concreto por m^2 de laje

Então: $0,0850 \times 2,5 \text{ m} \times 15 \text{ m} = 3,1875 \text{ m}^3$ de concreto

O que leva a $3,1875 \text{ m}^3 \times 24 \text{ kN/m}^3 \times 1,4 = 107,10 \text{ kN}$

Pesos próprios adicionais - cargas comumente presentes quando toda a obra já está pronta e em funcionamento (pisos elevados, forros de gesso, tubulações de água, esgoto e ar-condicionado, entre outros):

$$0,85 \text{ kN/m}^2 \times 2,5 \text{ m} \times 15 \text{ m} \times 1,5 = 47,81 \text{ kN}$$

Carga acidental de ocupação (escritórios):

A norma brasileira NBR 6120 denominada “cargas para o cálculo de estruturas de edificações” (ABNT, 1980) especifica como valor mínimo de carga vertical para escritórios (salas de uso geral e banheiro) o valor 2 kN/m^2 . Porém, em seu item 2.2.1.1 ela informa que nos compartimentos destinados a carregamentos especiais, como os devidos a arquivos, depósitos de materiais, máquinas leves e caixas fortes, pode se considerar um acréscimo de 3 kN/m^2 no valor da carga acidental, assim:

$$5 \text{ kN/m}^2 \times 2,5 \text{ m} \times 15 \text{ m} \times 1,5 = 281,25 \text{ kN}$$

A carga total dividida pelo vão leva a uma carga linear distribuída $p = 30,22 \text{ kN/m}$.

$$M_{Sd,tm} = \frac{30,22 \text{ kN/m} \times (15 \text{ m})^2}{8} = 849,94 \text{ kN.m} = 84994 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd,tm} = F_{bi} \times d_2 \geq M_{Sd,tm} = 84994 \text{ kN.cm}$$

Supondo como banzo superior o perfil quadrado $b = 75 \text{ mm}$; $t = 6,4 \text{ mm}$ tem-se $d_2 = 111,75 \text{ cm}$:

$$F_{bi} \geq \frac{84994 \text{ kN.cm}}{111,75 \text{ cm}} = 760,57 \text{ kN} \Rightarrow A_{bi} \geq \frac{760,57 \text{ kN}}{\frac{30 \text{ kN/cm}^2}{1,1}} = 27,89 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{bi,min} = 27,89 \text{ cm}^2$$

A partir do catálogo V&M (V&M, 2008) adota-se:

TC: $d = 168,3 \text{ mm}$; $t = 5,6 \text{ mm}$; $A_g = 28,4 \text{ cm}^2$; $I = 942 \text{ cm}^4$; $W = 112 \text{ cm}^3$; $Z = 147 \text{ cm}^4$; $P = 22,3 \text{ kg/m}$.

$$10,0 \leq 2\gamma = \frac{d_0}{t_0} = \frac{168,3}{5,6} = 30,1 \leq 50,0 \text{ (OK) (item C.5.1)}$$

1.2 Verificação do banzo inferior à flexo-tração com a viga submetida a carregamento ao longo de todo o vão – face inferior da barra BI7

Como existem múltiplos painéis Vierendeel na estrutura, o banzo inferior se comporta, na região central, como uma viga flexionada. Para se estimar o momento fletor solicitante no banzo inferior cria-se uma viga bi-engastada fictícia de vão 4 metros carregada com 30,22 kN/m (Figura 4.05b). Este vão foi tomado a partir da observação dos pontos de inflexão no banzo inferior, no banzo superior e na laje conforme ilustração à Figura 4.05a. O gráfico dos momentos fletores no banzo inferior pode ser visto com mais precisão na Figura 4.15.

O momento no meio do vão desta viga bi-engastada fictícia vale (Figura 4.05b):

$$M = \frac{pL^2}{24} = \frac{30,22 \times 4^2}{24} = 20,15 \text{ kN.m}$$

Este momento deve ser dividido proporcionalmente às rigidezes da laje, banzo superior e banzo inferior, assim:

Rigidez da laje de concreto:

$$E_c I_{laje} = 2380 \times \frac{250 \times 6^3}{12} = 10710000 \text{ kN.cm}^2$$

Na região central da treliça ($x > L/4 = 15 \text{ m} / 4 = 3,75 \text{ m}$) a largura efetiva da laje é calculada da seguinte maneira:

b_{e1} é tomado como o menor valor entre:

$$L/8 = 15 \text{ m} / 8 = 1,875 \text{ m}; \text{ e,}$$

Metade do espaçamento entre as treliças: 1,25 m

$$\text{Então: } b_e = 2 \times b_{e1} = 2 \times 1,25 \text{ m} = 2,5 \text{ m} = 250 \text{ cm}$$

$$\text{Como } h_f = 50 \text{ mm} \text{ então } t_c = t_t - h_f = 110 \text{ mm} - 50 \text{ mm} = 60 \text{ mm} = 6 \text{ cm}$$

$$E_c = 0,85 \times 5600 \times \sqrt{25} = 23800 \text{ MPa} = 2380 \text{ kN/cm}^2$$

Rigidez do banzo superior:

Para o perfil quadrado $b = 75 \text{ mm}$; $t = 6,4 \text{ mm}$ tem-se:

$$EI_{bs} = 20500 \text{ kN/cm}^2 \times 117,228 \text{ cm}^4 = 2403174 \text{ kN.cm}^2$$

Rigidez do banzo inferior:

$$EI_{bi} = 20500 \text{ kN/cm}^2 \times 942 \text{ cm}^4 = 19311000 \text{ kN.cm}^2$$

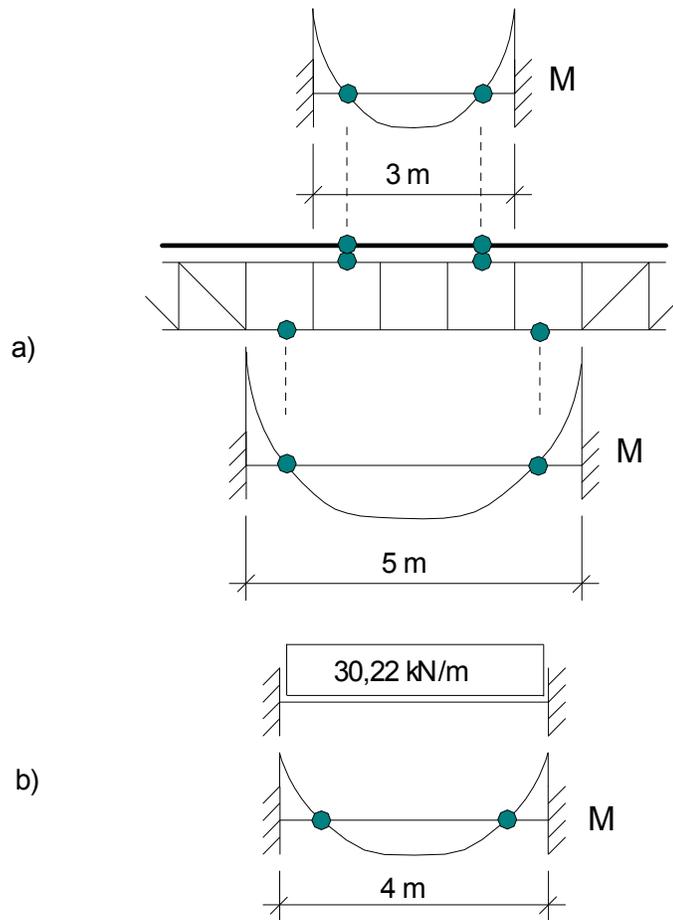


Figura 4.05 – (a) Pontos de inflexão na laje e banzos superior e inferior da treliça-Vierendeel mista carregada uniformemente ao longo de todo o vão; (b) Viga bi-engastada fictícia de vão = 4 m.

Então: $\Sigma EI = 32424174 \text{ kN/cm}^2$, o que leva a:

$$\text{Porcentagem}_{\text{ para a laje}} = \frac{10710000}{32424174} = 33\%$$

Similarmente:

$$\text{Porcentagem}_{\text{ para o banzo superior}} = 7,4\%$$

$$\text{Porcentagem}_{\text{ para o banzo inferior}} = 59,6\%$$

Então, o banzo inferior está submetido a, aproximadamente, $0,596 \times 20,15 \text{ kN.m} = 12 \text{ kN.m} = 1200 \text{ kN.cm}$.

Verificação à flexo-tração:

Utilizando o perfil escolhido ao final do passo 1.1:

$$N_{t,Rd} = \frac{28,4 \times 30}{1,1} = 774,55 \text{ kN}; M_{Rd} = \frac{147 \times 30}{1,1} = 4009,09 \text{ kN.cm}$$

$$\text{Como: } \frac{N_{Sd}}{N_{t,Rd}} = \frac{760,57}{774,55} = 0,98 > 0,2:$$

$$\text{Pela Equação B.01: } 0,98 + \frac{8}{9} \times \frac{1200}{4009,09} = 1,25 > 1,0 \text{ (não OK)}$$

Testando TC: $d = 168,3 \text{ mm}$; $t = 6,4 \text{ mm}$; $A_g = 32,3 \text{ cm}^2$; $I = 1060 \text{ cm}^4$; $W = 126 \text{ cm}^3$; $Z = 167 \text{ cm}^4$; $P = 25,4 \text{ kg/m}$.

$$N_{t,Rd} = \frac{32,3 \times 30}{1,1} = 880,91 \text{ kN}; M_{Rd} = \frac{167 \times 30}{1,1} = 4554,55 \text{ kN.cm}$$

$$\text{Como: } \frac{N_{Sd}}{N_{t,Rd}} = \frac{760,57}{880,91} = 0,86 > 0,2:$$

$$\text{Equação B.01: } 0,86 + \frac{8}{9} \times \frac{1200}{4554,55} = 1,10 > 1,0 \text{ (não OK)}$$

Testando TC: $d = 168,3 \text{ mm}$; $t = 7,1 \text{ mm}$; $A_g = 36 \text{ cm}^2$; $I = 1170 \text{ cm}^4$; $W = 139 \text{ cm}^3$; $Z = 185 \text{ cm}^4$; $P = 28,3 \text{ kg/m}$.

$$N_{t,Rd} = \frac{36 \times 30}{1,1} = 981,82 \text{ kN}; M_{Rd} = \frac{185 \times 30}{1,1} = 5045,45 \text{ kN.cm}$$

$$\text{Como: } \frac{N_{Sd}}{N_{t,Rd}} = \frac{760,57}{981,82} = 0,77 > 0,2:$$

Equação B.01: $0,77 + \frac{8}{9} \times \frac{1200}{5045,45} = 0,99 < 1,0 \text{ (OK)}$

De acordo com as relações geométricas de ligações soldadas entre perfis circulares,

item C.5.1: $10,0 \leq 2\gamma = \frac{d_0}{t_0} = \frac{168,3}{7,1} = 23,7 \leq 50,0 \text{ (OK)}$

1.3 Verificação do banzo inferior à flexo-tração com a viga submetida a carregamento ao longo de todo o vão – face superior da barra BI5 (quadros 6E e 6D)

A viga mista carregada ao longo de todo o vão, bem como o gráfico de forças cortantes, está ilustrada na Figura 4.06.

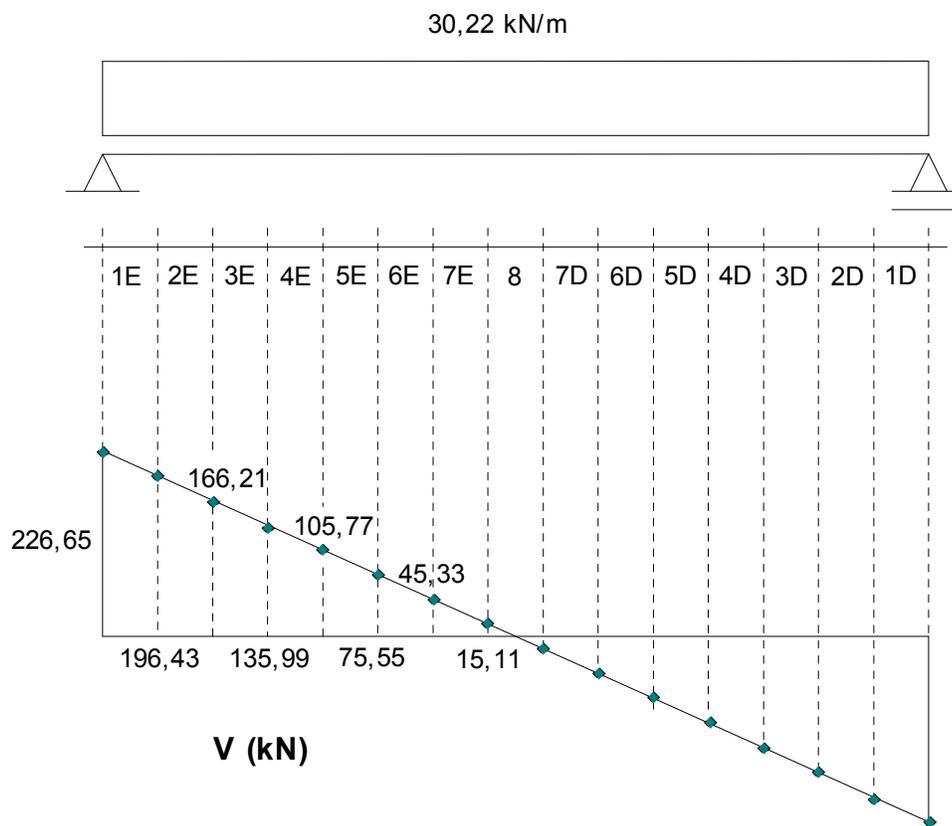


Figura 4.06 – Viga mista carregada ao longo de todo o vão e respectivo gráfico de força cortante, sendo o carregamento obtido de acordo com combinação normal (passo 1.1).

$$V_{\text{ext_esquerda_painel_6E}} = 75,55 \text{ kN}$$

$$V_{\text{ext_direita_painel_6E}} = 45,33 \text{ kN}$$

$$V_{\text{média}} = \frac{75,55 + 45,33}{2} = 60,44 \text{ kN} > 0,15 \times 226,65 \text{ kN} = 34 \text{ kN} \text{ (LAWSON e HICKS, 2011)}$$

Supondo que 50% da força cortante se encaminhe para o banzo inferior, o momento fletor de Vierendeel localizado à esquerda da barra BI5, em sua face superior, vale:

$$M_{V, BI5, Sd} = (60,44 \text{ kN} \times 0,5) \times \frac{1 \text{ m}}{2} = 15,11 \text{ kN.m}$$

A força normal de tração no meio do quadro 6E, supondo banzo superior com $b = 75$ mm e linha neutra à meia altura vale:

$$N_{Sd} = \frac{78950 \text{ kN.cm}}{\left(100 + \frac{7,5}{2} + 11 - \frac{3}{2}\right) \text{ cm}} = 697,13 \text{ kN}$$

Verificação:

$$\text{Como } \frac{N_{Sd}}{N_{t, Rd}} = \frac{697,13 \text{ kN}}{981,82 \text{ kN}} = 0,71 > 0,2:$$

$$\text{Equação B.01: } 0,71 + \frac{8}{9} \times \frac{1511 \text{ kN.cm}}{5045,45 \text{ kN.cm}} = 0,98 < 1,0 \text{ (OK)}$$

1.4 Verificação da quantidade e espaçamento entre conectores de cisalhamento

Supondo conector $D = 19$ mm:

Conforme Equação D.02:

$$Q_{Rd1} = \frac{Q_n}{\gamma_{cs}} = \frac{0,5 A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} = \frac{0,5 \times 283,53 \text{ mm}^2 \times \sqrt{25 \text{ MPa} \times 23800 \text{ MPa}}}{1,25} = 87481,37 \text{ N}$$

Conforme Equação D.03:

$$Q_{Rd2} = \frac{Q_n}{\gamma_{cs}} = \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} = \frac{1 \times 0,75 \times 283,53 \text{ mm}^2 \times 415 \text{ MPa}}{1,25} = 70598,97 \text{ N}$$

$R_g = 1,0$: um conector soldado em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao plano da estrutura

$R_p = 0,75$: pois $e_{mh} = 104,88 \text{ mm} > 50 \text{ mm}$ (Figuras D.02 e 4.06)

$$e_{mh} = \left(38,125 - \frac{19}{2} \right) + 76,25 = 104,88 \text{ mm}$$

$$Q_{Rd,min} = 70,60 \text{ kN}$$

Conforme item D.1 e Figuras 4.07 e 4.08:

Comprimento mínimo do conector igual a 4 vezes o seu diâmetro: para conector de 19 mm: $4 \times 19 \text{ mm} = 76 \text{ mm} < h_{cs} = 50 \text{ mm} + 40 \text{ mm} = 90 \text{ mm}$.

Cobrimento superior de no mínimo 1 cm: como a altura total da laje é 11 cm (laje de piso) e o conector tem comprimento de 9 cm, tem-se cobrimento do conector de 2 cm.

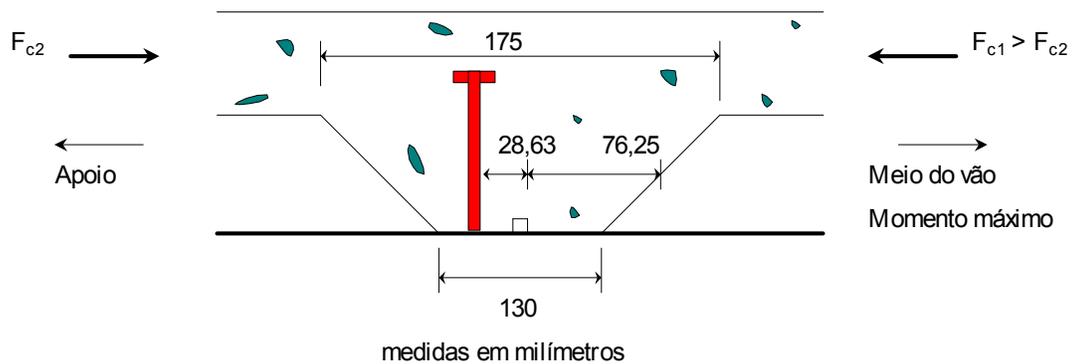


Figura 4.07 – Posição mais favorável para os conectores.

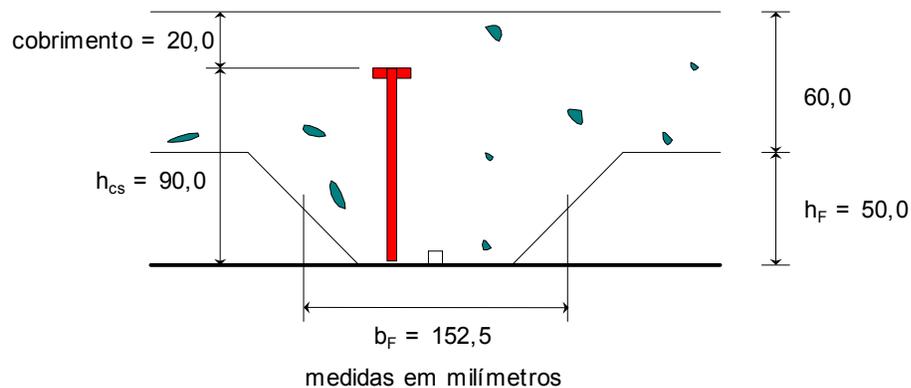


Figura 4.08 – Dimensões da fôrma, laje e conector de cisalhamento.

Conforme Equação D.08:

$$R_{cd} = 0,85 \times f_{cd} \times b_e \times t_c = 0,85 \times \frac{2,5kN/cm^2}{1,4} \times 250cm \times 6cm = 2276,79kN$$

$$R_{td} = A_{bi} \times f_{yd} = 36cm^2 \times \frac{30kN/cm^2}{1,1} = 981,82kN$$

Como $R_{cd} > R_{td}$ a linha neutra está na laje de concreto.

Cálculo do número mínimo de conectores:

$$n \times Q_{Rd,min} \geq R_{td} = A_{bi} \times f_{yd} \text{ (Equação D.07)}$$

$$n \times 70,60kN \geq 36 \times \frac{30kN/cm^2}{1,1} \Rightarrow n \geq 13,91$$

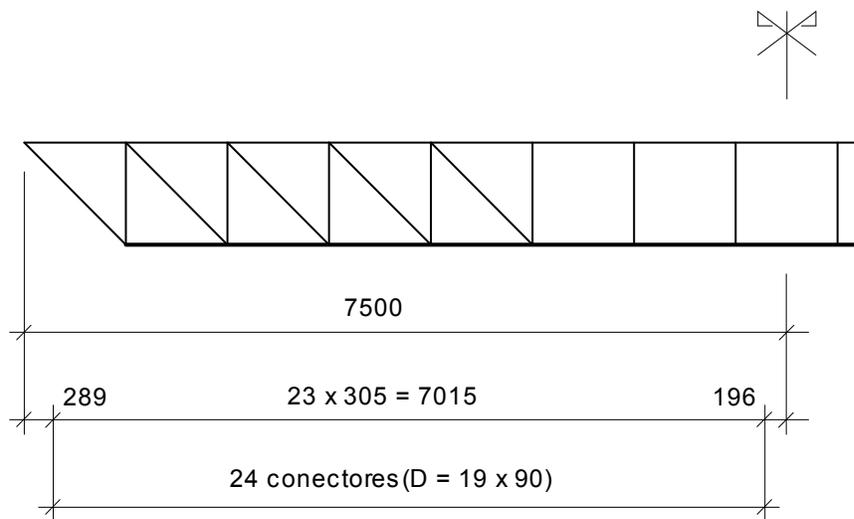
Conforme item D.3.3:

Espaçamento máximo entre conectores = $8 \times t_t = 8 \times 11 \text{ cm} = 88 \text{ cm}$

Espaçamento mínimo = $6 \times 1,9 \text{ cm} = 11,4 \text{ cm}$

Devem ser utilizados, no mínimo, 14 conectores de cada lado, porém, para satisfazer espaçamento máximo e uniformidade entre os espaçamentos utilizou-se 24 conectores de cada lado da viga (Figura 4.09).

Espaçamento: $11,4 \text{ cm} < 30,5 \text{ cm}$ (Figura 4.04) $< 88 \text{ cm}$ (OK)



medidas em milímetros

Figura 4.09 – Espaçamento entre conectores de cisalhamento.

Foram testados, porém, sem sucesso, a possibilidade de se utilizar conectores com diâmetros de 12,7 mm e 15,9 mm. O número de conectores necessários não caberia no vão estabelecido, utilizando-se a fôrma escolhida.

1.5 Determinação da área da seção transversal máxima para o banzo inferior

Para que o cisalhamento horizontal entre laje e banzo superior seja garantido pelos conectores, como já visto no passo 1.4:

$$n \times Q_{Rd} \geq A_{bi} \times f_{yd} \Rightarrow 24 \times 70,60kN = 1694,4kN \geq A_{bi} \times \frac{30kN/cm^2}{1,1}$$

$$A_{bi} \leq 62,13cm^2 \Rightarrow A_{bi,máx} = 62,13cm^2$$

$$\text{Como: } A_{bi} = 36cm^2 \leq A_{bi,máx} = 62,13cm^2 \text{ (OK)}$$

Um perfil para o banzo inferior com área da seção transversal maior que 62,13 cm² causa o colapso dos conectores, o que é, obviamente, indesejável.

1.6 Verificação do banzo inferior à flexo-tração com a viga submetida a carregamento acidental parcialmente distribuído – face inferior da barra BI7

A viga mista parcialmente carregada, bem como o gráfico de forças cortantes, está ilustrada na Figura 4.10.

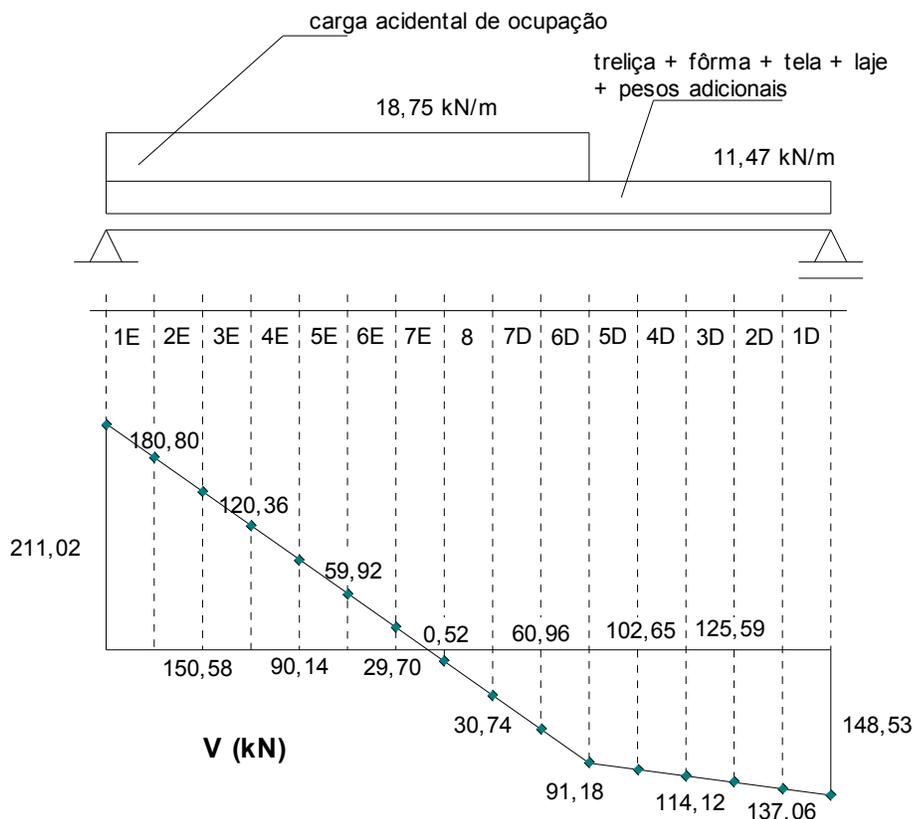


Figura 4.10 – Viga mista com carga acidental até o quadro 6D e respectivo gráfico de força cortante, sendo o carregamento obtido de acordo com combinação normal (passo 1.1).

A força normal de tração na barra BI7 (ponto médio do quadro 8), supondo banzo superior com $b = 75 \text{ mm}$ e linha neutra à meia altura vale:

$$N_{sd} = \frac{73271 \text{ kN.cm}}{\left(100 + \frac{7,5}{2} + 11 - \frac{3}{2}\right) \text{ cm}} = 646,99 \text{ kN}$$

Conforme já demonstrado no item 1.2 o momento fletor estimado para a face inferior da barra BI7 é 12,0 kN.m.

Verificação:

$$\text{Como } \frac{N_{Sd}}{N_{t,Rd}} = \frac{646,99kN}{981,82kN} = 0,66 > 0,2:$$

$$\text{Equação B.01: } 0,66 + \frac{8}{9} \times \frac{1200kN.cm}{5045,45kN.cm} = 0,87 < 1,0 \text{ (OK)}$$

1.7 Verificação do banzo inferior à flexo-tração com a viga submetida a carregamento acidental parcialmente distribuído – face superior da barra BI5 (quadro 6D)

De acordo com a Figura 4.10:

$$V_{\text{ext_esquerda_painel_6D}} = 60,96 \text{ kN}$$

$$V_{\text{ext_direita_painel_6D}} = 91,18 \text{ kN}$$

$$V_{\text{média}} = \frac{60,96 + 91,18}{2} = 76,07kN$$

De acordo com o SCI (LAWSON e HICKS, 2011) a força cortante mínima que deve ser utilizada para determinar efeitos de momentos de Vierendeel em zonas de baixo cisalhamento vale, para o caso de carregamentos de ocupação, $0,15 \times V_{\text{máx}}$, sendo $V_{\text{máx}}$, no caso, a reação no apoio esquerdo. Então: $0,15 \times 211,02 \text{ kN} = 31,65 \text{ kN} < V_{\text{média}} = 76,07 \text{ kN}$.

Supondo que 50% da força cortante se encaminhe para o banzo inferior, o momento fletor de Vierendeel localizado à esquerda da barra BI5, em sua face superior, vale:

$$M_{V, BI5, Sd} = (76,07kN \times 0,5) \times \frac{1m}{2} = 19,02kN.m$$

A força normal de tração na barra BI5 (ponto médio do painel 6D), supondo banzo superior com $b = 75 \text{ mm}$ e linha neutra à meia altura vale:

$$N_{sd} = \frac{64109kN.cm}{\left(100 + \frac{7,5}{2} + 11 - \frac{3}{2}\right)cm} = 566,08kN$$

Verificação:

$$\text{Como } \frac{N_{sd}}{N_{t,Rd}} = \frac{566,08kN}{981,82kN} = 0,58 > 0,2 :$$

$$\text{Equação B.01: } 0,58 + \frac{8}{9} \times \frac{1902kN.cm}{5045,45kN.cm} = 0,91 < 1,0 \text{ (OK)}$$

1.8 Conclusão sobre o pré-dimensionamento do banzo inferior

O perfil TC d = 168,3 mm (t = 7,1 mm) satisfaz às duas situações apresentadas de estado limite último, verificadas nos passos 1.2/1.3 e 1.6/1.7, então o mesmo foi mantido para os próximos passos.

P2 – Pré-dimensionamento do banzo superior

Este passo visa definir um perfil para o banzo superior, que é bastante solicitado durante o processo construtivo não-escorado da estrutura.

2.1 – Determinação da área da seção transversal mínima para o banzo superior supondo compressão simples e carregamento distribuído ao longo de todo o vão da viga isolada

De acordo com Anexo E foi utilizada combinação especial ou de construção considerando, conforme norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008), para a treliça de aço, fôrma de aço, armadura em tela soldada e laje de concreto coeficiente relativo a peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições in loco $\gamma_g = 1,3$, e, para a carga acidental construtiva $\gamma_q = 1,3$, assim:

Treliça de aço:

$$0,458 \text{ kN/m} \times 15 \text{ m} \times 1,3 = 8,931 \text{ kN}$$

Fôrma de aço:

$$4,92 \text{ kN} \times 1,3 = 6,396 \text{ kN}$$

Armadura em tela soldada:

$$0,45375 \text{ kN} \times 1,3 = 0,59 \text{ kN}$$

Laje de concreto:

$$3,1875 \text{ m}^3 \times 24 \text{ kN/m}^3 \times 1,3 = 99,45 \text{ kN}$$

Carga acidental construtiva:

$$0,5 \text{ kN/m}^2 \times 2,5 \text{ m} \times 15 \text{ m} \times 1,3 = 24,375 \text{ kN}$$

A carga total dividida pelo vão leva a uma carga linear distribuída $p = 9,33 \text{ kN/m}$.

$$M_{Sd,ti} = \frac{9,33 \text{ kN/m} \times (15 \text{ m})^2}{8} = 262,41 \text{ kN.m} = 26241 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd,ti} = F_{bs} \times \text{braço_de_alavanca} \geq M_{Sd,ti} = 26241 \text{ kN.cm}$$

$$(A_{bs} \times f_{yd}) \times \frac{L}{15} \geq 26241 \text{ kN.cm} \Rightarrow A_{bs} \geq \frac{26241 \times 15}{1500 \times \frac{30}{1,1}} = 9,62 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{bs,min} = 9,62 \text{ cm}^2$$

2.2 Verificação do perfil do banzo superior analisando-se b'_{min} , t_{bs} e $Q_{Rd,min}$

Quando se utiliza pinos com cabeça, a escolha do banzo superior é influenciada por relações geométricas entre o diâmetro dos conectores e a espessura e largura do perfil do banzo, conforme explicitado no item D.2.

Primeira tentativa:

Adotando $b_{min} = 75 \text{ mm}$, segundo CHIEN e RITCHIE (1984): perfil TQ: $b = 75 \text{ mm}$; $t = 6,4 \text{ mm}$; $A_g = 16,155 \text{ cm}^2 > 9,62 \text{ cm}^2$

De acordo com CSA (2001): $b'_{min} = 1,4 \times 19 + 20 = 46,6 \text{ mm}$

$$r_e = 2,5t = 2,5 \times 6,4 \text{ mm} = 16 \text{ mm}$$

$$b' = b - 2 \times r_e = 75 - 2 \times 16 \text{ mm} = 43 \text{ mm} < 46,6 \text{ mm (não OK)}$$

Segunda tentativa:

$$\text{Perfil TQ: } b = 85 \text{ mm; } t = 6,4 \text{ mm; } A_g = 18,715 \text{ cm}^2 > 9,62 \text{ cm}^2$$

$$b' = b - 2 \times r_e = 85 - 2 \times 16 \text{ mm} = 53 \text{ mm} > b'_{\text{mín}} = 46,6 \text{ mm (OK)}$$

$$\frac{D}{2,5} = \frac{19\text{mm}}{2,5} < t_{bs} \rightarrow t_{bs} > 7,6\text{mm}, \text{ assim, a resistência do conector deve ser reduzida}$$

quando se utilizar as espessuras 3,6 mm, 3,9 mm, 4,4 mm, 4,8 mm, 5,2 mm, 5,6 mm, 6,4 mm e 7,1 mm.

Como $t = 6,4 \text{ mm} < 7,6 \text{ mm}$ Q_{Rd} deverá ser reduzido.

$$\text{Como } 2,5 < \frac{D}{t_{bs}} = \frac{19\text{mm}}{6,4\text{mm}} = 2,97 < 4 \text{ a redução } R_f \text{ deve ser calculada conforme Equação}$$

D.01:

$$R_f = 2,67 - 0,67 \cdot \frac{D}{t_{bs}} = 2,67 - 0,67 \times \frac{19}{6,4} = 0,68 \Rightarrow Q_{Rd} = 0,68 \times 70,60\text{kN} = 48\text{kN}$$

Conforme Equação D.07:

$$24 \times 48\text{kN} = 1152\text{kN} \geq 36\text{cm}^2 \times \frac{30\text{kN/cm}^2}{1,1} = 981,82\text{kN (OK)}$$

2.3 Cálculo dos esforços solicitantes máximos no banzo superior supondo a viga isolada parcialmente carregada

Quando a viga isolada está parcialmente carregada o painel Vierendeel submetido à maior força cortante média é o painel 6D (Figura 4.11). Isto ocorre quando o carregamento constituído pelo peso próprio do concreto da laje mais a carga acidental construtiva está situado do apoio esquerdo até o final deste painel. Quando a carga referente ao caminhamento da concretagem pára no final dos quadros 6E, 7E, 8 e 7D geram-se cortantes solicitantes médias menores, portanto não serão aqui tratadas.

$$V_{\text{ext_esquerda_painel_6D}} = 20,88 \text{ kN}$$

$$V_{\text{ext_direita_painel_6D}} = 30,21 \text{ kN}$$

$$V_{\text{média}} = \frac{20,88 + 30,21}{2} = 25,55 \text{ kN}$$

De acordo com o SCI (LAWSON e HICKS, 2011) a força cortante mínima que deve ser utilizada para determinar efeitos de momentos de Vierendeel em zonas de baixo cisalhamento vale, para o caso de carregamentos de construção, $0,25 \times V_{\text{máx}}$, sendo $V_{\text{máx}}$, no caso, a reação no apoio esquerdo. Neste caso então: $0,25 \times 63,09 \text{ kN} = 15,77 \text{ kN} < V_{\text{média}} = 25,55 \text{ kN}$.

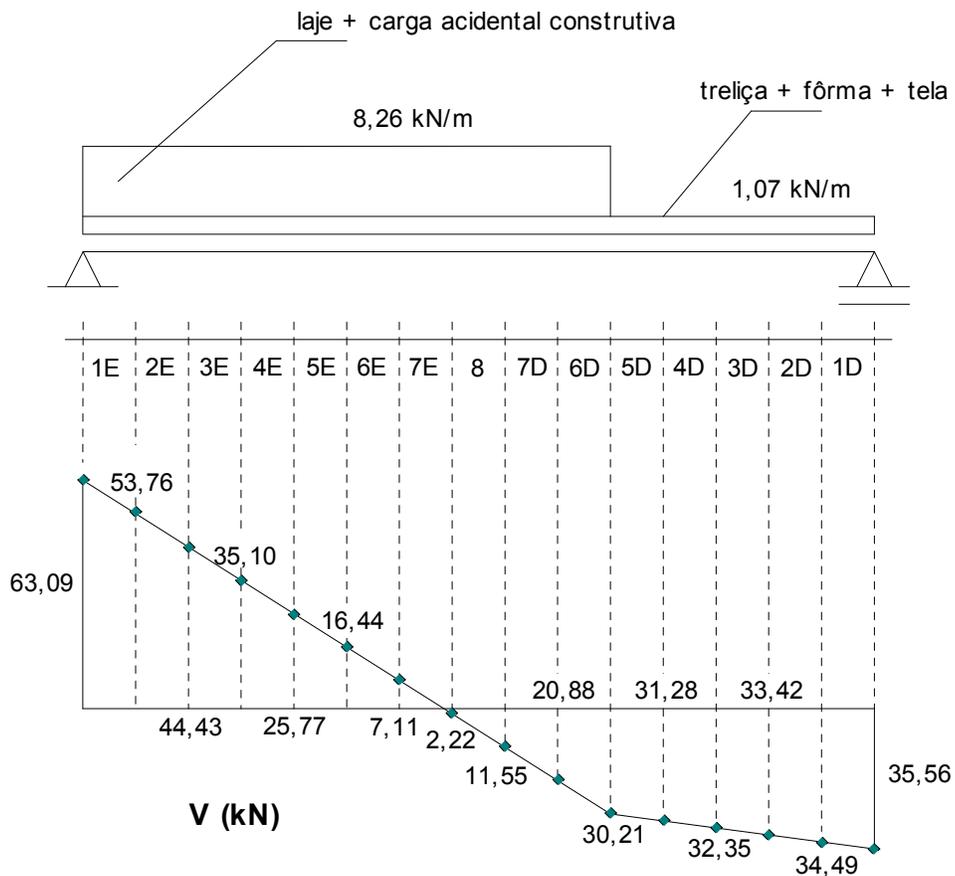


Figura 4.11 – Viga isolada concretada até o quadro 6D com carregamento de acordo com combinação de construção (passo 2.1) e respectivo gráfico de força cortante.

A força cortante média encaminha-se a cada banzo proporcionalmente às suas resistências ao cisalhamento:

$$\text{Conforme B.5.1: } V_{Rd,bs} = 111,01\text{kN}(27,4\%)$$

$$\text{Conforme B.5.2: } V_{Rd,bi} = 294,55\text{kN}(72,6\%)$$

Então, a força cortante no banzo superior vale: $25,55 \text{ kN} \times 0,274 = 7,00 \text{ kN}$

Momento de extremidade (local) no banzo superior devido à ação Vierendeel:

$$7,00\text{kN} \times \frac{1\text{m}}{2} = 3,50\text{kN.m}$$

Momento de extremidade (local) devido à carga distribuída sobre a barra: $0,78 \text{ kN.m}$

Momento total = $3,50 + 0,78 = 4,28 \text{ kN.m}$

$$M_{\text{global_painel_6D}} = 35,56 \times 5,5 - 1,07 \times \frac{5,5^2}{2} = 179,40\text{kN.m}$$

Força normal de compressão no quadro 6D:

$$N_{sd} = \frac{179,40\text{kN.m}}{1\text{m}} = 179,40\text{kN}$$

Então, para a viga isolada, a barra BS6 (quadro 6D) do banzo superior deve ser verificada à flexo-compressão com os seguintes esforços: $N_{sd} = -179,40 \text{ kN}$ e $M_{sd} = 4,28 \text{ kN.m}$.

2.4 Cálculo dos esforços solicitantes máximos no banzo superior supondo a viga isolada carregada ao longo de todo o vão

Os painéis Vierendeel submetidos aos maiores esforços são o 6E (ou 6D, pela simetria do carregamento) e o 8 (Figura 4.12).

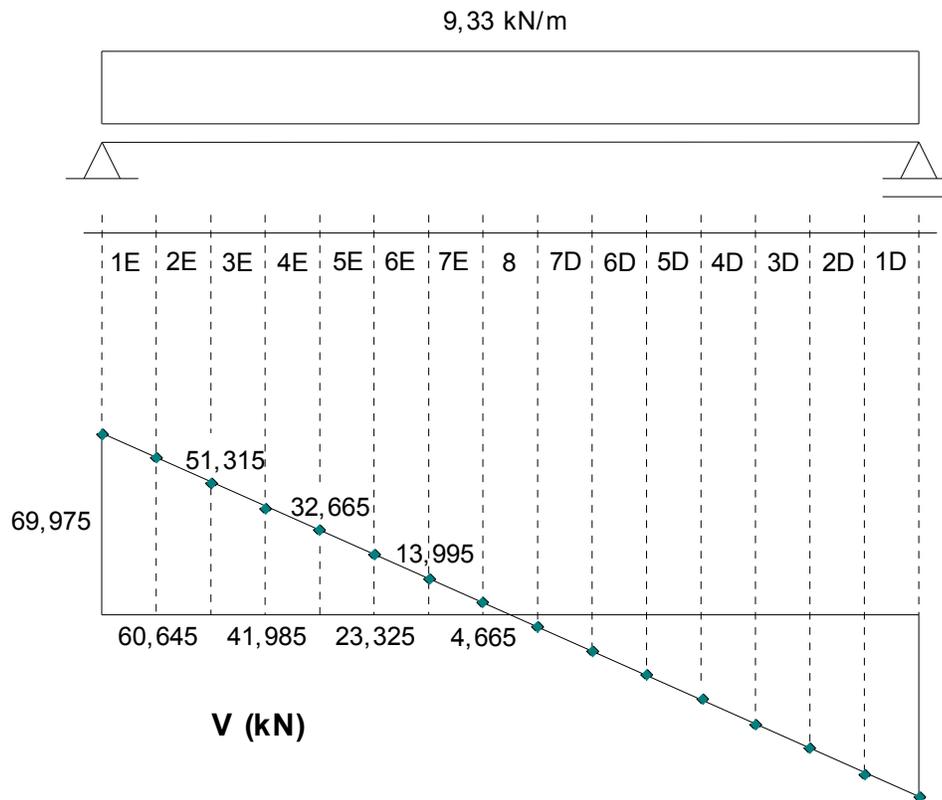


Figura 4.12 – Viga isolada concretada ao longo de todo o vão com carregamento de acordo com combinação de construção (passo 2.1) e respectivo gráfico de força cortante.

2.4.1 Esforços máximos na barra BS6 (quadros 6E/6D)

$$V_{\text{ext_esquerda_painel_6E}} = 23,325 \text{ kN}$$

$$V_{\text{ext_direita_painel_6E}} = 13,995 \text{ kN}$$

$$V_{\text{média}} = \frac{23,325 + 13,995}{2} = 18,66 \text{ kN} > 0,25 \times 69,975 \text{ kN} = 17,49 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,bs} = 111,01 \text{ kN} (27,4\%); V_{Rd,bi} = 294,55 \text{ kN} (72,6\%)$$

Então, a força cortante no banzo superior vale: $18,66 \text{ kN} \times 0,274 = 5,11 \text{ kN}$

Momento de extremidade (local) no banzo superior devido à ação Vierendeel:

$$5,11 \text{ kN} \times \frac{1 \text{ m}}{2} = 2,56 \text{ kN.m}$$

Momento de extremidade (local) devido à carga distribuída sobre a barra: 0,78 kN.m

Momento total = 2,56 + 0,78 = 3,34 kN.m

$$M_{\text{global_painel_6E}} = 69,975 \times 5,5 - 9,33 \times \frac{5,5^2}{2} = 243,75 \text{ kN.m}$$

Força normal no quadro 6E:

$$N_{sd} = \frac{243,75 \text{ kN.m}}{1 \text{ m}} = 243,75 \text{ kN}$$

Então, para a viga isolada, a barra BS6 (quadros 6E/6D) do banzo superior deve ser verificada à flexo-compressão com os seguintes esforços: $N_{sd} = -243,75 \text{ kN}$ e $M_{sd} = 3,34 \text{ kN.m}$.

2.4.2 Esforços máximos na barra BS8

Neste caso os momentos fletores de Vierendeel são desprezados para a análise da barra BS8, pois a mesma está exatamente no centro da viga e a carga está uniformemente distribuída ao longo de todo o vão.

Como os pontos de inflexão dos banzos estão nos quadros 6E/6D os painéis Vierendeel formam uma viga com 5 m de comprimento, bi-engastada. O momento fletor no meio do vão vale:

$$M_{sd} = \frac{9,33 \times 5^2}{24} = 9,72 \text{ kN.m}$$

Este momento deve ser dividido proporcionalmente às rigidezes dos banzos superior e banzo inferior, assim:

Rigidez do banzo superior para o perfil quadrado $b = 85 \text{ mm}$ ($t = 6,4 \text{ mm}$):

$$EI_{bs} = 20500 \text{ kN/cm}^2 \times 181,331 \text{ cm}^4$$

Rigidez do banzo inferior:

$$EI_{bi} = 20500 \text{ kN/cm}^2 \times 1170 \text{ cm}^4$$

O que leva a:

$$\text{Porcentagem_para_o_banzo_superior} = 13,4\%$$

Porcentagem _ para _ o _ banzo _ inferior = 86,6%

Então, o banzo superior está submetido a, aproximadamente, $0,134 \times 9,72 \text{ kN.m} = 1,30 \text{ kN.m} = 130 \text{ kN.cm}$.

Adicionando o momento local no meio de BS8 ($0,39 \text{ kN.m}$) tem-se $1,30 + 0,39 \text{ kN.m} = 1,69 \text{ kN.m}$.

Conforme passo 2.1 $M_{Sd,ti} = 26241 \text{ kN.cm}$

Desta maneira, a força normal de compressão no ponto médio do painel 8 é

$$N_{Sd} = \frac{26241 \text{ kN.cm}}{100 \text{ cm}} = 262,41 \text{ kN}$$

Então, para a viga isolada, a barra BS8 do banzo superior deve ser verificada à flexo-compressão com os seguintes esforços: $N_{Sd} = -262,41 \text{ kN}$ e $M_{Sd} = 1,69 \text{ kN.m}$.

2.5 Verificação do perfil do banzo superior perante os esforços solicitantes máximos

2.5.1 Caso da viga isolada parcialmente carregada – quadro 6D

A barra BS6 foi verificada com os esforços $N_{Sd} = -179,40 \text{ kN}$ e $M_{Sd} = 4,28 \text{ kN.m}$ (Tabela 4.01).

O perfil de banzo superior definido como adequado no passo 2.2 foi o TQ: $b = 85 \text{ mm}$; $t = 6,4 \text{ mm}$; $A_g = 18,715 \text{ cm}^2$; $I = 181,331 \text{ cm}^4$; $W = 42,666 \text{ cm}^3$; $Z = 53,571 \text{ cm}^3$; $r = 3,112 \text{ cm}$; $I_T = 322,394 \text{ cm}^4$.

Tabela 4.01 – Verificação à flexo-compressão na barra BS6 (quadro 6D – viga isolada) – passo 2.

Flexo-compressão – BS		Perfil TQ b=85mm, t=6,4mm		Barra BS6 – painel 6D	
$\frac{b'}{t} = 8,3$		$\left(\frac{b'}{t}\right)_{\text{lim}} = 36,60$		Perfil compacto	
N_{Sd} (kN)	N_e (kN)	Q	λ_0	χ	N_{cRd} (kN)
179,40 (C)	8683,58	1,0	0,254	1,0	510,41
FLT	FLT	FLT; M_{Rd} (kN.cm)	FLM	FLM	FLM; M_{Rd} (kN.cm)
$\lambda = 16,1$	$\lambda_p = 128,81$	1461,03	$\lambda = 8,3$	$\lambda_p = 29,28$	1461,03
FLA	FLA	FLA; M_{Rd} (kN.cm)	B1	M_{Sd} (kN.cm)	$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}}$
$\lambda = 8,3$	$\lambda_p = 63,26$	1461,03	1,05	428	0,35 > 0,2
Conclusão: 0,62 < 1,0			Perfil aprovado		

$$6 < t \leq 10 \text{ mm} \longrightarrow r_e = 2,5.t = 2,5 \times 0,64 = 1,6 \text{ cm}$$

$$b' = b - 2 \times r_e = 8,5 - 2 \times 1,6 = 5,3 \text{ cm}$$

$$\frac{b'}{t} = \frac{5,3}{0,64} = 8,3 < \left(\frac{b'}{t}\right)_{\text{lim}} = 1,4 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 36,60 \Rightarrow \text{perfil compacto e } Q = 1,00$$

FLT:

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{50}{3,112} = 16,1$$

$$\lambda_p = \frac{0,13E}{M_{pl}} \sqrt{I_T \times A_g} = \frac{0,13 \times 20500}{1607,13} \sqrt{322,394 \times 18,715} = 128,81$$

$$\text{FLM: } \lambda = \frac{b'}{t} = \frac{5,3}{0,64} = 8,3 < \lambda_p = 1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 29,28$$

$$\text{FLA: } \lambda = \frac{h'}{t_w} = 8,3 < \lambda_p = 2,42 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 63,26$$

$$\text{Equação B.12: } N_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 \times 20500 \times 181,331}{(0,65 \times 100)^2} = 8683,58 \text{ kN}$$

$$\text{Equação B.11: } \lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \times A_g \times f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1 \times 18,715 \times 30}{8683,58}} = 0,254$$

$$\text{Equação B.10: } \chi = \frac{1}{(1 + \lambda_0^{4,48})^{1/2,24}} = 1,0$$

$$\text{Equação B.07: } N_{c,Rd} = \frac{\chi \times Q \times A_g \times f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{1 \times 1 \times 18,715 \times 30}{1,1} = 510,41 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = \frac{Z \times f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{42,666 \times 30}{1,1} = 1461,03 \text{ kN.cm}$$

$$\text{Cálculo de } B_1 \text{ (Equação B.05): } B_1 = \frac{1,0}{1 - \frac{179,4}{3668,81}} = 1,05 \geq 1,0$$

$$\text{Como } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = \frac{179,40 \text{ kN}}{510,41 \text{ kN}} = 0,35 \geq 0,2, \text{ pela Equação B.01:}$$

$$0,35 + \frac{8}{9} \left(\frac{1,05 \times 428 \text{ kN.cm}}{1461,03 \text{ kN.cm}} \right) = 0,62 \leq 1,0 \text{ (OK)}$$

2.5.2 Caso da viga isolada carregada ao longo de todo o vão – barra BS6 – quadros 6E/6D

Tomando-se como base a Tabela 4.01 e utilizando-se os esforços $N_{Sd} = -243,75 \text{ kN}$ e $M_{Sd} = 3,34 \text{ kN.m}$, chega-se à condição de segurança $0,70 < 1,0$.

2.5.3 Caso da viga isolada carregada ao longo de todo o vão – barra BS8 – quadro 8

Tomando-se como base a Tabela 4.01 e utilizando-se os esforços $N_{Sd} = -262,41 \text{ kN}$ e $M_{Sd} = 1,69 \text{ kN.m}$, chega-se à condição de segurança $0,60 < 1,0$.

2.6 Conclusão sobre o pré-dimensionamento do banzo superior

O perfil TQ b = 85 mm (t = 6,4 mm) satisfaz às duas situações apresentadas de estado limite último, verificadas nos passos 2.3, 2.4 e 2.5, então, o mesmo foi mantido para os próximos passos.

P3 – Resistência de grupo frente aos momentos fletores de Vierendeel na viga isolada

Conforme passo 2.3 a $V_{média}$ no painel 6D para o caso da viga parcialmente carregada vale 25,55 kN, e, conforme passo 2.4.1 a $V_{média}$ no painel 6E/6D para o caso da viga carregada ao longo de todo o vão vale 18,66 kN. Portanto, o maior momento fletor a ser transferido em um painel Vierendeel para o caso de viga isolada é o atuante no painel 6D e vale $M = 25,55 \text{ kN} \times 1 \text{ m} = 25,55 \text{ kN.m}$.

O momento resistente de Vierendeel, na viga isolada, é calculado de acordo com a Equação 2.03:

$$M_v = 2M_{Rd,bs,red} + 2M_{Rd,bi,red} \geq V_{Sd} \times l = 25,55 \text{ kN.m} = 2555 \text{ kN.cm}$$

Os momentos resistentes nos banzos ($M_{Rd,bs,red}$ e $M_{Rd,bi,red}$) podem ser reduzidos devido ao efeito da força cortante e devem ser reduzidos devido à presença da força axial.

3.1 Efeito da força cortante na resistência à flexão dos banzos

Cálculo da força cortante resistente do banzo superior, $V_{Rd,bs}$:

$$h' = b' = b - 2 \times r_e = 85 \text{ mm} - 2 \times (2,5 \times 6,4 \text{ mm}) = 53 \text{ mm}$$

$$\text{Como } \lambda = \frac{h'}{t_w} = \frac{53 \text{ mm}}{6,4 \text{ mm}} = 8,28 < \lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{5E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{5 \times 20500}{30}} = 64,30 \Rightarrow \text{Seção compacta}$$

Então, conforme Equação B.27:

$$V_{Rd,bs} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{0,6 \times (2 \times h' \times t_w) \times f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,6 \times (2 \times 5,3 \text{ cm} \times 0,64 \text{ cm}) \times 30}{1,1} = 111,01 \text{ kN}$$

Cálculo da força cortante resistente do banzo inferior, $V_{Rd,bi}$:

$$V_{Rd,bi} = \frac{0,5\tau_{cr}A_g}{\gamma_{a1}}, \text{ com } \tau_{cr} \text{ igual ao maior entre os valores encontrados nas Equações}$$

B.31 e B.32 desde que $\tau_{cr} \leq 0,60f_y = 0,60 \times 30 = 18kN/cm^2$

Equação B.31:

$$\tau_{cr} = \frac{1,60E}{\sqrt{\frac{L_v}{d}} \times \left(\frac{d}{t_d}\right)^{\frac{5}{4}}} = 363,83kN/cm^2$$

Equação B.32 :

$$\tau_{cr} = \frac{0,78E}{\left(\frac{d}{t_d}\right)^{\frac{3}{2}}} = 138,55kN/cm^2$$

$$\text{Então: } V_{Rd,bi} = \frac{0,5 \times 18 \times 36}{1,1} = 294,55kN$$

Verificação:

$$\frac{V_{Sd}}{\sum V_{Rd}} = \frac{25,55}{111,01 + 294,55} = 0,06 < 0,50 \Rightarrow \text{ não será necessário reduzir os esforços}$$

resistentes devido ao efeito da força cortante.

3.2 Efeito da força axial (de compressão no banzo superior e tração no banzo inferior) na resistência à flexão dos banzos

Assumindo que, na fase construtiva, a viga deve trabalhar na fase elástica os momentos reduzidos são determinados a partir do momento fletor resistente elástico.

Determinação do momento fletor resistente de cálculo reduzido do banzo superior, $M_{Rd,bs,red}$ (Equação 2.07):

$$M_{Rd,bs,red} = M_{Rd,el} \times \left[1 - \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}}\right] = 1163,62 \times \left[1 - \frac{164,43}{510,41}\right] = 788,76kN.cm$$

Sendo: $N_{Sd} = 164,43$ kN (passo 2.3), $N_{c,Rd} = 510,41$ kN (passo 2.5.1) e $M_{Rd,el} = W \cdot f_{yd} = 1163,62$ kN.cm

Determinação do momento fletor resistente de cálculo reduzido do banzo inferior, $M_{Rd,bi,red}$:

$$M_{Rd,bi,red} = M_{Rd,el} \times \left[1 - \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \right] = 3790,91 \times \left[1 - \frac{164,43}{981,82} \right] = 3156,03 \text{ kN.cm}$$

Sendo: $M_{Rd,el} = \frac{W \times f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{139 \times 30}{1,1} = 3790,91 \text{ kN.cm}$, $N_{Sd} = 164,43$ kN (passo 2.3) e $N_{t,Rd} = 981,82$ kN (passo 1.2)

3.3 Verificação da resistência de grupo frente ao momento fletor de Vierendeel máximo atuante na viga isolada

$$M_v = 2 \times 788,76 + 2 \times 3156,03 = 7889,58 > 2555 \text{ kN.cm (OK)}$$

P4 – Resistência de grupo frente aos momentos fletores de Vierendeel na viga mista

Como a estrutura possui múltiplos painéis Vierendeel, o mecanismo de travamento da laje ocorre em painéis subsequentes, fazendo com que não se tenha mais um momento resistente pleno no banzo superior, passando então o momento resistente de Vierendeel na viga mista a ser calculado com duas parcelas reduzidas para o banzo superior, de acordo com a equação abaixo:

$$M_v = M_{bs,l} + 2M_{Rd,bs,red} + 2M_{Rd,bi,red} \geq V_{Sd} \times l_v$$

Mais uma vez os momentos resistentes nos banzos ($M_{Rd,bs,red}$ e $M_{Rd,bi,red}$) podem ser reduzidos devido ao efeito da força cortante e devem ser reduzidos devido à presença da força axial.

4.1 Determinação do momento fletor de Vierendeel máximo atuante ($V_{Sd} \times l_v$)

4.1.1 Força cortante máxima supondo a viga parcialmente carregada

Conforme visto no passo 1.7 (Figura 4.09), o painel Vierendeel submetido à maior força cortante média é o painel 6D ($V_{m\acute{e}dia} = 76,07 \text{ kN}$), justamente quando o carregamento parcial está posicionado até o final deste painel. Quando a carga referente a ocupação pára no final dos quadros 6E, 7E, 8 e 7D geram-se cortantes solicitantes médias menores, portanto não serão aqui tratadas.

4.1.2 Força cortante máxima supondo a viga carregada ao longo de todo o vão

Conforme visto no passo 1.3 (Figura 4.05), o painel Vierendeel submetido à maior força cortante média ($V_{m\acute{e}dia} = 60,44 \text{ kN}$) é o painel 6E (ou 6D, pela simetria do carregamento).

4.1.3 Momentos fletores de Vierendeel atuantes

Como a força de tração atuante no banzo inferior influencia no cálculo da resistência, os dois casos devem ser verificados.

Para o caso de viga parcialmente carregada (painel 6D):

$$V_{Sd} \times l_v = 76,07 \text{ kN} \times 100 \text{ cm} = 7607 \text{ kN.cm}$$

Para o caso de viga carregada ao longo de todo o vão (painéis 6E/6D):

$$V_{Sd} \times l_v = 60,44 \text{ kN} \times 100 \text{ cm} = 6044 \text{ kN.cm}$$

4.2 Efeito da força cortante na resistência à flexão dos banzos

Cálculo da força cortante resistente da laje de concreto, $V_{Rd,laje}$:

Supondo laje sem armadura para a força cortante e altura útil $d = 6 \text{ cm} - 1 \text{ cm} = 5 \text{ cm}$, tem-se (CARVALHO e FILHO, 2007):

$$V_{Rd,laje} = [\tau_{Rd} \times k \times (1,2 + 40\rho_1) + 0,15\sigma_{cp}] \times b_w \times d$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \times f_{ctd} = 0,25 \times \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = 0,25 \times \frac{(0,7 \times f_{ct,m})}{\gamma_c} = 0,25 \times \frac{[0,7 \times (0,3 \times f_{ck}^{2/3})]}{\gamma_c}$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \times \frac{[0,7 \times (0,3 \times 25 \text{MPa}^{2/3})]}{1,4} = 0,32 \text{MPa} = 0,032 \text{kN/cm}^2$$

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,05 \text{m} = 1,55$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \times d} = \frac{20 \times 0,1134 \text{cm}^2}{100 \text{cm} \times 5 \text{cm}} = 0,005 \quad (\text{em um metro de laje 20 barras de 3,8 mm de diâmetro})$$

$$\sigma_{cp} = 0 \quad (\text{tensão causada pela protensão})$$

$$b_w = b_e = 250 \text{ cm}$$

$$V_{Rd,laje} = [0,032 \times 1,55 \times (1,2 + 40 \times 0,005) + 0,15 \times 0] \times 250 \times 5 = 86,8 \text{kN}$$

As resistências dos banzos já foram calculadas no passo 3.1, então, a verificação fica:

$$\frac{V_{Sd}}{\sum V_{Rd}} = \frac{76,07}{111,01 + 294,55 + 86,8} = 0,15 < 0,50 \Rightarrow \text{não será necessário reduzir os esforços}$$

resistentes devido ao efeito da força cortante.

4.3 Efeito da força axial na resistência à flexão dos banzos

Na fase mista os momentos são determinados a partir do momento fletor resistente plástico.

Determinação do momento fletor resistente de cálculo reduzido do banzo superior,

$M_{Rd,bs,red}$ (Equação 2.06):

$$M_{Rd,bs,red} = M_{Rd,bs,pl} \times \left[1 - \left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \right)^2 \right] = 1461,03 \times \left[1 - \left(\frac{144}{510,41} \right)^2 \right] = 1344,74 \text{ kN.cm}$$

Sendo: $M_{Rd,bs,pl} = \frac{Z \times f_y}{\gamma_{al}} = \frac{53,571 \times 30}{1,1} = 1461,03 \text{ kN.cm}$, $N_{Sd} = n \times Q_{Rd} = 3 \times 48 \text{ kN} = 144$

kN (passo 2.2) e $N_{t,Rd} = \frac{18,715 \times 30}{1,1} = 510,41 \text{ kN}$

Determinação do momento fletor resistente de cálculo reduzido do banzo inferior, $M_{Rd,bi,red}$:

$$M_{Rd,pl} = \frac{Z \times f_y}{\gamma_{al}} = \frac{185 \times 30}{1,1} = 5045,45 \text{ kN.cm} \text{ e } N_{t,Rd} = 981,82 \text{ kN (passo 1.2)}$$

N_{Sd} (tração no banzo inferior) calculada no ponto médio do painel 6D, com o carregamento mostrado na Figura 4.09 (viga parcialmente carregada):

$$M_{meio_painel_6D} = 148,53 \times 5,5 - 11,47 \times \frac{5,5^2}{2} - 18,75 \times \frac{(0,5)^2}{2} = 641,09 \text{ kN.m} = 64109 \text{ kN.cm}$$

Como o valor do braço de alavanca depende da posição da linha neutra o cálculo é feito com duas equações a duas incógnitas:

$$N_{Sd} = \frac{M}{\text{braço}} = \frac{64109}{115,25 - \frac{a}{2}} \text{ (Equação 2.11)}$$

$$a = \frac{N_{Sd}}{0,85 \times \frac{2,5}{1,4} \times 250} = \frac{N_{Sd}}{379,46} \text{ (Equação 2.10)}$$

Então: $N_{Sd} = 559,84 \text{ kN}$ e $a = 1,48 \text{ cm}$.

$$M_{Rd,bi,red} = M_{Rd,bi,pl} \times \left[1 - \left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \right)^2 \right] = 5045,45 \times \left[1 - \left(\frac{559,84}{981,82} \right)^2 \right] = 3405,00 \text{ kN.cm}$$

N_{Sd} (tração no banzo inferior) calculada no ponto médio dos painéis 6E/6D, com o carregamento mostrado na Figura 4.05 (viga carregada ao longo de todo o vão):

$$M_{meio_painel_6E/6D} = 226,65 \times 5,5 - 30,22 \times \frac{5,5^2}{2} = 789,50 \text{ kN.m} = 78950 \text{ kN.cm}$$

$$N_{Sd} = \frac{M}{\text{braço}} = \frac{78950}{115,25 - \frac{a}{2}}$$

$$a = \frac{N_{Sd}}{0,85 \times \frac{2,5}{1,4} \times 250} = \frac{N_{Sd}}{379,46}$$

Então: $N_{Sd} = 690,48 \text{ kN}$ e $a = 1,82 \text{ cm}$.

$$M_{Rd,bi,red} = M_{Rd,bi,pl} \times \left[1 - \left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \right)^2 \right] = 5045,45 \times \left[1 - \left(\frac{690,48}{981,82} \right)^2 \right] = 2550,06 \text{ kN.cm}$$

4.4 Resistência à flexão devido a ação mista existente entre laje e banzo superior

Conforme Equação 2.05:

$$M_{bs,l} = (n \times Q_{Rd}) \times (\text{braço_de_alavanca}) = 3 \times 48 \text{ kN} \times \left(\frac{8,5 \text{ cm}}{2} + 5 + \frac{6 \text{ cm}}{2} \right) = 1764 \text{ kN.cm}$$

4.5 Verificação da resistência de grupo frente aos momentos fletores de Vierendeel máximos atuantes na viga mista

Para a viga parcialmente carregada:

$$M_v = 1764 + 2 \times 1344,74 + 2 \times 3405 = 11263,48 \text{ kN.cm} > 7607 \text{ kN.cm (OK)}$$

Para a viga carregada ao longo de todo o vão:

$$M_v = 1764 + 2 \times 1344,74 + 2 \times 2550,06 = 9553,6 > 6044 \text{ kN.cm (OK)}$$

P5 – Pré-dimensionamento das diagonais

A diagonal mais solicitada é a denominada D1 (Figura 4.02). Como a estrutura é hiperestática internamente não se consegue obter os esforços axiais nas barras pelo método do equilíbrio dos nós, porém, com o equilíbrio apenas do nó do apoio, onde

chega justamente a diagonal D1, encontra-se uma força axial de tração (299,16 kN) adequada para se utilizar no pré-dimensionamento.

$$\text{Então: } A_g \times f_{yd} \geq 299,16 \text{ kN} \Rightarrow A_g \geq 10,97 \text{ cm}^2$$

Como o banzo superior possui 85 mm de largura total, as possibilidades de diâmetro para as diagonais e montantes são (Tabela C.03):

$$0,4 \times 85 \leq d_i \leq 0,8 \times 85 \Rightarrow 34 \text{ mm} \leq d_i \leq 68 \text{ mm} .$$

Como o diâmetro da diagonal deve estar entre $0,2 \times d_0 = 33,66 \text{ mm} \leq d_i \leq d_0 = 168,3 \text{ mm}$, conforme item a em C.5.1, os diâmetros comerciais 38,1 mm, 42,2 mm, 48,3 mm e 60,3 mm podem, a princípio, ser utilizados.

O perfil mais leve que satisfaz é o seguinte:

$$d = 60,3 \text{ mm}; t = 7,1 \text{ mm}; A_g = 11,9 \text{ cm}^2; I = 42,9 \text{ cm}^4; W = 14,2 \text{ cm}^3; Z = 20,3 \text{ cm}^3; P = 9,36 \text{ kg/m}.$$

P6 – Pré-dimensionamento das montantes

O pré-dimensionamento é feito utilizando-se a força cortante a um metro do apoio na situação de carregamento ao longo de todo o vão na viga mista (Figura 4.06). Isso leva ao valor de força axial de compressão na montante M1 (Figura 4.02) de 196,43 kN.

$$\text{Então: } A_g \times f_{yd} \geq 196,43 \text{ kN} \Rightarrow A_g \geq 7,20 \text{ cm}^2$$

Como o diâmetro da montante não pode ser menor que o diâmetro da diagonal, pois as ligações serão de sobreposição, os perfis $d = 42,2 \text{ mm}$ ($t = 9,7 \text{ mm}$) e $d = 48,3 \text{ mm}$ ($t = 7,1 \text{ mm}$) não podem ser utilizados, então o perfil adotado para as montantes é o seguinte:

$$d = 60,3 \text{ mm}; t = 4,4 \text{ mm}; A_g = 7,68 \text{ cm}^2; I = 30,2 \text{ cm}^4; W = 10,0 \text{ cm}^3; Z = 13,7 \text{ cm}^3; P = 6,03 \text{ kg/m}$$

P7 – Verificação dos perfis escolhidos perante as condições de validade prescritas para as ligações

Além das relações entre diâmetros já checadadas nos passos P5 e P6, outras relações devem ser verificadas. Caso estas condições não sejam satisfeitas, o cálculo será reiniciado (iterativo).

Os requisitos necessários para as ligações do banzo superior (TR ou TQ) com as montantes (TC) e diagonais (TC) são os seguintes, conforme apresentado em C.6.1:

a.1) diagonal: $\frac{d_i}{t_i} \leq 0,06 \frac{E}{f_y} \Rightarrow \frac{60,3mm}{7,1mm} = 8,49 \leq 0,06 \frac{205000MPa}{300MPa} = 41(OK);$

a.2) montante: $\frac{d_i}{t_i} \leq 0,06 \frac{E}{f_y} \Rightarrow \frac{60,3mm}{4,4mm} = 13,7 \leq 0,06 \frac{205000MPa}{300MPa} = 41(OK);$

b.1) diagonal: $\frac{d_i}{t_i} \leq 50 \Rightarrow \frac{60,3mm}{7,1mm} = 8,49 \leq 50(OK);$

b.2) montante: $\frac{d_i}{t_i} \leq 50 \Rightarrow \frac{60,3mm}{4,4mm} = 13,7 \leq 50(OK);$

c) $0,4 \leq \frac{d_i}{b_0} \leq 0,8 \Rightarrow 0,4 \leq \frac{60,3mm}{85mm} = 0,71 \leq 0,8(OK);$

d) $\frac{b_0}{t_0} = \frac{h_0}{t_0} = \frac{85mm}{6,4mm} = 13,3 \leq \left\{ 1,27 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,27 \sqrt{\frac{205000MPa}{300MPa}} = 33,2; \right.$

e) $25\% \leq \lambda_{0v} = 100 \frac{q}{p} (\%) = 100 \frac{50mm}{92mm} (\%) = 54,3\% \leq 100\%(OK);$

f) $\frac{b_i}{b_j} = \frac{60,3mm}{60,3mm} = 1,0 \geq 0,75(OK);$

g) $0,5 \leq \frac{h_0}{b_0} = \frac{85mm}{85mm} = 1,0 \leq 2,0(OK);$ e,

h) $0,5 \leq \frac{h_i}{b_i} = \frac{60,3mm}{60,3mm} = 1,0 \leq 2,0(OK).$

Condição adicional para uso de formulações para banzo quadrado (Tabela C.04):

Para ligação T: $\frac{b_0}{t_0} = \frac{95mm}{6,4mm} = 13,3 \geq 10(OK)$.

Os requisitos necessários para as ligações do banzo inferior (TC) com as montantes (TC) e diagonais (TC) são os seguintes, conforme apresentado em C.5.1:

a) $0,2 \leq \frac{d_i}{d_0} = \frac{60,3mm}{168,3mm} = 0,36 \leq 1,0 (OK)$;

b) $10,0 \leq 2\gamma = \frac{d_0}{t_0} = \frac{168,3mm}{7,1mm} = 23,7 \leq 50,0 (OK)$;

c.1) diagonal: $10,0 \leq \frac{d_i}{t_i} = \frac{60,3mm}{7,1mm} = 8,5 \leq 50,0$ (não OK);

c.2) montante: $10,0 \leq \frac{d_i}{t_i} = \frac{60,3mm}{4,4mm} = 13,7 \leq 50,0 (OK)$; e,

d) $25\% \leq \lambda_{0v} = 100 \frac{q}{p} (\%) = 100 \frac{50mm}{92mm} (\%) = 54,3\% (OK)$.

Assim, pelo fato da relação entre diâmetro e espessura da diagonal, na ligação entre tubos circulares, não ter sido satisfeita, este perfil deve ser trocado. As alternativas são:

$$10,0 \leq \frac{d_i}{t_i} = \frac{48,3mm}{10,2mm} = 4,7 \leq 50,0 \text{ (não OK);}$$

$$10,0 \leq \frac{d_i}{t_i} = \frac{60,3mm}{8,7mm} = 6,9 \leq 50,0 \text{ (não OK);}$$

$$10,0 \leq \frac{d_i}{t_i} = \frac{60,3mm}{11,1mm} = 5,4 \leq 50,0 \text{ (não OK);}$$

Como as opções indicadas acima também não satisfazem, é preciso aumentar o diâmetro da diagonal. Mas fazendo isso a relação entre larguras com o banzo superior fica desobedecida ($73 \text{ mm} > 0,8 \times 85 \text{ mm} = 68 \text{ mm}$), então se torna necessário aumentar a largura do banzo superior. Para utilizar então diagonal com diâmetro $d = 73 \text{ mm}$ é preciso que: $0,8 \times b_0 > 73 \text{ mm}$, ou seja, $b_0 > 91,25 \text{ mm}$. Assim, será adotado banzo superior com $b_0 = 95 \text{ mm}$.

Então, retorna-se ao passo P2 até P7.

P8 – Nova marcha de cálculo de P2 a P7 (processo iterativo)

2.1

$$A_{bs,min} = 9,62 \text{ cm}^2$$

2.2

Primeira tentativa:

Perfil TQ: $b = 95 \text{ mm}$; $t = 5,6 \text{ mm}$; $A_g = 19,218 \text{ cm}^2 > 9,62 \text{ cm}^2$

$$b'_{min} = 1,4 \times 19 + 20 = 46,6 \text{ mm}$$

$$r_e = 2t = 2 \times 5,6 \text{ mm} = 11,2 \text{ mm}$$

$$b' = b - 2 \times r_e = 95 - 2 \times 11,2 \text{ mm} = 72,6 \text{ mm} > 46,6 \text{ mm (OK)}$$

$t_{bs} > 7,6 \text{ mm}$ para não haver redução de Q_{Rd}

Como $t = 5,6 \text{ mm} < 7,6 \text{ mm}$ Q_{Rd} deverá ser multiplicado por R_f .

$$\text{Como } 2,5 < \frac{D}{t_{bs}} = \frac{19 \text{ mm}}{5,6 \text{ mm}} = 3,39 < 4:$$

$$R_f = 2,67 - 0,67 \cdot \frac{D}{t_{BS}} = 2,67 - 0,67 \times \frac{19}{5,6} = 0,40 \Rightarrow Q_{Rd} = 0,40 \times 70,60 \text{ kN} = 28,01 \text{ kN}$$

$$24 \times 28,01 \text{ kN} = 672 \text{ kN} < 36 \text{ cm}^2 \times \frac{30 \text{ kN/cm}^2}{1,1} = 981,82 \text{ kN (não OK)}$$

Segunda tentativa:

Perfil TQ: $b = 95 \text{ mm}$; $t = 6,4 \text{ mm}$; $A_g = 21,275 \text{ cm}^2 > 9,62 \text{ cm}^2$

$$r_e = 2,5t = 2,5 \times 6,4 \text{ mm} = 16 \text{ mm}$$

$$b' = b - 2 \times r_e = 95 - 2 \times 16 \text{ mm} = 63 \text{ mm} > 46,6 \text{ mm (OK)}$$

Como $t = 6,4 \text{ mm} < 7,6 \text{ mm}$ Q_{Rd} deverá ser multiplicado por R_f .

$$\text{Como } 2,5 < \frac{D}{t_{bs}} = \frac{19 \text{ mm}}{6,4 \text{ mm}} = 2,97 < 4:$$

$$R_f = 2,67 - 0,67 \cdot \frac{D}{t_{BS}} = 2,67 - 0,67 \times \frac{19}{6,4} = 0,68 \Rightarrow Q_{Rd} = 0,68 \times 70,60 \text{ kN} = 48 \text{ kN}$$

$$24 \times 48 \text{ kN} = 1152 \text{ kN} > 36 \text{ cm}^2 \times \frac{30 \text{ kN/cm}^2}{1,1} = 981,82 \text{ kN (OK)}$$

2.3

A força cortante média encaminha-se a cada banzo proporcionalmente às suas resistências ao cisalhamento:

$$V_{Rd,bs} = 131,96kN(30,9\%); V_{Rd,bi} = 294,55kN(69,1\%)$$

$$25,55kN \times 0,309 = 7,89 \text{ kN}$$

Momento de extremidade (local) no banzo superior devido à ação Vierendeel:

$$7,89kN \times \frac{1m}{2} = 3,95kN.m$$

Momento de extremidade (local) devido à carga distribuída sobre a barra: 0,78 kN.m

$$\text{Momento total} = 3,95 + 0,78 = 4,73 \text{ kN.m}$$

Flexo-compressão com os seguintes esforços: $N_{Sd} = -179,40 \text{ kN}$ e $M_{Sd} = 4,73 \text{ kN.m}$.

2.4

2.4.1

$$18,66kN \times 0,309 = 5,77 \text{ kN}$$

Momento de extremidade (local) no banzo superior devido à ação Vierendeel:

$$5,77kN \times \frac{1m}{2} = 2,88kN.m$$

Momento de extremidade (local) devido à carga distribuída sobre a barra: 0,78 kN.m

$$\text{Momento total} = 2,88 + 0,78 = 3,66 \text{ kN.m}$$

Flexo-compressão com os seguintes esforços: $N_{Sd} = -243,75 \text{ kN}$ e $M_{Sd} = 3,66 \text{ kN.m}$.

2.4.2

Aumentando a participação do banzo superior, o momento fletor passa para 9,72 kN.m x 0,185 = 1,80 kN.m. Considerando-se ainda o momento local: 1,80 + 0,39 = 2,19 kN.m

Flexo-compressão com os seguintes esforços: $N_{Sd} = -262,41 \text{ kN}$ e $M_{Sd} = 1,80 \text{ kN.m}$

2.5

2.5.1

Características do novo perfil para o banzo superior:

$$\text{TQ: } b = 95 \text{ mm}; t = 6,4 \text{ mm}; A_g = 21,275 \text{ cm}^2; I = 264,851 \text{ cm}^4; W = 55,758 \text{ cm}^3; Z = 68,919 \text{ cm}^3; r = 3,528 \text{ cm}; I_T = 459,798 \text{ cm}^4; P = 16,701 \text{ kg/m}.$$

Após a determinação de todos os parâmetros demonstrados abaixo, e utilizando-se os esforços $N_{Sd} = -179,40 \text{ kN}$ e $M_{Sd} = 4,73 \text{ kN.m}$, monta-se a Tabela 4.02.

$$6 < t \leq 10 \text{ mm} \longrightarrow r_e = 2,5.t = 2,5 \times 0,64 = 1,6 \text{ cm}$$

$$b' = b - 2 \times r_e = 8,5 - 2 \times 1,6 = 6,3 \text{ cm}$$

$$\frac{b'}{t} = \frac{6,3}{0,64} = 9,8 < (b'/t)_{\text{lim}} = 1,4 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 36,60 \Rightarrow \text{perfil compacto e } Q = 1,00$$

FLT:

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{50}{3,528} = 14,2$$

$$\lambda_p = \frac{0,13E}{M_{pl}} \sqrt{I_T \times A_g} = \frac{0,13 \times 20500}{2067,57} \sqrt{459,798 \times 21,275} = 127,48$$

$$\text{FLM: } \lambda = \frac{b'}{t} = \frac{6,3}{0,64} = 9,8 < \lambda_p = 1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 29,28$$

$$\text{FLA: } \lambda = \frac{h'}{t_w} = 9,8 < \lambda_p = 2,42 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 63,26$$

$$\text{Equação B.12: } N_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 \times 20500 \times 264,851}{(0,65 \times 100)^2} = 12683,19 \text{ kN}$$

$$\text{Equação B.11: } \lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \times A_g \times f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1 \times 21,275 \times 30}{12683,19}} = 0,224$$

$$\text{Equação B.10: } \chi = \frac{1}{(1 + \lambda_0^{4,48})^{1/2,24}} = 1,0$$

$$\text{Equação B.07: } N_{c,Rd} = \frac{\chi \times Q \times A_g \times f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{1 \times 1 \times 21,275 \times 30}{1,1} = 580,23 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = \frac{Z \times f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{68,919 \times 30}{1,1} = 1879,61 \text{ kN.cm}$$

$$\text{Cálculo de } B_1 \text{ (Equação B.05): } B_1 = \frac{1,0}{1 - \frac{179,4}{5358,65}} = 1,03 \geq 1,0$$

Como $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = \frac{179,40kN}{580,23kN} = 0,31 \geq 0,2$, pela Equação B.01:

$$0,31 + \frac{8}{9} \left(\frac{1,03 \times 473kN.cm}{1879,61kN.cm} \right) = 0,54 \leq 1,0 \text{ (OK)}$$

Tabela 4.02 – Verificação à flexo-compressão na barra BS6 (quadro 6D – viga isolada) – passo 8.

Flexo-compressão – BS		Perfil TQ b=95mm, t=6,4mm		Barra BS6 – quadro 6D	
$\frac{b'}{t} = 9,8$		$\left(\frac{b'}{t} \right)_{lim} = 36,60$		Perfil compacto	
N_{Sd} (kN)	N_e (kN)	Q	λ_0	χ	N_{cRd} (kN)
179,40 (C)	12683,19	1,0	0,224	1,0	580,23
FLT	FLT	FLT; M_{Rd} (kN.cm)	FLM	FLM	FLM; M_{Rd} (kN.cm)
$\lambda = 14,2$	$\lambda_p = 127,48$	1879,61	$\lambda = 9,8$	$\lambda_p = 29,28$	1879,61
FLA	FLA	FLA; M_{Rd} (kN.cm)	B1	M_{Sd} (kN.cm)	$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}}$
$\lambda = 9,8$	$\lambda_p = 63,26$	1879,61	1,03	473	0,31 > 0,2
Conclusão: 0,54 < 1,0			Perfil aprovado		

2.5.2

Tomando-se como base a Tabela 4.02 e utilizando-se os esforços $N_{Sd} = -243,75$ kN e $M_{Sd} = 3,66$ kN.m, chega-se à condição de segurança $0,60 < 1,0$.

2.5.3

Tomando-se como base a Tabela 4.02 e utilizando-se os esforços $N_{Sd} = -262,41$ kN e $M_{Sd} = 2,19$ kN.m, chega-se à condição de segurança $0,57 < 1,0$.

3

3.1

Não será necessário reduzir os esforços resistentes devido ao efeito da força cortante.

3.2

$$M_{Rd,bs,red} = M_{Rd,el} \times \left[1 - \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \right] = 1520,67 \times \left[1 - \frac{164,43}{580,23} \right] = 1089,73 \text{ kN.cm}$$

3.3

$$M_v = 2 \times 1089,73 + 2 \times 3156,03 = 8491,52 > 2555 \text{ kN.cm (OK)}$$

4

4.1

Mantém

4.2

Não será necessário reduzir os esforços resistentes devido ao efeito da força cortante.

4.3

$$M_{Rd,bs,pl} = \frac{Z \times f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{68,919 \times 30}{1,1} = 1879,61 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd,bs,red} = M_{Rd,bs,pl} \times \left[1 - \left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \right)^2 \right] = 1879,61 \times \left[1 - \left(\frac{144}{580,23} \right)^2 \right] = 1763,84 \text{ kN.cm}$$

$$N_{Sd} = n \times Q_{Rd} = 3 \times 48 \text{ kN} = 144 \text{ kN (passo 2.2)}$$

4.4

$$M_{bs,l} = (n \times Q_{Rd}) \times (\text{braço de alavanca}) = 3 \times 48 \text{ kN} \times \left(\frac{9,5 \text{ cm}}{2} + 5 + \frac{6 \text{ cm}}{2} \right) = 1836 \text{ kN.cm}$$

4.5

Para a viga parcialmente carregada:

$$M_v = 1836 + 2 \times 1763,84 + 2 \times 3405,00 = 12173,68 \text{ kN.cm} > 7607 \text{ kN.cm (OK)}$$

Para a viga carregada ao longo de todo o vão:

$$M_v = 1836 + 2 \times 1763,84 + 2 \times 2550,06 = 10463,8 > 6044 \text{ kN.cm (OK)}$$

5

Como $A_g \geq 10,97 \text{ cm}^2$ o perfil mais leve que satisfaz é o seguinte:

$d = 73 \text{ mm}$; $t = 5,2 \text{ mm}$; $A_g = 11,0 \text{ cm}^2$; $I = 63,6 \text{ cm}^4$; $W = 17,4 \text{ cm}^3$; $Z = 23,8 \text{ cm}^3$; $P = 8,63 \text{ kg/m}$.

6

Como $A_g \geq 7,20\text{cm}^2$ o perfil mais leve que satisfaz é o seguinte:

$d = 73\text{ mm}$; $t = 4\text{ mm}$; $A_g = 8,59\text{ cm}^2$; $I = 51,3\text{ cm}^4$; $W = 14,1\text{ cm}^3$; $Z = 18,9\text{ cm}^3$; $P = 6,74\text{ kg/m}$.

7

Os requisitos necessários para as ligações do banzo superior (TR ou TQ) com as montantes (TC) e diagonais (TC) são os seguintes, conforme apresentado em C.6.1:

$$\text{a.1) diagonal: } \frac{d_i}{t_i} \leq 0,06 \frac{E}{f_y} \Rightarrow \frac{73\text{mm}}{5,2\text{mm}} = 14,04 \leq 0,06 \frac{205000\text{MPa}}{300\text{MPa}} = 41(\text{OK});$$

$$\text{a.2) montante: } \frac{d_i}{t_i} \leq 0,06 \frac{E}{f_y} \Rightarrow \frac{73\text{mm}}{4,0\text{mm}} = 18,25 \leq 0,06 \frac{205000\text{MPa}}{300\text{MPa}} = 41(\text{OK});$$

$$\text{b.1) diagonal: } \frac{d_i}{t_i} \leq 50 \Rightarrow \frac{73\text{mm}}{5,2\text{mm}} = 14,04 \leq 50(\text{OK});$$

$$\text{b.2) montante: } \frac{d_i}{t_i} \leq 50 \Rightarrow \frac{73\text{mm}}{4,0\text{mm}} = 18,25 \leq 50(\text{OK});$$

$$\text{c) } 0,4 \leq \frac{d_i}{b_0} \leq 0,8 \Rightarrow 0,4 \leq \frac{73\text{mm}}{95\text{mm}} = 0,77 \leq 0,8(\text{OK});$$

$$\text{d) } \frac{b_0}{t_0} = \frac{h_0}{t_0} = \frac{95\text{mm}}{6,4\text{mm}} = 14,84 \leq \left\{ 1,27 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,27 \sqrt{\frac{205000\text{MPa}}{300\text{MPa}}} = 33,2(\text{OK}); \right.$$

$$\text{e) } 25\% \leq \lambda_{0v} = 100 \frac{q}{p} (\%) = 100 \frac{60\text{mm}}{115\text{mm}} (\%) = 52,2\% \leq 100\%(\text{OK});$$

$$\text{f) } \frac{b_i}{b_j} = \frac{73\text{mm}}{73\text{mm}} = 1,0 \geq 0,75(\text{OK});$$

$$\text{g) } 0,5 \leq \frac{h_0}{b_0} = \frac{95\text{mm}}{95\text{mm}} = 1,0 \leq 2,0(\text{OK}); \text{ e,}$$

$$\text{h) } 0,5 \leq \frac{h_i}{b_i} = \frac{73\text{mm}}{73\text{mm}} = 1,0 \leq 2,0(\text{OK}).$$

Condição adicional para uso de formulações para banzo quadrado (Tabela C.04):

Para ligação T: $\frac{b_0}{t_0} = \frac{95mm}{6,4mm} = 14,84 \geq 10(OK)$.

Os requisitos necessários para as ligações do banzo inferior (TC) com as montantes (TC) e diagonais (TC) são os seguintes, conforme apresentado em C.5.1:

a) $0,2 \leq \frac{d_i}{d_0} = \frac{73mm}{168,3mm} = 0,43 \leq 1,0 (OK)$;

b) $10,0 \leq 2\gamma = \frac{d_0}{t_0} = \frac{168,3mm}{7,1mm} = 23,7 \leq 50,0 (OK)$;

c.1) diagonal: $10,0 \leq \frac{d_i}{t_i} = \frac{73mm}{5,2mm} = 14,04 \leq 50,0 (OK)$;

c.2) montante: $10,0 \leq \frac{d_i}{t_i} = \frac{73mm}{4,0mm} = 18,25 \leq 50,0 (OK)$; e,

d) $25\% \leq \lambda_{ov} = 100 \frac{q}{p} (\%) = 100 \frac{60mm}{115mm} (\%) = 52,2\% (OK)$.

P9 – Perfis determinados pelo pré-dimensionamento

O pré-dimensionamento foi finalizado com os seguintes perfis:

Banzo inferior: TC d = 168,3 mm (t = 7,1 mm)

Banzo superior: TQ b = 95 mm (t = 6,4 mm)

Diagonais: TC d = 73 mm (t = 5,2 mm)

Montantes: TC d = 73 mm (t = 4,0 mm)

4.2 Dimensionamento das Barras

Na Tabela 4.03 estão apresentadas as propriedades das barras para a modelagem via ftool (MARTHA, 2008). O elemento de ligação entre o banzo superior e a laje foi considerado como sendo de concreto, com momento de inércia calculado por

um elemento retangular com largura igual à largura de influência b_e da laje e altura igual à largura média da nervura, conforme Figura 4.13.

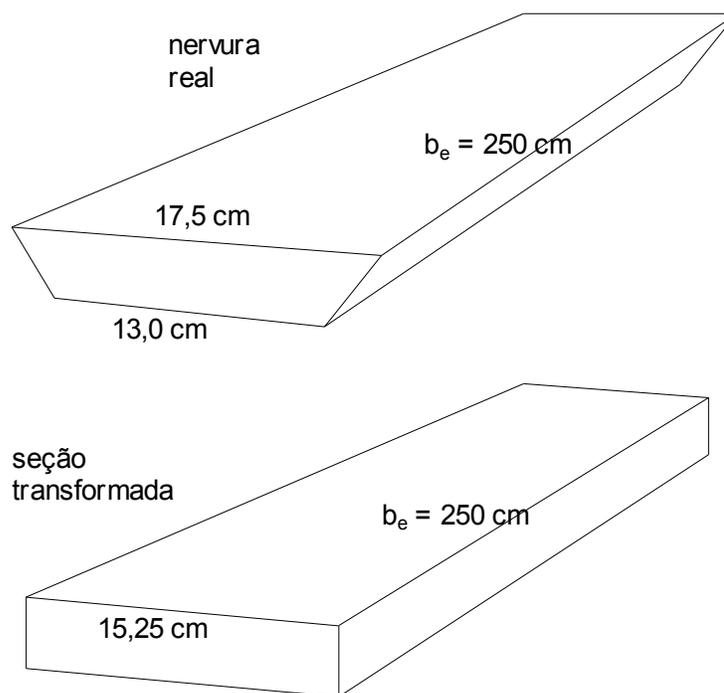


Figura 4.13 – Seção transformada para a modelagem do conector de cisalhamento.

Tabela 4.03 – Propriedades das barras para a modelagem via ftool.

Barra	Seção (mm)	A_g (cm ²)	I (cm ⁴)	Material
Banzo superior	b = 95; t = 6,4	21,28	264,85	aço
Banzo inferior	d = 168,3; t = 7,1	36,00	1170,0	aço
Montantes	d = 73; t = 4,0	8,59	51,3	aço
Diagonais	d = 73; t = 5,2	11,0	63,6	aço
Laje	2500 x 60	1500	4500	concreto
Conector	2500 x 152,5	3812,5	73887	concreto

Foram criados seis casos de carregamento para o ELU sem a aplicação dos coeficientes de ponderação das ações:

Carregamento 1 – viga de aço + fôrma de aço + malha em tela soldada + laje de concreto = 5,916 kN/m ao longo de toda a viga

Carregamento 2 – pesos próprios adicionais + carga acidental de ocupação = 14,625 kN/m ao longo de toda a viga

Carregamento 3 – (pesos próprios adicionais = 2,125 kN/m ao longo de toda a viga) + (carga acidental de ocupação = 12,5 kN/m do apoio esquerdo até o painel 6D)

Carregamento 4 – viga de aço + fôrma de aço + malha em tela soldada = 0,816 kN/m ao longo de toda a viga

Carregamento 5 – laje de concreto + carga acidental construtiva = 6,35 kN/m do apoio esquerdo até o painel 6D

Carregamento 6 – viga de aço + fôrma de aço + malha em tela soldada + laje de concreto + carga acidental construtiva = 7,166 kN/m ao longo de toda a viga

As dimensões p e q estão ilustradas na Figura 4.14.

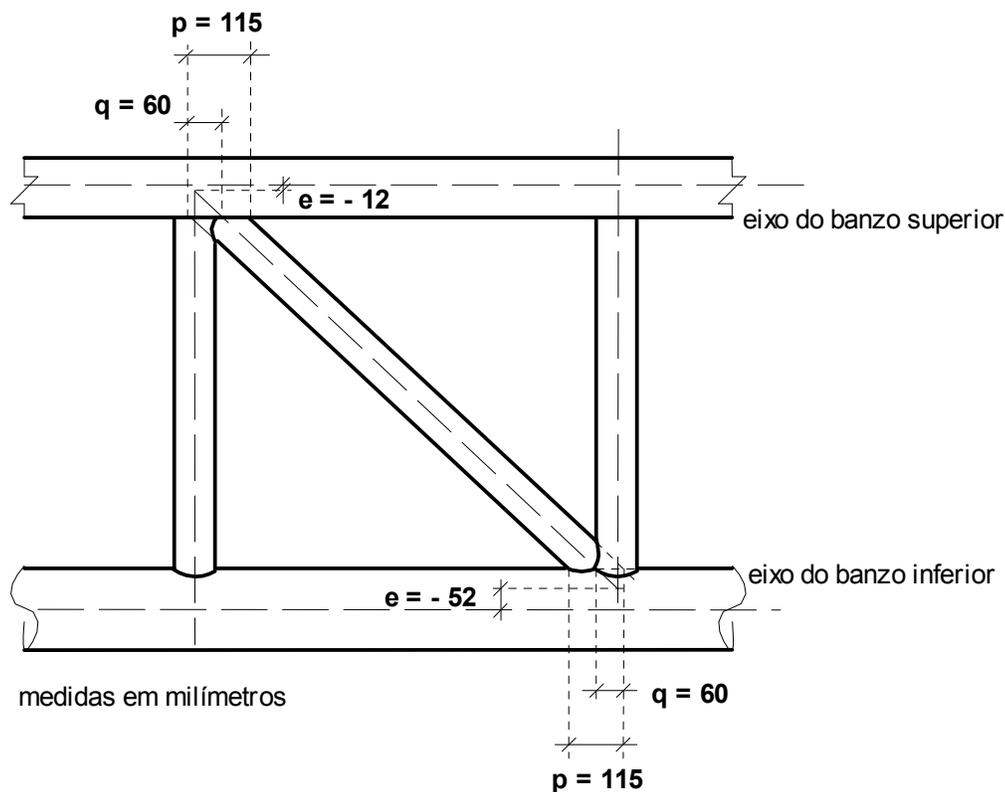


Figura 4.14 – Dimensões p e q e excentricidades nos banzos superior e inferior.

A seguir está apresentado o passo a passo do dimensionamento seguindo a mesma numeração do pré-dimensionamento.

Passos do Dimensionamento

P1 – Dimensionamento do banzo inferior

Para o dimensionamento do banzo inferior – passos 1.2 e 1.3 – foi utilizada a seguinte combinação: (esforços devidos ao carregamento 1) $\times 1,4$ + (esforços devidos ao carregamento 2 ao longo de todo o vão) $\times 1,5$. Os resultados estão apresentados na Figura 4.15.

Para o dimensionamento do banzo inferior – passos 1.6 e 1.7 – foi utilizada a seguinte combinação: (esforços devidos ao carregamento 1) x 1,4 + (esforços devidos ao carregamento 3, do apoio esquerdo até o quadro 6D) x 1,5. Os resultados estão apresentados na Figura 4.16.

1.2 – carregamento ao longo de todo o vão (análise de BI7)

No pré-dimensionamento a barra BI7 foi verificada para os esforços $N = +760,57$ kN e $M = 12,00$ kN.m, valores bem próximos aos obtidos via modelagem ($N = +722,20$ e $M_{\text{médio}} = 11,26$ kN.m, Figura 4.15). A seguir apresenta-se a verificação a flexo-tração (Tabela 4.04) para a barra BI7.

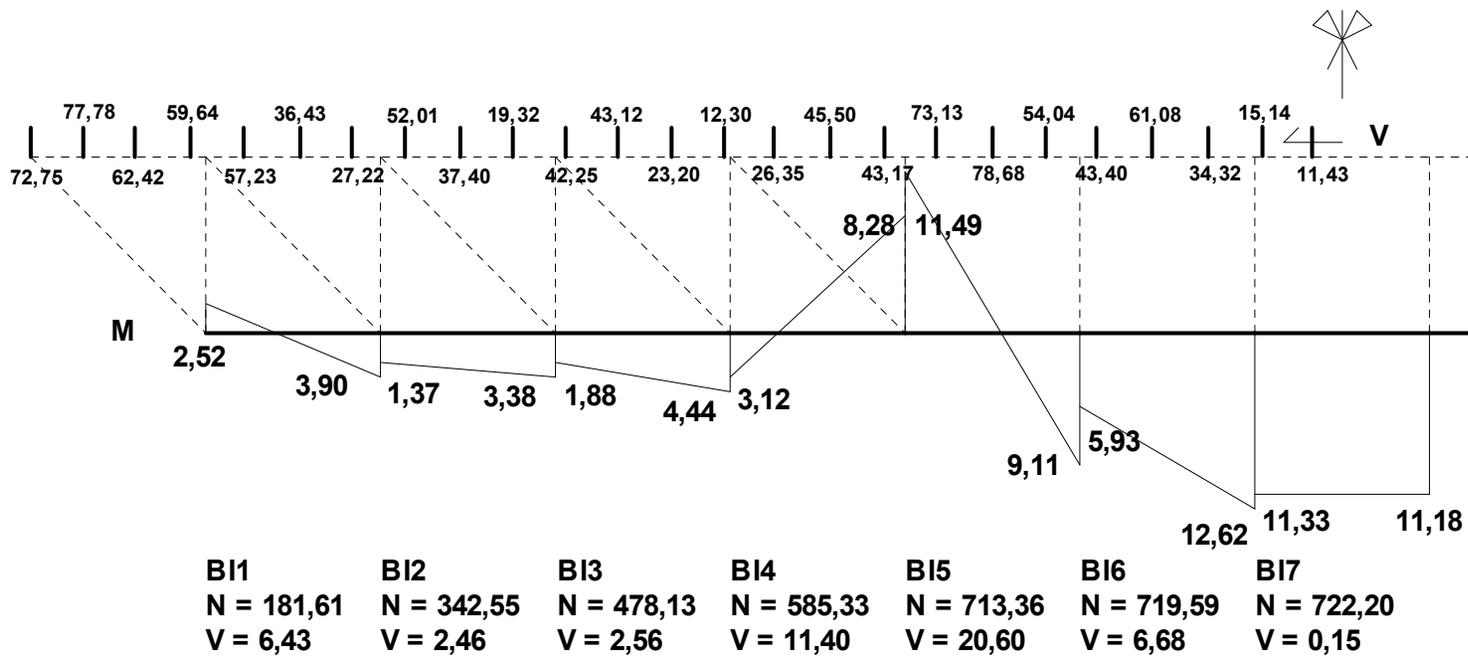
Tabela 4.04 – Verificação à flexo-tração na barra BI7 (viga mista) com esforços obtidos via modelagem.

Flexo-tração – Barra BI7		Perfil TC d=168,3mm, t=7,1mm		Seção Compacta ($\lambda < \lambda_p$)	
N_{Sd} (kN)	N_{tRd} (kN)	M_{Sd} (kN.cm)	$\lambda < \lambda_p$	M_{pl} (kN.cm)	M_{Rd} (kN.cm)
+722,20	981,82	1126	23,7 < 47,8	5045,45	5045,45
$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = 0,736 > 0,2$		Conclusão: 0,93 < 1,0 (Equação B.01)		Perfil aprovado	

$$\lambda = \frac{d}{t} = \frac{168,3\text{mm}}{7,1\text{mm}} = 23,7; \lambda_p = \frac{0,07E}{f_y} = \frac{0,07 \times 20500\text{kN/cm}^2}{30\text{kN/cm}^2} = 47,8$$

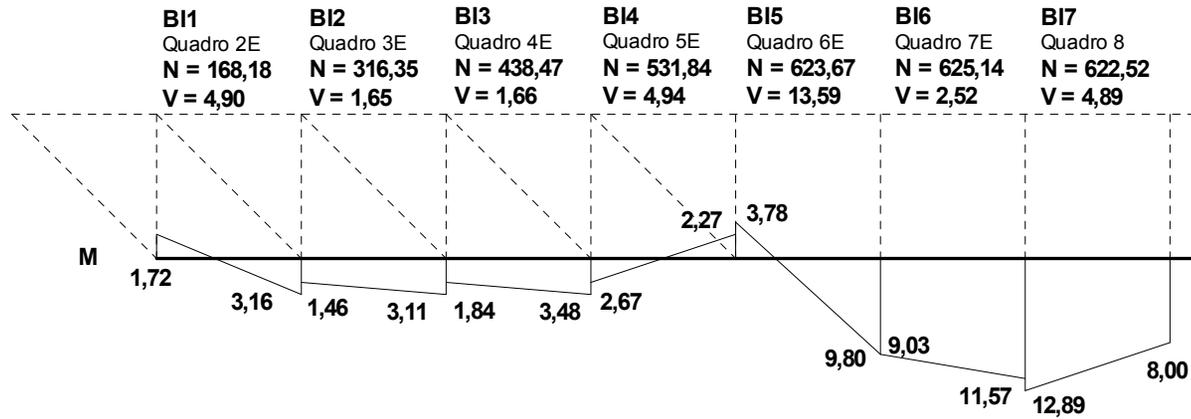
1.3 – carregamento ao longo de todo o vão (análise de BI5)

No pré-dimensionamento a barra BI5 foi verificada para os esforços $N = +697,13$ kN e $M = 15,11$ kN.m, valores próximos aos obtidos via modelagem ($N = +713,36$ e $M_{\text{máximo}} = 11,49$ kN.m, Figura 4.15). Tomando-se como base a Tabela 4.04 a condição de segurança encontrada foi também de $0,93 < 1,0$.

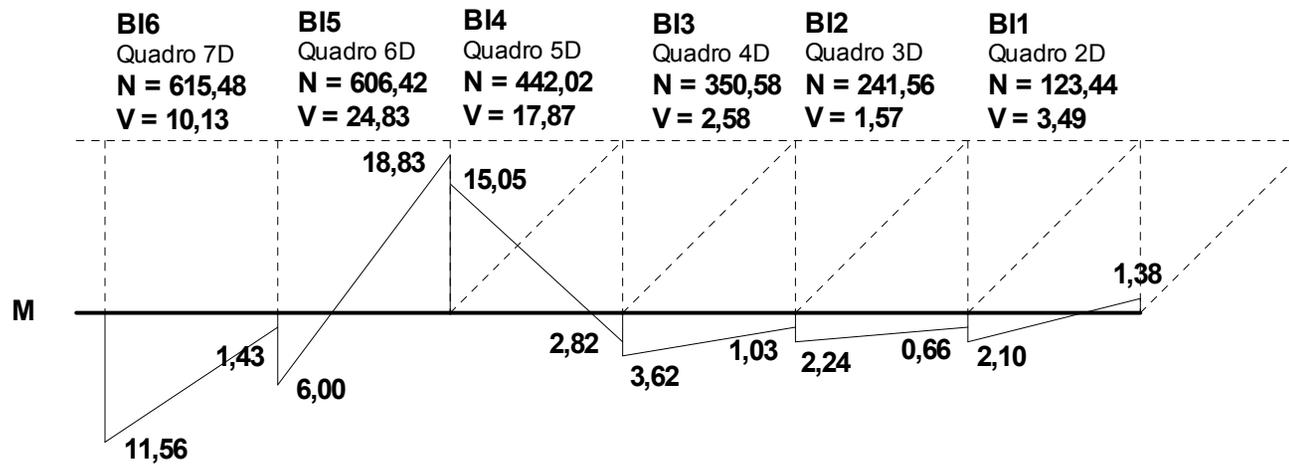


Unidades: N (kN); V (kN); M (kN.m)

Figura 4.15 – Esforços no banzo inferior e nos conectores para o caso de viga mista carregada ao longo de todo o vão.



(a)



(b)

Figura 4.16 – Diagramas de força normal (kN), força cortante (kN) e momento fletor (kN.m) no banzo inferior supondo a viga mista parcialmente carregada, sendo (a) lado esquerdo e (b) lado direito.

A força cortante foi checada na barra BI5 (Tabela 4.05).

Tabela 4.05 – Verificação à força cortante na barra BI5 (viga mista) com esforços obtidos via modelagem.

Força cortante		Perfil TC d=168,3mm, t=7,1mm		Barra BI5	
V _{Sd} (kN)	L _v (cm)	τ _{cr,1} (kN/cm ²) ⁽¹⁾	τ _{cr,2} (kN/cm ²) ⁽²⁾	τ _{cr} (kN/cm ²)	V _{Rd} (kN) ⁽³⁾
20,60	50 (assumido)	363,83	138,55	18,00	294,55
Conclusão: 20,60 << 294,55			Perfil aprovado		

$$(1) \tau_{cr1} = \frac{1,60E}{\sqrt{\frac{L_v}{d} \times \left(\frac{d}{t_d}\right)^4}} = \frac{1,6 \times 20500}{\sqrt{\frac{50}{16,83} \times \left(\frac{16,83}{0,71}\right)^4}} = 363,83 \leq 0,60f_y = 0,6 \times 30 = 18$$

$$(2) \tau_{cr2} = \frac{0,78E}{\left(\frac{d}{t_d}\right)^2} = \frac{0,78 \times 20500}{\left(\frac{16,83}{0,71}\right)^2} = 138,55 \leq 0,60f_y = 18$$

$$(3) V_{Rd} = \frac{0,5\tau_{cr}A_g}{\gamma_{a1}} = \frac{0,5 \times 18 \times 36}{1,1} = 294,55 \text{ kN}$$

1.4

A somatória das forças cortantes nos conectores alcançou o valor 1109,31 kN (Figura 4.15), valor próximo a N_{tR} = 30 kN/cm² x 36 cm² = 1080 kN, sendo que o valor mais elevado de cisalhamento encontrado foi 78,68 kN, próximo do valor de projeto Q_{Rd} = 70,60 kN.

1.6 – carregamento do apoio esquerdo até o quadro 6D (análise de BI7)

No pré-dimensionamento a barra BI7 foi verificada para os esforços N = +646,99 kN e M = 12,00 kN.m, valores próximos aos obtidos via modelagem (N = +622,52 e M_{médio} = 10,45 kN.m, Figura 4.16). Tomando-se como base a Tabela 4.04 e os esforços obtidos via modelagem, a condição de segurança encontrada foi 0,82 < 1,0.

1.7 – carregamento do apoio esquerdo até o quadro 6D (análise de BI5)

No pré-dimensionamento a barra BI5 foi verificada para os esforços $N = +566,08$ kN e $M = 19,02$ kN.m, valores bem próximos aos obtidos via modelagem ($N = +606,42$ e $M_{Sd} = 18,83$ kN.m, Figura 4.16). Tomando-se como base a Tabela 4.04 e os esforços obtidos via modelagem, a condição de segurança encontrada foi $0,95 < 1,0$.

A maior força cortante para a viga mista parcialmente carregada foi encontrada na barra BI5 valendo 24,83 kN, valor este bem menor que a força cortante resistente de cálculo ($V_{Rd} = 294,55$ kN, conforme Tabela 4.05).

P2 – Dimensionamento do banzo superior

Para o dimensionamento do banzo superior foram utilizadas duas combinações envolvendo quatro carregamentos.

O cálculo dos esforços solicitantes máximos no banzo superior supondo a viga isolada parcialmente carregada (correspondente ao passo 2.3) foi assim determinado: (esforços devidos ao carregamento 4) $\times 1,3$ + (esforços devidos ao carregamento 5) $\times 1,3$. Os resultados estão apresentados na Figura 4.17a.

O cálculo dos esforços solicitantes máximos no banzo superior supondo a viga isolada carregada ao longo de todo o vão (correspondente ao passo 2.4) foi assim determinado: (esforços devidos ao carregamento 6) $\times 1,3$. Os resultados estão apresentados na Figura 4.17b.

2.3 / 2.5.1 – viga isolada parcialmente carregada (análise de BS6)

No pré-dimensionamento a barra BS6 (quadro 6D) foi verificada no passo 8 para os esforços $N = -179,40$ kN e $M = 4,73$ kN.m, valores próximos aos obtidos via modelagem

(N = -185,37 kN e M = 5,34 kN.m; Figura 4.17a). Tomando-se como base a Tabela 4.02 e os esforços obtidos via modelagem, a condição de segurança encontrada foi $0,57 < 1,0$.

O cálculo da força cortante resistente do banzo superior, $V_{Rd,bs}$, é determinado conforme demonstrado abaixo, sendo a verificação ao cisalhamento explicitada na Tabela 4.06.

$$h' = b' = b - 2 \times r_e = 95 \text{ mm} - 2 \times (2,5 \times 6,4 \text{ mm}) = 63 \text{ mm}$$

$$\text{Como } \lambda = \frac{h'}{t_w} = \frac{53 \text{ mm}}{6,4 \text{ mm}} = 9,84 < \lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{5E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{5 \times 20500}{30}} = 64,30 \Rightarrow \text{Seção compacta}$$

Então, conforme Equação B.27:

$$V_{Rd,bs} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{0,6 \times (2 \times h' \times t_w) \times f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,6 \times (2 \times 6,3 \text{ cm} \times 0,64 \text{ cm}) \times 30}{1,1} = 131,96 \text{ kN}$$

Tabela 4.06 – Verificação da força cortante – barra BS6 (viga isolada).

Força cortante - BS		Perfil TQ b=95mm, t=6,4mm		Barra BS6 – seção compacta	
V_{Sd} (kN)	λ	λ_p	A_w (cm ²)	V_{pl} (kN)	V_{Rd} (kN)
11,18	9,84	64,30	8,06	145,15	131,96
Conclusão: 11,18 < 131,96			Perfil aprovado		

2.4.1 / 2.5.2 – viga isolada carregada ao longo de todo o vão (análise de BS6)

No pré-dimensionamento a barra BS6 (quadros 6E/6D) foi verificada no passo 8 para os esforços N = -243,75 kN e M = 3,66 kN.m, valores bem próximos aos obtidos via modelagem (N = -244,48 kN e M = 3,41 kN.m; Figura 4.17b). Tomando-se como base a Tabela 4.02 e os esforços obtidos via modelagem, a condição de segurança encontrada foi $0,58 < 1,0$.

2.4.2 / 2.5.3 – viga isolada carregada ao longo de todo o vão (análise de BS8)

No pré-dimensionamento a barra BS8 foi verificada no passo 8 para os esforços $N = -262,41$ kN e $M = 2,19$ kN.m, valores próximos aos obtidos via modelagem ($N = -250,39$ kN e $M = 2,48$ kN.m; Figura 4.17b). Tomando-se como base a Tabela 4.02 e os esforços obtidos via modelagem, a condição de segurança encontrada foi $0,55 < 1,0$.

Verificação da força cortante:

$$V_{Sd} = 9,43 \text{ kN} \ll V_{Rd} = 131,96 \text{ kN} \text{ (Tabela 4.06)}$$

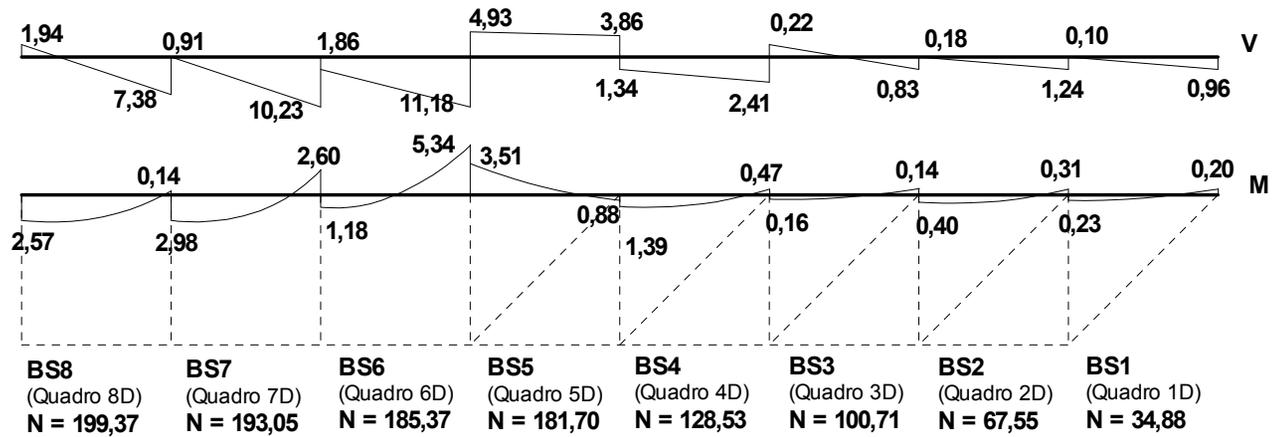
P3 e P4 – Verificação dos momentos de Vierendeel na viga isolada e mista

Não são checados pelo dimensionamento.

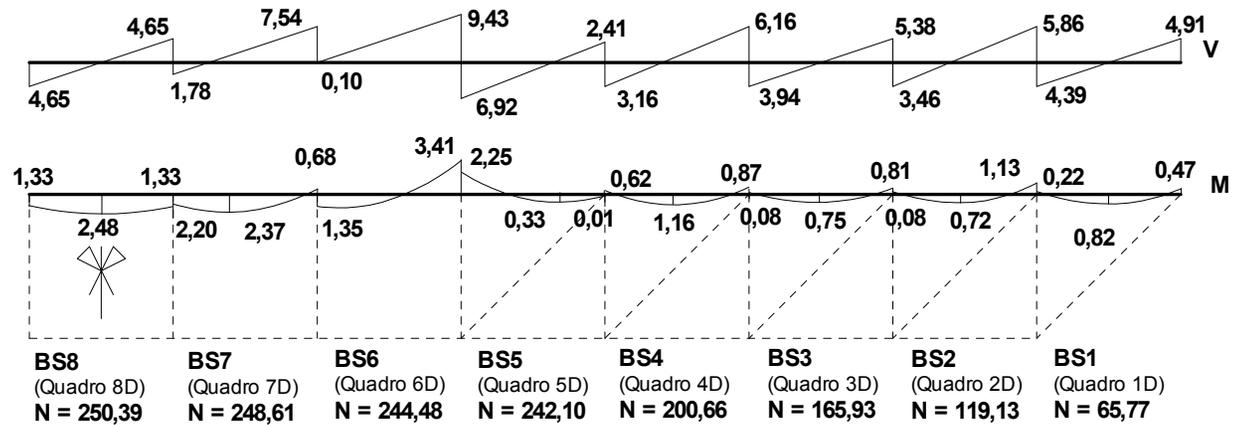
P5 – Dimensionamento das diagonais

Para o dimensionamento das diagonais foi utilizada a mesma combinação descrita para o banzo inferior (viga mista carregada ao longo de todo o vão). Os resultados estão apresentados na Figura 4.18a.

No pré-dimensionamento a barra D1 foi verificada para a força de tração $N = +299,16$ kN, valor próximo ao obtido via modelagem ($N = +250,78$ kN). A seguir apresentam-se, em forma de tabela, a verificação da diagonal D1 à flexo-tração (Tabela 4.07) e da diagonal D2 à força cortante (Tabela 4.08).

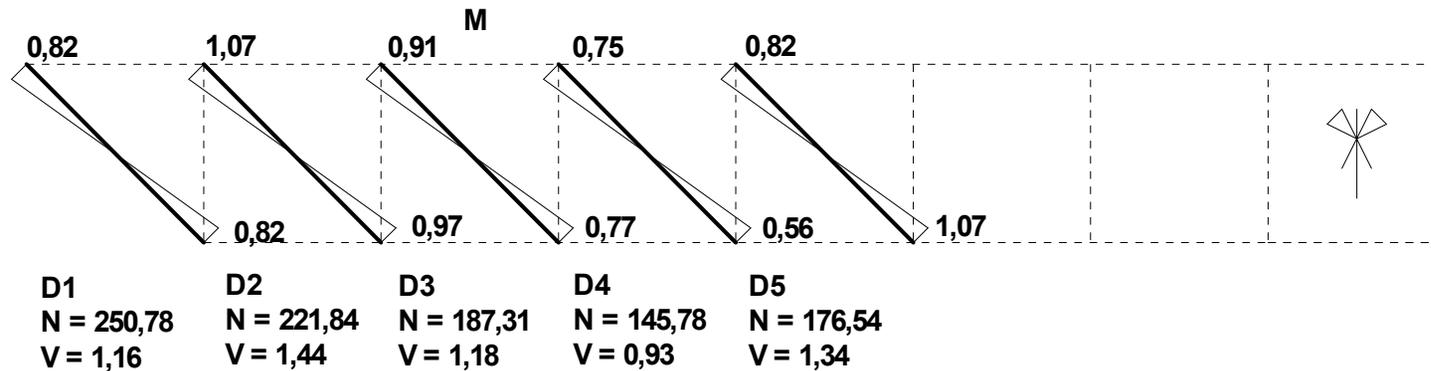


(a)

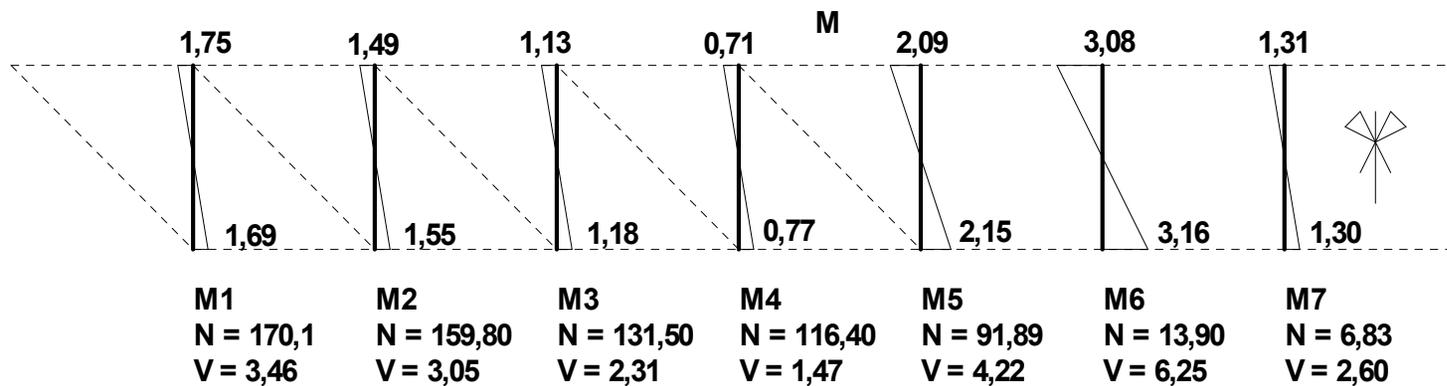


(b)

Figura 4.17 – Diagramas de força normal (kN), força cortante (kN) e momento fletor (kN.m) no banço superior supondo a viga isolada (a) parcialmente carregada, e, (b) carregada ao longo de todo o vão.



(a)



(b)

Figura 4.18 – Diagramas de força normal (kN), força cortante (kN) e momento fletor (kN.m) (a) nas diagonais, e, (b) nas montantes, supondo a viga mista carregada ao longo de todo o vão.

Tabela 4.07 – Verificação à flexo-tração na barra D1 (viga mista) com esforços obtidos via modelagem – perfil TC d = 73 mm (t = 5,2 mm).

Flexo-tração – Barra D1		Perfil TC d=73mm, t=5,2mm		Seção Compacta ($\lambda < \lambda_p$)	
N_{Sd} (kN)	N_{tRd} (kN)	M_{Sd} (kN.cm)	$\lambda < \lambda_p$	M_{pl} (kN.cm)	M_{Rd} (kN.cm)
+250,78	300,00	82,4	14,04 < 47,8	714,0	649,09
$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = 0,836 > 0,2$		Conclusão: 0,95 < 1,0 (Equação B.01)		Perfil aprovado	

$$\lambda = \frac{d}{t} = \frac{73\text{mm}}{5,2\text{mm}} = 14,04; \quad \lambda_p = \frac{0,07E}{f_y} = \frac{0,07 \times 20500\text{kN/cm}^2}{30\text{kN/cm}^2} = 47,8$$

Tabela 4.08 – Verificação à força cortante na barra D2 (viga mista) com esforços obtidos via modelagem.

Força cortante		Perfil TC d=73mm, t=5,2mm		Barra D1	
V_{Sd} (kN)	L_v (cm)	$\tau_{cr,1}$ (kN/cm ²) ⁽¹⁾	$\tau_{cr,2}$ (kN/cm ²) ⁽²⁾	τ_{cr} (kN/cm ²)	V_{Rd} (kN) ⁽³⁾
1,07	50 (assumido)	461,21	304,00	18,00	90,0
Conclusão: 1,07 << 90,0			Perfil aprovado		

$$^{(1)}\tau_{cr1} = \frac{1,60E}{\sqrt{\frac{L_v}{d}} \times \left(\frac{d}{t_d}\right)^{\frac{5}{4}}} = \frac{1,6 \times 20500}{\sqrt{\frac{50}{7,3}} \times \left(\frac{7,3}{0,52}\right)^{\frac{5}{4}}} = 461,21 \leq 0,60f_y = 0,6 \times 30 = 18$$

$$^{(2)}\tau_{cr2} = \frac{0,78E}{\left(\frac{d}{t_d}\right)^{\frac{3}{2}}} = \frac{0,78 \times 20500}{\left(\frac{7,3}{0,52}\right)^{\frac{3}{2}}} = 304,00 \leq 0,60f_y = 18$$

$$^{(3)}V_{Rd} = \frac{0,5\tau_{cr}A_g}{\gamma_{a1}} = \frac{0,5 \times 18 \times 11,0}{1,1} = 90,0\text{kN}$$

Apesar da verificação ter sido satisfeita será utilizado o perfil d = 73 mm (t = 6,4 mm) para aumentar a segurança, pois a diagonal não pode entrar em escoamento antes do banzo inferior. Assim a condição de segurança é checada para o novo perfil (Tabela 4.09)

Tabela 4.09 – Verificação à flexo-tração na barra D1 (viga mista) com esforços obtidos via modelagem – perfil TC d = 73 mm (t = 6,4 mm).

Flexo-tração – Barra D1		Perfil TC d=73mm, t=6,4mm		Seção Compacta ($\lambda < \lambda_p$)	
N_{Sd} (kN)	N_{tRd} (kN)	M_{Sd} (kN.cm)	$\lambda < \lambda_p$	M_{pl} (kN.cm)	M_{Rd} (kN.cm)
+250,78	362,73	82,4	11,4 < 47,8	849,0	771,82
$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = 0,69 > 0,2$		Conclusão: 0,79 < 1,0 (Equação B.01)		Perfil aprovado	

$$\lambda = \frac{d}{t} = \frac{73mm}{6,4mm} = 11,4; \quad \lambda_p = \frac{0,07E}{f_y} = \frac{0,07 \times 20500kN/cm^2}{30kN/cm^2} = 47,8$$

P6 – Dimensionamento das montantes

Para o dimensionamento das montantes foi utilizada a mesma combinação descrita para o banzo inferior (viga mista carregada ao longo de todo o vão). Os resultados estão apresentados na Figura 4.18b.

No pré-dimensionamento a barra M1 foi verificada para a força de compressão $N = -196,43$ kN, valor próximo ao obtido via modelagem ($N = -170,10$ kN). A seguir apresenta-se, em forma de tabela, a verificação da montante M1 à flexo-compressão (Tabela 4.10).

Tabela 4.10 – Verificação à flexo-compressão na barra M1 (viga mista) com esforços obtidos via modelagem – perfil TC d=73mm (t=4,0mm).

Flexo-compressão		Perfil TC d=73mm, t=4,0mm		Barra M1	
$\frac{d}{t} = 18,3; 0,11 \frac{E}{f_y} = 75,2$		$0,45 \frac{E}{f_y} = 307,5$		Perfil alma não-esbelta (perfil compacto: $\lambda < \lambda_p$)	
N_{Sd} (kN)	N_e (kN)	Q	λ_0	χ	N_{cRd} (kN)
170,10 (C)	2456,66	1,0	0,32	1,0	234,27
B1	M_{Sd} (kN.cm)	$\lambda = \frac{d}{t}$	$\lambda_p = \frac{0,07E}{f_y}$	M_{pl} (kN.cm)	M_{Rd} (kN.cm)
1,00	175,0	18,3	47,8	567,0	515,5
$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = 0,73 > 0,2$		Conclusão: 1,03 > 1,0 (Equação B.01)		Perfil reprovado	

$$N_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 \times 20500 \text{ kN/cm}^2 \times 51,3 \text{ cm}^4}{(0,65 \times 100,0 \text{ cm})^2} = 2456,66 \text{ kN}; \frac{d}{t} \leq 0,11 \frac{E}{f_y}; \text{ portanto } Q=1.$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \times A_g \times f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1 \times 8,59 \times 30}{2456,66}} = 0,32; \chi = \frac{1}{(1 + \lambda_0^{4,48})^{1/2,24}} = 1,0$$

$$N_{c,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 8,59 \times 30}{1,1} = 234,27 \text{ kN}$$

Como a verificação não satisfaz, foi adotado para as montantes o mesmo perfil das diagonais, facilitando inclusive a construção da estrutura. A nova verificação satisfaz (Tabela 4.11).

Tabela 4.11 – Verificação à flexo-compressão na barra M1 (viga mista) com esforços obtidos via modelagem – perfil TC d=73mm (t=6,4mm).

Flexo-compressão		Perfil TC d=73mm, t=6,4mm		Barra M1	
$\frac{d}{t} = 11,4$; $0,11 \frac{E}{f_y} = 75,2$		$0,45 \frac{E}{f_y} = 307,5$		Perfil alma não-esbelta (perfil compacto: $\lambda < \lambda_p$)	
N_{Sd} (kN)	N_e (kN)	Q	λ_0	χ	N_{cRd} (kN)
170,10 (C)	3567,7	1,0	0,33	1,0	362,73
B1	M_{Sd} (kN.cm)	$\lambda = \frac{d}{t}$	$\lambda_p = \frac{0,07E}{f_y}$	M_{pl} (kN.cm)	M_{Rd} (kN.cm)
1,00	175,0	11,4	47,8	849	771,82
$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = 0,47 > 0,2$		Conclusão: 0,67 < 1,0 (Equação B.01)		Perfil aprovado	

$$N_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 \times 20500 \text{ kN/cm}^2 \times 74,5 \text{ cm}^4}{(0,65 \times 100,0 \text{ cm})^2} = 3567,7 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \times A_g \times f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1 \times 13,3 \times 30}{3567,7}} = 0,33; \quad \chi = \frac{1}{(1 + \lambda_0^{4,48})^{1/2,24}} = 1,0$$

$$N_{c,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 13,3 \times 30}{1,1} = 362,73$$

Utilizando os dados da Tabela 4.11, a verificação da barra M6 (a mais flexionada) também é atendida ($0,43 < 1,0$) perante aos esforços $N_{Sd} = -13,90$ kN e $M_{Sd} = 3,16$ kN.m. A verificação à força cortante também é atendida (Tabela 4.12).

Tabela 4.12 – Verificação à força cortante na barra M6 (viga mista) com esforços obtidos via modelagem.

Força cortante		Perfil TC d=73mm, t=6,4mm		Barra M6	
V_{Sd} (kN)	L_v (cm)	$\tau_{cr,1}$ (kN/cm ²) ⁽¹⁾	$\tau_{cr,2}$ (kN/cm ²) ⁽²⁾	τ_{cr} (kN/cm ²)	V_{Rd} (kN) ⁽³⁾
6,25	50 (assumido)	597,89	415,08	18,00	108,82
Conclusão: 6,25 << 108,82			Perfil aprovado		

$$(1) \tau_{cr1} = \frac{1,60E}{\sqrt{\frac{L_v}{d}} \times \left(\frac{d}{t_d}\right)^{\frac{5}{4}}} = \frac{1,6 \times 20500}{\sqrt{\frac{50}{7,3}} \times \left(\frac{7,3}{0,64}\right)^{\frac{5}{4}}} = 597,89 \leq 0,60f_y = 0,6 \times 30 = 18$$

$$(2) \tau_{cr2} = \frac{0,78E}{\left(\frac{d}{t_d}\right)^{\frac{3}{2}}} = \frac{0,78 \times 20500}{\left(\frac{7,3}{0,64}\right)^{\frac{3}{2}}} = 415,08 \leq 0,60f_y = 18$$

$$(3) V_{Rd} = \frac{0,5\tau_{cr} A_g}{\gamma_{a1}} = \frac{0,5 \times 18 \times 13,3}{1,1} = 108,82kN$$

P7 – Verificação dos perfis escolhidos perante as condições de validade prescritas para as ligações

Os requisitos necessários para as ligações do banzo superior (TR ou TQ) com as montantes (TC) e diagonais (TC) são os seguintes, conforme apresentado em C.6.1:

$$a) \frac{d_i}{t_i} \leq 0,06 \frac{E}{f_y} \Rightarrow \frac{73mm}{6,4mm} = 11,4 \leq 0,06 \frac{205000MPa}{300MPa} = 41(OK);$$

$$b) \frac{d_i}{t_i} \leq 50 \Rightarrow \frac{73mm}{6,4mm} = 11,4 \leq 50(OK);$$

$$c) 0,4 \leq \frac{d_i}{b_0} \leq 0,8 \Rightarrow 0,4 \leq \frac{73mm}{95mm} = 0,77 \leq 0,8(OK);$$

$$d) \frac{b_0}{t_0} = \frac{h_0}{t_0} = \frac{95mm}{6,4mm} = 14,84 \leq \begin{cases} 1,27 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,27 \sqrt{\frac{205000MPa}{300MPa}} = 33,2(OK); \end{cases}$$

$$e) 25\% \leq \lambda_{ov} = 100 \frac{q}{p} (\%) = 100 \frac{60mm}{115mm} (\%) = 52,2\% \leq 100\%(OK) \text{ (Figura 4.14);}$$

$$f) \frac{b_i}{b_j} = \frac{73mm}{73mm} = 1,0 \geq 0,75(OK);$$

$$g) 0,5 \leq \frac{h_0}{b_0} = \frac{95mm}{95mm} = 1,0 \leq 2,0(OK); \text{ e,}$$

$$h) 0,5 \leq \frac{h_i}{b_i} = \frac{73mm}{73mm} = 1,0 \leq 2,0 (OK).$$

Condição adicional para uso de formulações para banzo quadrado (Tabela C.04):

$$\text{Para ligação T: } \frac{b_0}{t_0} = \frac{95mm}{6,4mm} = 14,84 \geq 10 (OK).$$

Os requisitos necessários para as ligações do banzo inferior (TC) com as montantes (TC) e diagonais (TC) são os seguintes, conforme apresentado em C.5.1:

$$a) 0,2 \leq \frac{d_i}{d_0} = \frac{73mm}{168,3mm} = 0,43 \leq 1,0 (OK);$$

$$b) 10,0 \leq 2\gamma = \frac{d_0}{t_0} = \frac{168,3mm}{7,1mm} = 23,7 \leq 50,0 (OK);$$

$$c) 10,0 \leq \frac{d_i}{t_i} = \frac{73mm}{6,4mm} = 11,4 \leq 50,0 (OK); e,$$

$$d) 25\% \leq \lambda_{ov} = 100 \frac{q}{p} (\%) = 100 \frac{60mm}{115mm} (\%) = 52,2\% (OK).$$

P8 – Cálculo iterativo

Não utilizado no dimensionamento.

P9 – Perfis determinados pelo dimensionamento

O dimensionamento foi finalizado com os seguintes perfis:

Banzo inferior: TC d = 168,3 mm (t = 7,1 mm)

Banzo superior: TQ b = 95 mm (t = 6,4 mm)

Diagonais e Montantes: TC d = 73 mm (t = 6,4 mm)

4.3 Verificação das Ligações

As condições de validade já foram checadas. Os momentos fletores resultantes das excentricidades (Figura 4.14) foram desprezados no dimensionamento das ligações, pois as mesmas estão dentro dos limites prescritos pelo projeto de norma de tubos (ABNT, 2012):

Excentricidade no banzo superior (TQ):

$$-0,55 \times 95 \text{ mm} = -52,25 \text{ mm} < e = -12,0 \text{ mm} < 0,25 \times 95 \text{ mm} = +23,75 \text{ mm}$$

Excentricidade no banzo inferior (TC):

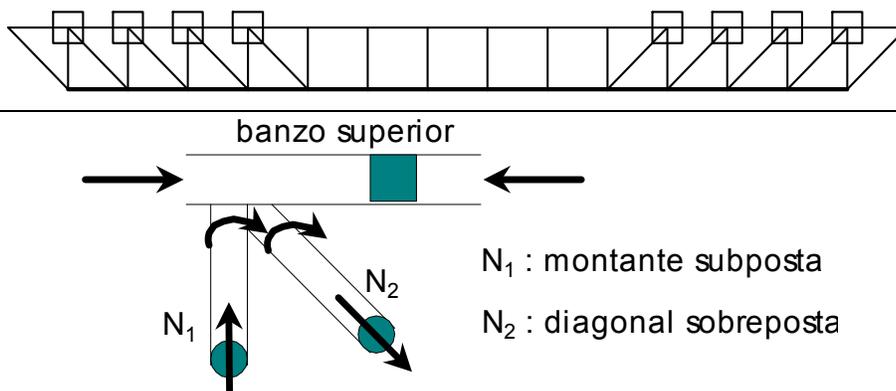
$$-0,55 \times 168,3 \text{ mm} = -92,57 \text{ mm} < e = -52,0 \text{ mm} < 0,25 \times 168,3 \text{ mm} = +42,08 \text{ mm}$$

4.3.1 Ligações de Montantes e Diagonais com o Banzo Superior

As resistências das ligações das montantes e diagonais com o banzo superior foram calculadas conforme Tabelas 4.13 e 4.14, sendo o comparativo com os esforços solicitantes apresentado na Tabela 4.15.

Tabela 4.13 – Cálculo da resistência N_{Rd} das ligações N com sobreposição entre o banzo superior e as diagonais e montantes.

Ligação N com sobreposição – Banzo superior quadrado e montantes e diagonais circulares

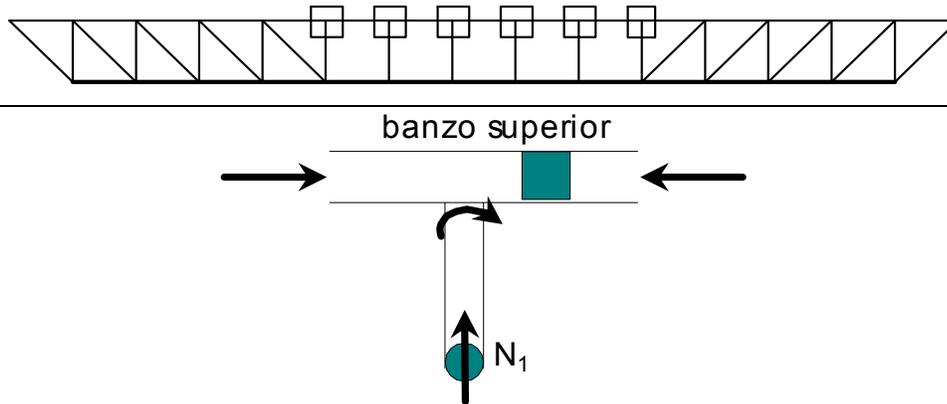


Modo de falha E	$50\% \leq \lambda_{ov} = 100 \frac{q}{p} (\%) = 100 \frac{60mm}{115mm} (\%) = 52,2\% < 80\% ^1$
$N_{1,Rd} = 1,1 f_{y1} t_1 (b_{ef} + b_{e,ov} + 2d_1 - 4t_1) \frac{1}{\gamma_{a1}} \times \frac{\pi}{4}$	
$b_{ef} = 49,2mm \leq 73mm$	$b_{ef} = \frac{10}{95mm/6,4mm} \frac{300MPa \times 6,4mm}{300MPa \times 6,4mm} 73mm$
$b_{e,ov} = 64mm \leq 73mm$	$b_{e,ov} = \frac{10}{73mm/6,4mm} \frac{300MPa \times 6,4mm}{300MPa \times 6,4mm} 73mm$
$N_{1,Rd} = 1,1 \times 300 \times 6,4 \times (49,2 + 64,0 + 2 \times 73 - 4 \times 6,4) \frac{1}{1,1} \times \frac{\pi}{4}$	
$N_{1,Rd} = 352260,50N = 352,26kN$	

¹ p e q ilustrados na Figura 4.12.

Tabela 4.14 – Cálculo da resistência N_{Rd} das ligações T entre o banzo superior e as montantes.

Ligação T – Banzo superior quadrado e montantes circulares



Modo de falha A

$$\beta = \frac{d_1}{b_0} = \frac{73\text{mm}}{95\text{mm}} = 0,77 \leq 0,85(\text{OK})$$

$$N_{1,Rd} = \frac{k_n f_{y0} t_0^2}{(1 - \beta) \text{sen} \theta_1} \left(\frac{2,2\beta}{\text{sen} \theta_1} + 4,4\sqrt{1 - \beta} \right) \times \frac{1}{\gamma_{a1}} \times \frac{\pi}{4}$$

$$N_{1,Rd} = \frac{k_n \times 300\text{MPa} \times (6,4\text{mm})^2}{(1 - 0,77) \text{sen} 90^\circ} \left(\frac{2,2 \times 0,77}{\text{sen} 90^\circ} + 4,4\sqrt{1 - 0,77} \right) \times \frac{1}{1,1} \times \frac{\pi}{4}$$

$$N_{1,Rd} = 145114,23 \times k_n (\text{unidade: N})$$

M5: banzo comprimido, com $k_n = 0,906$

M6 e M7: banzo tracionado, portanto $k_n = 1,0$

Tabela 4.15 – Verificação das ligações de montantes e diagonais com o banzo superior.

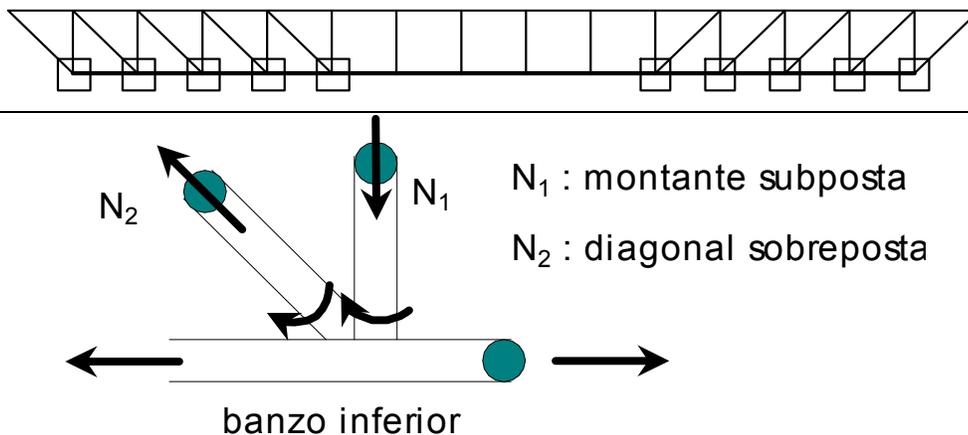
Ligação		$N_{1,Rd}$ (kN)	$N_{1,Sd}$ (kN)	Verificação
Banzo Superior	M1 – D2	352,26	170,70	aprovada
	M2 – D3	352,26	159,80	aprovada
	M3 – D4	352,26	131,50	aprovada
	M4 – D5	352,26	116,40	aprovada
	M5	131,47	91,89	aprovada
	M6	145,11	13,90	aprovada
	M7	145,11	6,83	aprovada

4.3.2 Ligações de Montantes e Diagonais com o Banzo Inferior

As resistências das ligações das montantes e diagonais com o banzo inferior foram calculadas conforme Tabelas 4.16, 4.18 e 4.19, sendo os comparativos com os esforços solicitantes apresentados nas Tabelas 4.17 e 4.20.

Tabela 4.16 – Cálculo da resistência N_{Rd} das ligações N com sobreposição entre o banzo inferior e as diagonais e montantes.

Ligação N com sobreposição – Banzo inferior, montantes e diagonais circulares



Modo de falha A	Se N_1 e N_2 tiverem sinais opostos e estiverem em equilíbrio na direção perpendicular ao banzo
$N_{1,Rd} = \frac{k_g k_p f_{yo} t_0^2}{\text{sen} \theta_1} \left(1,98 + 11,22 \frac{d_1}{d_0} \right) \frac{1}{\gamma_{a1}}$	
$k_p = 1,0$ pois o banzo inferior está tracionado	$\gamma = \frac{d_0}{2t_0} = \frac{168,3\text{mm}}{2 \times 7,1\text{mm}} = 11,85$
$k_g = 1,1 \times 11,85^{0,2} \left(1 + \frac{0,024 \times 11,85^{1,2}}{1 + \exp\left(\frac{-0,5 \times 60}{7,1} - 1,33\right)} \right) = 2,64$	
$N_{1,Rd} = \frac{2,64 \times 1,0 \times 300\text{MPa} \times (7,1\text{mm})^2}{\text{sen}90^\circ} \left(1,98 + 11,22 \frac{73\text{mm}}{168,3\text{mm}} \right) \frac{1}{1,1} = 248501,14\text{N} = 248,5\text{kN}$	
$N_{2,Rd} = \frac{\text{sen}90^\circ}{\text{sen}45^\circ} \times 248,5\text{kN} = 351,43\text{kN}$	

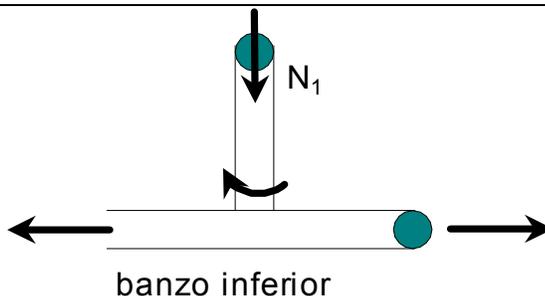
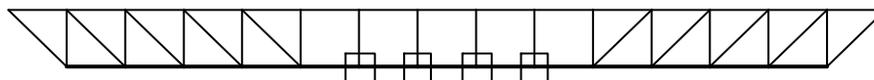
Tabela 4.17 – Verificação das ligações N com sobreposição no banzo inferior.

Ligação		$N_{1,Rd}$ (kN) ¹	$N_{1,Sd}$ (kN)	$N_{2,Rd}$ (kN)	$N_{2,Sd}$ (kN)	Verificação
Banzo inferior	M1 – D1	248,50	170,10	351,43	250,78	aprovada
	M2 – D2	248,50	159,80	351,43	221,84	aprovada
	M3 – D3	248,50	131,50	351,43	187,31	aprovada
	M4 – D4	248,50	116,40	351,43	145,78	aprovada
	M5 – D5	248,50	91,89	351,43	176,54	aprovada

¹ 1 corresponde a montante e 2 a diagonal.

Tabela 4.18 – Cálculo da resistência N_{Rd} das ligações T entre o banzo inferior e as montantes.

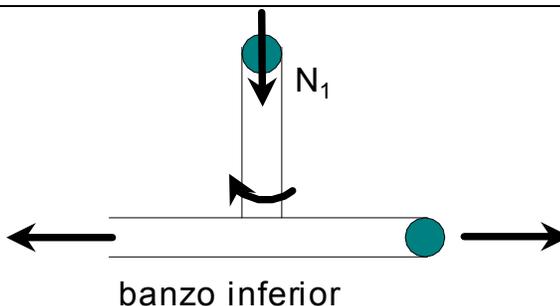
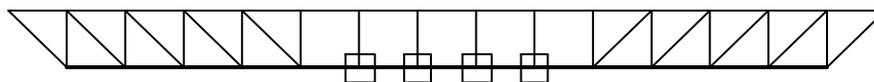
Ligação T – Banzo inferior e montantes circulares



Modo de falha A	$N_{1,Rd} = \frac{\gamma^{0,2} \times k_p \times f_{y0} \times t_0^2}{\text{sen}\theta_1} (3,08 + 15,62\beta^2) \times \frac{1}{\gamma_{a1}}$
	$\beta = \frac{d_1}{d_0} = \frac{73\text{mm}}{168,3\text{mm}} = 0,434 \quad ; \quad \gamma = \frac{d_0}{2t_0} = \frac{168,3\text{mm}}{2 \times 7,1\text{mm}} = 11,85$
	$N_{1,Rd} = \frac{11,85^{0,2} \times 1,0 \times 300\text{MPa} \times (7,1\text{mm})^2}{\text{sen}90^\circ} (3,08 + 15,62 \times 0,434^2) \times \frac{1}{1,1} = 135754,4\text{N}$
	$N_{1,Rd} = 135,8\text{kN}$
Modo de falha D	$73\text{mm} < 168,3\text{mm} - 2 \times 7,1\text{mm} = 154,1\text{mm}$
	$N_{1,Rd} = \frac{1,1}{\sqrt{3}} \times f_{y0} \times t_0 \times \pi \times d_1 \left(\frac{1 + \text{sen}\theta_1}{2\text{sen}^2\theta_1} \right) \times \frac{1}{\gamma_{a1}}$
	$N_{1,Rd} = \frac{1,1}{\sqrt{3}} \times 300\text{MPa} \times 7,1\text{mm} \times \pi \times 73\text{mm} \times \left(\frac{1 + \text{sen}90^\circ}{2\text{sen}^2 90^\circ} \right) \times \frac{1}{1,1} = 282027,66\text{N}$
	$N_{1,Rd} = 135,8\text{ kN}$

Tabela 4.19 – Cálculo da resistência $M_{ip,Rd}$ das ligações T entre o banzo inferior e as montantes.

Ligação T – Banzo inferior e montantes circulares



Modo de falha A	$M_{ip,1,Rd} = \frac{5,34}{\gamma_{al}} \times \frac{f_{y0} \times t_0^2 \times d_1}{\text{sen}\theta_1} \sqrt{\gamma} \beta k_p$
	$M_{ip,1,Rd} = \frac{5,34}{1,1} \times \frac{300MPa \times (7,1mm)^2 \times 73mm}{\text{sen}90^\circ} \sqrt{11,85} \times 0,434 \times 1,0 = 8006787,2N.mm$
Modo de falha D	$73mm < 168,3mm - 2 \times 7,1mm = 154,1mm$ $M_{ip,1,Rd} = \frac{1,1}{\sqrt{3}} \times f_{y0} \times t_0 \times d_1^2 \left(\frac{1 + 3\text{sen}\theta_1}{4\text{sen}^2\theta_1} \right) \times \frac{1}{\gamma_{al}}$
	$M_{ip,1,Rd} = \frac{1,1}{\sqrt{3}} \times 300MPa \times 7,1mm \times (73mm)^2 \left(\frac{1 + 3\text{sen}90^\circ}{4\text{sen}^290^\circ} \right) \times \frac{1}{1,1} = 6553370,1N.mm$
$M_{ip,i,Rd} = 655,34kN.cm$	

Tabela 4.20 – Verificação das ligações T no banzo inferior.

Ligação		$N_{1,Rd}$ (kN)	$M_{ip,1,Rd}$ (kN.cm)	$N_{1,Sd}$ (kN)	$M_{ip,1,Sd}$ (kN.cm)	Verificação (Eq C.12b)
Banzo inferior	M6	135,8	655,34	13,90	316,0	0,33 < 1,0
	M7	135,8	655,34	6,83	130,0	0,09 < 1,0

4.3.3 Perfis Confirmados após a Verificação das Ligações

Os seguintes perfis foram confirmados após a verificação das ligações:

Banzo superior: TQ b = 95 mm (t = 6,4 mm)

Banzo inferior: TC d = 168,3 mm (t = 7,1 mm)

Diagonais e Montantes: TC d = 73 mm (t = 6,4 mm)

4.4 Verificações dos Estados Limites de Serviço referentes ao Deslocamento Vertical Máximo e à Vibração

4.4.1 Deslocamento Vertical Máximo Imediato

De acordo com o que foi explicitado no Anexo E, segundo a norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008) o coeficiente de ponderação das ações permanentes para o estado-limite de serviço vale $\gamma_f = 1,0$. A carga de construção foi considerada como combinação frequente para a viga isolada ($\psi_1 = 0,6$) e como quase permanente para a viga mista ($\psi_2 = 0,4$). Considerando o peso próprio da treliça não mais estimado, mas calculado de acordo com o peso real dos perfis determinados pelo dimensionamento,

as cargas distribuídas atuantes sobre a viga isolada e mista estão discriminadas a seguir.

Carga total e distribuída atuante sobre a viga isolada:

Treliça de aço: $9,1064 \text{ kN} \times 1,0 = 9,1064 \text{ kN}$

Fôrma de aço: $4,92 \text{ kN} \times 1,0 = 4,92 \text{ kN}$

Armadura em tela soldada: $0,45375 \text{ kN}$

Laje de concreto: $76,5 \text{ kN} \times 1,0 = 76,5 \text{ kN}$

Carga acidental construtiva: $(0,5 \text{ kN/m}^2 \times 15 \text{ m} \times 2,5 \text{ m}) \times 0,6 = 11,25 \text{ kN}$

Carga total = $102,23 \text{ kN}$; Carga distribuída = $6,82 \text{ kN/m} = 0,0682 \text{ kN/cm}$

Carga total e distribuída atuante sobre a viga mista:

Os valores para a treliça e fôrma de aço, armadura e laje de concreto são os mesmos, totalizando $90,98 \text{ kN}$.

Pesos próprios adicionais: $(0,85 \text{ kN/m}^2 \times 15 \text{ m} \times 2,5 \text{ m}) \times 1,0 = 31,875 \text{ kN}$

Carga acidental de ocupação: $(5,0 \text{ kN/m}^2 \times 15 \text{ m} \times 2,5 \text{ m}) \times 0,4 = 75,0 \text{ kN}$

Carga total = $197,86 \text{ kN}$; Carga distribuída = $13,19 \text{ kN/m} = 0,1319 \text{ kN/cm}$

É importante lembrar que as formulações apresentadas no capítulo 2 e aqui utilizadas foram prescritas para treliças mistas, e serão aqui utilizadas para uma estrutura com múltiplos painéis Vierendeel centrais, portanto mais deformável. No capítulo 5 será feita análise sobre a viabilidade em se utilizar as referidas equações.

Para a determinação do deslocamento vertical máximo via software ftool os perfis das montantes e diagonais foram substituídos para TC $d = 73 \text{ mm}$ ($t = 6,4 \text{ mm}$), conforme definido após verificação das ligações (item 4.3.3). As demais propriedades das barras foram mantidas conforme Tabela 4.03. Foram criados mais dois casos de carregamento a partir das cargas distribuídas acima discriminadas para atuarem sobre as estruturas:

Carregamento 7 – carga distribuída de 6,82 kN/m ao longo de toda a viga isolada;
e,

Carregamento 8 – carga distribuída de 13,19 kN/m ao longo de toda a viga mista.

Conforme a NBR 8800 (ABNT, 2008), Anexo C, o deslocamento máximo permitido para vigas de piso é dado pelo valor do vão dividido por 350, o que leva a $1500 \text{ cm} / 350 = 4,29 \text{ cm}$.

4.4.2 Deslocamento Vertical Máximo Imediato na Viga Isolada

O momento de inércia da viga isolada, I_{ti} , formada somente pelos banzos superior e inferior, é calculado após a determinação do centro de gravidade da seção composta, conforme Figura 4.19.

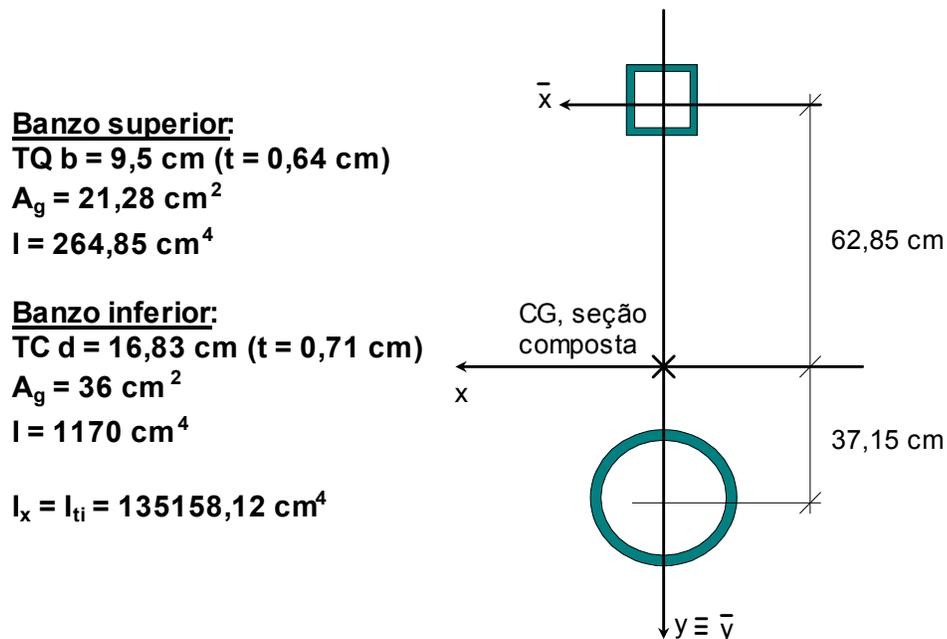


Figura 4.19 – Posição do centro de gravidade na viga isolada na seção do meio do vão.

4.4.2.1 Deslocamento Vertical Máximo conforme NEAL et al. (1992)

Conforme item 2.12.9.1 da revisão bibliográfica o SCI calcula o deslocamento vertical máximo da treliça isolada conforme equação abaixo.

$$\delta_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{(0,0682kN/cm) \times (1500cm)^4}{(20500kN/cm^2) \times (135158,12cm^4)} = 1,62cm$$

4.4.2.2 Deslocamento Vertical Máximo conforme as Normas CAN/CSA-S16-01 (CSA, 2001) e NBR 8800 (ABNT, 2008)

Conforme itens 2.12.9.3 e 2.12.9.4 da revisão bibliográfica, a CSA e a ABNT calculam o deslocamento vertical máximo da treliça isolada conforme equação abaixo.

$$\delta_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{(0,0682kN/cm) \times (1500cm)^4}{(20500kN/cm^2) \times (0,85 \times 135158,12cm^4)} = 1,91cm$$

4.4.2.3 Deslocamento Vertical Máximo via software ftool

O deslocamento vertical máximo encontrado para a viga isolada via software ftool foi 2,30 cm, conforme Figura 4.20.

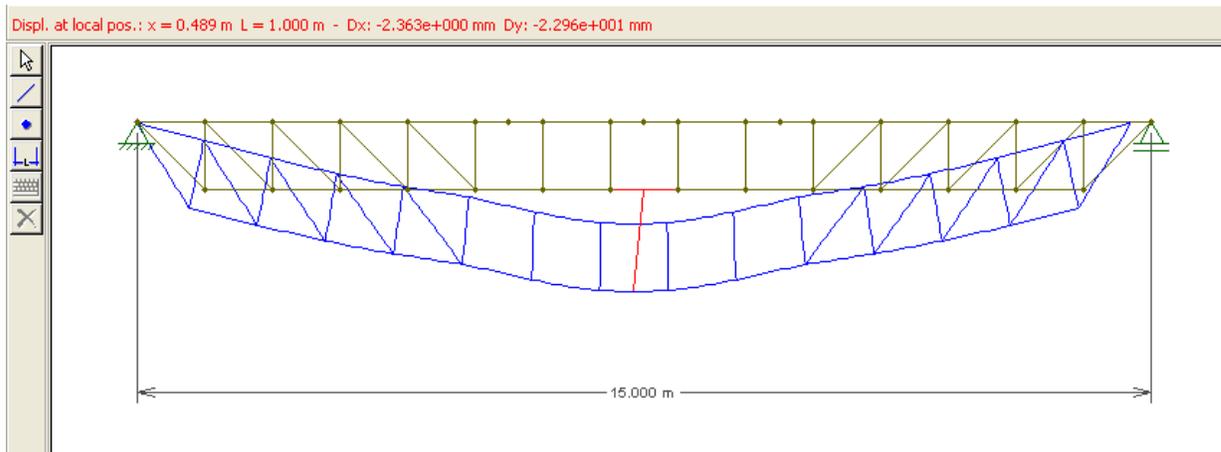


Figura 4.20 – Deslocamento vertical máximo na viga isolada via software ftool.

4.4.3 Deslocamento Vertical Máximo Imediato na Viga Mista

As formulações determinadas por NEAL et al. (1992), pela ASCE (1996) e pela ABNT (2008) indicam que se deve desprezar o banzo superior na determinação do momento de inércia da treliça mista, devendo os cálculos de posição do centro de gravidade e momento de inércia ser tomados conforme Figura 4.22. Já a norma CAN/CSA-S16-01 (CSA, 2001) não traz em seu texto nenhuma determinação neste sentido, portanto, o momento de inércia da seção composta é calculado conforme Figura 4.21. Para o cálculo da razão modular, α_e , deve-se utilizar o módulo de elasticidade secante do concreto, $E_{cs} = 0,85 \times 5600 \times f_{ck}^{1/2}$ (ABNT, 2003b).

Laje (transformada em aço):

$$A_{laje} = 29,02 \text{ cm} \times 6,0 \text{ cm}$$

$$A_{laje} = 174,12 \text{ cm}^2$$

$$I_{laje} = 522,36 \text{ cm}^4$$

$$I_x = I_{tm} = 382032,87 \text{ cm}^4$$

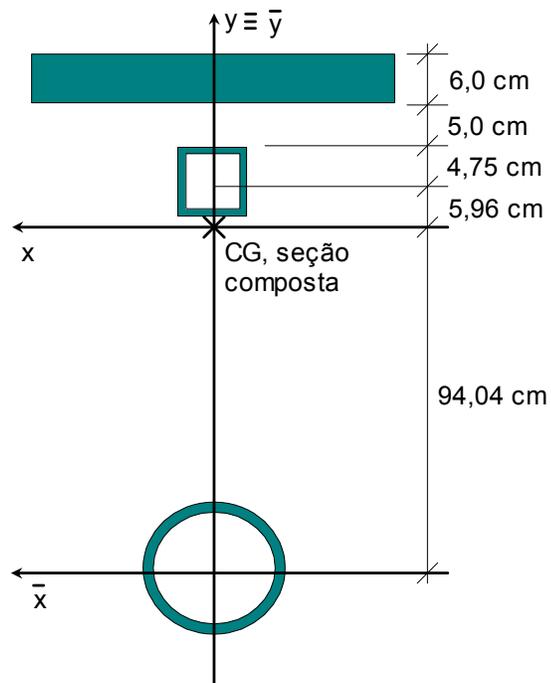


Figura 4.21 – Posição do centro de gravidade na viga mista na seção do meio do vão, considerando o banzo superior.

$$I_x = I_{tm} = 380934,75 \text{ cm}^4$$

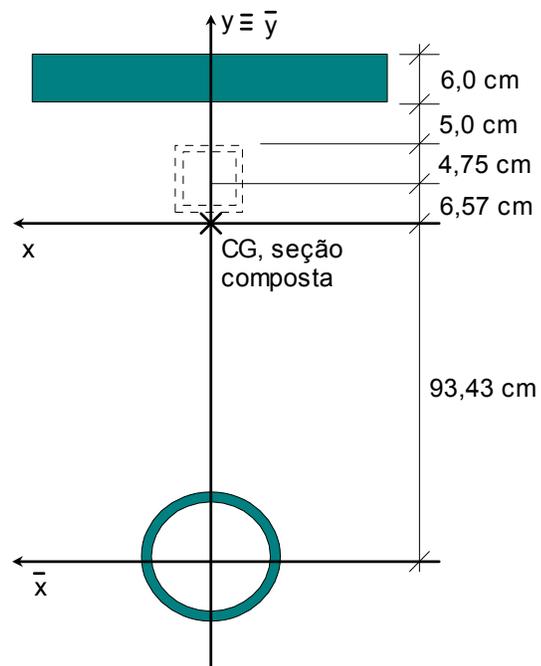


Figura 4.22 – Posição do centro de gravidade na viga mista na seção do meio do vão, desconsiderando o banzo superior.

4.4.3.1 Deslocamento Vertical Máximo conforme NEAL et al. (1992)

Conforme item 2.12.9.1 da revisão bibliográfica Neal determina que, para vão maior ou igual a 15 metros, o deslocamento vertical máximo deve ser majorado em 10 %.

$$\delta_{\max} = 1,10 \times \frac{5}{384} \times \frac{(0,1319 \text{ kN/cm}) \times (1500 \text{ cm})^4}{(20500 \text{ kN/cm}^2) \times (380934,75 \text{ cm}^4)} = 1,22 \text{ cm}$$

4.4.3.2 Deslocamento Vertical Máximo conforme a ASCE (1996)

Conforme item 2.12.9.2 da revisão bibliográfica o ASCE determina que, por tratar-se de treliça, o deslocamento vertical máximo deve ser majorado em 15 %.

$$\delta_{\max} = 1,15 \times \frac{5}{384} \times \frac{(0,1319 \text{ kN/cm}) \times (1500 \text{ cm})^4}{(20500 \text{ kN/cm}^2) \times (380934,75 \text{ cm}^4)} = 1,28 \text{ cm}$$

4.4.3.3 Deslocamento Vertical Máximo conforme a Norma CAN/CSA-S16-01 (CSA, 2001)

Conforme item 2.12.9.3 da revisão bibliográfica e Equação 2.15, determina-se inicialmente o momento de inércia efetivo da treliça mista, $I_{e,tm}$, e em seguida o deslocamento vertical máximo.

$$I_{e,tm} = I_{e,ti} + 0,85 \cdot k^{0,25} \cdot (I_{tm} - I_{e,ti})$$

$$I_{e,tm} = (0,85 \times 135158,12) + 0,85 \times 1^{0,25} \cdot (382032,87 - 0,85 \times 135158,12) = 341960,60 \text{ cm}^4$$

$$\delta_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{(0,1319 \text{ kN/cm}) \times (1500 \text{ cm})^4}{(20500 \text{ kN/cm}^2) \times (341960,60 \text{ cm}^4)} = 1,24 \text{ cm}$$

4.4.3.4 Deslocamento Vertical Máximo conforme a norma NBR 8800 (ABNT, 2008)

Conforme item 2.12.9.4 da revisão bibliográfica e Equação 2.18, determina-se inicialmente o momento de inércia efetivo da treliça mista, $I_{e,tm}$, e em seguida o deslocamento vertical máximo.

$$I_{e,tm} = I_{tm} - 0,15 I_{ti}$$

$$I_{e,tm} = 380934,75 - 0,15 \times 135158,12 = 360661,03 \text{ cm}^4$$

$$\delta_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{(0,1319 \text{ kN/cm}) \times (1500 \text{ cm})^4}{(20500 \text{ kN/cm}^2) \times (360661,03 \text{ cm}^4)} = 1,18 \text{ cm}$$

4.4.3.5 Deslocamento Vertical Máximo via software ftool

O deslocamento vertical máximo para a viga mista encontrado via software ftool foi 1,73 cm, conforme Figura 4.23.

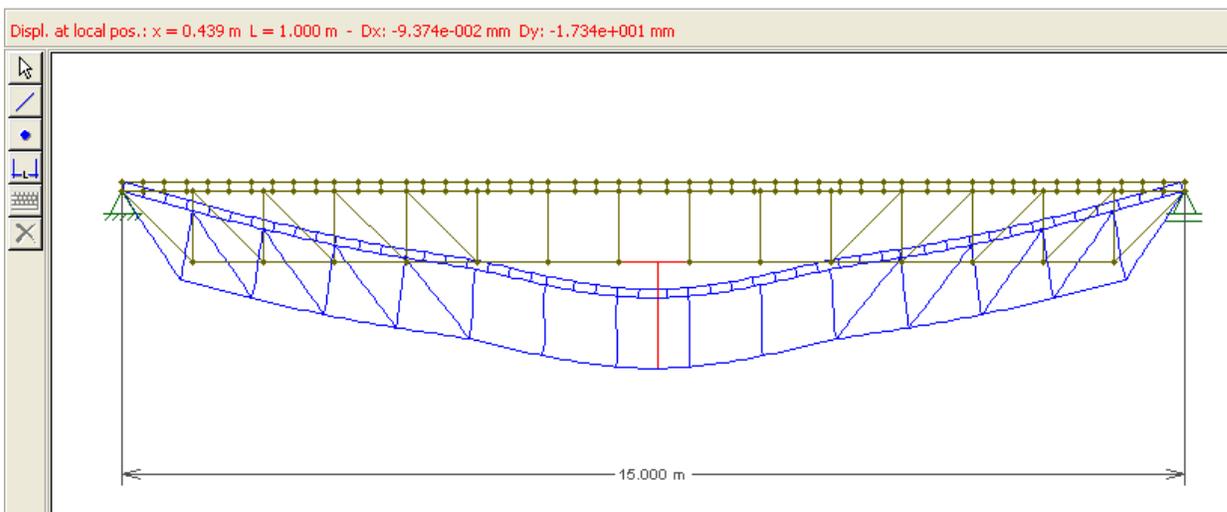


Figura 4.23 – Deslocamento vertical máximo na viga mista via software ftool.

4.4.4 Acréscimos no Deslocamento Vertical da Viga Mista devidos aos Efeitos de Fluência e Retração do Concreto

O acréscimo no deslocamento vertical devido à fluência pode ser considerado multiplicando o deslocamento imediato por 0,15, conforme prescreve a ASCE (1996) e a norma canadense CAN/CSA-S16-01 (CSA, 2001), de acordo com os itens 2.12.9.2 e 2.12.9.3 da revisão bibliográfica, respectivamente. Utilizando o valor obtido pela metodologia da CSA, encontra-se $\delta_f = \delta_{i,tm} \times 0,15 = 1,24 \times 0,15 = 0,186cm$.

O acréscimo devido à retração do concreto, δ_{cs} , é obtido através de metodologia proposta também pela CSA, de acordo com a Equação 2.16.

$$\delta_{cs} = \frac{\epsilon_{cs} \times A_t \times L^2 \times y}{8 \times \alpha_e \times I_{tm}}, \text{ sendo:}$$

ϵ_{cs} : o deslocamento vertical devido à retração do concreto, δ_{cs} , é diretamente proporcional à deformação no concreto devido à retração, ϵ_{cs} , e esta, por sua vez,

depende de propriedades como relação água/cimento, porcentagem de finos, teor de cimento, incorporação de ar e condições de cura. Caso não seja possível determinar ϵ_{cs} avaliando-se todos estes parâmetros a norma canadense CAN/CSA-S16-01 (CSA, 2001) e a norma americana ACI Standard 209R-92 (ACI, 1992) informam que se pode utilizar o valor $800\mu\epsilon = 0,0008$.

$$A_t = 250 \text{ cm} \times 6 \text{ cm} = 1500 \text{ cm}^2$$

$$L = 1500 \text{ cm}$$

$y = 3 \text{ cm} - a = 3 \text{ cm} - 2,59 \text{ cm} = 0,41 \text{ cm}$, sendo a obtido conforme Equação 2.03:

$$a = \frac{T_{ad}}{0,85 f_{cd} b_e} = \frac{36 \times \frac{30}{1,1}}{0,85 \times \frac{2,5}{1,4} \times 250} = 2,59 \text{ cm}$$

α_e : de acordo com KENNEDY e BRATTLAND (1992) e confirmado no Apêndice H da norma canadense CAN/CSA-S16-01 (CSA, 2001), o deslocamento à retração não é sensível à razão entre os módulos do aço e do concreto na compressão. O módulo efetivo do concreto na tração, E_{ct} , decresce com o aumento da deformação à tração na fibra mais inferior da laje, devendo então este módulo ser levado em consideração. Uma relação aproximada, determinada para concretos com resistência à compressão entre 30 e 40 MPa, leva à seguinte equação para a determinação de E_{ct} :

$$E_{ct} = 8300 - 4800 \times \sigma_{ct}, \text{ com } 0,3 \text{ MPa} < \sigma_{ct} < 1,2 \text{ MPa}$$

Com a máxima tensão de tração de 1,2 MPa, alcançada antes do início da fissuração, E_{ct} vale aproximadamente 2500 MPa, ou cerca de 1/9 do módulo na compressão aos 28 dias, e resulta em $\alpha_e = 80$. Supondo, por outro lado, que a laje já esteja bastante fissurada, E_{ct} vale aproximadamente 7000 MPa, resultando em $\alpha_e = 30$. Assim, sugere-se que seja utilizado o valor intermediário $\alpha_e = 60$.

l_{tm} : é calculado da mesma maneira que prescrito acima, porém, utilizando-se $\alpha_e = 60$. Isso leva ao valor para a largura da laje em aço de 4,17 cm, resultando em $l_{tm} = 234776,15 \text{ cm}^4$, conforme Figura 4.24.

$$\text{Então: } \delta_{cs} = \frac{0,0008 \times 1500 \text{ cm}^2 \times (1500 \text{ cm})^2 \times 0,41 \text{ cm}}{8 \times 60 \times 234776,15 \text{ cm}^4} = 0,01 \text{ cm}$$

Laje (transformada em aço):

$$A_{laje} = 4,17 \text{ cm} \times 6,0 \text{ cm}$$

$$A_{laje} = 25,02 \text{ cm}^2$$

$$I_{laje} = 75,06 \text{ cm}^4$$

$$I_x = I_{tm} = 234776,15 \text{ cm}^4$$

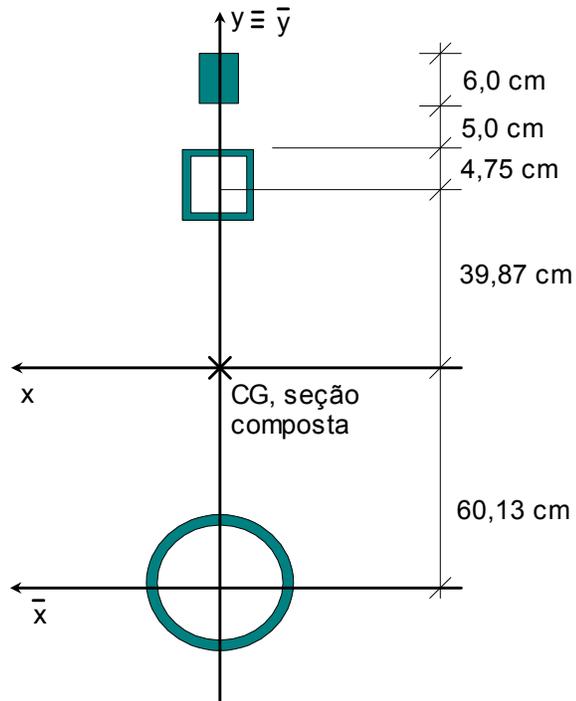


Figura 4.24 – Posição do centro de gravidade para o cálculo do deslocamento vertical devido à retração do concreto.

4.4.5 Vibração

Conforme item 2.12.10 da revisão bibliográfica a razão modular, α_e , deve ser determinada utilizando-se o módulo de elasticidade dinâmico do concreto, E_{cd} (Equação 2.20), sendo E_{ci} obtido conforme Equação 2.19. O momento de inércia da treliça mista ($I_{tm} = 406711,24 \text{ cm}^4$) é obtido após posicionamento do centro de gravidade da seção composta (Figura 4.23).

$$E_{ci} = 5600 \times f_{ck}^{\frac{1}{2}} \Rightarrow 5600 \sqrt{25} = 28000 \text{ MPa} = 28 \text{ GPa}$$

$$E_{ci} = 1,25E_{cd} - 19 \Rightarrow 28 = 1,25E_{cd} - 19 \Rightarrow E_{cd} = 37,6GPa$$

$$\alpha_e = \frac{E}{E_{cd}} = \frac{205000MPa}{37600MPa} = 5,45$$

Laje (transformada em aço):

$$A_{laje} = 45,87 \text{ cm} \times 6,0 \text{ cm}$$

$$A_{laje} = 275,23 \text{ cm}^2$$

$$I_{laje} = 825,66 \text{ cm}^4$$

$$I_x = I_{tm} = 406711,24 \text{ cm}^4$$

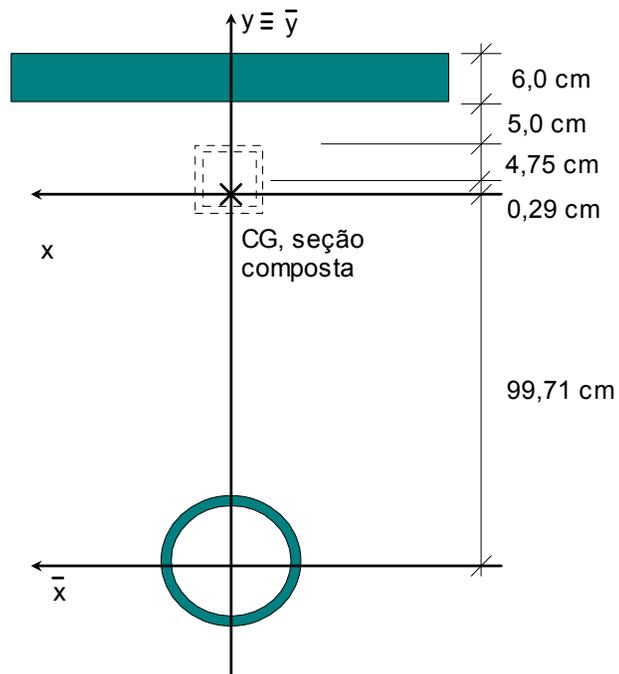


Figura 4.25 – Posição do centro de gravidade para o cálculo do momento de inércia da treliça mista visando a determinação da frequência natural da estrutura.

O deslocamento vertical, δ_{fn} , depende ainda do carregamento distribuído que será utilizado na Equação 2.16. De acordo com a publicação SCI-P-083 (NEAL et al., 1992), referente a treliças mistas, deve-se considerar apenas 10% da carga acidental de ocupação, sendo que o valor do momento de inércia da treliça mista ainda pode ser utilizado com 10 % de acréscimo devido aos efeitos dinâmicos. Já a publicação SCI-P-355 (LAWSON e HICKS, 2011), referente a vigas mistas com grandes aberturas na alma, especifica que se deve utilizar a combinação frequente de cálculo. Então, neste caso, de acordo com a norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008), a carga acidental de

ocupação deve ser reduzida pelo coeficiente $\psi_1 = 0,6$. Em ambas as hipóteses, as cargas permanentes não são modificadas por nenhum coeficiente ponderador.

4.4.5.1 Metodologia proposta pela Publicação SCI-P-083

As cargas permanentes somam o valor de 122,86 kN (treliça e fôrma de aço, armadura em tela soldada, laje de concreto e pesos próprios adicionais) e a carga acidental de ocupação vale 187,5 kN. Desta maneira, de acordo com a publicação SCI-P-083 (NEAL et al., 1992), a carga distribuída, p , o deslocamento, δ_{fn} , e a frequência natural, f_n , são calculados conforme especificado abaixo.

$$p = \frac{122,86kN + 0,1 \times 187,5kN}{1500cm} = 0,0944kN / cm$$

$$\delta_{fn} = \frac{5}{384} \times \frac{(0,0944kN / cm) \times (1500cm)^4}{(20500kN / cm^2) \times (406711,24cm^4)} = 0,746cm = 7,46mm$$

$$f_n = \frac{18}{\sqrt{\delta_{fn}}} = \frac{18}{\sqrt{7,46mm}} = 6,59Hz > 4,0$$

4.4.5.2 Metodologia proposta pela Publicação SCI-P-355

De acordo com a publicação SCI-P-355 (LAWSON e HICKS, 2011) a carga distribuída, p , o deslocamento, δ_{fn} , e a frequência natural, f_n , são calculados conforme especificado abaixo.

$$p = \frac{122,86kN + 0,6 \times 187,5kN}{1500cm} = 0,157kN / cm$$

$$\delta_{fn} = \frac{5}{384} \times \frac{(0,157kN/cm) \times (1500cm)^4}{(20500kN/cm^2) \times (406711,24cm^4)} = 1,24cm = 12,4mm$$

$$f_n = \frac{18}{\sqrt{\delta_{fn}}} = \frac{18}{\sqrt{12,4mm}} = 5,11Hz > 4,0$$

4.5 Verificação do Içamento

O banzo superior deve ser verificado à flexo-compressão durante o içamento da treliça. Os esforços atuantes na barra central do banzo superior (BS8) foram determinados analiticamente e depois checados via software ftool. Em seguida foram calculadas as resistências à compressão, $N_{c,Rd}$, e flexão, M_{Rd} , e verificada a condição de segurança de acordo com a Equação B.01.

4.5.1 Determinação dos Esforços Atuantes

O peso total da estrutura de aço é de 9,11 kN. Este valor foi majorado pelo coeficiente $\gamma_g = 1,1$ obtido da Tabela 1 da norma NBR 8800 (ABNT, 2008) relativo a ação permanente – combinação excepcional – peso próprio de estruturas metálicas. Então o carga (majorada) passou para 10,02 kN. O ângulo dos cabos de aço deve estar entre 30° e 45°. Posicionando o içamento a 3 metros de altura (cateto oposto), formando cateto adjacente de 4,5 metros, o ângulo de inclinação do cabo de aço vale 33,69° (Figura 4.26). A carga de 10,02 kN, distribuída a favor da segurança entre os pontos de içamento, levam a uma carga linearmente distribuída de $p = 10,02 \text{ kN} / 9m = 1,11 \text{ kN/m}$.

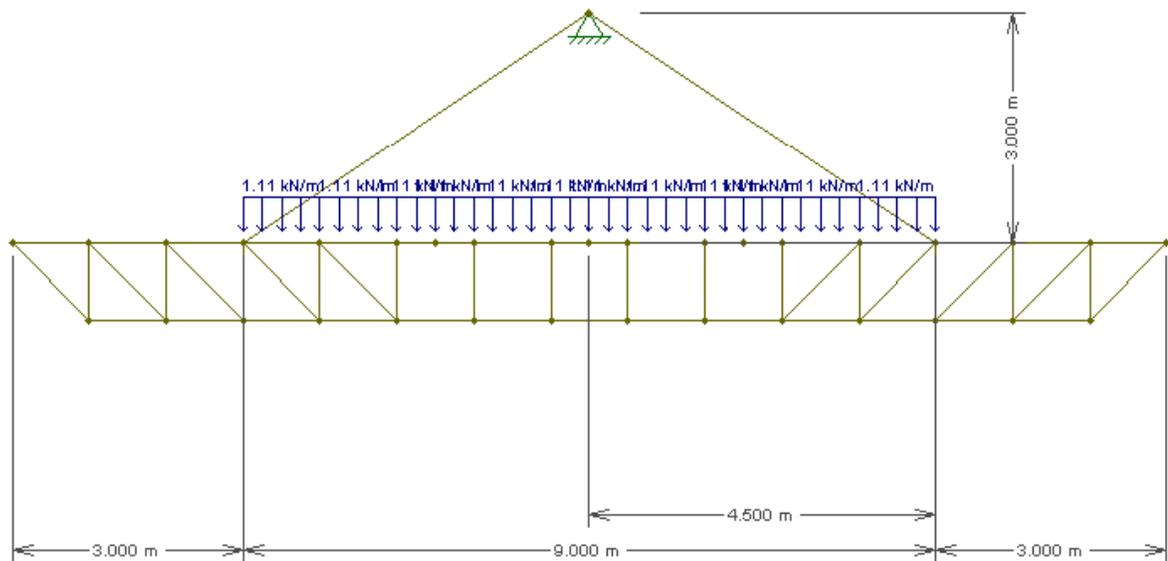


Figura 4.26 – Carregamento e posição dos cabos de aço para içamento da estrutura metálica.

A força normal de compressão e o momento fletor atuantes na barra BS8, supondo guincho estacionado, foram determinados analiticamente como indicado abaixo.

Força normal de compressão, N_{Sd} :

Parcela da força de compressão advinda do equilíbrio dos cabos de aço, $N_{Sd,1}$:

$$N_{Sd,1} = 10,02 \text{ kN} \times \cos 33,69^\circ = 8,34 \text{ kN}.$$

Parcela da força de compressão advinda do binário formado pelos banzos frente à carga distribuída sobre o banzo superior, $N_{Sd,2}$:

$$M_{quadro_8} = \frac{1,11 \text{ kN/m} \times (9\text{m})^2}{8} = 11,24 \text{ kN.m}$$

$$N_{Sd,2} = \frac{11,24 \text{ kN.m}}{1\text{m}} = 11,24 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = N_{Sd,1} + N_{Sd,2} = 19,58 \text{ kN}$$

Momento fletor, M_{Sd} :

Admitindo a barra BS8 bi-engastada, o momento fletor local, no meio do vão vale:

$$M_{Sd} = \frac{p \times L^2}{24} = \frac{1,11 \text{ kN/m} \times (1\text{m})^2}{24} = 0,05 \text{ kN.m}$$

Os valores obtidos analiticamente ($N_{Sd} = 19,58 \text{ kN}$ e $M_{Sd} = 0,05 \text{ kN.m}$) foram próximos aos calculados via software ftool ($N_{Sd} = 17,58 \text{ kN}$; Figura 4.27) e ($M_{Sd} = 0,10 \text{ kN.m}$; Figura 4.28).

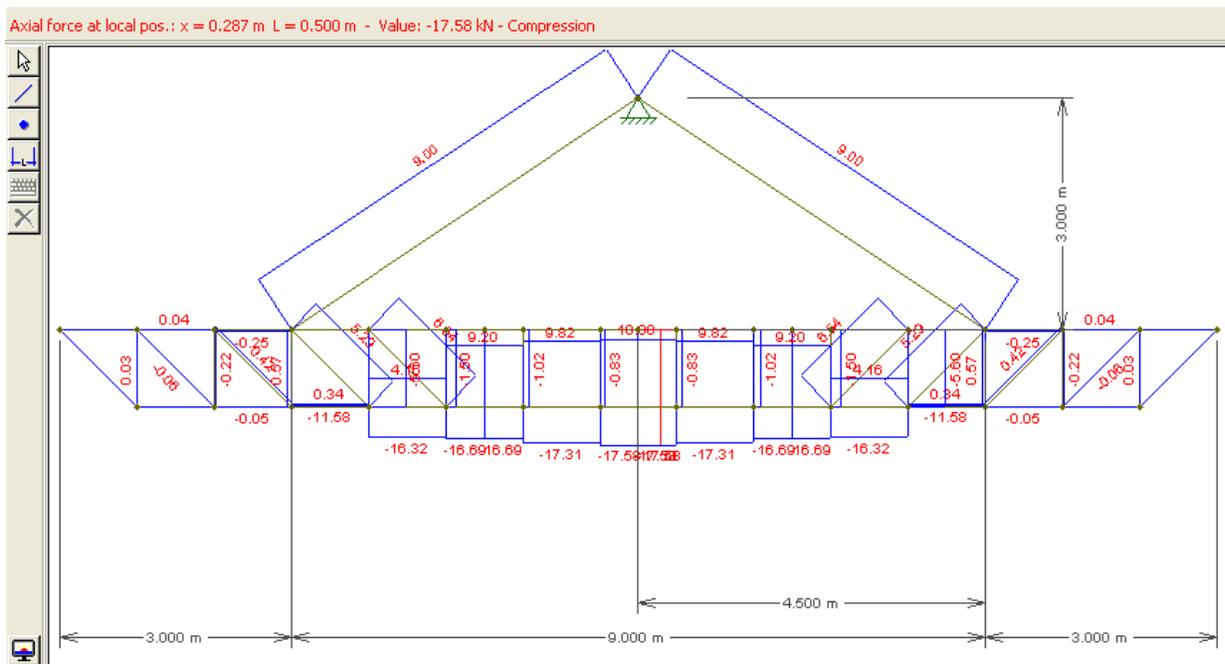


Figura 4.27 – Forças normais atuantes nas barras da treliça metálica durante o içamento.

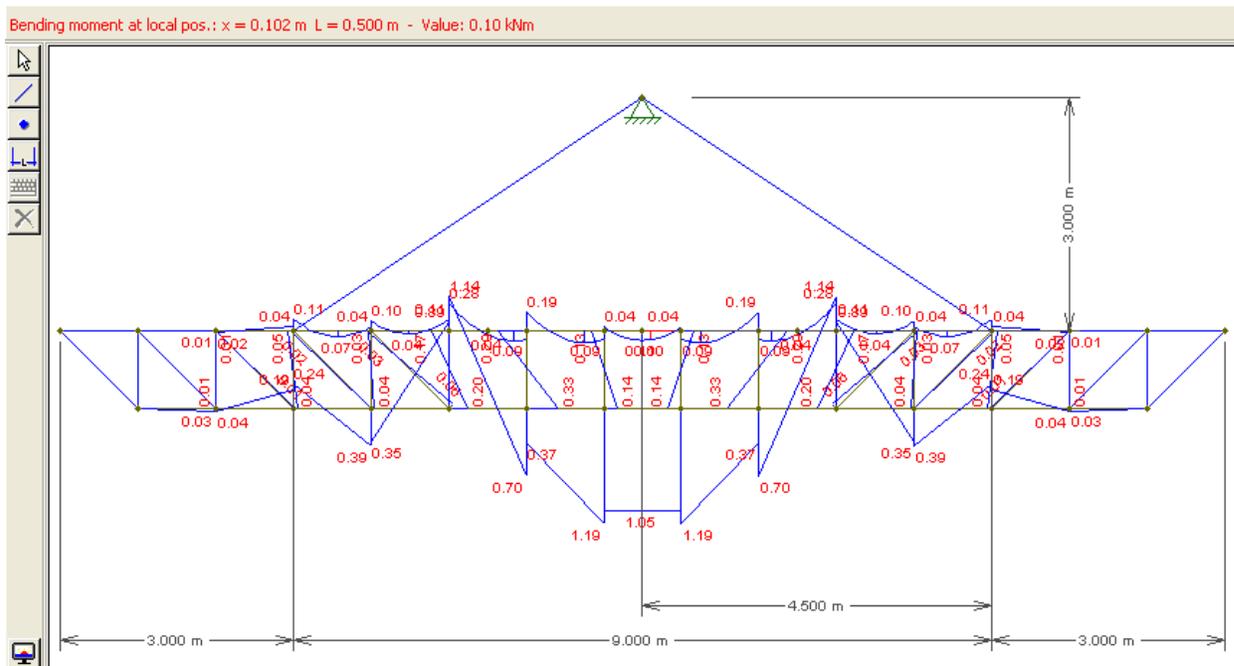


Figura 4.28 – Momentos fletores atuantes na treliça metálica durante o içamento.

4.5.2 Determinação dos Esforços Resistentes

Determinação de $N_{c,Rd}$:

Como o banzo superior pode flambar fora do plano da estrutura, o comprimento não travado é 9 metros.

$$\text{Equação B.12: } N_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 \times 20500 \times 264,85}{(1 \times 900)^2} = 66,16 \text{ kN}$$

$$\text{Equação B.11: } \lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \times A_g \times f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1 \times 21,28 \times 30}{66,16}} = 3,11$$

$$\text{Equação B.10: } \chi = \frac{1}{(1 + 3,11^{4,48})^{1/2,24}} = 0,10$$

$$\text{Equação B.07: } N_{c,Rd} = \frac{\chi \times Q \times A_g \times f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,10 \times 1 \times 21,28 \times 30}{1,1} = 59,98 \text{ kN}$$

Determinação de M_{Rd} (FLT):

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{900\text{cm}}{3,528} = 255,10$$

$$\lambda_p = \frac{0,13E}{M_{pl}} \sqrt{I_T \times A_g} = \frac{0,13 \times 20500}{68,92 \times 30} \times \sqrt{459,80 \times 21,28} = 127,48$$

$$\lambda_r = \frac{2,0E}{(f_y - 0,3f_y)W} \sqrt{I_T \times A} = \frac{2 \times 20500}{(30 - 0,3 \times 30) \times 55,76} \sqrt{459,80 \times 21,28} = 3463,59$$

Como $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$, M_{Rd} é calculado de acordo com a Equação B.18:

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

C_b é calculado conforme item 5.4.2.3 da NBR 8800 (ABNT, 2008):

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \times R_m \leq 3,0$$

$$M_{\max} = M_B = 11,24\text{kN.m}; M_A = M_C = 8,46\text{kN.m}; R_m = 1,0; C_b = 1,135$$

Substituindo os valores na Equação B.18 encontra-se $M_{Rd} = 2097,43 \text{ kN.cm}$

$$\text{Então: } M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{68,92 \times 30}{1,1} = 1879,64\text{kN.cm}$$

Determinação de M_{Rd} (FLM):

$$\lambda = \frac{b'}{t} = \frac{6,3}{0,64} = 9,8 < \lambda_p = 1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 29,28$$

$$\text{Equação B.19: } M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{68,92 \times 30}{1,1} = 1879,64\text{kN.cm}$$

Determinação de M_{Rd} (FLA):

$$\lambda = \frac{h'}{t_w} = 9,8 < \lambda_p = 2,42 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 63,26$$

$$\text{Equação B.22: } M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{68,92 \times 30}{1,1} = 1879,64 \text{ kN.cm}$$

4.5.3 Verificação da Condição de Segurança

Utilizando os esforços obtidos via software ftool, verificou-se que a barra BS8 está segura.

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = \frac{17,58 \text{ kN}}{59,98 \text{ kN}} = 0,29 > 0,2$$

$$\text{Equação B.01: } 0,29 + \frac{8}{9} \left(\frac{0,10 \text{ kN.m}}{18,79 \text{ kN.m}} \right) = 0,30 \leq 1,0$$

5 ANÁLISE DO PROJETO

Para a análise da estrutura dimensionada no capítulo 4 foram gerados dois modelos numéricos, um relativo à treliça-Vierendeel isolada, onde se estudou o comportamento do banzo superior, e o outro relativo à treliça-Vierendeel mista, onde foram analisados os comportamentos do banzo inferior, montantes, diagonais, laje e nervuras. Nos dois casos também foram checados o estado limite de serviço referente aos deslocamentos verticais máximos iniciais.

Para a modelagem foi utilizado o software Ansys versão 10.0 (ANSYS INC., 2005), que apresenta procedimentos relativamente simples para criação das áreas e geração das malhas, podendo ser utilizado em micro computador de médio porte. A criação das malhas foi feita de forma a se obter aproximadamente 50 mil elementos por modelagem para que o tempo de processamento médio fosse de 10 minutos.

5.1 Elemento Tipo, Constantes Reais e Propriedades dos Materiais

A modelagem numérica foi realizada utilizando-se o elemento shell181, que tem como característica principal a plasticidade. Ele possui quatro nós por elemento, seis graus de liberdade UX, UY, UZ, ROTX, ROTY e ROTZ e é tridimensional (Figura 5.01). Foram criados seis *sets* de constantes reais, utilizados para informar ao programa as

espessuras do banzo superior, montantes e diagonais (0,64 cm), banzo inferior (0,71 cm), chapas de apoio (2,22 cm), chapas de reforço (0,95 cm), laje (6 cm) e nervuras (15,25 cm). A fôrma de aço, bem como a armadura da laje, não foram levadas em consideração na modelagem.

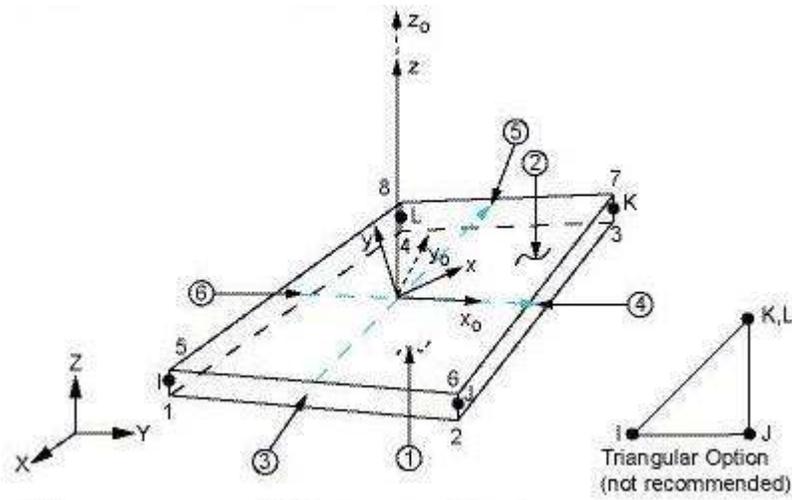


Figura 5.01 – Características do elemento shell181. Fonte: ANSYS INC. (2005)

O efeito da não linearidade física dos materiais foi considerado através da construção dos diagramas de tensão-deformação do aço das barras tubulares e do concreto da laje.

O diagrama do aço utilizado nas barras tubulares (Figura 5.02) foi incorporado através do modelo *Ansys bilinear*, com material do tipo *bilinear isotropic hardening* (BISO), onde se fornecem as propriedades módulo de elasticidade (20500 kN/cm²), coeficiente de Poisson (0,3), tensão de escoamento (27,27 kN/cm²) e módulo de elasticidade tangente $((37,73 - 27,27)/(1\% - 0,133\%) = 1206,46 \text{ kN/cm}^2)$, tomando o cuidado de se estabelecerem valores de cálculo para possibilitar a comparação com os resultados obtidos no dimensionamento.

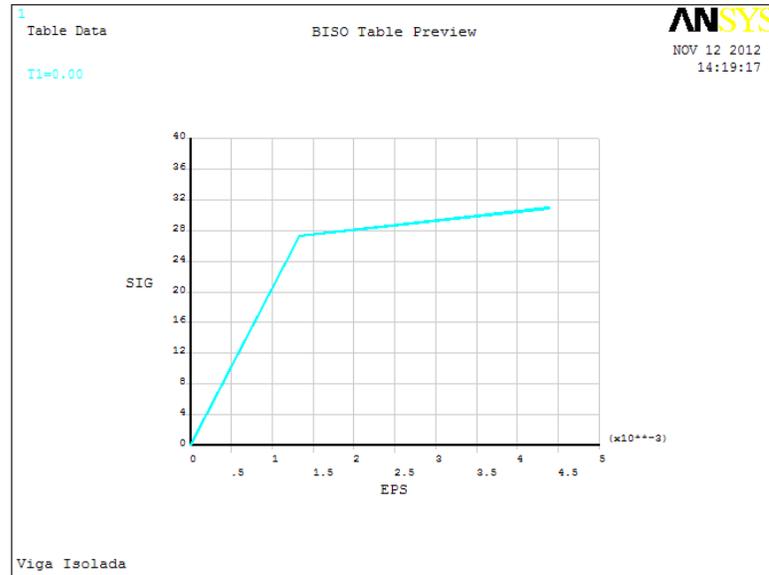


Figura 5.02 – Curva tensão x deformação do aço das barras tubulares.

Apesar do concreto da laje estar submetido a tensões de compressão menores que $0,5 f_{ck}$, quando se pode admitir, segundo a norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2008) uma relação linear entre tensões e deformações, é mais adequado que se defina a curva do concreto como não-linear, conforme o que se adota para análises no estado limite último, o que torna a definição do material concreto mais próxima da realidade. Assim, adotou-se o diagrama parábola-retângulo proposto no item 8.2.10.1 da referida norma, tomando o cuidado para construir uma curva levemente descendente a partir da deformação 0,2 %, para atender aos pré-requisitos do software Ansys, que não permite estipular vários valores de deformação para um único valor de tensão. Conforme prescrito na norma o trecho parabólico foi construído utilizando-se a Equação 5.01.

$$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{0,2\%} \right)^2 \right] \quad (5.01)$$

O diagrama do concreto (Figura 5.03) foi aplicado então através do modelo *Ansys multilinear*, com material do tipo *multilinear isotropic hardening* (MISO), onde se deve fornecer as propriedades módulo de elasticidade (1330 kN/cm^2 , referente a inclinação na origem), coeficiente de Poisson (0,2) e os pontos de tensão e deformação para a plotagem do diagrama.

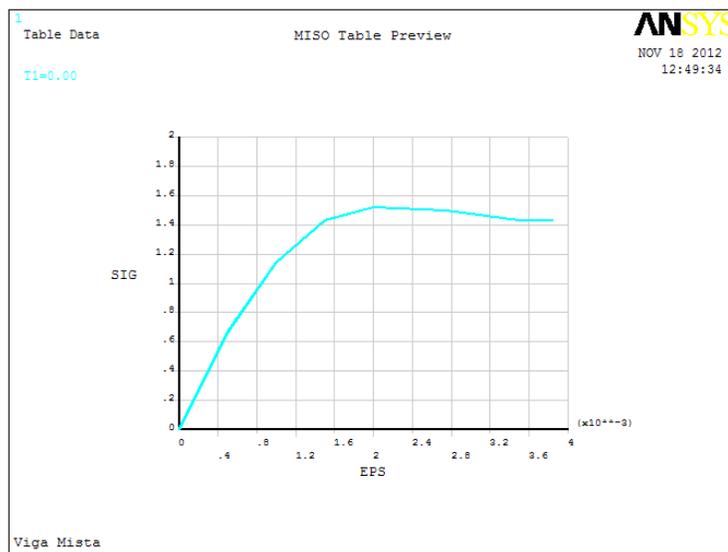


Figura 5.03 – Curva tensão x deformação do concreto.

As opções BISO e MISO usam o critério de escoamento de von Mises (*Mises plasticity*) em conjunto com um trecho de endurecimento isotrópico. Assim, no pós-processamento, as tensões foram analisadas de acordo com o critério de von Mises, muito utilizado no estudo de materiais dúcteis, portanto, adequado para o estudo das tensões limites na viga de aço. O critério da tensão de von Mises máxima é baseado na teoria de Mises-Hencky, também conhecida como teoria de energia de cisalhamento, teoria de distorção máxima ou teoria da máxima energia de distorção. Segundo esta teoria, o material dúctil começa a ceder em um local onde a tensão de von Mises se torna igual ao limite de tensão. Para materiais dúcteis, na maioria dos casos, este limite de tensão é o limite de escoamento do material.

5.2 Áreas e Malhas na Treliça-Vierendeel Isolada

No Ansys a malha pode ser gerada com elementos quadriláteros ou triangulares, de forma mapeada ou livre. Os tipos de elementos utilizados foram preferencialmente os quadrangulares, empregados no banzo inferior, montantes e diagonais (Figuras 5.04 e 5.05). Contudo, devido à análise da não-linearidade geométrica, esses elementos podem apresentar ângulo de canto máximo não permitido. Nesses casos, optou-se pela geração livre da malha, obtendo-se elementos triangulares para algumas áreas do modelo, como banzo superior e chapas de apoio e de reforço (Figura 5.06).

Foram utilizadas 180 áreas para a construção da geometria da viga isolada, sendo criados 48672 elementos durante o processo de geração das malhas (Tabela 5.01). O tempo de processamento da estrutura carregada foi de aproximadamente 7 minutos.

Tabela 5.01 – Quantidade de áreas e características das malhas utilizadas na modelagem da viga isolada.

Posição das áreas na estrutura	Áreas		Malhas	
	Quantidade	Comprimento do elemento (cm)	Forma do elemento	Quantidade acumulada de elementos
Banzo inferior (pequenas áreas)	34	0,5	Quad/Free Smart size	2512
Banzo superior (pequenas áreas)	34	0,5	Quad/Free Smart size	4290
Montantes (pequenas áreas)	18	0,5	Quad/Free Smart size	5457
Montantes	28	7,0	Quad/Free Smart size	17077
Diagonais	28	7,0	Quad/Free Smart size	25076
Banzo superior (face inferior)	5	5,0	Tri/Free Smart size	26703
Banzo superior (face superior)	7	7,0	Tri/Free Smart size	33332
Banzo superior (faces laterais)	6	4,0	Tri/Free Smart size	35289
Banzo inferior	2	3,0	Quad/Free Smart size	42229
Chapas de apoio	10	1,0	Tri/Free Smart size	48159
Chapas de reforço	8	4,0	Tri/Free Smart size	48672

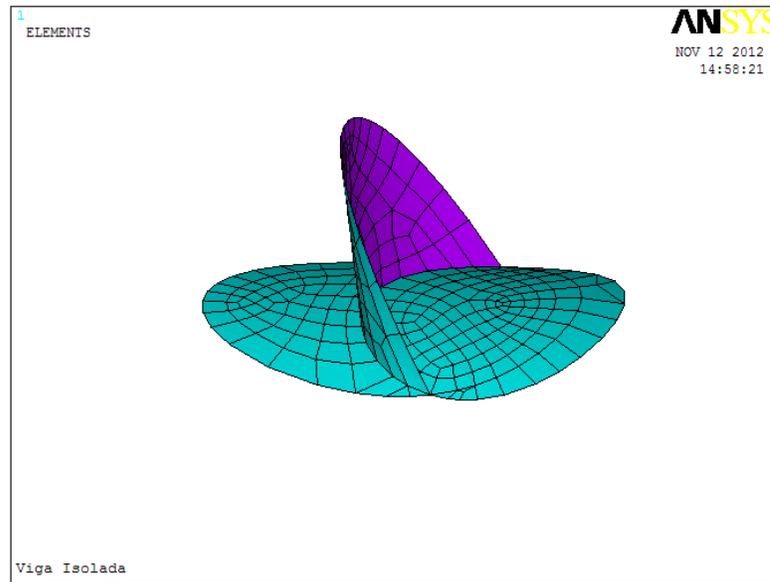


Figura 5.04 – Detalhe da malha na região em que a diagonal sobrepõe a montante e o banzo inferior.

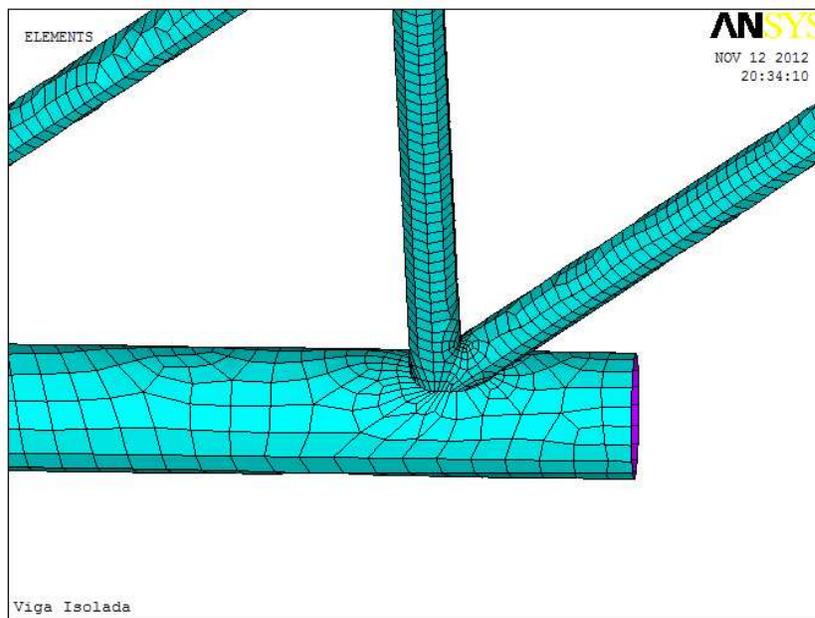


Figura 5.05 – Malha na região de ligação de montante e diagonal com o banzo inferior.

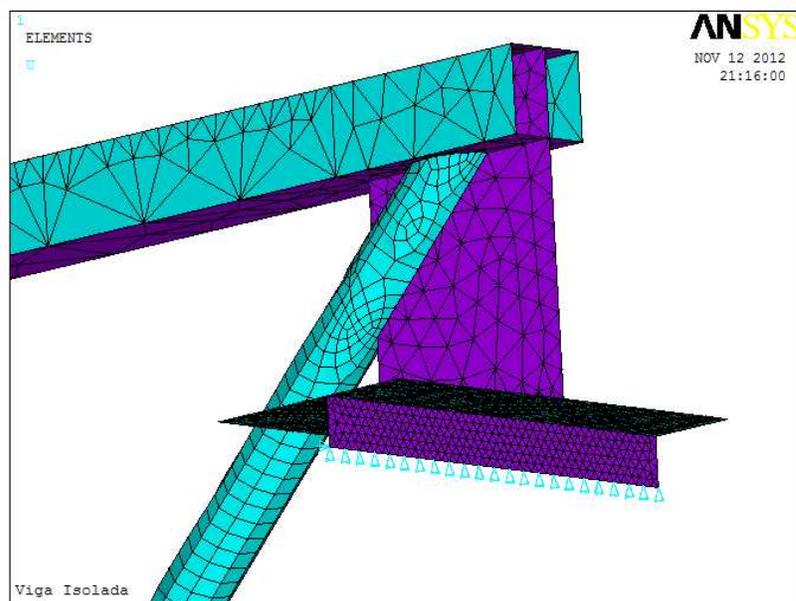


Figura 5.06 – Malha na região do apoio.

5.3 Áreas e Malhas na Treliça-Vierendeel Mista

Foram utilizadas 533 áreas (Figura 5.07) para a construção da geometria da viga mista, sendo criados 51427 elementos durante o processo de geração das malhas (Tabela 5.02). O tempo de processamento da estrutura carregada foi de aproximadamente 11 minutos.

Tabela 5.02 – Quantidade de áreas e características das malhas utilizadas na modelagem da viga mista.

Posição das áreas na estrutura	Áreas	Malhas		
	Quantidade	Comprimento do elemento (cm)	Forma do elemento	Quantidade acumulada de elementos
Banzo inferior (pequenas áreas)	34	0,5	Quad/Free Smart size	2584
Banzo superior (pequenas áreas)	34	0,5	Quad/Free Smart size	4839
Montantes (pequenas áreas)	18	0,5	Quad/Free Smart size	5986
Montantes	28	10,0	Quad/Free Smart size	16511
Diagonais	28	10,0	Quad/Free Smart size	24161
Banzo superior (face inferior)	5	7,0	Tri/Free Smart size	25473
Laje (áreas centrais)	51	3,0	Tri/Free Smart size	27853
Nervuras (ligação com o BS)	50	2,0	Tri/Free Smart size	30247
Banzo superior (face superior)	57	10,0	Tri/Free Smart size	30859
Banzo superior (faces laterais)	6	10,0	Tri/Free Smart size	31531
Banzo inferior	2	4,0	Quad/Free Smart size	36681
Chapas de apoio	10	1,0	Tri/Free Smart size	42481
Chapas de reforço	8	6,0	Tri/Free Smart size	42823
Laje (áreas laterais)	102	15,0	Tri/Mapped 3 or 4 sided	48835
Nervuras	100	10,0	Tri/Mapped 3 or 4 sided	51427

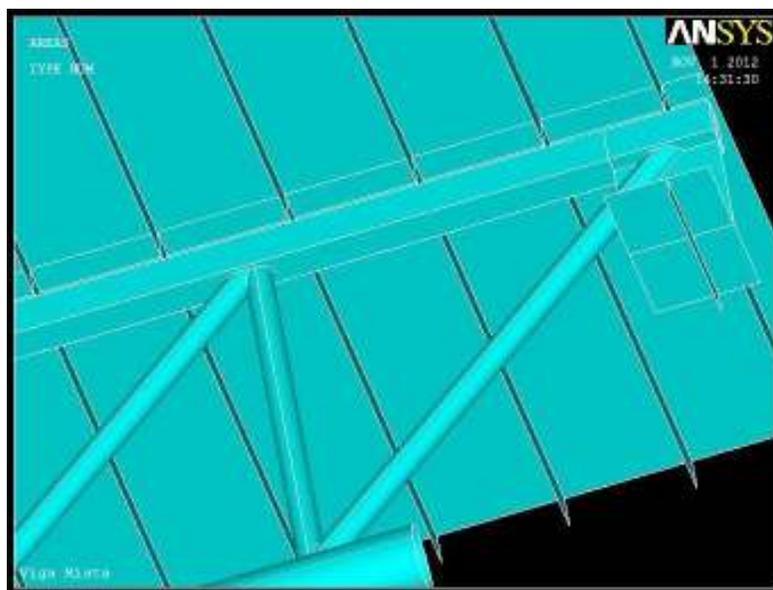


Figura 5.07 – Vista inferior das áreas na viga mista.

5.4 Condições de Contorno

As condições de apoio, ou restrições de deslocamento, foram aplicadas no modelo de elementos finitos, onde já haviam sido estabelecidos os nós e elementos. Do lado esquerdo da estrutura, mais especificamente na chapa vertical de apoio, que simula o rolete, foi criada uma linha de 23 apoios fixos, paralela ao eixo X global, permitindo que a estrutura girasse em torno de X. Assim, nestes nós foram impostas restrições de deslocamento em Z (ao longo do comprimento da estrutura) e em Y. Na chapa vertical de apoio do lado direito da estrutura (Figura 5.06), foi criada, similarmente, uma linha de 23 apoios móveis, também paralela ao eixo X global, permitindo que a estrutura girasse em torno de X e transladasse ao longo de Z. Nestes nós foram impostas restrições de deslocamento em Y. No apoio do lado direito foi escolhido um nó para restrição do movimento em X, necessário para o funcionamento do modelo.

5.5 Análise do Comportamento da Treliza-Vierendeel Isolada

O passo 2 da marcha de cálculo visou definir um perfil para o banzo superior, que é bastante solicitado durante o processo construtivo não-escorado da estrutura.

No passo 2.1 do pré-dimensionamento determinou-se a área da seção transversal mínima para o banzo superior supondo compressão simples e carregamento distribuído ao longo de todo o vão da viga isolada.

Quando se utiliza pinos com cabeça, a escolha do banzo superior é influenciada por relações geométricas entre o diâmetro dos conectores e a espessura e largura do perfil do banzo, conforme explicitado no passo 2.2. Essas considerações levaram a escolha inicial do perfil TQ $b = 85 \text{ mm}$ ($t = 6,4 \text{ mm}$).

Nos passos 2.3, 2.4 e 2.5 do pré-dimensionamento (cálculo teórico) foram encontrados esforços que confirmaram o perfil escolhido em 2.2. A resistência de grupo frente aos momentos fletores de Vierendeel na viga isolada, estudada no passo 3, também não provocou alteração do perfil.

No passo 7, quando é realizada a verificação dos perfis escolhidos perante as condições de validade prescritas para as ligações, torna-se necessário alterar o perfil para uma largura maior, partindo-se agora para o perfil TQ $b = 95 \text{ mm}$ ($t = 5,6 \text{ mm}$). Por este motivo todo o cálculo teve que ser refeito, como num processo iterativo. O passo 8 demonstrou então que para que todos os pontos em análise fossem satisfeitos era necessário que se tomasse o perfil TQ $b = 95 \text{ mm}$ ($t = 6,4 \text{ mm}$).

O processo do dimensionamento deu-se início então com o perfil definido no passo 8 do pré-dimensionamento. Verificou-se que os esforços obtidos via cálculo analítico encontraram valores próximos aos obtidos de maneira mais acurada durante o dimensionamento, quando foi utilizado o software ftool (Tabela 5.03), o que fez com que o perfil fosse mantido.

Com relação ao içamento, a Tabela 5.03 mostra que o cálculo analítico previu bem a força normal de compressão atuante no banzo superior (erro = +11,4 %). Apesar do momento fletor solicitante previsto ser de apenas metade do valor encontrado via software ftool, o mesmo é muito baixo, não influenciando na verificação da segurança do banzo superior, e portanto, pode ser desprezado no cálculo.

Tabela 5.03 – Comparativo entre os esforços obtidos via cálculo analítico e software ftool referentes aos estados limites últimos na viga isolada.

Passo (Barra)	Cálculo Analítico	Software ftool	Razão ⁽¹⁾	Carregamento
2.3 (BS6)	$M_{Sd} = 473 \text{ kN.cm}$	$M_{Sd} = 534 \text{ kN.cm}$	0,886	Carregamento parcialmente distribuído
	$N_{Sd} = -179,40 \text{ kN}$	$N_{Sd} = -185,37 \text{ kN}$	0,968	
2.4.1 (BS6)	$M_{Sd} = 366 \text{ kN.cm}$	$M_{Sd} = 341 \text{ kN.cm}$	1,073	Carregamento completo ao longo de todo o vão
	$N_{Sd} = -243,75 \text{ kN}$	$N_{Sd} = -244,48 \text{ kN}$	0,997	
2.4.2 (BS8)	$M_{Sd} = 219 \text{ kN.cm}$	$M_{Sd} = 248 \text{ kN.cm}$	0,883	
	$N_{Sd} = -262,41 \text{ kN}$	$N_{Sd} = -250,39 \text{ kN}$	1,048	
Içamento (BS8)	$M_{Sd} = 5 \text{ kN.cm}$	$M_{Sd} = 10 \text{ kN.cm}$	0,500	Carga distribuída entre os pontos de içamento
	$N_{Sd} = -19,58 \text{ kN}$	$N_{Sd} = -17,58 \text{ kN}$	1,114	

⁽¹⁾ razão entre os esforços solicitantes obtidos através de cálculo analítico e via software ftool.

As condições de segurança do banzo superior (Tabela 5.04) mostraram que o mesmo não iria entrar em escoamento durante a fase construtiva não escorada.

Tabela 5.04 – Condições de segurança do banzo superior da treliça-Vierendeel isolada.

Condição de carregamento	Passo Barra Quadro	Pré-dimensionamento (cálculo analítico) TQ b = 95 mm (t = 6,4 mm)	Dimensionamento (software fool) TQ b = 95 mm (t = 6,4 mm)
VIPC ⁽¹⁾	Passos 2.3/2.5.1 Barra BS6 Quadro 6D	0,54 < 1,0	0,57 < 1,0
VITC ⁽²⁾	Passos 2.4.1/2.5.2 Barra BS6 Quadros 6E/6D	0,60 < 1,0	0,58 < 1,0
	Passos 2.4.2/2.5.3 Barra BS8 Quadro 8	0,55 < 1,0	0,55 < 1,0

⁽¹⁾ viga isolada parcialmente carregada; ⁽²⁾ viga isolada totalmente carregada.

5.5.1 Treliça-Vierendeel Isolada Parcialmente Carregada com Caminhamento da Concretagem do Apoio Esquerdo até o Quadro 6D

Para a viga isolada parcialmente carregada, na ligação da montante M5 (lado direito) com o banzo superior encontram-se tensões entre 24 e 27 kN/cm², provavelmente porque não foi modelada a solda e a seção transversal do banzo superior foi construída com cantos a 90 graus, sem os raios externos comuns dos perfis tubulares quadrados (Figura 5.08). Verifica-se na barra BI5 (quadro 6D) que um pequeno trecho de cerca de 1 cm também possui tensão entre 24 e 27 kN/cm² (Figura 5.09).

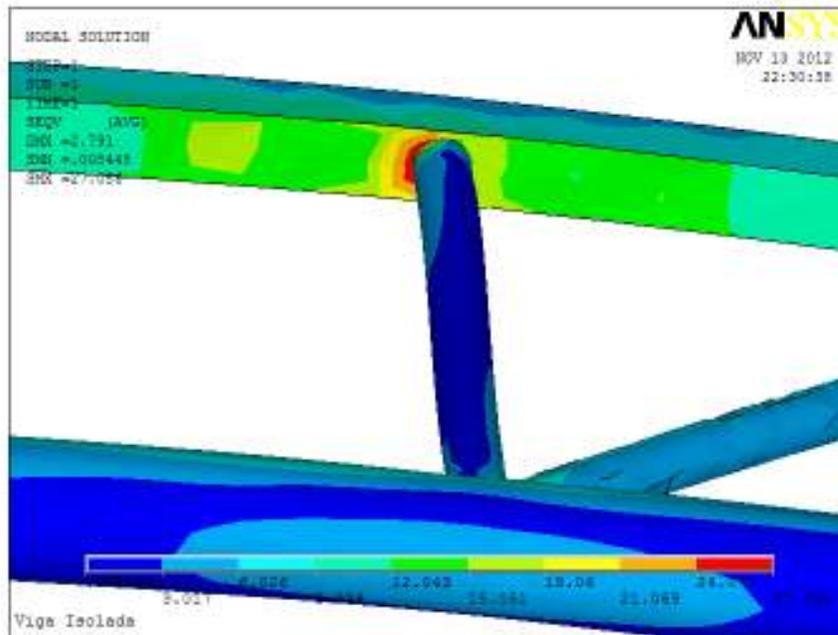


Figura 5.08 – Tensões de von Mises na ligação da montante M5 (lado direito) com o banzo superior na viga isolada parcialmente carregada.

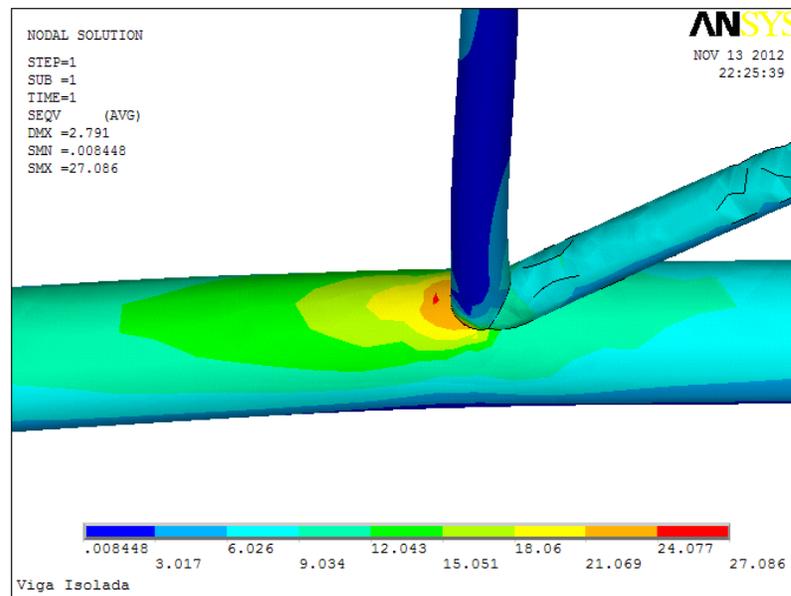


Figura 5.09 – Tensões de von Mises na face superior do banzo inferior (barra BI5 – lado direito) na viga isolada parcialmente carregada.

5.5.2 Treliza-Vierendeel Isolada Carregada ao Longo de Todo o Vão

Para a viga isolada carregada ao longo de todo o vão, na ligação da montante M5 (lado direito) com o banzo superior encontram-se tensões entre 22 e 24 kN/cm², provavelmente pelos motivos já citados anteriormente (Figura 5.10). Verifica-se na barra BS8 (quadro 8) que o banzo superior, no trecho mais solicitado, está submetido a tensões da ordem de 13 a 16 kN/cm² (Figura 5.11), portanto, bem abaixo do limite de escoamento.

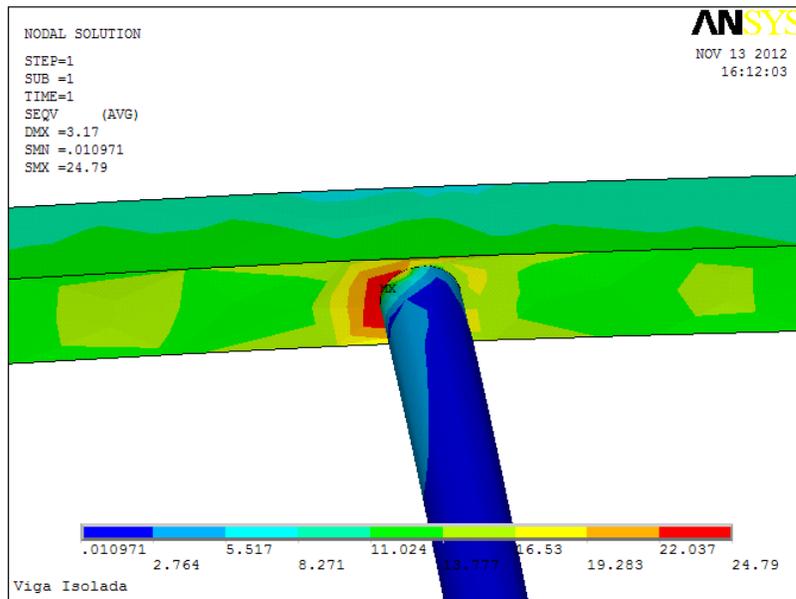


Figura 5.10 – Tensões de von Mises na ligação da montante M5 (lado direito) com o banzo superior na viga isolada carregada ao longo de todo o vão.

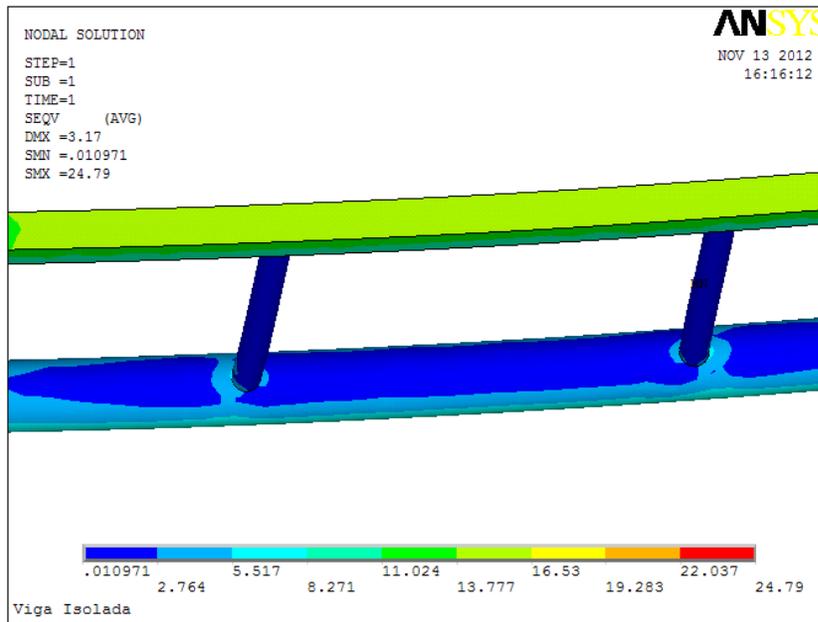


Figura 5.11 – Tensões de von Mises no banzo superior da viga isolada carregada ao longo de todo o vão.

5.5.3 Deslocamento Vertical Máximo Imediato na Treliça-Vierendeel Isolada (ELS)

Os valores de deslocamento vertical máximo imediato para a viga isolada obtidos através de metodologias prescritas para treliças mistas, sem, ou com um único painel Vierendeel central (item 4.4.2.1: 1,62 cm; e, item 4.4.2.2; 1,91 cm), são menores que os encontrados via softwares ftool (item 4.4.2.3: 2,30 cm) e Ansys (Figura 5.12: 2,31 cm). Este comportamento já era esperado, visto que os múltiplos painéis Vierendeel tornam a estrutura menos rígida e, por isso, mais deformável, tornando os valores obtidos via cálculo analítico contra a segurança.

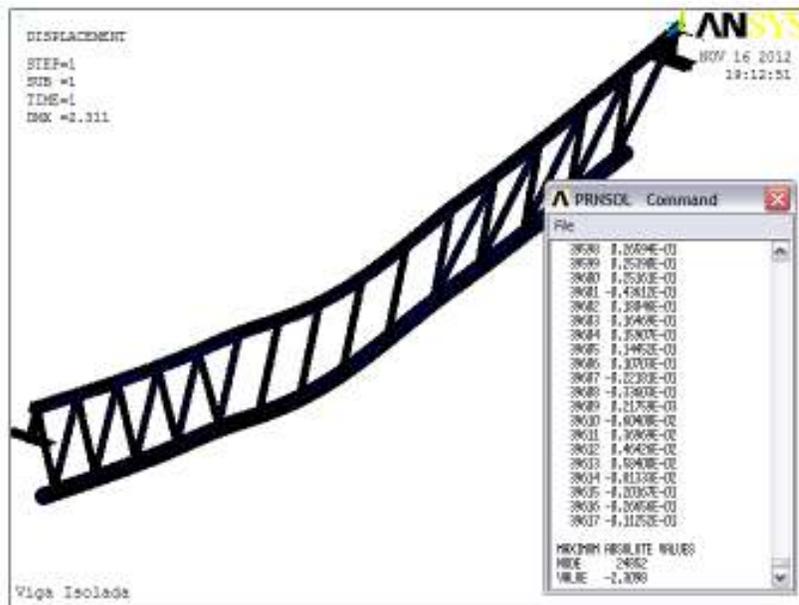


Figura 5.12 – Deslocamento vertical máximo na viga isolada de acordo com o software Ansys.

5.6 Análise do Comportamento da Treliça-Vierendeel Mista

O erro médio entre os esforços obtidos pelo pré-dimensionamento e pela modelagem bidimensional foi de 10 %, conforme se pode observar calculando-se a média dos erros expressos na coluna “razão”, definida na Tabela 5.05. O único valor destoante é o erro de 31,5 %, definido ao se obter o momento fletor atuante na barra BI5 para o caso da viga totalmente carregada. O mais curioso é que a mesma metodologia, então aplicada para se obter o momento fletor em BI5, em caso de viga parcialmente carregada, levou ao pequeno erro de 1 %. Estes valores de momento fletor foram obtidos ao se estimar que 50 % da força cortante média atuante no quadro 6D se encaminharia para o banzo inferior. Ao se admitir que esta transferência se dê através da ponderação das resistências à força cortante da laje, do banzo superior e do banzo inferior estes erros passam para 51 % e 15,9 %, respectivamente, ou seja, a previsão piora em ambos os casos. Ao se admitir que esta transferência se dê através

da ponderação das rigidezes EI da laje, do banzo superior e do banzo inferior estes erros passam para 57,3 % e 20,8 %, respectivamente, piorando ainda mais as previsões. Portanto, para se prever com mais acuidade estes valores de momento fletor outros estudos devem ser realizados.

Tabela 5.05 – Comparativo entre os esforços obtidos via cálculo analítico e software ftool referentes aos estados limites últimos na viga mista.

Passo (Barra)	Cálculo Analítico	Software ftool	Razão ⁽¹⁾	Carregamento
1.2 (BI7)	$M_{Sd} = 1200 \text{ kN.cm}$	$M_{Sd} = 1126 \text{ kN.cm}$	1,066	Carregamento completo ao longo de todo o vão
	$N_{Sd} = +760,57 \text{ kN}$	$N_{Sd} = +722,20 \text{ kN}$	1,053	
1.3 (BI5)	$M_{Sd} = 1511 \text{ kN.cm}$	$M_{Sd} = 1149 \text{ kN.cm}$	1,315	
	$N_{Sd} = +697,13 \text{ kN}$	$N_{Sd} = +713,36 \text{ kN}$	0,977	
1.4 (conectores)	$\Sigma Q_{Rd} = 1080,0 \text{ kN}$	$\Sigma Q_{Rd} = 1109,3 \text{ kN}$	0,974	
	$Q_{Rd,max} = 70,60 \text{ kN}$	$Q_{Sd,max} = 78,68 \text{ kN}$	0,897	
1.6 (BI7)	$M_{Sd} = 1200 \text{ kN.cm}$	$M_{Sd} = 1045 \text{ kN.cm}$	1,148	Carregamento acidental parcialmente distribuído
	$N_{Sd} = +646,99 \text{ kN}$	$N_{Sd} = +622,52 \text{ kN}$	1,039	
1.7 (BI5)	$M_{Sd} = 1902 \text{ kN.cm}$	$M_{Sd} = 1883 \text{ kN.cm}$	1,010	
	$N_{Sd} = +566,08 \text{ kN}$	$N_{Sd} = +606,42 \text{ kN}$	0,933	
5 (D1)	$M_{Sd} = \text{não calculado}$	$M_{Sd} = 82,0 \text{ kN.cm}$	-	Carregamento completo ao longo de todo o vão
	$N_{Sd} = +299,16 \text{ kN}$	$N_{Sd} = +250,78 \text{ kN}$	1,193	
6 (M1)	$M_{Sd} = \text{não calculado}$	$M_{Sd} = 175 \text{ kN.cm}$	-	
	$N_{Sd} = -196,43 \text{ kN}$	$N_{Sd} = -170,10 \text{ kN}$	1,155	

⁽¹⁾ razão entre os esforços solicitantes obtidos através de cálculo analítico e via software ftool.

No modelo criado via ftool a laje e a estrutura em aço foram conectadas para simular a interação total entre as partes. A rigidez desta ligação foi tomada considerando-se a nervura de concreto sob flexão ao longo da espessura da laje, o que levou a resultados satisfatórios, visto que a somatória das forças cisalhantes horizontais (ΣQ_{Rd}) calculadas e determinadas via ftool apresentaram erro de apenas 2,6 %, conforme Tabela 5.05. A utilização de uma ligação com rigidez infinita (elevados e indiscriminados valores de momento de inércia e área de seção transversal) como sugere CHIEN e RITCHIE (1984) geram momentos que não podem ser resistidos pelo sistema conector/laje, e, ainda, ao se modelar o conector em aço e com suas dimensões reais a ligação se torna muito flexível para propiciar a transferência de

cisalhamento e garantir a efetiva ação mista; por estes motivos estas duas metodologias foram descartadas, em prol da ligação via nervura de concreto.

No pré-dimensionamento das diagonais e montantes (Tabela 5.05) não foram estimados os valores dos momentos fletores solicitantes. Quando os mesmos foram obtidos via software ftool verificou-se que o momento fletor solicitante na montante influencia no seu dimensionamento, o que levou à troca da espessura de $t = 4$ mm para $t = 6,4$ mm. Já o momento fletor solicitante na diagonal faz com que a margem de segurança diminua, porém, não obriga a troca do perfil.

5.6.1 Treliça-Vierendeel Mista Carregada com Carga Acidental de Ocupação ao Longo de Todo o Vão

As tensões de von Mises foram avaliadas para 80 %, 90 % e 100 % da carga última de projeto, sendo os resultados apresentados na Tabela 5.06. Ao se aplicar 80 % da carga (Figura 5.13), um pequeno trecho da face superior da barra BI5 começa a escoar (Figura 5.14b: tensões entre 26 e 29 kN/cm²), enquanto um longo trecho da face inferior do banzo inferior (BI7 e 40 % de BI6, lados esquerdo e direito) apresenta tensões entre 22 e 25 kN/cm² (Figura 5.14a). Ao se aplicar 90 % da carga, o pequeno trecho da face superior da barra BI5 continua entrando em escoamento (Figura 5.15b: tensões entre 26 e 30 kN/cm²), enquanto a face inferior do banzo inferior (BI7) inicia também a fase de escoamento, apresentando também tensões entre 26 e 30 kN/cm² (Figura 5.15a). Finalmente, ao se aplicar 100 % da carga, 8 a 9 cm da face superior da barra BI5 continua em início de escoamento (Figura 5.16b: tensões entre 27 e 31 kN/cm²), enquanto um longo trecho da face inferior do banzo inferior (BI7 e 50 % de BI6, lados esquerdo e direito) apresenta tensões também entre 27 e 31 kN/cm² (Figura 5.16a), comprovando, conforme expectativa do pré-dimensionamento e

dimensionamento, que os dois trechos iriam entrar em regime de escoamento simultaneamente, sob tensões da ordem de 27,27 kN/cm².

Em um trecho muito pequeno (cerca de menos de 1 cm), na ligação da montante M5 com o banzo superior, surgiram tensões médias de 27,4 kN/cm², quando aplicado 80 % da carga última (Figura 5.17a), de 28,1 kN/cm², quando aplicado 90 % da carga última (Figura 5.17b), e, de 28,8 kN/cm², quando aplicado 100 % da carga última (Figura 5.17c). Isto aconteceu, conforme dito anteriormente, porque não foi modelada a solda e a seção transversal do banzo superior foi construída com cantos a 90 graus, sem os raios externos comuns dos perfis tubulares quadrados. E ainda, como a ruína da ligação se dá por deformações limites, e não por tensões limites, e a resistência da ligação já foi checada pelas equações semi-empíricas definidas pelo European Committee for Standardization (ECS, 2005b) pode-se considerar que a ligação de M5 com o banzo superior não se constitui um estado limite último.

Tabela 5.06 – Evolução das tensões de von Mises na viga mista.

ELU	BI5 quadros 6E e 6D (face superior)			BI6/BI7 (face inferior)		
Carga (%)	Tensão máxima (kN/cm ²)	Escoamento	Região	Tensão máxima (kN/cm ²)	Escoamento	Região
80	25,7 – 28,9	Início	2 a 3 cm	22,5 – 25,7	Não	BI7 e 40% de BI6 (lados esquerdo e direito)
90	26,4 – 29,7	Início	9 a 10 cm	26,4 – 29,7	Início	BI7
100	27,1 – 30,5	Sim	8 a 9 cm	27,1 – 30,5	Sim	BI7 e 50% de BI6 (lados esquerdo e direito)

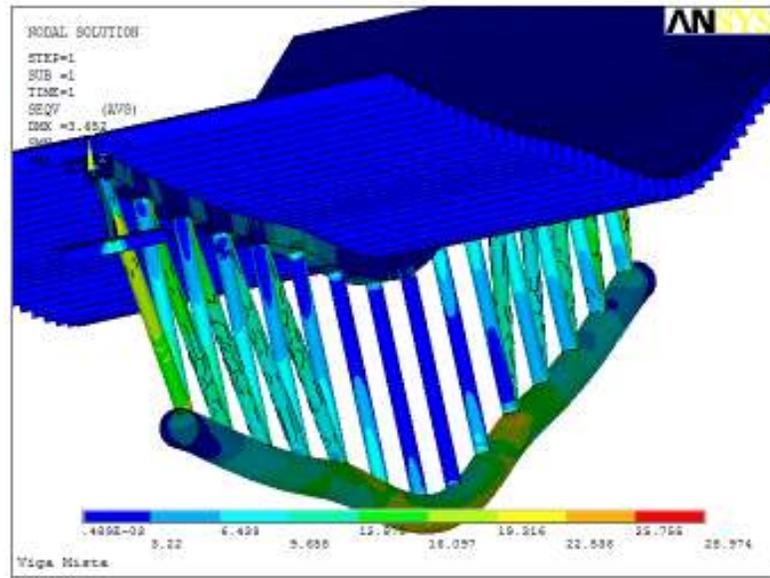
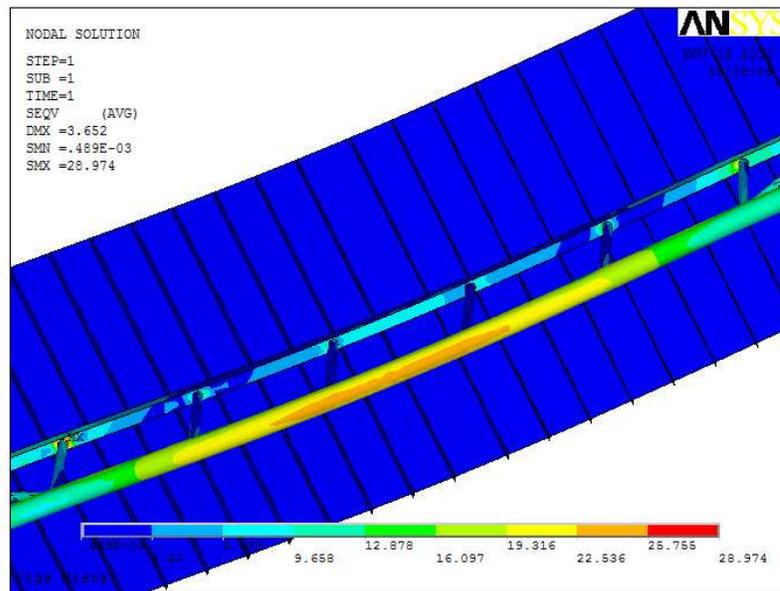
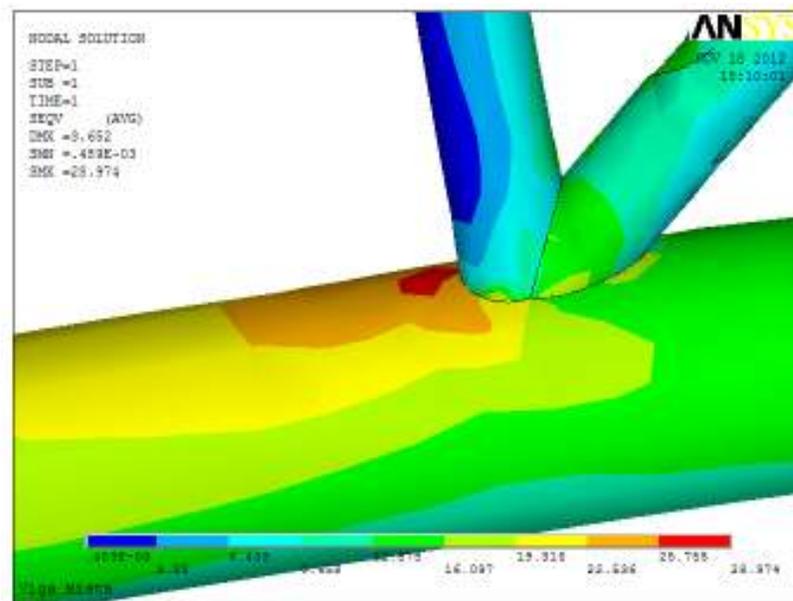


Figura 5.13 – Vista geral da viga mista submetida a 80 % da carga última.

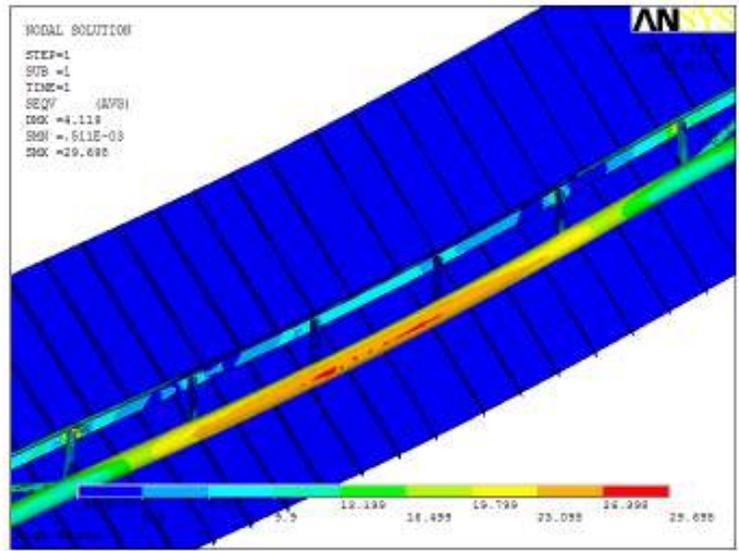


(a)

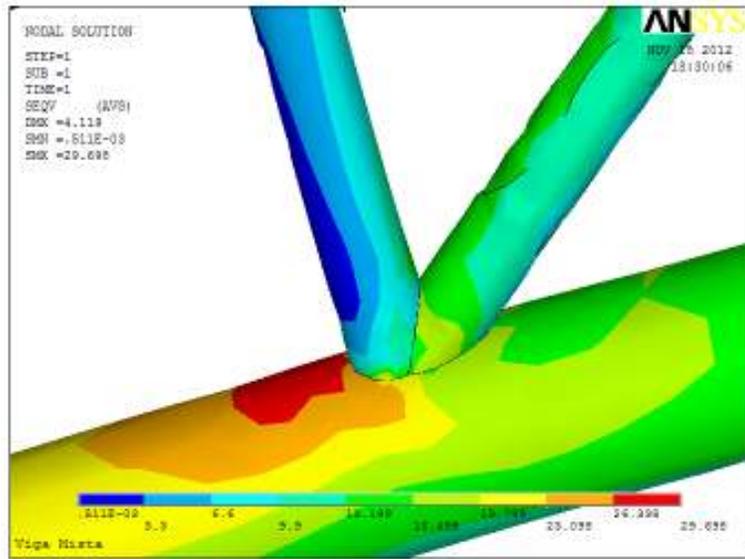


(b)

Figura 5.14 – Tensões de von Mises na viga mista submetida a 80 % da carga última – (a) face inferior do banzo inferior; (b) face superior da barra B15.

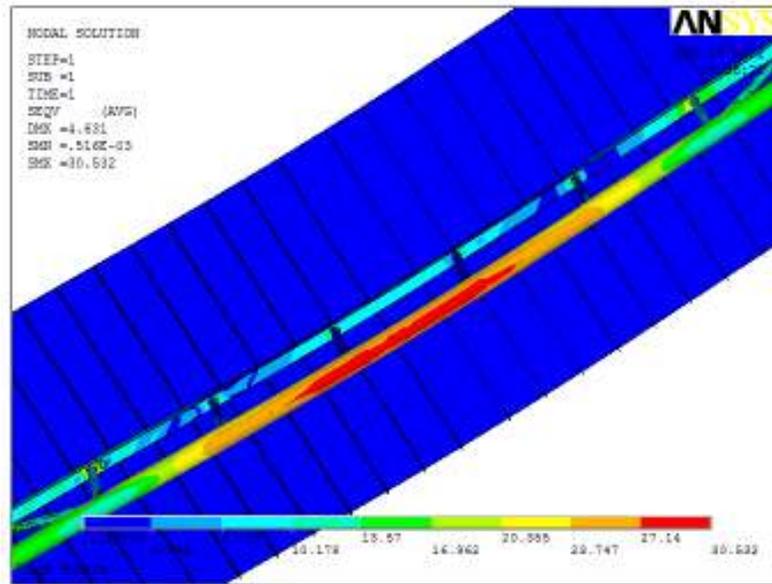


(a)

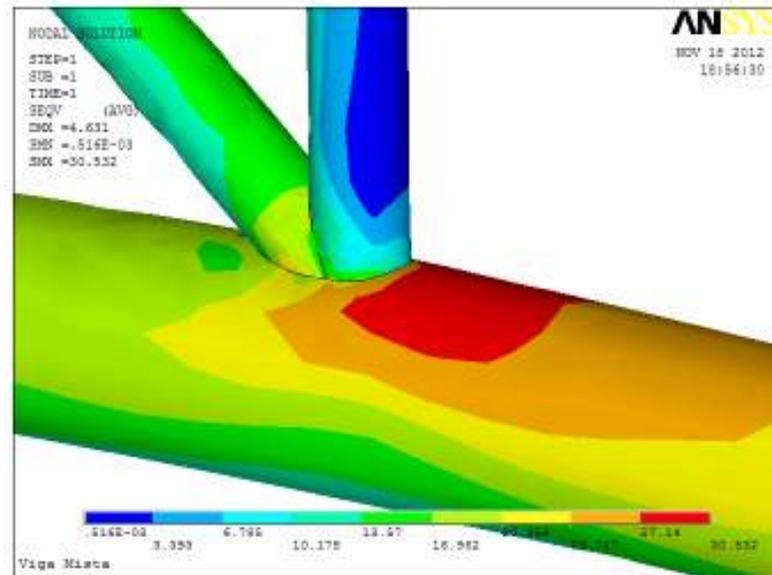


(b)

Figura 5.15 – Tensões de von Mises na viga mista submetida a 90 % da carga última – (a) face inferior do banzo inferior; (b) face superior da barra B15.

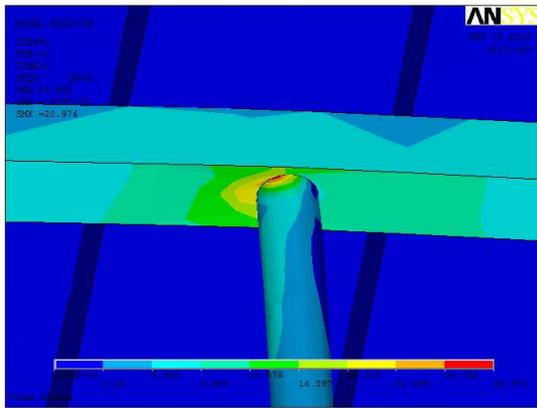


(a)

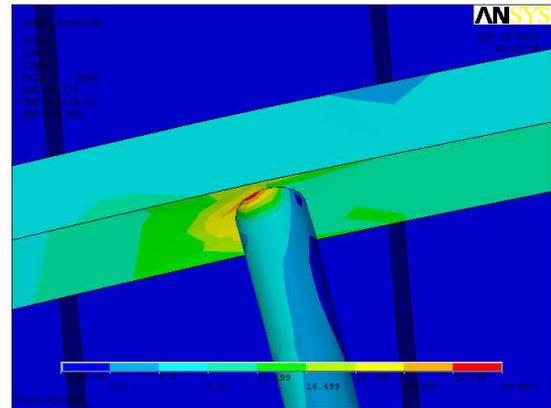


(b)

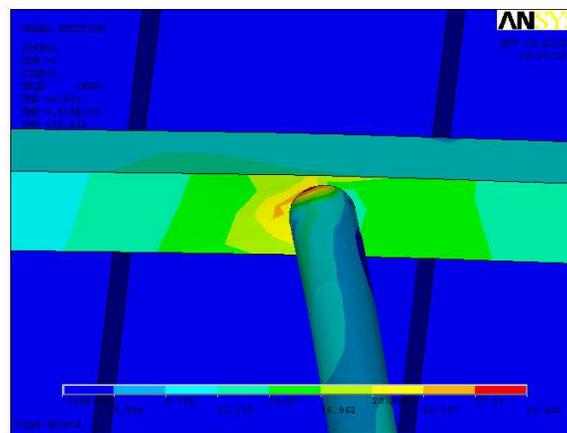
Figura 5.16 – Tensões de von Mises na viga mista submetida a 100 % da carga última – (a) face inferior do banzo inferior; (b) face superior de BI5.



(a)



(b)



(c)

Figura 5.17 – Tensões na ligação da montante M5 com o banzo superior. (a) 80 % da carga última; (b) 90 % da carga última; e, (c) 100 % da carga última.

5.6.2 Trelça-Vierendeel Mista Carregada com Carga Acidental de Ocupação do Apoio Esquerdo até o Quadro 6D

Ao se aplicar a carga acidental de ocupação distribuída apenas do apoio esquerdo até o quadro 6D, a viga não se deforma de maneira simétrica (Figura 5.18) e uma elevada força cortante deve ser transferida pelo painel Vierendeel 6D. Isso faz com que um trecho de cerca de 8 a 9 cm da face superior da barra B15 (lado direito) entre em escoamento (Figura 5.19b: tensões entre 28 e 32 kN/cm²), enquanto um longo

trecho da face inferior do banzo inferior (BI7 e BI6 do lado esquerdo) apresente início de escoamento, com tensões entre 25 e 28 kN/cm² (Figura 5.19a). Este comportamento foi previsto no dimensionamento, visto que a segurança encontrada para a barra BI7 foi de $0,82 < 1,0$ (passo 1.6) e a segurança encontrada para a barra BI5 foi de $0,95 < 1,0$ (passo 1.7), ou seja, era previsto que a face superior de BI5 entraria em escoamento antes da face inferior de BI7.

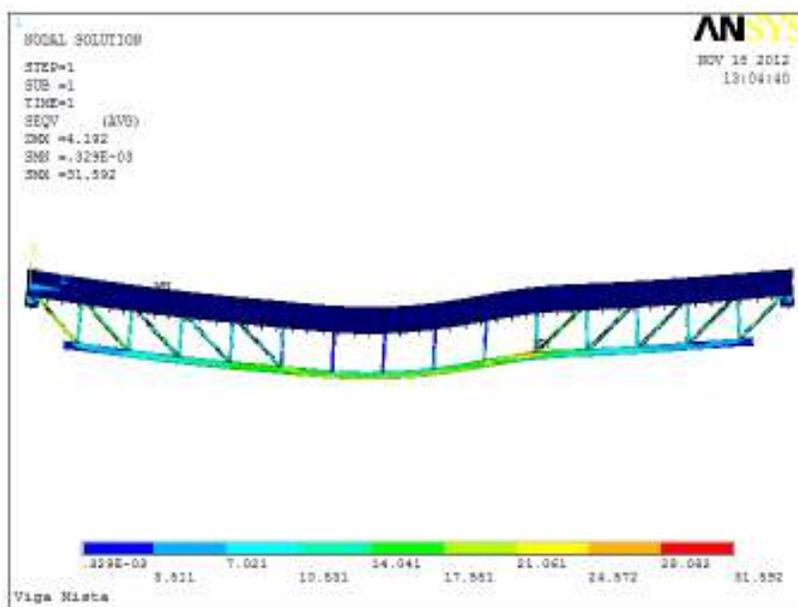
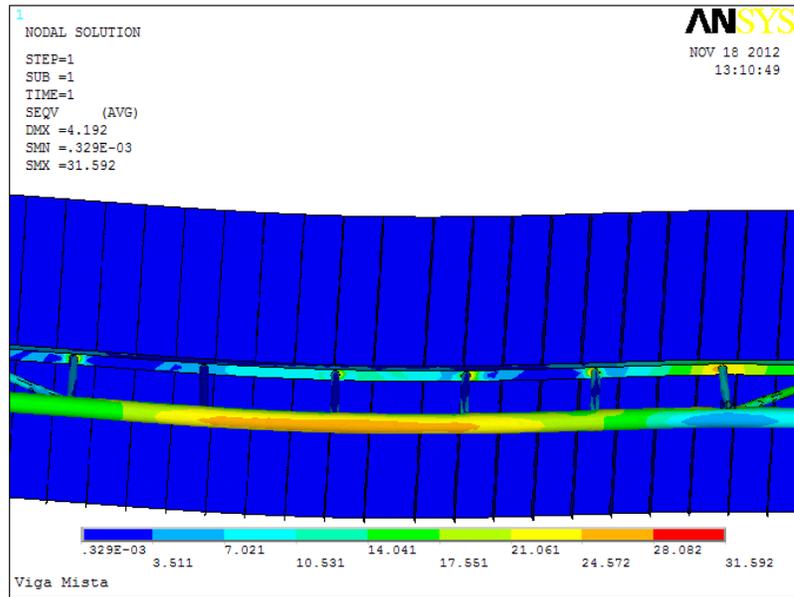
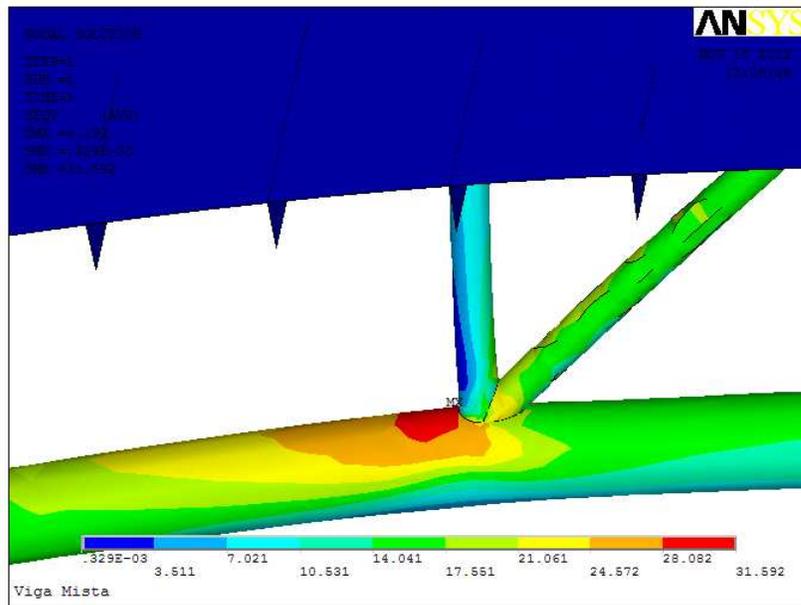


Figura 5.18 – Aspecto geral das deformações e tensões de von Mises na viga mista parcialmente carregada.



(a)



(b)

Figura 5.19 – Tensões de von Mises na viga mista parcialmente carregada – (a) face inferior do banzo inferior; (b) face superior do banzo inferior (barra B15 – lado direito).

5.6.3 Deslocamentos Verticais na treliça-Vierendeel Mista (ELS)

Os valores de deslocamento vertical máximo imediato para a treliça-Vierendeel mista obtidos através de metodologias prescritas para treliças mistas, sem, ou com um único painel Vierendeel central (item 4.4.3.1: 1,22 cm; item 4.4.3.2: 1,28 cm; item 4.4.3.3: 1,24 cm; item 4.4.3.4: 1,18 cm), são menores que os encontrados via softwares ftool (item 4.4.3.5: 1,74 cm) e Ansys (Figura 5.20: 1,99 cm). Conforme já comentado na análise da treliça-Vierendeel isolada, este comportamento já era esperado, visto que os múltiplos painéis Vierendeel tornam a estrutura menos rígida, tornando os valores obtidos via cálculo analítico contra a segurança.

O cálculo do deslocamento vertical devido à retração do concreto sugerido pela norma canadense CAN/CSA-S16-01 (CSA, 2001) levou ao valor 0,01 cm. Talvez isto se deva ao fato da razão altura/vão da estrutura ser elevada. Segundo CHIEN e RITCHIE (1984), uma treliça bi-apoiada que possua a razão entre a sua altura (medida da face superior do banzo superior à face inferior do banzo inferior) e o seu vão entre os valores 1/11 e 1/17 (que é o caso da viga em estudo) tende a apresentar valores de deslocamentos devidos à fluência e à retração insignificantes, podendo o valor de deslocamento estimado para a fluência estimado em 15 % da flecha imediata ser muito elevado e ainda a flecha calculada para a retração ser praticamente nula.

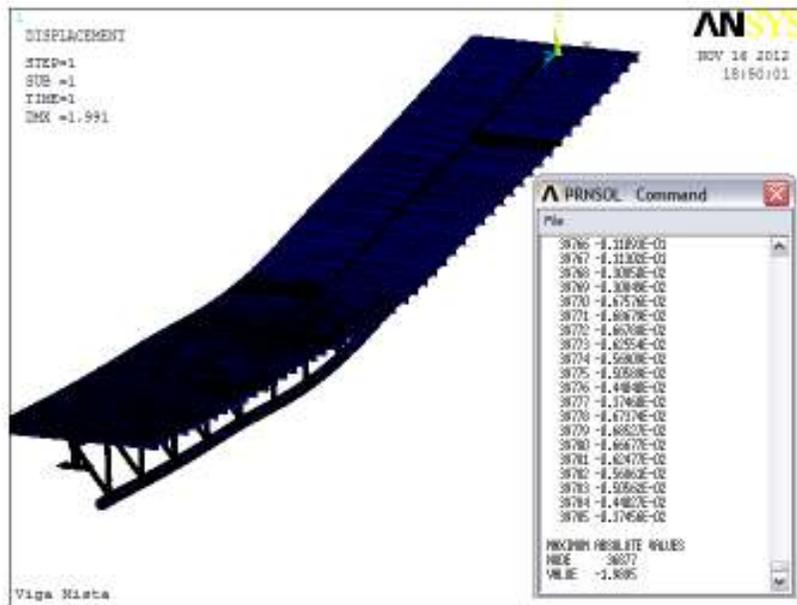


Figura 5.20 – Deslocamento vertical máximo na viga mista de acordo com o software Ansys.

5.6.4 Vibração (ELS)

As metodologias utilizadas para a previsão da frequência natural da treliça-Vierendeel mista foram baseadas em estudos para treliças mistas (item 4.4.5.1: $f_n = 6,59$ Hz) e vigas mistas com grandes aberturas na alma (item 4.4.5.2: $f_n = 5,11$ Hz), sendo a única diferença entre os métodos a maneira de se estimar a carga distribuída sobre a estrutura. Foram encontrados, em ambos os casos, valores acima de 4 Hz, portanto, satisfazendo a teoria. Porém, devido à presença de múltiplos painéis Vierendeel a frequência da estrutura em estudo pode não ser a mesma que a encontrada pelas metodologias explicitadas. Como os valores não foram checados por ensaio experimental ou modelagem computacional não é possível analisar a vibração sob outros pontos de vista.

5.6.5 Variação na Quantidade de Painéis Vierendeel na Treliça-Vierendeel Mista

Partindo-se do princípio de que o procedimento de cálculo proposto através do pré-dimensionamento foi satisfatório, ou seja, levou à correta interpretação do comportamento estrutural de uma treliça-Vierendeel mista composta por 5 painéis Vierendeel centrais, o cálculo foi repetido para vigas similares (mesmo vão e mesmos perfis), compostas por 3, 7, 9 e 13 painéis (Figura 5.21).

Ao se estudar a viga mista com 5 painéis Vierendeel concluiu-se que, para o caso da mesma totalmente carregada (VMTC), o ELU se dá com escoamento simultâneo de BI5 e BI7. Quando a viga está parcialmente carregada (VMPC) a barra BI5 entra em escoamento um pouco antes que BI7. A viga mista está segura com relação aos momentos fletores de Vierendeel.

O estudo aplicado a uma viga similar, porém com 3 painéis Vierendeel, faz com que a estrutura suporte uma carga maior (Tabela 5.07), porém, com o inconveniente de possuir menos painéis disponíveis para a passagem de dutos. Para os casos de viga totalmente e parcialmente carregada, a face superior de BI6 entra em escoamento antes que a face inferior de BI7. A viga mista está segura com relação aos momentos fletores de Vierendeel (Tabela 5.08).

Ao se construir 7 painéis, a estrutura não suporta mais a carga estipulada no projeto, e, quando a viga está totalmente ou parcialmente carregada, a barra BI7 entra em escoamento antes que BI4. A viga mista está segura com relação aos momentos fletores de Vierendeel.

Ao se construir 9 painéis, a estrutura suporta carga ainda menor que a estrutura com 7 painéis, e quando a viga está totalmente ou parcialmente carregada, a barra BI7

entra em escoamento antes que BI3. A resistência de grupo está muito próxima do momento fletor máximo de Vierendeel atuante.

Com 13 painéis, a estrutura suporta carga menor que a estrutura com 9 painéis, e, mais uma vez, quando a viga está totalmente ou parcialmente carregada, a barra BI7 entra em escoamento antes que BI1. A viga mista não é capaz de resistir aos momentos fletores de Vierendeel.

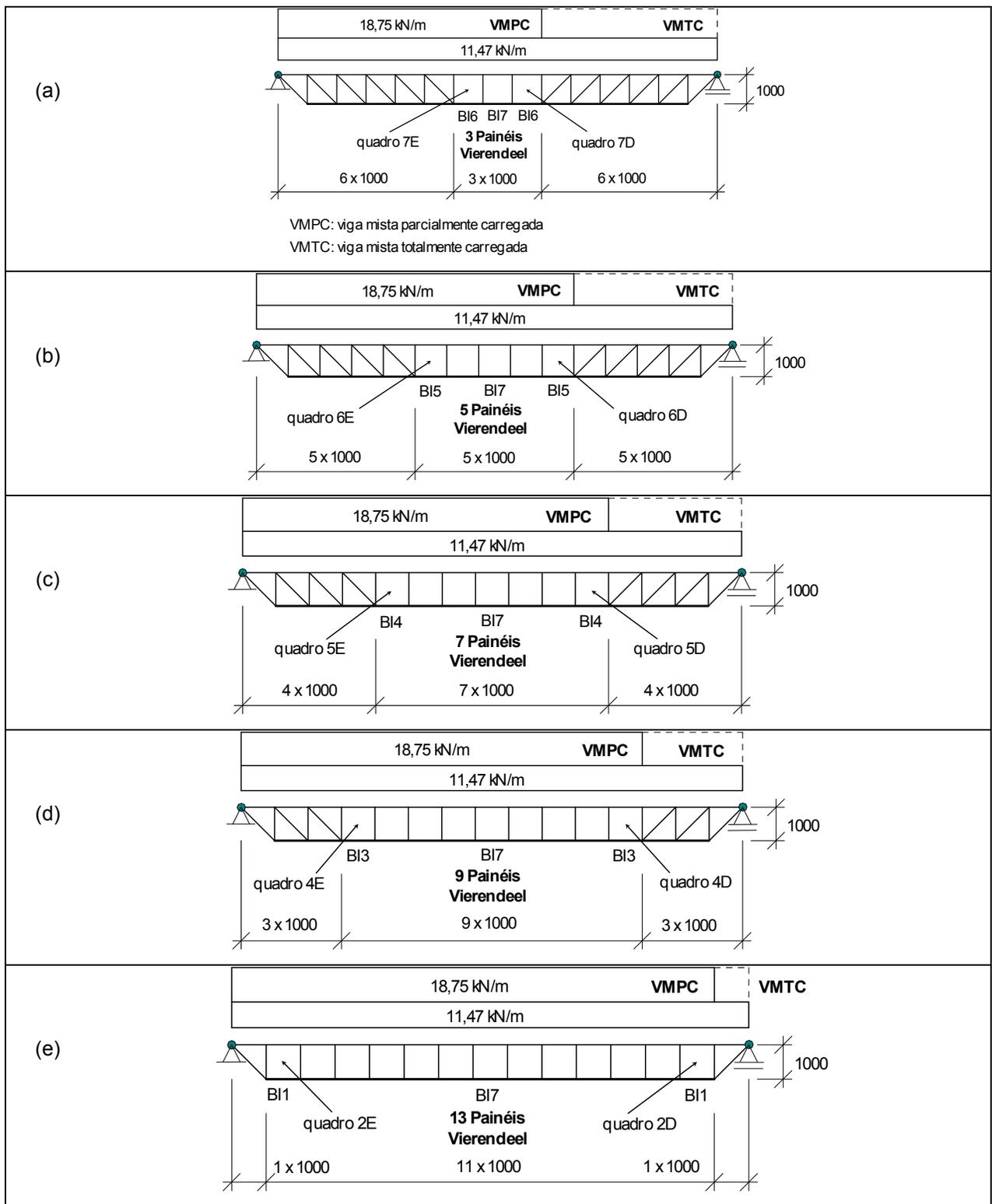


Figura 5.21 – Treliça-Vierendeel mista com variação do número de painéis Vierendeel centrais. (a) 3 painéis; (b) 5 painéis; (c) 7 painéis; (d) 9 painéis; e, (e) 13 painéis.

Tabela 5.07 – Condição de segurança para a treliça-Vierendeel mista, variando-se o número de painéis Vierendeel centrais.

Número de painéis Vierendeel	Condição de carregamento	Barra e face analisada	Esforços solicitantes via cálculo analítico	Condição de segurança
3	VMTC	face superior BI6 (quadros 7E/7D)	$M_{Sd} = 6,04 \text{ kN.m}$; $N_{Sd} = 730,70 \text{ kN}$	$0,85 < 1,0$
		face inferior BI7	$M_{Sd} = 3,01 \text{ kN.m}$; $N_{Sd} = 743,93 \text{ kN}$	$0,81 < 1,0$
	VMPC	face superior BI6 (quadro 7D)	$M_{Sd} = 10,54 \text{ kN.m}$; $N_{Sd} = 563,31 \text{ kN}$	$0,76 < 1,0$
		face inferior BI7	$M_{Sd} = 3,01 \text{ kN.m}$; $N_{Sd} = 596,23 \text{ kN}$	$0,66 < 1,0$
5	VMTC	face superior BI5 (quadros 6E/6D)	$M_{Sd} = 11,49 \text{ kN.m}$; $N_{Sd} = 713,36 \text{ kN}^{(1)}$	$0,93 < 1,0$
		face inferior BI7	$M_{Sd} = 11,26 \text{ kN.m}$; $N_{Sd} = 722,20 \text{ kN}^{(1)}$	$0,93 < 1,0$
	VMPC	face superior BI5 (quadro 6D)	$M_{Sd} = 18,83 \text{ kN.m}$; $N_{Sd} = 606,42 \text{ kN}^{(1)}$	$0,95 < 1,0$
		face inferior BI7	$M_{Sd} = 10,45 \text{ kN.m}$; $N_{Sd} = 622,52 \text{ kN}^{(1)}$	$0,82 < 1,0$
7	VMTC	face superior BI4 (quadros 5E/5D)	$M_{Sd} = 18,13 \text{ kN.m}$; $N_{Sd} = 624,90 \text{ kN}$	$0,96 < 1,0$
		face inferior BI7	$M_{Sd} = 27,11 \text{ kN.m}$; $N_{Sd} = 743,93 \text{ kN}$	$1,24 > 1,0$
	VMPC	face superior BI4 (quadro 5D)	$M_{Sd} = 20,13 \text{ kN.m}$; $N_{Sd} = 533,00 \text{ kN}$	$0,90 < 1,0$
		face inferior BI7	$M_{Sd} = 27,11 \text{ kN.m}$; $N_{Sd} = 678,28 \text{ kN}$	$1,17 > 1,0$
9	VMTC	face superior BI3 (quadros 4E/4D)	$M_{Sd} = 24,18 \text{ kN.m}$; $N_{Sd} = 532,32 \text{ kN}$	$0,97 < 1,0$
		face inferior BI7	$M_{Sd} = 48,19 \text{ kN.m}$; $N_{Sd} = 743,93 \text{ kN}$	$1,61 > 1,0$
	VMPC	face superior BI3 (quadro 4D)	$M_{Sd} = 25,30 \text{ kN.m}$; $N_{Sd} = 475,75 \text{ kN}$	$0,93 < 1,0$
		face inferior BI7	$M_{Sd} = 48,19 \text{ kN.m}$; $N_{Sd} = 707,04 \text{ kN}$	$1,57 > 1,0$
13	VMTC	face superior BI1 (quadros 2E/2D)	$M_{Sd} = 36,26 \text{ kN.m}$; $N_{Sd} = 267,81 \text{ kN}$	$0,91 < 1,0$
		face inferior BI7	$M_{Sd} = 108,43 \text{ kN.m}$; $N_{Sd} = 743,93 \text{ kN}$	$2,67 > 1,0$
	VMPC	face superior BI1 (quadro 2D)	$M_{Sd} = 36,39 \text{ kN.m}$; $N_{Sd} = 260,49 \text{ kN}$	$0,91 < 1,0$
		face inferior BI7	$M_{Sd} = 108,43 \text{ kN.m}$; $N_{Sd} = 739,86 \text{ kN}$	$2,66 > 1,0$

⁽¹⁾ esforços obtidos via software ftool.

Tabela 5.08 – Resistência de grupo frente aos momentos fletores de Vierendeel na treliça-Vierendeel mista, variando-se o número de painéis Vierendeel centrais.

Número de painéis Vierendeel	Condição de carregamento	$M_v =$ momento fletor resistente de Vierendeel	Segurança
		$V_{sd} \times l_v =$ momento fletor solicitante no painel	
3	VMTC	$M_v = 1836 + 2 \times 1763,84 + 2 \times 2250,88 = 9865,44kN.cm$ $V_{sd} \times l = 30,22 \times 100 = 3022kN.cm$	Seguro
	VMPC	$M_v = 1836 + 2 \times 1763,84 + 2 \times 3384,60 = 12132,88kN.cm$ $V_{sd} \times l = 52,72 \times 100 = 5272kN.cm$	Seguro
5	VMTC	$M_v = 1836 + 2 \times 1763,84 + 2 \times 2550,06 = 10463,80kN.cm$ $V_{sd} \times l = 60,44 \times 100 = 6044kN.cm$	Seguro
	VMPC	$M_v = 1836 + 2 \times 1763,84 + 2 \times 3405,00 = 12173,68kN.cm$ $V_{sd} \times l = 76,07 \times 100 = 7607kN.cm$	Seguro
7	VMTC	$M_v = 1836 + 2 \times 1763,84 + 2 \times 3001,56 = 11366,80kN.cm$ $V_{sd} \times l = 90,66 \times 100 = 9066kN.cm$	Seguro
	VMPC	$M_v = 1836 + 2 \times 1763,84 + 2 \times 3558,52 = 12480,72kN.cm$ $V_{sd} \times l = 100,66 \times 100 = 10066kN.cm$	Seguro
9	VMTC	$M_v = 1836 + 2 \times 1763,84 + 2 \times 3562,31 = 12488,30kN.cm$ $V_{sd} \times l = 120,88 \times 100 = 12088kN.cm$	Limite
	VMPC	$M_v = 1836 + 2 \times 1763,84 + 2 \times 3860,79 = 13085,26kN.cm$ $V_{sd} \times l = 126,50 \times 100 = 12650kN.cm$	Seguro
13	VMTC	$M_v = 1836 + 2 \times 1763,84 + 2 \times 4670,05 = 14703,78kN.cm$ $V_{sd} \times l = 181,32 \times 100 = 18132kN.cm$	Não seguro
	VMPC	$M_v = 1836 + 2 \times 1763,84 + 2 \times 4690,29 = 14744,26kN.cm$ $V_{sd} \times l = 181,94 \times 100 = 18194kN.cm$	Não seguro

5.7 Deslocamentos Verticais em Função da Quantidade de Painéis Vierendeel nas Treliças-Vierendeel Isolada e Mista

Similarmente ao que foi feito no item 5.6.5 para o ELU, no item 5.7 verifica-se os deslocamentos verticais em função da quantidade de painéis Vierendeel centrais nas treliças-Vierendeel isolada e mista.

A viga com nenhum ou 1 painel Vierendeel, levando-se em consideração os efeitos de fluência estimados em 15 % do deslocamento inicial, pode ser construída com ou sem contra-flecha (Tabela 5.09). A razão entre os valores imediatos encontrados via modelagem com f_{tool} e através de procedimento proposto pela norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008) é $r_{d,vi} = 1,016$ (1,94 cm / 1,91cm) para a viga isolada e $r_{d,vm} = 1,186$ (1,40 cm / 1,18 cm) para a viga mista (Tabela 5.10), ou seja, a presença de um painel ou a existência de nenhum, faz com que a previsão do deslocamento vertical máximo imediato para as vigas isolada e mista deva ser feita multiplicando-se o valor encontrado via ABNT por 1,016 e 1,186, respectivamente (Figura 5.22). De maneira similar são apresentados os valores para os casos de vigas com 3, 5, 7, 9 e 13 painéis. Deve-se destacar que as vigas com 7 e 9 painéis respeitam o limite de 4,29 cm de deslocamento máximo (Tabela 5.09) apenas quando efetuada contra-flecha na viga isolada, enquanto a viga com 13 painéis não respeita o limite nem mesmo quando se realiza a contra-flecha.

Tabela 5.09 – Estado limite de serviço referente aos deslocamentos verticais máximos, variando-se o número de painéis Vierendeel centrais.

Número de painéis Vierendeel	$\delta_{\max,i,vi}^{(1)}$	$\delta_{\max,i,vm}^{(2)}$	$\delta_{\text{tot},vm}^{(3)}$	$\delta_{\text{tot},vm}$ sem contra-flecha	$\delta_{\text{tot},vm}$ com contra-flecha
Nenhum ou 1	1,94 ⁽⁴⁾	1,40	1,61	3,55 < 4,29 satisfaz	1,61 < 4,29 satisfaz
3	2,00	1,47	1,69	3,69 < 4,29 satisfaz	1,69 < 4,29 satisfaz
5	2,30	1,74	2,00	4,30 > 4,29 limite	2,00 < 4,29 satisfaz
7	2,94	2,36	2,71	5,65 > 4,29 não satisfaz	2,71 < 4,29 satisfaz
9	3,99	3,47	3,99	7,98 > 4,29 não satisfaz	3,99 < 4,29 satisfaz
13	8,10	7,70	8,86	16,96 > 4,29 não satisfaz	8,86 > 4,29 não satisfaz

⁽¹⁾ deslocamento vertical máximo imediato, ou inicial, na viga isolada, obtido via ftool; ⁽²⁾ deslocamento vertical máximo imediato na viga mista, obtido via ftool; ⁽³⁾ deslocamento vertical total na viga mista, obtido majorando-se em 15 % $\delta_{\max,i,vm}$; ⁽⁴⁾ todos os valores expressos em centímetros.

Tabela 5.10 – Relações entre os valores de deslocamento vertical máximo inicial encontrados via software ftool e calculados através da NBR 8800 (ABNT, 2008) nas treliças-Vierendeel isolada ($r_{d,vi}$) e mista ($r_{d,vm}$).

Número de painéis Vierendeel	Treliza-Vierendeel isolada		Treliza-Vierendeel mista	
	$\delta_{\max,i,vi}$ (cm)	$r_{d,vi}^{(1)}$	$\delta_{\max,i,vm}$ (cm)	$r_{d,vm}^{(2)}$
Nenhum ou 1	1,94	1,016	1,40	1,186
3	2,00	1,047	1,47	1,246
5	2,30	1,204	1,74	1,475
7	2,94	1,539	2,36	2,000
9	3,99	2,089	3,47	2,941
13	8,10	4,241	7,70	6,525

$$^{(1)} r_{d,vi} = \frac{\delta_{\max,i,vi}(\text{ftool})}{\delta_{\max,i,vi}(\text{ABNT})}; \quad ^{(2)} r_{d,vm} = \frac{\delta_{\max,i,vm}(\text{ftool})}{\delta_{\max,i,vm}(\text{ABNT})}$$

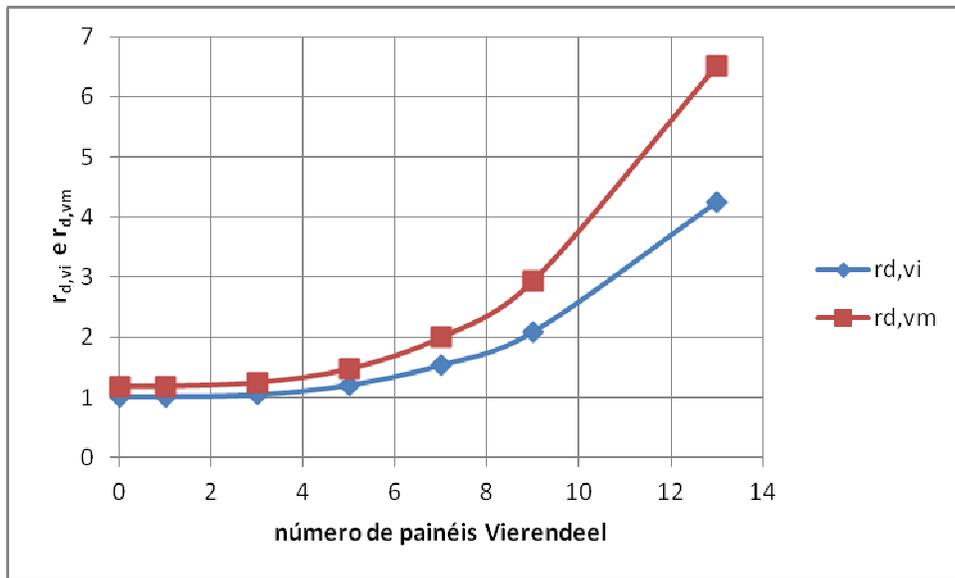


Figura 5.22 – Gráfico $r_{d,vi}$ e $r_{d,vm}$ x número de painéis Vierendeel.

6 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

O principal objetivo deste trabalho foi avaliar o comportamento de uma treliça-Vierendeel mista através de análise teórica e numérica.

A análise teórica envolveu normas nacionais e internacionais, embasando-se fundamentalmente nos conceitos aplicados a treliças mistas e vigas I mistas com grandes aberturas na alma.

O pré-dimensionamento teve o papel de escolher os perfis que foram utilizados como dados de entrada para o programa computacional ftool, que realiza a análise elástica das barras.

Os esforços obtidos ao se analisar computacionalmente as vigas isolada e mista determinaram o dimensionamento das barras e a verificação das ligações. E, finalmente, o comportamento previsto foi comparado com a modelagem numérica realizada via método dos elementos finitos através do programa computacional Ansys.

A seguir são apresentadas as conclusões dos estudos das treliças-Vierendeel isolada e mista e as sugestões para novos trabalhos.

6.1 Conclusões sobre o Comportamento da Treliça-Vierendeel Isolada

Os esforços encontrados (momento fletor, força cortante e força axial) através de modelagem elástica da viga isolada foram utilizados para o dimensionamento do banzo superior, onde foram consideradas duas situações de carregamento: parcial (do apoio esquerdo até o final do último painel Vierendeel) ou total (carga uniformemente distribuída ao longo de todo o vão).

Constatou-se que a escolha do banzo superior é influenciada por relações geométricas entre o diâmetro dos conectores e a espessura e largura plana do perfil do banzo. Estes parâmetros influenciaram na resistência de cada conector, que quando atuantes em grupo, são responsáveis pela transferência do cisalhamento horizontal entre a laje e o banzo superior, determinando inclusive se a ligação será parcial ou total.

Os maiores esforços no banzo superior, que determinaram a confirmação do perfil escolhido no pré-dimensionamento, foram encontrados na barra BS6 (lado direito), quando o carregamento estava parcialmente distribuído, e, nas barras BS6 (lados esquerdo e direito) e BS8 quando a carga estava completamente distribuída ao longo de todo o vão.

Constatou-se que o perfil a ser utilizado no banzo superior também sofre a influência das condições de validade presentes para as ligações entre barras tubulares. No caso estudado o diâmetro do perfil utilizado para as montantes e diagonais fez com que a largura do banzo superior tivesse que ser aumentada, tornando o cálculo iterativo.

A análise das tensões de von Mises realizada através de modelagem com o software Ansys mostrou que o banzo superior não entra em escoamento durante a fase construtiva não escorada. Além disso, os pontos com maiores tensões foram os mesmos onde foram encontrados os maiores esforços. Pode-se concluir então que a análise teórica previu bem o comportamento em estado limite último da viga isolada.

A resistência de grupo dos banzos se mostrou eficiente para resistir aos momentos fletores de Vierendeel.

6.2 Conclusões sobre o Comportamento da Treliça-Vierendeel Mista

Os esforços encontrados através de modelagem elástica da viga mista foram utilizados para o dimensionamento do banzo inferior, das diagonais e das montantes, e, para analisar o comportamento da ligação entre o banzo superior e a laje.

Foram consideradas duas situações de carregamento para o dimensionamento do banzo inferior: parcial (do apoio esquerdo até o final do último painel Vierendeel) e total (carga uniformemente distribuída ao longo de todo o vão). Quando o carregamento estava completo ao longo de todo o vão a análise teórica apontava que o estado limite último da estrutura mista ocorreria simultaneamente em duas posições: nas barras BI7 e BI5 (lados esquerdo e direito). Quando o carregamento estava parcialmente distribuído a análise teórica apontava que a face superior de BI5 (lado direito) entraria em escoamento um pouco antes da face inferior de BI7. A modelagem com o software Ansys mostrou que os pontos com maiores tensões foram os mesmos onde foram encontrados os maiores esforços, concluindo-se então que a análise teórica previu bem o comportamento em estado limite último da viga mista.

O projeto desenvolvido manteve o cisalhamento horizontal nos conectores, e, as resistências da laje, das barras de aço e das ligações entre barras dentro de limites seguros, fazendo com que o estado limite último fosse atingido com o escoamento do banzo inferior.

As forças axiais previstas para a montante e diagonal mais solicitadas foram próximas às forças calculadas via modelagem elástica. Em seguida a análise via Ansys confirmou as barras mais solicitadas, observando-se tensões inferiores à tensão de escoamento, como era desejado.

Constatou-se que os perfis a serem escolhidos para as montantes e diagonais também sofrem a influência das condições de validade presentes para as ligações entre barras tubulares circulares. No exemplo estudado a relação entre diâmetro e espessura do perfil escolhido para as diagonais não foi satisfeita, o que fez com que o diâmetro da mesma tivesse que ser aumentado.

A consideração da ligação da laje com o banzo superior como sendo feita por elemento de concreto com momento de inércia calculado por um elemento retangular com largura igual à largura de influência b_e da laje e altura igual à largura média da nervura se mostrou eficiente, visto que a somatória das forças cisalhantes horizontais calculadas e determinadas via ftool apresentaram erro de apenas 2,6 %.

A resistência de grupo dos banzos juntamente com a advinda da ação mista entre banzo superior e laje de concreto se mostrou eficiente para resistir aos momentos fletores de Vierendeel na viga mista.

Ao contrário da viga I mista com grandes aberturas na alma, onde é bastante comum a flambagem da alma na região entre furos, as montantes que delimitam os painéis Vierendeel na treliça-Vierendeel mista não estão altamente solicitadas e não correm o risco de perda de estabilidade. Por outro lado, da mesma maneira que a viga I

mista a ação local entre o banzo superior e a laje de concreto ($M_{bs,l}$) contribui para o aumento da resistência de grupo, constituindo-se em importante parcela no combate aos momentos fletores locais de Vierendeel.

6.3 Conclusões sobre os Deslocamentos Verticais Máximos Iniciais nas Treliças-Vierendeel Isolada e Mista

Os valores dos deslocamentos verticais máximos imediatos previstos através de equacionamento para treliças isoladas e mistas não se mostraram adequados para serem utilizados em treliças-Vierendeel isoladas e mistas, respectivamente. As modelagens via ftool e Ansys demonstraram que à medida que o número de painéis Vierendeel aumenta, a estrutura fica menos rígida e os valores teóricos se distanciam dos valores obtidos via modelagens.

6.4 Conclusões sobre o Comportamento da Estrutura Mista ao se Variar o Número de Painéis Vierendeel Centrais

Concluiu-se que a viga com 5 painéis Vierendeel apresentou um estado de transição, ou de equilíbrio de projeto, ocasionando o escoamento simultâneo de BI5 e BI7 quando a mesma está totalmente carregada.

O estudo aplicado a uma viga similar, porém com 3 painéis Vierendeel, faz com que a estrutura suporte uma carga maior, porém, com o inconveniente de possuir menos painéis disponíveis para a passagem de dutos. O estado limite último ocorre

com o escoamento da face superior de BI6 e a estrutura está segura com relação aos momentos fletores de Vierendeel.

Ao se construir 7 painéis, a estrutura não suporta mais a carga estipulada no projeto, e, quando a viga está totalmente ou parcialmente carregada, a barra BI7 entra em escoamento antes que BI4. A estrutura está segura com relação aos momentos fletores de Vierendeel e o deslocamento vertical limite da estrutura mista é satisfeito apenas quando efetuada contra-flecha na viga isolada.

Ao se construir 9 painéis, a estrutura suporta carga ainda menor que a estrutura com 7 painéis, e quando a viga está totalmente ou parcialmente carregada, a barra BI7 entra em escoamento antes que BI3. A resistência de grupo está muito próxima do momento fletor máximo de Vierendeel atuante e o deslocamento vertical limite da estrutura mista é satisfeito apenas quando efetuada contra-flecha na viga isolada.

Com 13 painéis, a estrutura suporta carga menor que a estrutura com 9 painéis, e, mais uma vez, quando a viga está totalmente ou parcialmente carregada, a barra BI7 entra em escoamento antes que BI1. Além disso, a viga mista não é capaz de resistir aos momentos fletores de Vierendeel e apresenta deslocamento vertical máximo acima do limite estabelecido em norma, mesmo quando é efetuada contra-flecha na viga isolada. Desta maneira, o projeto desenvolvido com 13 painéis não é viável.

6.5 Sugestões para Novos Trabalhos

As sugestões para os novos trabalhos são as seguintes:

a) confrontar os resultados analíticos e obtidos via modelagens com ensaio experimental da estrutura mista com 5 painéis Vierendeel centrais. Sugere-se modelar as soldas e os raios de curvaturas do banzo superior. A marcha de cálculo deve ser

refeita utilizando as curvas tensão x deformação dos materiais de acordo com ensaios prévios de caracterização dos mesmos e o posicionamento das cargas conforme o pórtico disponível para o ensaio. Os coeficientes de ponderação das resistências devem ser desconsiderados. Sugere-se também o ensaio da estrutura de aço isolada para verificar o comportamento do banzo superior e os deslocamentos verticais, simulando o processo construtivo não-escorado da estrutura. Deve ser feita calibração entre os modelos numéricos e os ensaios experimentais;

b) ensaio de corpos-de-prova de cisalhamento para a obtenção do módulo de deslizamento do sistema de ligação empregado (pino com cabeça embutido em laje de concreto);

c) modelagem estrutural e ensaio experimental da estrutura mista com 5 painéis Vierendeel centrais para determinar os deslocamentos verticais devidos à fluência e à retração do concreto e comparar com os resultados obtidos no item 4.4.4;

d) modelagem estrutural e ensaio experimental da estrutura mista com 5 painéis Vierendeel centrais para determinar a resposta da estrutura frente a carregamentos dinâmicos e assim confrontar com os valores de frequência natural obtidos no item 4.4.5;

e) modelagem via método dos elementos finitos da estrutura de aço com 5 painéis Vierendeel centrais na condição de içamento da estrutura para confrontar com os resultados obtidos no item 4.5;

f) modelagem das estruturas mistas com 3, 7, 9 e 13 painéis Vierendeel centrais para comprovar os resultados estabelecidos na Tabela 5.07, e se certificar dos estados limites últimos esperados para cada uma delas, conforme discutido no item 5.6.5;

g) propor equacionamento que determine o deslocamento vertical máximo imediato em função do número de painéis Vierendeel centrais; e,

h) desenvolver estudos em que se determine a viabilidade em construir painéis Vierendeel em que o comprimento l_v do mesmo seja maior que a altura da viga metálica, verificando principalmente as resistências de grupo da estrutura isolada e mista, visto que a força cortante a ser transferida através do painel irá gerar maiores momentos locais de Vierendeel.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). **ACI 318R- 95 - Building code requirements for reinforced concrete**. Detroit, 1995.

_____. **ACI 209R- 92 – Prediction of creep, shrinkage, and temperature effects in concrete structures**. Detroit, 1992. 47p.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC). **Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings – LRFD**. Chicago, 1994. 276 p.

_____. **Manual of steel construction – load and resistance factor design – vol I**. Chicago, 1999.

_____. **Specification for structural steel buildings**. American Institute of Steel Construction: Chicago, 2005. 519p.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE). Proposed specification and commentary for composite joists and composite trusses. **Journal of Structural Engineering**, v. 122, n. 4, p. 350-358, apr. 1996.

AMERICAN WELDING SOCIETY (AWS). **AWS D1.1/D1.1M:2010 Structural welding code – steel**, 2010. 576p.

ANSYS INC. **Ansys version 10.0 - basic analysis procedure**, Houston, PA, United States. 2005.

ARCELOR MITTAL. **Cellular beams**, Luxembourg, 2010. 44p.

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

_____. **NBR 8800 – Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios**. Rio de Janeiro: ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1986. 187 p.

_____. **NBR 14323 – Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio - procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1999.

_____. **NBR 14762 – Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio - procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2001.

_____. **NBR 14323 – Dimensionamento de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço-concreto de edifícios em situação de incêndio - procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003a

_____. **NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto - procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003b.

_____. **NBR 8800 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro: ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2008. 237p.

_____. **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares** (projeto de norma). Rio de Janeiro: ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2012. 94p.

BATISTA, A. M. **Vigas mistas em perfis de chapa dobrada de aço e madeira serrada**. 238 p. Tese (Doutorado) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2001.

BEER, F. P., JOHNSTON JR., E. R. **Resistência dos Materiais**. 3ª Edição. São Paulo: Makron Books, 1995.

BJORHOVDE, R. **Full-scale test of a composite truss – structural engineering report n. 97**. Alberta: University of Alberta, Department of Civil Engineering, 1981. 40p.

BRANCO, R. H. F. **Automação de projetos de estruturas planas treliçadas tubulares de aço com estudo comparativo entre treliças constituídas por barras com ligações rotuladas e rígidas**. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas-SP, 2006.

BRANSON, D. E. **Time-dependent effects on composite concrete beams**. Proceedings of the American Concrete Institute Journal. 61, 1964. 212-229.

BRATTLAND, A., KENNEDY, D. J. L. **Shrinkage and flexural tests of a two full-scale composite trusses – structural engineering report n. 143**. Alberta: University of Alberta, Department of Civil Engineering, 1986. 264p.

BRATTLAND, A., KENNEDY, D. J. L. Flexural tests of two full-scale composite trusses. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 19, p. 279-295, 1992.

BRAZ, J. P. R. **Tabuleiros de pontes em treliças mistas**. 98p. Dissertação (Mestrado) – Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, 2008.

BRITISH STANDARD INSTITUTION (BSI). **BS 8110-2 – Structural use of concrete. Part 2: code of practice for special circumstances**. London, 1985.

_____. **BS 5950 – Structural use of steelwork in building. Part 3: Design in composite construction - Section 3.1 Code of practice for design of simple and continuous composite beams**. London, 1990. 44p.

_____. **BS 5950 – Structural use of steelwork in building. Part 1: code of practice for design – Rolled and welded sections**. London, 2000. 222p.

CALIXTO, J. M., MELO, C. B., SILVA, H. J., GOMES, L. C., LAVALL, A. C. **Efeito da utilização de diferentes tipos de concreto no comportamento e na resistência de lajes mistas com fôrma de aço incorporada**. IN: 47° Congresso Brasileiro do Concreto. 2005, Recife-PE. Anais. p. IV39-51.

CAMPOS, A. S. **Estudo sobre os critérios de dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto**. 158 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas-SP, 2006.

CANADIAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (CISC). **Handbook of steel construction**. 9th Ed., 4th Printing, 2008. 1040p.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION (CSA). **CAN/CSA-S16-1-M89 Limit states design of steel structures**. 1989.

_____. **CAN/CSA-S16-01 Limit states design of steel structures**. Mississauga, Ontario, 2001. 167p.

CARVALHO, R. C., FILHO, J. R. F. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado segundo a NBR 6118:2003**. 3ª Edição. São Carlos: EdUFSCar, 368 p. 2007.

CHAPMAN, J. C., BALAKRISHNAN, S. Experiments on composite beams. **The Structural Engineer**. v. 42, n. 11, p. 369-383. 1964.

CHIEN, E. Y. L., RITCHIE, J. K. **Design and construction of composite floor systems**. Canadian Institute of Steel Construction, 1984. 323p.

CLAWSON, W. C., DARWIN, D. Strength of composite beams at web openings. **Journal of the Structural Division - ASCE**, v. 108, n.ST3, 623-641. Mar. 1982.

CRISINEL, M. Partial-interaction analysis of composite beams with profiled sheeting and nonwelded shear connectors. **Journal of Constructional Steel Research**, Great Britain, v.15, n.1, p. 65-98. 1990.

D'ALAMBERT, F. C., PINHEIRO, M. B. **Treliças tipo steel joist**. Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2007. 85p.

DONAHEY, R. C. **Performance and design of composite beams with web openings**. 288p. Doutorado (PhD Thesis) – Department of Civil Engineering and the Faculty of the Graduate School, University of Kansas, Kansas, Estados Unidos. Apr., 1986.

DONAHUE, M. Composite beams with web openings: design. **Journal of the Structural Division - ASCE**, v. 106, n.ST12, 2652-2667. Dec, 1982.

DUTTA, D., WARDENIER, J., YEOMANS, N., SAKAE, K., BUCAK, Ö., PACKER, J. A. **CIDECT – Construction with hollow steel sections 7 – Design guide for fabrication**,

assembly and erection of hollow section structures. Primeira edição. Köln, Germany: TÜV Verlag, 1998. 173p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (ECS). **ENV 1992-1-1: Eurocode2: Design of concrete structures – Part 1-1: general rules end rules for buildings.** Brussels, 1992a.

_____. **ENV 1994-1-1: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1.1: general rules and rules for buildings.** Brussels, 1992b.

_____. **EN 1994-1-1: Eurocode 4: design of composite steel and concrete structures – part 1-1: general rules and rules for buildings.** Brussels, 2004.

_____. **EN 1993-1-1:2005. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: general rules end rules for buildings.** Brussels, 2005a.

_____. **EN 1993-1-8:2005. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-8: design of joints.** Brussels, 2005b. 135p.

_____. **EN 1994-2: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - part 2: general rules and rules for bridges.** Brussels, 2005c.

FIGUEIREDO, L. M. B. **Projeto e construção de pilares mistos aço-concreto.** 143 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

FRUCHTENGARTEN, R. **Sobre as treliças mistas de aço e concreto.** 108p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo-SP, 2003.

GIRHAMMAR, U. A., GOPU, V. K. A. Composite beam-columns with interlayer slip-exact analysis. **Journal of Structural Engineering- ASCE**, New York, v. 119, n. 4, p. 1265-1282, apr. 1993.

IYENGAR, S. H., ZILS, J. J. Composite floor system for Sears Tower. **Engineering Journal - American Institute of Steel Construction**, v. 10, p. 74-81. 1973.

KENNEDY, D. J. L., BRATTLAND, A. Shrinkage tests of two full-scale composite trusses. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 19, p. 296-309, 1992.

KOTINDA, T. I., NETO, J. M., MALITE, M. **Modelo numérico de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas: ênfase ao estudo da interface laje-viga**. IN: XXVI Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering. 2005, Guarapari-ES, Brasil. Anais. p. 1-13.

KRAVANJA, S., SILIH, S. Optimization based comparison between composite I beams and composite trusses. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 59, p. 609-625. 2003.

LAWSON, R. M. **Design for openings in the webs of composite beams – SCI-P-068 – CIRIA Special Publication 51**. Steel Construction Institute: Ascot, UK, 1987. 44p.

LAWSON, R. M., HICKS, S. J. **Design of composite beams with large web openings – SCI-P-355**. The Steel Construction Institute: Ascot, UK, 2011. 116p.

MALITE, M. **Sobre o cálculo de vigas mistas aço-concreto: ênfase em edifícios**. 144p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1990.

MARTHA, L. F. **Ftool – two-dimensional frame analysis tool – versão educacional 2.12**. Rio de Janeiro: Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. 2008.
Disponível em: < <http://www.tecgraf.puc-rio.br/ftool> >. Acesso em 19 abr. 2008.

MASCIA, N. T., BATISTA, A. M. Vigas de seção mista: chapa de aço dobrada. **Téchne**, São Paulo, n.25, p. 26-28, nov/dez, 1996.

MAURER, B. M., KENNEDY, D. J. L. **Shrinkage and flexural tests of a full-scale composite truss – structural engineering report n. 206**. Alberta: University of Alberta, Department of Civil Engineering, 1994. 157p.

MEHTA, P. K., MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: Pini, 1994.

METFORM. **A solução definitiva em lajes**. Betim, 2010. 8p.

MONTAGNER, S. L. **Estudo teórico sobre o dimensionamento e automação do projeto de vigas mistas treliçadas planas, compostas por barras tubulares de aço associadas a uma mesa de concreto armado para pisos**. 357p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas-SP, 2006.

MONTGOMERY, C. J., KULAK, G. L., SHWARTSBURD, G. Deflection of a composite floor system. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 10, n. 2, 1983.

NARDIN, S. **Estudo teórico-experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência**. 148 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

NARDIN, S., SOUZA, A. S. C., EL DEBS, A. L. C. H, EL DEBS, M. K. **Estruturas mistas aço-concreto: origem, desenvolvimento e perspectivas**. IN: 47° Congresso Brasileiro do Concreto. 2005, Recife – PE. Anais. p. IV69-84.

NEAL, S., JOHNSON, R., LAWSON, R. M., MULLETT, D. L. **Design of composite trusses – SCI-P-083**. The Steel Construction Institute: Ascot, UK, 1992. 61p.

PFEIL, W., PFEIL, M. **Estruturas de aço: dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008**. 8 ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009. 357 p.

QUEIROZ, G., PIMENTA, R. J., DA MATA, L. A. C. **Elementos das estruturas mistas aço-concreto**. Belo Horizonte: O Lutador, 2001. 336 p.

REDWOOD, R. G., POUMBOURAS, G. Tests of composite beams with web holes. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 10, n. 4, dec, 1983.

RESENDE, A. D. F. L. **Diagnóstico numérico de vigas Vierendeel formadas por perfis tubulares metálicos de seção tubular**. 146p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia-MG, 2008.

RODRIGUES, F. **Comportamento estrutural de vigas de aço com abertura na alma**. 178p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro-RJ, 2007.

SAMUELSON, D. Composite steel joists. **Engineering Journal - American Institute of Steel Construction**, v. 39, p. 111-120, 2002.

SAMUELSON, D. Material matters: understanding steel joists. **Structural Engineer**, p. 28-31, dec. 2007.

SANTOS, A. L. E. F. **Ligações de barras tubulares para estruturas metálicas planas**. 137 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas-SP, 2003.

SORIANO, J. **Estruturas Mistas em Concreto e em Madeira: Análise de Vigas e Painéis e Aplicações na Construção Civil**. 288 f. Tese (Doutorado) – Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2001.

TACITANO, M. **Análise teórica de vigas de seção T em madeira-concreto com ligação semi-rígida por pregos**. 258 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2000.

TARANTINO, A. M., DEZI, L. Creep effects in composite beams with flexible shear connectors. **Journal of Structural Engineering- ASCE**, New York, v. 118, n. 8, p. 2063-2081, aug. 1992.

TIDE, R. H. R., GALAMBOS, T. V. Composite open-web steel joists. **Engineering Journal (American Institute of Steel Construction)**, v. 7, n. 1, p. 27-36, 1970.

TRISTÃO, G. A., NETO, J. M. Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas aço-concreto com análise da resposta numérica. **Cadernos de Engenharia de Estruturas – São Carlos**, v.7, n.23, p.121-144, 2005.

VALLOUREC & MANNESMANN TUBES (V&M). **Catálogo de informações técnicas: tubos estruturais de seção circular (MSH)**. Belo Horizonte-MG. 2008. 16p.

_____. **Catálogo de informações técnicas: tubos estruturais de seção circular, quadrada e retangular**. Belo Horizonte-MG. 2009. 12p.

VERÍSSIMO, G. S. 1996. **Análise e comportamento de vigas de aço e vigas mistas com abertura na alma**. 277p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 1996.

VIEST, I. M. Review of research on composite steel-concrete beams. **Journal of the Structural Division - ASCE**, v. 86, n. ST6, p. 1-21. 1960.

WAI-FAH, C. **Structural engineering handbook**. Boca Raton: CRC Press LLC, 1999. 1754 p.

WANG, P. C., KALEY, D. J. Composite action of concrete slab and open web joists (without the use of shear connectors). **Engineering Journal - American Institute of Steel Construction**, v. 4(1), p. 10-16, 1967.

Website: **ESTRUTURAS TUBULARES**. Apresenta histórico, vantagens, detalhes e softwares de estruturas tubulares. Disponível em: < <http://www.fec.unicamp.br/~estruturastubulares/> >. Acesso em 18 fev. 2008.

Website: **STEEL JOIST INSTITUTE**. Apresenta histórico, vantagens, detalhes, informações técnicas e publicações sobre as treliças tipo *steel joist*. Disponível em: < <http://www.steeljoist.org/> >. Acesso em 25 mai. 2009.

WOLDEGIORGIS, F. B., KENNEDY, D. J. L. **Some behavioural aspects of composite trusses – structural engineering report n. 195**. Alberta: University of Alberta, Department of Civil Engineering, 1994. 111p.

WRIGHT, H. D. The deformation of composite beams with discrete flexible connection. **Journal of Constructional Steel Research**, Great Britain, v.15, n.1, p. 49-64.1990.

ANEXO A

PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DAS SEÇÕES TUBULARES

Neste anexo são explicitadas as equações necessárias para a determinação dos parâmetros geométricos das peças estruturais tubulares em aço.

A formulação referente aos perfis tubulares retangulares foi estabelecida a partir de DUTTA et al. (1998). Os perfis tubulares de seção circular, com parâmetros e formulações encontrados mais facilmente nas literaturas especializadas, foram aqui baseados nas especificações descritas por BEER e JOHNSTON (1995).

A Figura A.01 indica os eixos x e y , a largura nominal (total) b de seções quadradas e retangulares, a altura nominal (total) h de seções retangulares, o diâmetro nominal (externo) d de seções circulares e a espessura nominal t dos perfis tubulares quadrados, retangulares e circulares.

Como neste trabalho não serão aplicadas cargas perpendiculares ao plano da viga, os parâmetros utilizados serão todos em torno do eixo x .

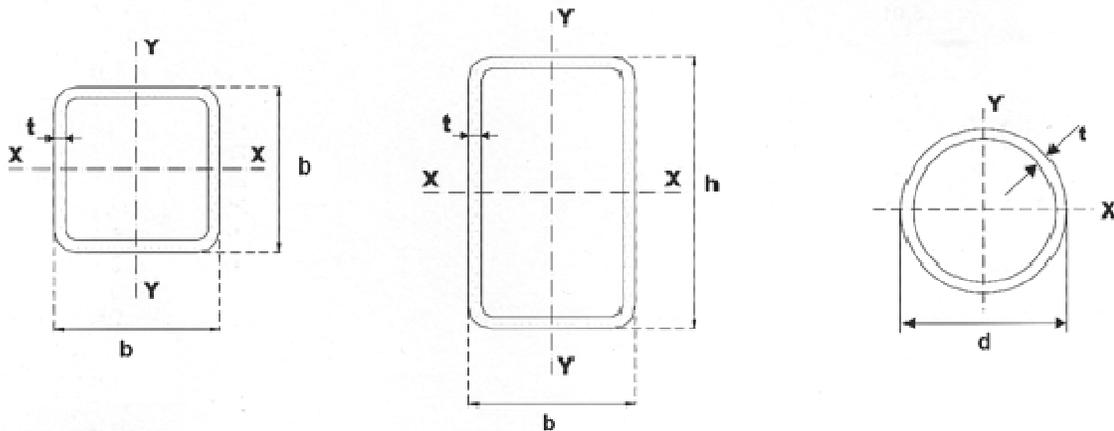


Figura A.01 – Eixos x e y, e as dimensões b, h, d e t de perfis tubulares.

A.1 Área Bruta da Seção Transversal, A_g

As áreas brutas da seção transversal de barras tubulares circulares e retangulares são dadas, respectivamente, pelas Equações A.01 e A.02.

$$A_g = \pi.t.(d - t) \quad (\text{A.01})$$

$$A_g = 2.t.(b + h - 2t) - (4 - \pi).(r_e^2 - r_i^2) \quad (\text{A.02})$$

Sendo:

r_e o raio externo de concordância entre mesa e alma da seção transversal, determinado conforme Equação A.22; e,

r_i o raio interno de concordância entre mesa e alma da seção transversal, determinado conforme Equação A.22.

A.2 Momento de Inércia da Seção Transversal, I

Os momentos de inércia da seção transversal tubular circular e retangular, em relação ao eixo x ($I = I_{xx}$), são dados, respectivamente, pelas Equações A.03 e A.04.

$$I = \frac{\pi}{64} \cdot [d^4 - (d - 2.t)^4] \quad (\text{A.03})$$

$$I = \left[\frac{b.h^3 - (b - 2.t).(h - 2.t)^3}{12} - 4.(I_{ZZ} + A_Z.h_Z^2 - I_{\xi\xi} - A_\xi.h_\xi^2) \right] \quad (\text{A.04})$$

Sendo:

A_Z , h_Z , I_{ZZ} , A_ξ , h_ξ e $I_{\xi\xi}$ parâmetros de cálculo, calculados conforme Equações A.12 à A.17, respectivamente.

A.3 Momento de Inércia Torsor da Seção Transversal, I_T

Os momentos de inércia torsor da seção transversal tubular circular e retangular são dados, respectivamente, pelas Equações A.05 e A.06.

$$I_T = 2.I = \frac{\pi}{32} \cdot [d^4 - (d - 2.t)^4] \quad (\text{A.05})$$

$$I_T = t^3 \cdot \frac{h_1}{3} + 2.K.A_h \quad (\text{A.06})$$

Sendo:

I o momento de inércia da seção transversal do perfil de aço circular, calculado conforme Equação A.03; e,

h_1 , A_h e K parâmetros de cálculo, calculados conforme Equações A.18, A.19 e A.20, respectivamente.

A.4 Módulo de Resistência Elástica da Seção Transversal, W

Os módulos de resistência elástica da seção transversal tubular circular e retangular, em relação ao eixo x ($W = W_{xx}$), são dados, respectivamente, pelas Equações A.07 e A.08.

$$W = \frac{I}{d/2} \quad (\text{A.07})$$

$$W = \frac{I}{h/2} \quad (\text{A.08})$$

Sendo:

I o momento de inércia da seção transversal do perfil de aço. Em A.07 utiliza-se o momento de inércia obtido conforme Equação A.03, enquanto em A.08 utiliza-se o momento de inércia obtido conforme Equação A.04.

A.5 Módulo de Resistência Plástica da Seção Transversal, Z

Os módulos de resistência plástica da seção transversal tubular circular e retangular, em relação ao eixo x ($Z = Z_{xx}$), são dados, respectivamente, pelas Equações A.09 e A.10.

$$Z = \frac{d^3 - (d - 2.t)^3}{6} \quad (\text{A.09})$$

$$Z = \frac{b.h^2}{4} - \frac{(b - 2.t).(h - 2.t)^2}{4} - 4.(A_z.h_z) + 4.(A_\xi.h_\xi) \quad (\text{A.10})$$

Sendo:

A_z , h_z , A_ξ e h_ξ parâmetros de cálculo determinados conforme Equações A.12, A.13, A.15 e A.16, respectivamente.

A.6 Raio de Giração da Seção Transversal, r

Tanto para seções tubulares circulares como retangulares, o raio de giração r , em relação ao eixo x ($r = r_{xx}$), é calculado de acordo com a Equação A.11.

$$r = \sqrt{\frac{I}{A_g}} \quad (\text{A.11})$$

Sendo:

I o momento de inércia da seção transversal do perfil de aço. Para seção circular utiliza-se o momento de inércia obtido conforme Equação A.03, enquanto para seção retangular utiliza-se o momento de inércia obtido conforme Equação A.04; e,

A_g a área bruta da seção transversal do perfil de aço. Para seção circular utiliza-se a área obtida conforme Equação A.01, enquanto para seção retangular utiliza-se a área obtida conforme Equação A.02.

A.7 Parâmetros de Cálculo

A seguir são apresentados todos os parâmetros necessários para os cálculos das propriedades geométricas das seções tubulares retangulares, já descritas anteriormente.

$$A_z = \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) r_e^2 \quad (\text{A.12})$$

$$h_z = \frac{h}{2} - \left(\frac{10 - 3.\pi}{12 - 3.\pi}\right) r_e \quad (\text{A.13})$$

$$I_{zz} = \left(\frac{1}{3} - \frac{\pi}{16} - \frac{1}{312 - 3.\pi}\right) r_e^4 \quad (\text{A.14})$$

$$A_\xi = \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) r_i^2 \quad (\text{A.15})$$

$$h_\xi = \frac{h - 2.t}{2} - \left(\frac{10 - 3.\pi}{12 - 3.\pi}\right) r_i \quad (\text{A.16})$$

$$I_{\xi\xi} = \left(\frac{1}{3} - \frac{\pi}{16} - \frac{1}{312 - 3\pi} \right) \cdot r_i^4 \quad (\text{A.17})$$

$$h_1 = 2 \cdot [(b-t) + (h-t)] - R_C \cdot (4 - \pi) \quad (\text{A.18})$$

$$A_h = (b-t) \cdot (h-t) - 2 \cdot R_C \cdot (4 - \pi) \quad (\text{A.19})$$

$$K = \frac{2 \cdot A_h \cdot t}{h_1} \quad (\text{A.20})$$

$$R_C = \frac{r_e + r_i}{2} \quad (\text{A.21})$$

$$\begin{aligned} t \leq 6\text{mm} &\longrightarrow r_e = 2,0.t \text{ e } r_i = 1,0.t \\ 6 < t \leq 10\text{mm} &\longrightarrow r_e = 2,5.t \text{ e } r_i = 1,5.t \\ t > 10\text{mm} &\longrightarrow r_e = 3,0.t \text{ e } r_i = 2,0.t \end{aligned} \quad (\text{A.22})$$

ANEXO B

DIMENSIONAMENTO DE BARRAS TUBULARES LAMINADAS EM LIGAÇÕES SOLDADAS SUBMETIDAS A MOMENTOS FLETORES, FORÇA AXIAL E FORÇA CORTANTE

A verificação à flexão-composta das barras de aço tubulares da treliça-Vierendeel em estudo foi feita de acordo com o item 5.5 da norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008), que diz respeito à análise de barras prismáticas submetidas à combinação de esforços solicitantes.

A condição a ser atendida pelas barras submetidas aos esforços combinados de força axial e momento fletor, carregadas de forma que não ocorra torção, é fornecida pelas expressões de interação B.01 e B.02.

$$\text{Para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 : \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (\text{B.01})$$

$$\text{Para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 : \frac{N_{Sd}}{2 \times N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (\text{B.02})$$

Sendo:

N_{Sd} a força axial solicitante de cálculo de tração ou de compressão, a que for aplicável;

N_{Rd} a força axial resistente de cálculo de tração ou de compressão, a que for aplicável, determinada respectivamente nos itens B.2 ou B.3;

$M_{x,Sd}$ e $M_{y,Sd}$ os momentos fletores solicitantes de cálculo, respectivamente em relação aos eixos x e y da seção transversal, incluindo os efeitos de segunda ordem e imperfeições geométricas, conforme o Anexo D da NBR 8800 (ABNT, 2008), determinados de acordo com item B.1; e,

$M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$ os momentos fletores resistentes de cálculo, respectivamente em relação aos eixos x e y da seção transversal, determinados de acordo com o item B.4.

Para os casos de força cortante atuante na direção de um dos eixos centrais de inércia, a verificação da barra a esse esforço deve ser feita conforme o item B.5.

É importante salientar que, de acordo com o projeto de norma de perfis tubulares em desenvolvimento pela ABNT (2012), para que os procedimentos de cálculo aqui apresentados sejam válidos, devem ser utilizados perfis tubulares compactos. Seções compactas são seções cujos elementos comprimidos possuem λ não superior a λ_p , e cujas mesas são ligadas continuamente às almas.

B.1 Efeitos de Segunda Ordem e Imperfeições Geométricas dos Momentos Fletores Solicitantes de Cálculo

De acordo com o anexo D da NBR 8800 (ABNT, 2008) o momento fletor e a força axial solicitantes de cálculo, M_{Sd} e N_{Sd} , devem ser determinados pelas Equações B.03 e B.04, respectivamente.

$$M_{Sd} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (\text{B.03})$$

$$N_{Sd} = N_{nt} + B_2 N_{lt} \quad (\text{B.04})$$

Sendo:

B_1 e B_2 coeficientes;

M_{nt} e N_{nt} , respectivamente, o momento fletor e a força axial solicitantes de cálculo, obtidos por análise elástica de primeira ordem, com os nós da estrutura impedidos de se deslocar;

M_{lt} e N_{lt} , respectivamente, o momento fletor e a força axial solicitantes de cálculo, obtidos por análise elástica de primeira ordem, correspondente apenas ao efeito dos deslocamentos dos nós da estrutura. Considerando-se que a estrutura neste trabalho estará submetida a pequenos deslocamentos, os valores M_{lt} e N_{lt} serão considerados nulos;

Considerando-se M_{lt} e N_{lt} nulos, os efeitos de segunda ordem serão aplicados apenas na flexão. Assim, para a determinação de M_{Sd} torna-se necessário determinar o coeficiente B_1 (Equação B.05).

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{Sd1}}{N_e}} \geq 1,0 \quad (\text{B.05})$$

Sendo:

C_m um coeficiente que pode ser considerado, conservadoramente, igual a 1,0;

N_{Sd1} a força axial de compressão solicitante de cálculo na barra considerada, em análise de primeira ordem ($N_{Sd1} = N_{nt} + N_{lt} = N_{nt} + \text{zero} = N_{nt}$); e,

N_e a força axial que provoca flambagem elástica por flexão da barra no plano de atuação do momento fletor, calculada com o comprimento real da barra.

B.2 Força Axial de Tração Resistente de Cálculo, $N_{t,Rd}$, em Barras Tubulares Laminadas em Ligações Soldadas

A força axial de tração resistente de cálculo, $N_{t,Rd}$, para barras soldadas, segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), é dada pela equação B.06.

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g \times f_y}{\gamma_{a1}} \quad (\text{B.06})$$

Sendo:

A_g a área bruta da seção transversal da barra;

f_y a resistência ao escoamento do aço; e,

γ_{a1} o coeficiente de ponderação da resistência, tomado como 1,1.

A verificação para ruptura da seção líquida não será feita, pois não ocorrerá enfraquecimento de furação e nem uso de chapas.

B.3 Força Axial de Compressão Resistente de Cálculo, $N_{c,Rd}$, em Barras Tubulares Laminadas em Ligações Soldadas

A força axial de compressão resistente de cálculo, $N_{c,Rd}$, segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), é dada pela equação B.07.

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \times Q \times A_g \times f_y}{\gamma_{a1}} \quad (\text{B.07})$$

Sendo:

χ o fator de redução associado à resistência à compressão, dado em B.3.1; e,

Q o fator de redução total associado à flambagem local, cujo valor deve ser obtido de acordo com o item B.3.3.

B.3.1 Fator de Redução Associado à Resistência à Compressão, χ

B.3.1.1 Fator χ de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008)

O fator de redução χ é fornecido pela NBR 8800 (ABNT, 2008) através das expressões B.08 e B.09.

Para $\lambda_0 \leq 1,5$:

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2} \quad (\text{B.08})$$

Para $\lambda_0 > 1,5$:

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad (\text{B.09})$$

Sendo:

λ_0 o índice de esbeltez reduzido, explicitado no item B.3.2.

B.3.1.2 Fator χ de acordo com o projeto de norma de perfis tubulares (ABNT, 2012)

O fator de redução associado à resistência à compressão, χ , para os perfis tubulares, laminados a quente (sem costura) ou tratados termicamente para alívio de

tensões (com ou sem costura), é dado pela Equação B.10 de acordo com o projeto de norma de tubos (ABNT, 2012).

$$\chi = \frac{1}{\left(1 + \lambda_0^{4,48}\right)^{1/2,24}} \quad (\text{B.10})$$

B.3.2 Índice de Esbeltez Reduzido, λ_0

O índice de esbeltez reduzido λ_0 é dado pela Equação B.11.

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \times A_g \times f_y}{N_e}} \quad (\text{B.11})$$

Sendo:

N_e a força axial de flambagem elástica, dada pela Equação B.12 para seções com dupla simetria.

$$N_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (\text{B.12})$$

Sendo:

E o módulo de elasticidade do aço;

I o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo considerado;

K o coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados, apresentado na Tabela E.1, página 125 da norma NRB 8800 (ABNT, 2008). Como as barras da viga Vierendeel constituem quadros deslocáveis será adotado $K = 1$;

L o comprimento da barra; e,

KL o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo considerado.

B.3.3 Fator de Redução Total Associado à Flambagem Local, Q

Os elementos que fazem parte das seções transversais usuais, exceto as seções tubulares circulares, para efeito de flambagem local, são classificados em AA (duas bordas longitudinais vinculadas) e AL (apenas uma borda longitudinal vinculada).

As barras submetidas à força axial de compressão, nas quais todos os elementos componentes da seção transversal possuem relações entre largura e espessura (relações b'/t) que não superem os valores de $(b'/t)_{\text{lim}}$, dados pela Tabela F.1, página 128 da norma NRB 8800 (ABNT, 2008), têm o fator de redução total Q igual a 1,00. Quando $Q = 1,00$ entende-se que o perfil é compacto e não ocorrerá flambagem local da alma.

As mesas ou almas de seções tubulares retangulares estão previstas na referida Tabela F.1 da norma como elemento AA, grupo 1, sendo o valor de

$$(b'/t)_{\text{lim}} = 1,4 \sqrt{\frac{E}{f_y}}.$$

Nas seções tubulares circulares, conforme item F.4 da norma NBR 8800 (ABNT, 2008), o fator de redução Q para flambagem local da parede é dado pelas Equações B.13 e B.14.

Para $\frac{d}{t} \leq 0,11 \frac{E}{f_y}$:

$$Q = 1,00 \tag{B.13}$$

Para $0,11\frac{E}{f_y} < \frac{d}{t} \leq 0,45\frac{E}{f_y}$:

$$Q = \frac{0,038}{\frac{d}{t}} \times \frac{E}{f_y} + \frac{2}{3} \quad (\text{B.14})$$

Sendo:

d o diâmetro externo da seção tubular circular; e,

t a espessura da parede.

B.4 Momento Fletor Resistente de Cálculo, M_{Rd} , de Barras Tubulares de Alma Não-esbelta

B.4.1 Barra Tubular Retangular

Uma barra tubular retangular é considerada de alma não-esbelta quando suas almas, perpendiculares ao eixo de flexão, têm índice ou parâmetro de esbeltez, λ , inferior ou igual a λ_r , sendo λ e λ_r definidos na Tabela G.1, página 134 da norma NRB 8800 (ABNT, 2008), para o estado-limite último de flambagem local da alma, FLA, e dados pelas expressões B.15 e B.16, respectivamente.

$$\lambda = \frac{h'}{t_w} \quad (\text{B.15})$$

Sendo:

h' a altura da alma, tomada igual ao comprimento da parte plana nas seções tubulares retangulares; e,

t_w a espessura da alma.

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{B.16})$$

Sendo:

λ_r o parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas.

B.4.1.1 Estado-limite Último de Flambagem Lateral com Torção, FLT

Para o estado-limite último de flambagem lateral com torção, FLT, o momento fletor resistente de cálculo é dado pelas Equações B.17 e B.18.

Para $\lambda \leq \lambda_p$ (seção compacta):

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (\text{B.17})$$

Para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$:

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (\text{B.18})$$

Sendo:

λ o parâmetro de esbeltez dado por $\frac{L_b}{r_y}$, onde L_b é a distância entre duas seções

contidas à flambagem lateral com torção (comprimento destravado) e r_y o raio de giração da seção em relação ao eixo principal de inércia perpendicular ao eixo de flexão;

λ_p o parâmetro de esbeltez limite para seções compactas, dado por $\frac{0,13E}{M_{pl}}\sqrt{I_T \times A_g}$,

onde I_T é a constante de torção da seção transversal (ou momento de inércia a torção) e A_g a área da seção transversal do perfil;

λ_r o parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas, dado por $\frac{2,00E}{M_r}\sqrt{I_T \times A}$,

onde M_r é o momento fletor correspondente ao início de escoamento e vale $(f_y - \sigma_r)W$, sendo σ_r a tensão residual de compressão nas mesas, igual a 30 % da resistência ao escoamento do aço utilizado e W o módulo de resistência (mínimo) elástico da seção, relativo ao eixo de flexão;

M_{pl} o momento fletor de plastificação da seção transversal, igual ao produto do módulo de resistência plástico (Z), pela resistência ao escoamento do aço (f_y); e,

C_b o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme.

B.4.1.2 Estado-limite Último de Flambagem Local da Mesa Comprimida, FLM

Para o estado-limite último de flambagem local da mesa comprimida, FLM, o momento fletor resistente de cálculo é dado pelas Equações B.19 e B.20.

Para $\lambda \leq \lambda_p$ (seção compacta):

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (B.19)$$

Para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$:

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \quad (B.20)$$

Sendo:

λ o parâmetro de esbeltez dado por $\frac{b}{t}$, que é a relação entre largura e espessura aplicável à mesa do perfil, sendo, para seções tubulares retangulares, a largura da parte plana;

λ_p o parâmetro de esbeltez limite para seções compactas, dado por $1,12\sqrt{\frac{E}{f_y}}$;

λ_r o parâmetro de esbeltez limite para seções semcompactas, dado por $1,40\sqrt{\frac{E}{f_y}}$; e,

M_r o momento fletor correspondente ao início de escoamento e vale $f_y \times W_{ef}$, onde W_{ef} é o módulo de resistência mínimo elástico, relativo ao eixo de flexão, para uma seção que tem uma mesa comprimida de largura igual a b_{ef} (Equação B.21), com σ igual a f_y .

$$b_{ef} = 1,92t\sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[1 - \frac{c_a}{\frac{b}{t}} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b \quad (\text{B.21})$$

Sendo:

c_a um coeficiente igual a 0,38 para mesas ou almas de seções tubulares retangulares.

B.4.1.3 Estado-limite Último de Flambagem Local da Alma, FLA

Para o estado-limite último de flambagem local da alma, FLA, o momento fletor resistente de cálculo é dado pelas expressões B.22 e B.23.

Para $\lambda \leq \lambda_p$ (seção compacta):

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (\text{B.22})$$

Para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$:

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \quad (\text{B.23})$$

Sendo:

λ o parâmetro de esbeltez dado por $\frac{h'}{t_w}$, conforme Equação B.15;

λ_p o parâmetro de esbeltez limite para seções compactas, dado por $2,42 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$;

λ_r o parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas, dado por $5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$; e,

M_r o momento fletor correspondente ao início de escoamento e vale $f_y \times W$.

B.4.2 Barra Tubular Circular

Uma barra tubular circular é considerada de alma não-esbelta quando a relação entre o diâmetro do tubo, d , e a espessura da parede, t , é menor ou igual a $0,45 \frac{E}{f_y}$.

Para o estado-limite de flambagem local da parede do tubo, o único aplicável, o momento resistente é dado pelas Equações B.24 a B.26.

Para $\lambda \leq \lambda_p$ (seção compacta):

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (\text{B.24})$$

Para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$:

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left(\frac{0,021E}{\frac{d}{t}} + f_y \right) W \quad (\text{B.25})$$

Para $\lambda_r < \lambda$:

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \frac{0,33E}{\frac{d}{t}} W \quad (\text{B.26})$$

Sendo:

λ o parâmetro de esbeltez, dado pela expressão $\frac{d}{t}$;

λ_p o parâmetro de esbeltez limite para seções compactas, dado pela expressão $\frac{0,07E}{f_y}$;

e,

λ_r o parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas, dado pela expressão $\frac{0,31E}{f_y}$.

B.5 Força Cortante Resistente de Cálculo em Barras Tubulares, V_{Rd}

A seguir são fornecidos os valores da força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , das barras fletidas, considerando os estados-limites últimos de escoamento e

flambagem por cisalhamento, conforme prescrições do item 5.4.3 da NBR 8800 (ABNT, 2008).

B.5.1 Barra Tubular Retangular

Nas seções tubulares retangulares o elemento resistente à força cortante são as almas. Para as seções fletidas em relação a um eixo central de inércia, a força cortante resistente de cálculo V_{Rd} é dada pelas Equações B.27 a B.29.

Para $\lambda \leq \lambda_p$ (seção compacta):

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (\text{B.27})$$

Para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$:

$$V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \times \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (\text{B.28})$$

Para $\lambda_r < \lambda$:

$$V_{Rd} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (\text{B.29})$$

Sendo:

$$\lambda = \frac{h'}{t_w};$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{5E}{f_y}};$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{5E}{f_y}};$$

h' igual à altura da parte plana das almas;

t_w a espessura de uma das almas (as duas almas devem ter a mesma espessura); e,

V_{pl} a força cortante correspondente à plastificação das almas por cisalhamento com

$$V_{pl} = 0,60 \times A_w \times f_y = 0,60 \times (2 \times h' \times t_w) \times f_y.$$

B.5.2 Barra Tubular Circular

Em seções tubulares circulares fletidas em relação a um eixo central de inércia, a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} é dada pela Equação B.30, com τ_{cr} igual ao maior entre os valores encontrados nas Equações B.31 e B.32, conforme prescrições do item 5.4.3.6 da NBR 8800 (ABNT, 2008).

$$V_{Rd} = \frac{0,5\tau_{cr}A_g}{\gamma_{a1}} \quad (\text{B.30})$$

$$\tau_{cr} = \frac{1,60E}{\sqrt{\frac{L_v}{d}} \times \left(\frac{d}{t_d}\right)^{\frac{5}{4}}} \leq 0,60f_y \quad (\text{B.31})$$

$$\tau_{cr} = \frac{0,78E}{\left(\frac{d}{t_d}\right)^{\frac{3}{2}}} \leq 0,60f_y \quad (\text{B.32})$$

Sendo:

d o diâmetro externo da seção transversal;

t_d a espessura de cálculo da parede da seção transversal, tomada igual a 0,93 vez a espessura nominal para tubos com costura e igual à espessura nominal para tubos sem costura; e,

L_v a distância entre as seções de forças cortantes máxima e nula.

ANEXO C

LIGAÇÕES SOLDADAS ENTRE PERFIS DE AÇO TUBULARES LAMINADOS

Este anexo apresenta procedimentos para determinar a resistência de cálculo de ligações uniplanares sem reforço tipos T, K, Y e N em estruturas constituídas de perfis tubulares laminados em aço.

Pelo fato de ainda não existir norma brasileira que normatize este cálculo, será utilizado neste trabalho a norma européia conhecida como Eurocode 3 – Parte 1-8 (ECS, 2005b), onde estão descritos os procedimentos de cálculo para ligações em estruturas metálicas. O Eurocode 3, adotado por toda Europa ocidental, promove uma padronização internacional para o uso de seções tubulares. O Comitê Brasileiro 02 da ABNT está desenvolvendo uma norma previamente intitulada *projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares*, que dentre outros assuntos, abrange o cálculo das ligações tratadas neste anexo (ABNT, 2012).

Nas formulações apresentadas, o coeficiente $\gamma_{M5} = 1,0$ utilizado no Eurocode 3 foi substituído pelo coeficiente $\gamma_{a1} = 1,1$ da norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008), ajustando-se devidamente as equações.

C.1 Generalidades

A resistência das ligações é expressa em termos de força axial resistente de cálculo ou momento fletor resistente de cálculo de diagonais e montantes.

As ligações das diagonais e montantes com os banzos podem ser com afastamento ou sobreposição, conforme ilustra a Figura C.01. É importante salientar que as notações g , q e p , apenas para efeito deste anexo, são atribuídas às distâncias apresentadas na Figura C.01.

Os tipos de ligações existentes são indicados na Figura C.02, porém, neste trabalho foram utilizadas apenas as ligações T, K, N e Y.

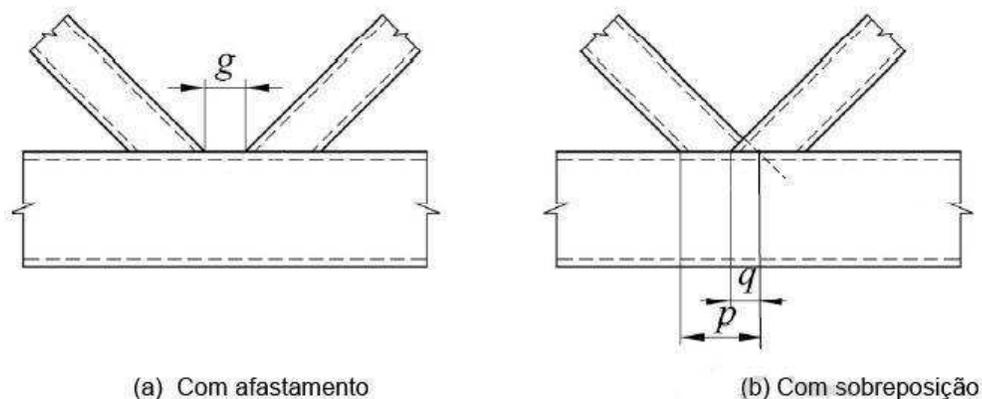


Figura C.01 – Tipos de ligações com perfis tubulares. Fonte: ABNT (2012).

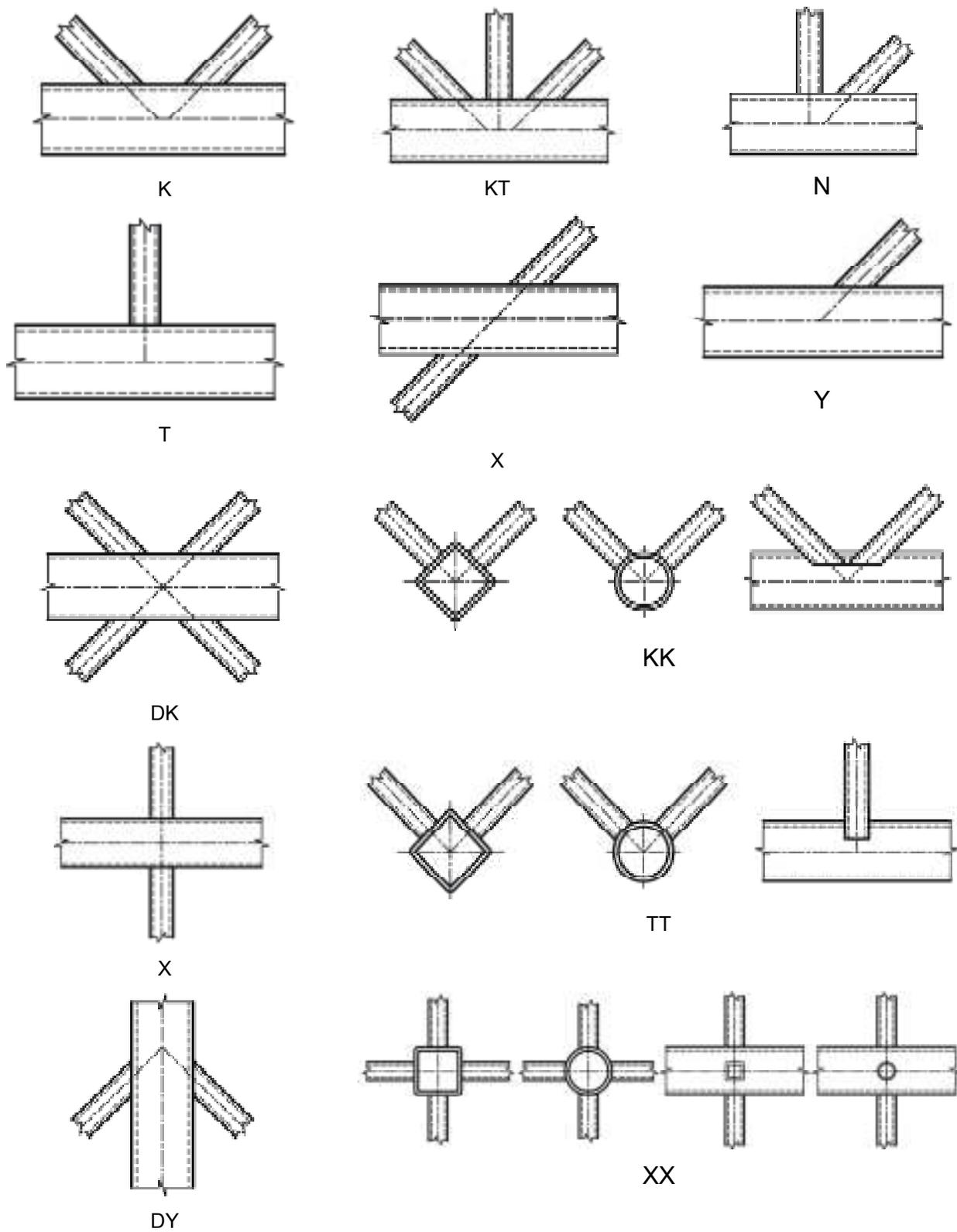


Figura C.02 – Tipos de ligações com perfis tubulares. Fonte: ECS (2005b).

C.2 Requisitos Necessários

Para que os procedimentos de cálculo apresentados neste anexo sejam válidos devem ser obedecidos os seguintes requisitos:

- a) os perfis devem ser compactos;
- b) o ângulo θ_i entre o banzo e as diagonais e entre montantes e diagonais adjacentes não podem ser inferiores a 30° ;
- c) as extremidades dos tubos que se encontram em uma ligação devem ser preparadas de modo que a forma da seção transversal não seja modificada, ou seja, não devem ser consideradas ligações de tubos com extremidades amassadas;
- d) em ligações com afastamento (Figura C.01a), visando permitir soldagem adequada, a dimensão g deve ser igual ou superior à soma das espessuras das diagonais ou montantes ligados de modo a garantir que não haja sobreposição de solda;
- e) em ligações com sobreposição (Figura C.01b), a ligação deve ter dimensão suficiente para garantir a adequada transferência dos esforços de uma barra para a outra. Para isso, a razão entre a sobreposição q e a dimensão p deve ser maior ou igual a 0,25;
- f) para perfis de aço com resistência ao escoamento f_y superior a 350 MPa, a resistência de cálculo, deve ser dividida ainda por um coeficiente de ajustamento igual a 1,1; e,
- g) a espessura nominal da parede dos perfis tubulares, t , não pode ser inferior a 2,5 mm.

C.3 Parâmetros e Convenções

Para a verificação das ligações tubulares uniplanares é necessário definir os parâmetros e convenções descritos a seguir. Neste anexo:

d refere-se ao diâmetro externo de elementos tubulares de seção circular;

b refere-se à largura (total) da seção transversal do perfil tubular retangular ou quadrado;

h refere-se à altura (total) da seção transversal do perfil tubular retangular ou quadrado;

t refere-se à espessura (da parede) do perfil tubular;

o índice i (com $i = 1$ ou $i = 2$) refere-se a diagonais ou montantes; e

o índice 0 refere-se ao banzo.

C.3.1 Tensões $\sigma_{0,Sd}$ e $\sigma_{0p,Sd}$ no Banzo

As tensões $\sigma_{0,Sd}$ e $\sigma_{0p,Sd}$ no banzo, na região da ligação, são determinadas pelas Equações C.01 e C.02.

$$\sigma_{0,Sd} = \frac{N_{0,Sd}}{A_0} + \frac{M_{0,Sd}}{W_0} \quad (C.01)$$

$$\sigma_{0p,Sd} = \frac{N_{0p,Sd}}{A_0} + \frac{M_{0,Sd}}{W_0} \quad (C.02)$$

Sendo:

$\sigma_{0,Sd}$ a máxima tensão de compressão no banzo, na região da ligação;

$\sigma_{0p,Sd}$ o valor de $\sigma_{0,Sd}$ excluindo-se as tensões provenientes das componentes das forças nas diagonais e montantes, paralelas ao eixo do banzo;

$N_{0,Sd}$ a força axial solicitante de cálculo no banzo que provoca a tensão $\sigma_{0,Sd}$;

$$N_{0p,Sd} = N_{0,Sd} - \sum N_{i,Sd} \times \cos \theta_i ;$$

$M_{0,Sd}$ o momento fletor solicitante de cálculo na ligação;

A_0 a área da seção transversal do banzo; e,

W_0 o módulo de resistência elástico da seção transversal do banzo.

C.3.2 Parâmetro β

A relação entre o diâmetro médio ou largura da diagonal ou montante e o diâmetro ou a largura do banzo é determinada pelo parâmetro β , que é calculado de acordo com a Equação C.03a quando aplicado em ligações T e Y e conforme a Equação C.03b quando utilizado em ligações K e N.

$$\beta = \frac{d_1}{d_0}; \text{ou} : \beta = \frac{d_1}{b_0}; \text{ou} : \beta = \frac{b_1}{b_0} \quad (\text{C.03a})$$

$$\beta = \frac{d_1 + d_2}{2d_0}; \text{ou} : \beta = \frac{d_1 + d_2}{2b_0}; \text{ou} : \beta = \frac{b_1 + b_2 + h_1 + h_2}{4b_0} \quad (\text{C.03b})$$

C.3.3 Parâmetro γ

A relação entre a largura ou o diâmetro do banzo e duas vezes a sua espessura é determinada pelo parâmetro γ , que é calculado de acordo com a Equação C.04a

quando o banzo é retangular ou quadrado e conforme a Equação C.04b quando o banzo é circular.

$$\gamma = \frac{b_0}{2t_0} \quad (\text{C.04a})$$

$$\gamma = \frac{d_0}{2t_0} \quad (\text{C.04b})$$

C.3.4 Parâmetro λ_{ov}

A relação, em porcentagem, entre as grandezas p e q (Figura C.01) é determinada pelo parâmetro λ_{ov} , que é calculado de acordo com a Equação C.05.

$$\lambda_{ov} = \frac{q}{p} 100\% \quad (\text{C.05})$$

C.3.5 Parâmetro η

A relação entre a altura da montante no plano da estrutura e a largura do banzo, representada por η , é dada pela Equação C.06a para o caso de montante e banzo retangulares, pela Equação C.06b para o caso de montante circular e banzo retangular e pela Equação C.06c para o caso de montante e banzo circulares.

$$\eta = \frac{h_1}{b_0} \quad (\text{C.06a})$$

$$\eta = \frac{d_1}{b_0} = \beta \quad (\text{C.06b})$$

$$\eta = \frac{d_1}{d_0} = \beta \quad (\text{C.06c})$$

C.3.6 Parâmetro k_g

O fator geométrico k_g para ligação com banzo circular é dado pela Equação C.07a para ligação com afastamento e pela Equação C.07b para ligação com sobreposição.

$$k_g = 1,1\gamma^{0,2} \left(1 + \frac{0,024\gamma^{1,2}}{1 + \exp\left(\frac{0,5g}{t_0} - 1,33\right)} \right) \quad (\text{C.07a})$$

$$k_g = 1,1\gamma^{0,2} \left(1 + \frac{0,024\gamma^{1,2}}{1 + \exp\left(\frac{-0,5q}{t_0} - 1,33\right)} \right) \quad (\text{C.07b})$$

C.3.7 Parâmetro k_p

O fator k_p relacionado às tensões no banzo circular é dado pela Equação C.08 para $n_p < 0$, sendo n_p calculado pela Equação C.09. Para o caso de banzo tracionado ($n_p \geq 0$) tem-se $k_p = 1,0$.

$$k_p = 1 + 0,3n_p - 0,3n_p^2 \quad (\text{C.08})$$

$$n_p = \frac{\sigma_{0p,Sd}}{\frac{f_{y0}}{\gamma_{a1}}} \quad (\text{C.09})$$

Sendo:

$\sigma_{0p,Sd}$ a tensão definida pela Equação C.02, utilizando-se o sinal negativo para compressão.

C.3.8 Parâmetro k_n

O fator k_n relacionado às tensões no banzo retangular é dado pela Equação C.10 para $n < 0$, sendo n calculado pela Equação C.11. Para o caso de banzo tracionado ($n \geq 0$) tem-se $k_n = 1,0$.

$$k_n = 1,3 + \frac{0,4n}{\beta} \leq 1,0 \quad (\text{C.10})$$

$$n = \frac{\sigma_{0,Sd}}{\frac{f_{y0}}{\gamma_{a1}}} \quad (\text{C.11})$$

Sendo:

$\sigma_{0,Sd}$ a tensão definida pela Equação C.01, utilizando-se o sinal negativo para compressão.

C.4 Modos de Falha

As capacidades resistentes de cálculo das ligações entre perfis tubulares e entre perfis tubulares e perfis de seção aberta são baseadas nos seguintes modos de falha:

a) Modo A (*chord face failure*) – plastificação da face ou de toda a seção transversal do banzo, junto a diagonais ou montantes;

b) Modo B (*chord side wall failure*) – plastificação, amassamento ou instabilidade da face lateral da seção transversal do banzo junto a diagonais ou montantes sob compressão;

c) Modo C (*chord shear failure*)– plastificação ou instabilidade por cisalhamento do banzo, junto a diagonais ou montantes;

d) Modo D (*punching shear failure*) – ruptura por punção da parede do banzo na área de contato com diagonais ou montantes;

e) Modo E (*brace failure*) – ruptura ou plastificação na região da solda ou flambagem localizada de diagonais ou montantes devidas à distribuição não uniforme de tensão; e,

f) Modo F (*local buckling*) – flambagem localizada de diagonais ou montantes comprimidos ou do banzo, na região da ligação.

As Figuras C.03 e C.04 ilustram os modos de falha para ligações entre banzo e diagonais ou montantes em perfis tubulares circulares. A Figura C.03 traz ilustrações sobre os modos de falha A, B e C, e a Figura C.04 traz ilustrações sobre os modos de falha D, E e F.

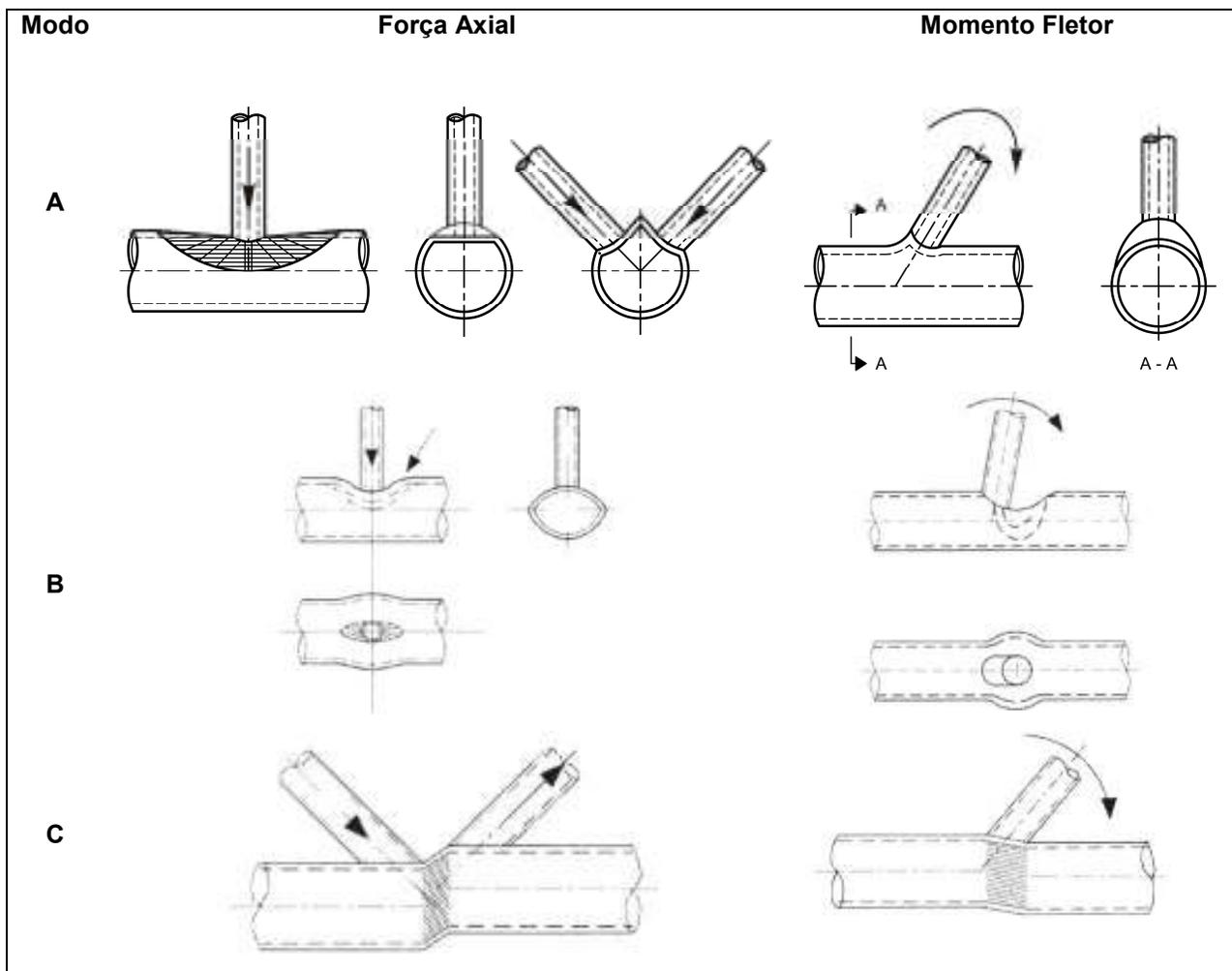


Figura C.03 – Modos de falha em ligações entre perfis tubulares circulares. Fonte: Eurocode 3 (ECS, 2005b), p. 104.

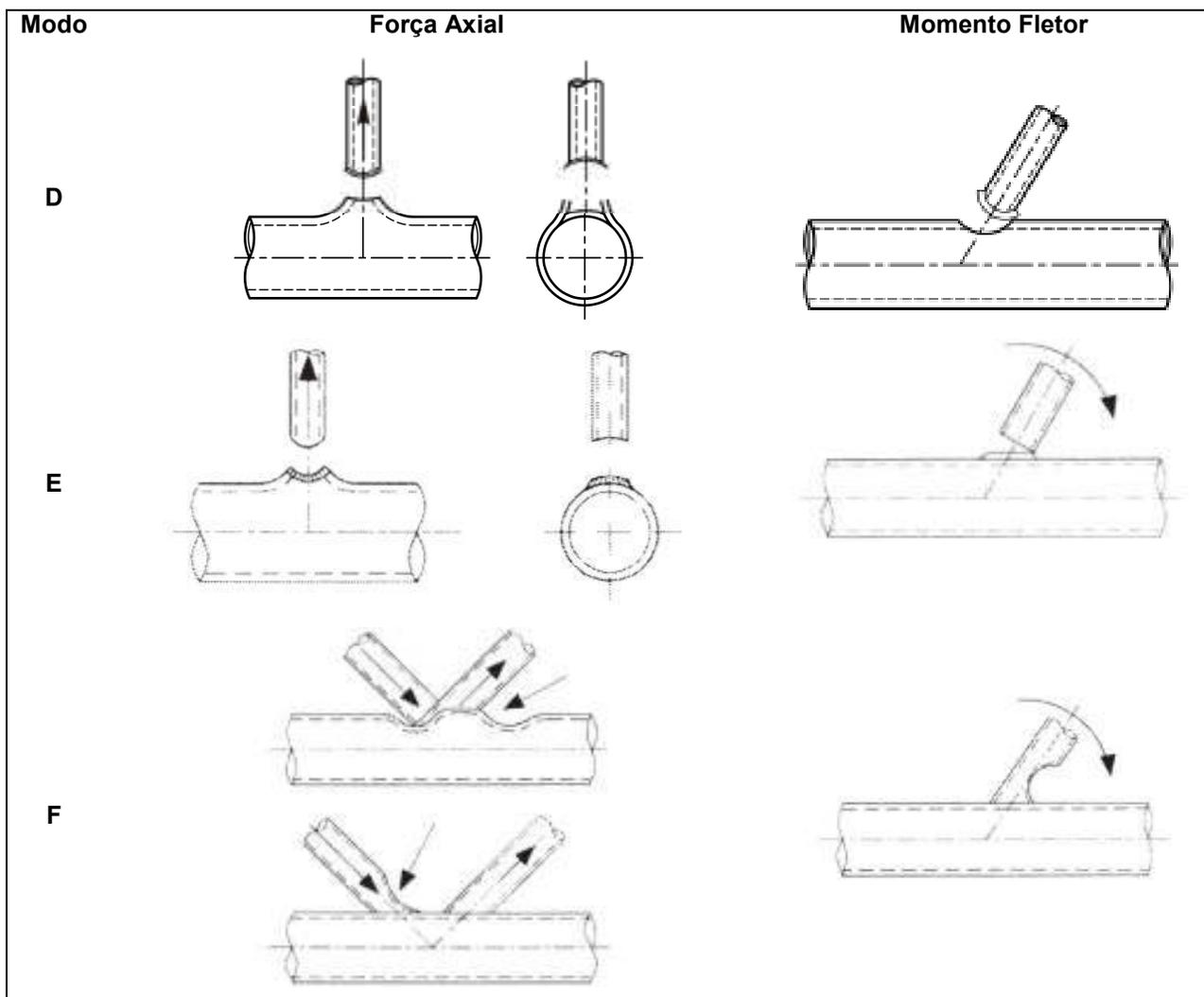


Figura C.04 – Modos de falha em ligações entre perfis tubulares circulares. Fonte: Eurocode 3 (ECS, 2005b), p. 104.

As Figuras C.05 e C.06 ilustram os modos de falha para ligações entre banzo e diagonais ou montantes em perfis tubulares retangulares. A Figura C.05 traz ilustrações sobre os modos de falha A, B e C, e a Figura C.06 traz ilustrações sobre os modos de falha D, E e F.

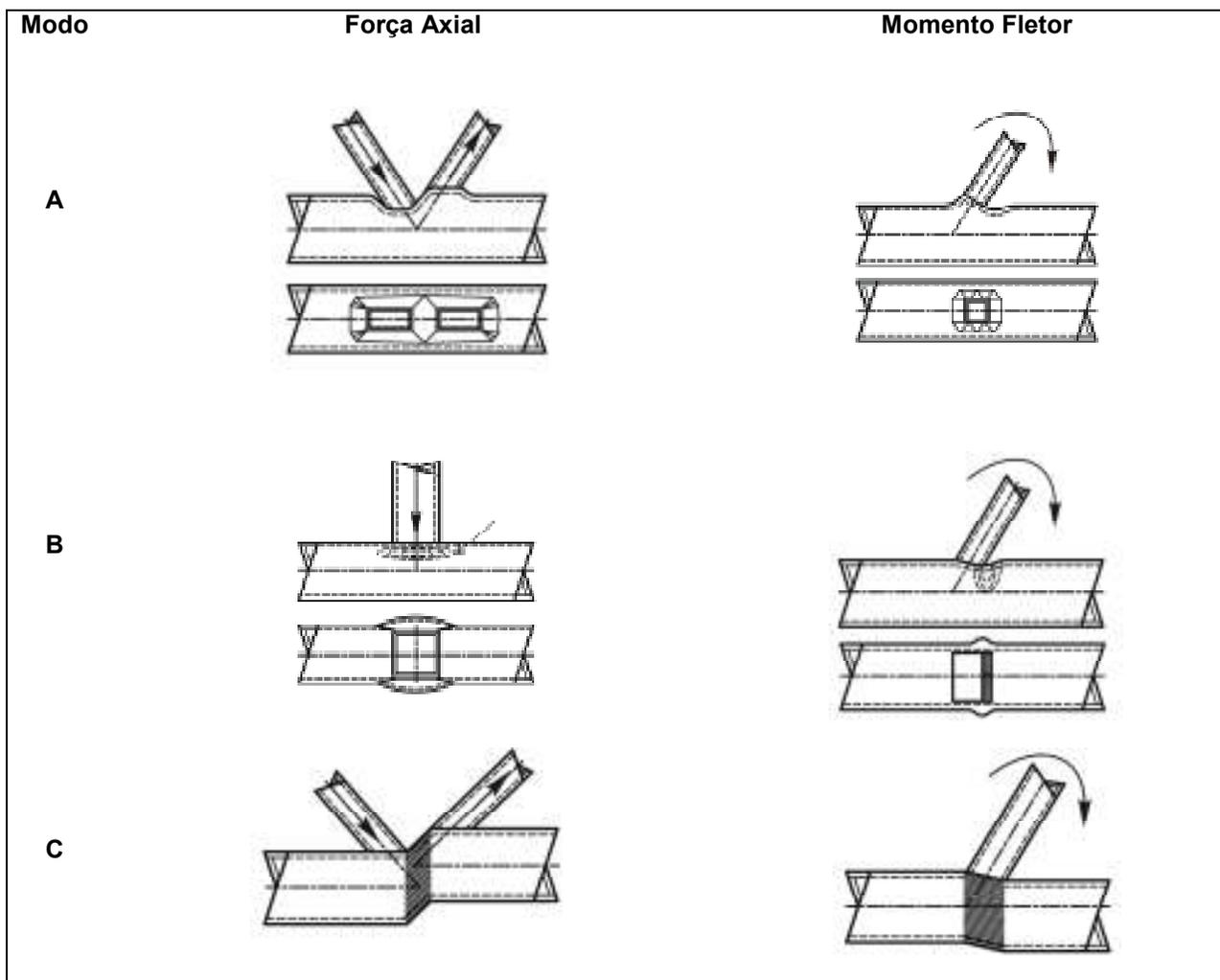


Figura C.05 – Modos de falha A, B e C em ligações entre perfis tubulares retangulares.
 Fonte: Eurocode 3 (ECS, 2005b), p. 105.

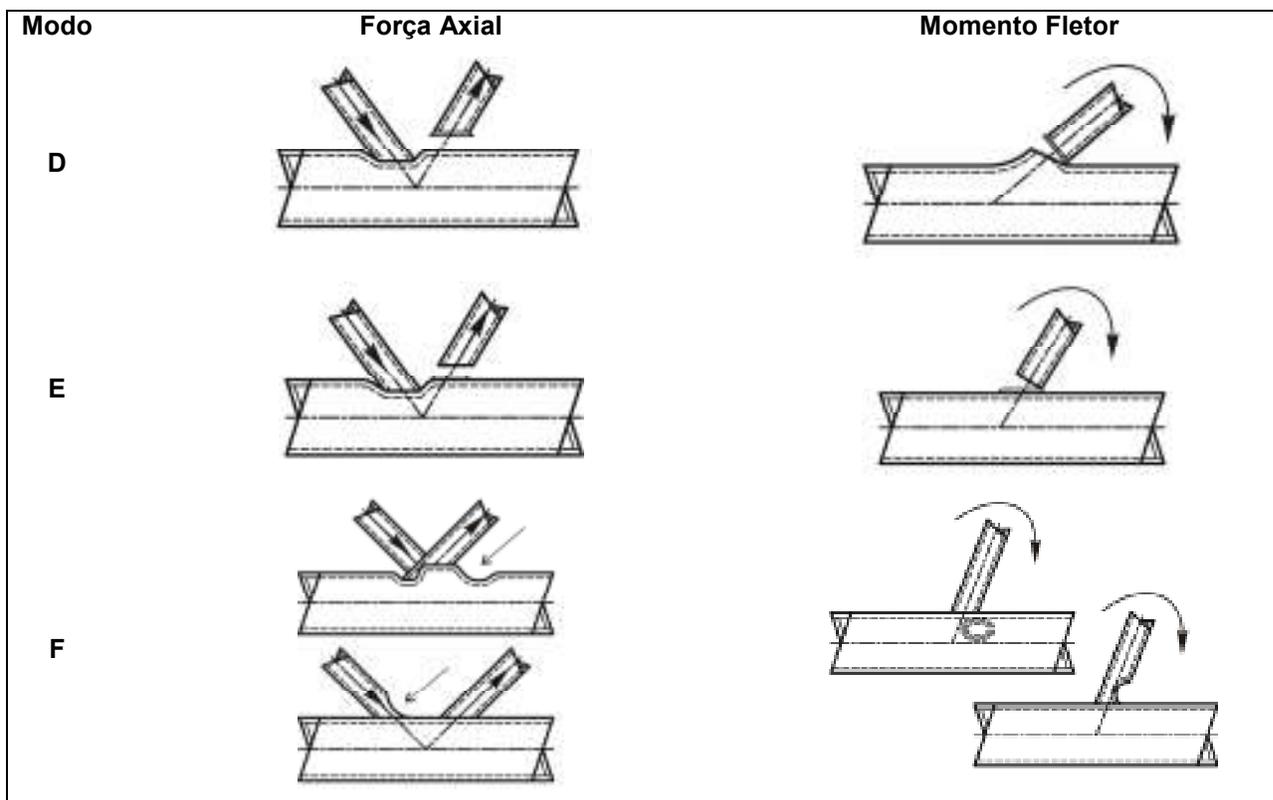


Figura C.06 – Modos de falha D, E e F em ligações entre perfis tubulares retangulares.
 Fonte: Eurocode 3 (ECS, 2005b), p. 105.

C.5 Ligações Soldadas entre Perfis Tubulares Circulares

C.5.1 Requisitos Necessários

A força resistente de cálculo das ligações deve ser tomada como o menor valor encontrado entre os modos de falha A e D, desde que sejam atendidas as seguintes condições:

$$a) 0,2 \leq \frac{d_i}{d_o} = \beta \leq 1,0;$$

$$b) 10,0 \leq 2\gamma = \frac{d_0}{t_0} \leq 50,0; e,$$

$$c) 10,0 \leq \frac{d_i}{t_i} \leq 50,0.$$

C.5.2 Ligações Uniplanares

Nas ligações de diagonais ou montantes, a força axial resistente de cálculo, $N_{i,Rd}$, deve ser obtida da Tabela C.01, devendo-se ter $N_{i,Sd} \leq N_{i,Rd}$. O momento fletor resistente de cálculo no plano, $M_{ip,i,Rd}$, deve ser obtido da Tabela C.02.

As ligações de diagonais ou montantes, sujeitas à combinação de força axial e momento fletor, devem atender à Inequação C.12a. Como para este trabalho $M_{op,i,Sd} = 0$, a inequação se resume a explicitada em C.12b.

$$\frac{N_{i,Sd}}{N_{i,Rd}} + \left(\frac{M_{ip,i,Sd}}{M_{ip,i,Rd}} \right)^2 + \frac{M_{op,i,Sd}}{M_{op,i,Rd}} \leq 1,0 \quad (C.12a)$$

$$\frac{N_{i,Sd}}{N_{i,Rd}} + \left(\frac{M_{ip,i,Sd}}{M_{ip,i,Rd}} \right)^2 \leq 1,0 \quad (C.12b)$$

Sendo:

$N_{i,Rd}$ a força axial resistente de cálculo da diagonal ou montante;

$N_{i,Sd}$ a força axial solicitante de cálculo da diagonal ou montante;

$M_{ip,i,Rd}$ o momento fletor resistente de cálculo da diagonal ou montante, no plano;

$M_{ip,i,Sd}$ o momento fletor solicitante de cálculo da diagonal ou montante, no plano;

$M_{op,i,Rd}$ o momento fletor resistente de cálculo da diagonal ou montante, fora do plano, no caso deste trabalho igual a zero; e,

$M_{op,i,Sd}$ é o momento fletor solicitante de cálculo da diagonal ou montante, fora do plano, no caso deste trabalho igual a zero.

Tabela C.01 – Força axial resistente de cálculo de ligações soldadas entre perfis tubulares circulares. Fonte: Eurocode 3 (2005b), p. 109.

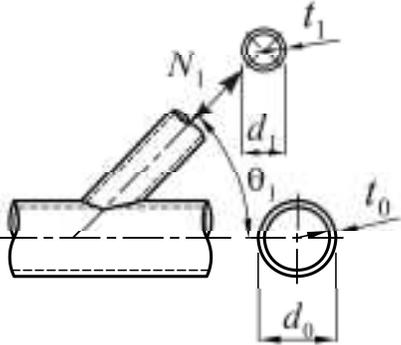
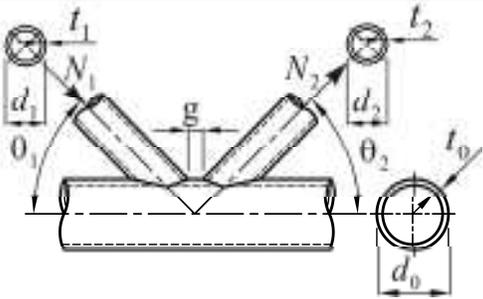
Modo de falha A – Ligações T e Y	
	$N_{1,Rd} = \frac{\gamma^{0,2} \times k_p \times f_{y0} \times t_0^2}{\text{sen} \theta_1} (3,08 + 15,62 \beta^2) \times \frac{1}{\gamma_{a1}}$
Modo de falha A – Ligações N com afastamento e sobreposição	
	<p>Se N_1 e N_2 tiverem sinais opostos e estiverem em equilíbrio na direção perpendicular ao banzo:</p> $N_{1,Rd} = \frac{k_g k_p f_{y0} t_0^2}{\text{sen} \theta_1} \left(1,98 + 11,22 \frac{d_1}{d_0} \right) \frac{1}{\gamma_{a1}}$ $N_{2,Rd} = \frac{\text{sen} \theta_1}{\text{sen} \theta_2} N_{1,Rd}$
Modo de falha D – Ligações N com afastamento e todas as T e Y	
Somente quando $d_i \leq d_0 - 2t_0$:	
$N_{i,Rd} = 0,66 \times f_{y0} \times t_0 \times \pi \times d_i \left(\frac{1 + \text{sen} \theta_i}{2 \text{sen}^2 \theta_i} \right) \times \frac{1}{\gamma_{a1}}$	

Tabela C.02 – Momento fletor resistente de cálculo das ligações soldadas entre montantes e banzos de perfil tubular circular. Fonte: Eurocode 3 (2005b), p. 113.

Modo de falha A – Ligações T e Y	
	$M_{ip,1,Rd} = \frac{5,34}{\gamma_{a1}} \times \frac{f_{y0} \times t_0^2 \times d_1}{\text{sen}\theta_1} \sqrt{\gamma} \beta k_p$
Modo de falha D – Ligações K e N com afastamento e todas as T e Y	
Somente quando $d_1 \leq d_0 - 2t_0$:	
$M_{ip,1,Rd} = \frac{1,1}{\sqrt{3}} \times f_{y0} \times t_0 \times d_1^2 \left(\frac{1 + 3\text{sen}\theta_1}{4\text{sen}^2\theta_1} \right) \times \frac{1}{\gamma_{a1}}$	

C.6 Ligações Soldadas entre Perfis Tubulares Circulares ou Retangulares com Banzos de Perfis Tubulares Retangulares

C.6.1 Requisitos Necessários

A força resistente de cálculo das ligações deve ser tomada como o menor valor encontrado entre os modos de falha A até F, desde que sejam atendidas as condições dadas pela Tabela C.03.

Tabela C.03 – Condições de validade de ligações soldadas entre diagonais e montantes de perfis tubulares circulares ou retangulares e banzos de perfis tubulares retangulares. Fonte: Eurocode 3 (2005b), p. 116.

Perfil das diagonais ou montantes e tipo de ligação	Condições de Validade				
	Compressão	Tração	Tração ou Compressão		
Retangular (T ou Y)	$\frac{b_i}{t_i} \leq \left\{ \begin{array}{l} 35 \\ 1,27 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \end{array} \right.$		$\frac{b_i}{b_0} \geq 0,25$	$\frac{b_0}{t_0} \leq \left\{ \begin{array}{l} 35 \\ 1,27 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \end{array} \right.$	-
Retangular (K e N com Afastamento)	$\frac{h_i}{t_i} \leq \left\{ \begin{array}{l} 35 \\ 1,27 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \end{array} \right.$	$\frac{b_i}{t_i} \leq 35$ $\frac{h_i}{t_i} \leq 35$	$\frac{b_i}{b_0} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,35 \\ 0,1 + 0,01 \frac{b_0}{t_0} \end{array} \right.$	$\frac{b_0}{t_0} \leq \left\{ \begin{array}{l} 35 \\ 1,27 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \end{array} \right.$ $\frac{h_0}{t_0} \leq \left\{ \begin{array}{l} 35 \\ 1,27 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \end{array} \right.$	(a) (c)
Retangular (K e N com Sobreposição)	$\frac{b_i}{t_i} \leq 1,10 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ $\frac{h_i}{t_i} \leq 1,10 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$		$\frac{b_i}{b_0} \geq 0,25$	$\frac{b_0}{t_0} \leq \left\{ \begin{array}{l} 35 \\ 1,27 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \end{array} \right.$ $\frac{h_0}{t_0} \leq \left\{ \begin{array}{l} 35 \\ 1,27 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \end{array} \right.$	(b)
Circular (qualquer)	$\frac{d_i}{t_i} \leq 0,06 \frac{E}{f_y}$	$\frac{d_i}{t_i} \leq 50$	$0,4 \leq \frac{d_i}{b_0} \leq 0,8$	Conforme acima substituindo b _i por d _i e b _j por d _j , onde aplicável	

$$(a) 0,5(1 - \beta) \leq \frac{g}{b_0} \leq 1,5(1 - \beta)$$

Se $\frac{g}{b_0} > 1,5(1 - \beta)$ e $\frac{g}{b_0} > t_1 + t_2$ tratar a ligação como duas T separadas ou como duas Y separadas

$$(b) 25\% \leq \lambda_{0v} \leq 100\%, \frac{b_i}{b_j} \geq 0,75$$

A sobreposição pode ser aumentada para permitir que a extremidade da barra sobreposta seja soldada no banzo. Nas ligações com sobreposição, i = diagonais ou montantes subpostas, j = diagonais ou montantes sobrepostas.

$$(c) 0,5 \leq \frac{h_0}{b_0} \leq 2,0 \text{ e } 0,5 \leq \frac{h_i}{b_i} \leq 2,0$$

C.6.2 Ligações Uniplanares

Para ligações soldadas entre diagonais ou montantes de perfis tubulares circulares ou quadrados e banzos de perfis tubulares quadrados, obedecidas as condições adicionais dadas na Tabela C.04, a força axial resistente de cálculo, $N_{i,Rd}$, deve ser obtida da Tabela C.05.

Para ligações soldadas entre diagonais ou montantes de perfis tubulares circulares ou retangulares e banzos de perfis tubulares retangulares, a força axial resistente de cálculo, $N_{i,Rd}$, e o momento fletor resistente de cálculo, $M_{i,Rd}$, devem ser obtidos através das Tabelas 7.11, 7.12 e 7.14 do Eurocode 3 – Parte 1-8 (ECS, 2005). Elas não serão aqui apresentadas, pois não foram utilizados perfis retangulares neste trabalho.

As ligações de diagonais ou montantes sujeitas a combinação de força axial e momento fletor devem satisfazer à Inequação C.13a. Como para este trabalho $M_{op,i,Sd} = 0$, a inequação se resume a explicitada em C.13b.

$$\frac{N_{i,Sd}}{N_{i,Rd}} + \frac{M_{ip,i,Sd}}{M_{ip,i,Rd}} + \frac{M_{op,i,Sd}}{M_{op,i,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{C.13a})$$

$$\frac{N_{i,Sd}}{N_{i,Rd}} + \frac{M_{ip,i,Sd}}{M_{ip,i,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{C.13b})$$

O momento solicitante de cálculo no plano $M_{ip,i,Sd}$ pode ser obtido no ponto onde os eixos das diagonais ou montantes encontram a face do banzo. O momento

resistente de cálculo no plano $M_{ip,i,Rd}$, deve ser obtido da Tabela C.06, que se aplica a perfis retangulares e quadrados.

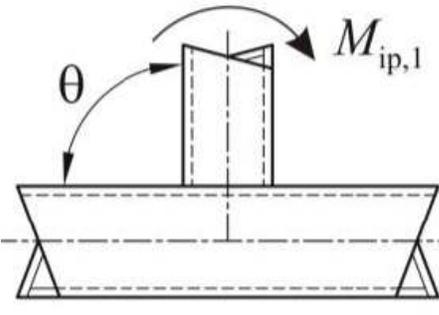
Tabela C.04 – Condições adicionais para o uso da Tabela C.05.

Tipos de perfis das diagonais e montantes	Tipo de ligações	Parâmetros de ligações	
Tubulares quadrados	T e Y	$\frac{b_i}{b_0} \leq 0,85$	$\frac{b_0}{t_0} \geq 10$
	K e N com afastamento	$0,6 \leq \frac{b_1 + b_2}{2b_1} \leq 1,3$	$\frac{b_0}{t_0} \geq 15$
Tubulares circulares	T e Y	-	$\frac{b_0}{t_0} \geq 10$
	K e N com afastamento	$0,6 \leq \frac{d_1 + d_2}{2d_1} \leq 1,3$	$\frac{b_0}{t_0} \geq 15$

Tabela C.05 – Força axial resistente de cálculo de ligações soldadas entre diagonais ou montantes de perfis tubulares circulares ou quadrados e banzos de perfis tubulares quadrados. Fonte: Eurocode 3 (2005b), p. 118.

Modo de falha A – Ligações T e Y	
	<p style="text-align: center;">com $\beta \leq 0,85$</p> $N_{1,Rd} = \frac{k_n f_{y0} t_0^2}{(1-\beta) \text{sen} \theta_1} \left(\frac{2,2\beta}{\text{sen} \theta_1} + 4,4\sqrt{1-\beta} \right) \times \frac{1}{\gamma_{a1}}$
Modo de falha A – Ligações K e N com afastamento	
	<p style="text-align: center;">com $\beta \leq 1,00$</p> $N_{1,Rd} = \frac{9,79\gamma^{0,5} k_n f_{y0} t_0^2}{\text{sen} \theta_1} \left(\frac{b_1 + b_2}{2b_0} \right) \frac{1}{\gamma_{a1}}$ $N_{2,Rd} = \frac{\text{sen} \theta_1}{\text{sen} \theta_2} N_{1,Rd}$
Modo de falha E – Ligações K e N com sobreposição	
	<p style="text-align: center;">Para $25\% \leq \lambda_{ov} < 50\%$:</p> $N_{1,Rd} = 1,1 f_{y1} t_1 \left(b_{ef} + b_{e,ov} + \frac{\lambda_{ov}}{50} (2h_1 - 4t_1) \right) \frac{1}{\gamma_{a1}}$ <p style="text-align: center;">Para $50\% \leq \lambda_{ov} < 80\%$:</p> $N_{1,Rd} = 1,1 f_{y1} t_1 (b_{ef} + b_{e,ov} + 2h_1 - 4t_1) \frac{1}{\gamma_{a1}}$ <p style="text-align: center;">Para $\lambda_{ov} \geq 80\%$:</p> $N_{1,Rd} = 1,1 f_{y1} t_1 (b_1 + b_{e,ov} + 2h_1 - 4t_1) \frac{1}{\gamma_{a1}}$ $N_{2,Rd} = N_{1,Rd} \left(\frac{A_2 f_{y2}}{A_1 f_{y1}} \right) \frac{1}{\gamma_{a1}}$
<p>As diagonais ou montantes 1 e 2 podem ser tracionadas ou comprimidas, mas uma deve ser tracionada e a outra comprimida; sendo convencionalmente 1 = diagonal ou montante sobposta, e 2 = diagonal ou montante sobreposta.</p>	
Parâmetros b_{ef} e $b_{e,ov}$	
$b_{ef} = \frac{10}{b_0/t_0} \frac{f_{y0} t_0}{f_{y1} t_1} b_1, \text{ mas } b_{ef} \leq b_1$	$b_{e,ov} = \frac{10}{b_2/t_2} \frac{f_{y2} t_2}{f_{y1} t_1} b_1, \text{ mas } b_{e,ov} \leq b_1$
<p>Para diagonais e montantes com perfil circular, multiplicar as resistências por $\pi/4$, substituindo b_1 e h_1 por d_1 e substituindo b_2 e h_2 por d_2.</p>	

Tabela C.06 – Momento fletor resistente de cálculo de ligações soldadas tipo T entre montantes e banzos de perfis tubulares retangulares. Fonte: Eurocode 3 (2005b), p. 118.

Momentos no plano ($\theta = 90^\circ$)	Modo de falha A, com $\beta \leq 0,85$
	$M_{ip,1,Rd} = 1,1k_n f_{y0} t_0^2 h_1 \left(\frac{1}{2\eta} + \frac{2}{\sqrt{1-\beta}} + \frac{\eta}{1-\beta} \right) \frac{1}{\gamma_{a1}}$
	Modo de falha B, com $0,85 \leq \beta \leq 1,0$
	$M_{ip,1,Rd} = 0,5 f_{yk} t_0 (1,1h_1 + 5,5t_0)^2 \frac{1}{\gamma_{a1}}$ <p>Sendo $f_{yk} = f_{y0}$ para ligações T</p>
	Modo de falha E, com $0,85 \leq \beta \leq 1,0$
$M_{ip,1,Rd} = 1,1 f_{y1} \left[Z_1 - \left(1 - \frac{b_{ef}}{b_1} \right) b_1 h_1 t_1 \right] \frac{1}{\gamma_{a1}}$ <p>Sendo b_{ef} obtido conforme Tabela C.05</p>	

ANEXO D

CONECTORES DE CISALHAMENTO TIPO PINO COM CABEÇA

D.1 Generalidades

Os procedimentos aqui descritos dizem respeito a conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça, também conhecidos como *stud bolts*, totalmente embutidos em concreto de peso específico maior que 15 kN/m³. Estes conectores estão inseridos em laje maciça de concreto armado com face inferior plana e diretamente apoiada sobre viga de aço.

Segundo a norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008) os conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça usados na construção mista de aço e concreto devem ter dimensões e ser soldados aos perfis de aço de acordo com a norma norte-americana AWS D1.1/D1.1M (AWS, 2010). O aço estrutural utilizado para conectores pino com cabeça de diâmetro até 22,2 mm deve ser o ASTM A-108 Grau 1020, devendo ser especificado com resistência ao escoamento de 345 MPa, resistência à ruptura de 415 MPa, alongamento mínimo em 50 mm de 20% e redução mínima de área de 50%. Os diâmetros mais comuns utilizados em projetos são 12,7 mm, 15,9 mm, 19,0 mm e 22,2 mm.

Os conectores do tipo pino com cabeça devem ter, após a instalação, comprimento mínimo igual a 4 vezes o seu diâmetro (condição de ductilidade do conector), devendo ainda ficar completamente embutidos no concreto da laje, com cobrimento superior mínimo de 10 mm. A NBR 8800 (ABNT, 2008) prescreve ainda que o cobrimento lateral de concreto para qualquer tipo de conector deve ser de no mínimo 25 mm.

D.2 Relações Geométricas entre o Diâmetro dos Conectores e o Perfil Utilizado para o Banzo Superior

A NBR 8800 (ABNT, 2008) especifica que o conector não pode ter diâmetro maior que 2,5 vezes a espessura da mesa a qual forem soldados, a menos que sejam colocados diretamente na posição correspondente à alma do perfil de aço, dessa forma evita-se a ocorrência de deformação excessiva na chapa da mesa antes que o conector atinja sua resistência.

Para o projeto dos conectores de cisalhamento tipo pino em treliças mistas CHIEN e RITCHIE (1984) indicam, da mesma maneira que a NBR 8800, que a espessura do banzo superior não deve ser inferior ao diâmetro do conector dividido por 2,5. Caso contrário deve-se considerar uma redução na resistência ao cisalhamento dos conectores. Segundo a SCI (NEAL et al., 1992) essa espessura mínima do banzo é governada por quesitos de soldabilidade com os conectores de cisalhamento.

A ASCE (1996) disserta que a razão entre o diâmetro do conector e a espessura do banzo superior não deve exceder a 4. Se esta razão exceder 2,5 a resistência do conector deve ser multiplicada por um fator de redução R_f dado pela Equação D.01.

$$R_f = 2,67 - 0,67 \cdot \frac{D}{t_{bs}} \quad (D.01)$$

Sendo:

D o diâmetro do conector tipo pino com cabeça

t_{bs} a espessura do perfil metálico do banzo superior

Segundo CHIEN e RITCHIE (1984) a soldagem em campo dos conectores a treliças sob fôrmas de aço pode ser muito facilitada se a largura plana (b') do banzo superior for de no mínimo 35 mm e a largura total (b), medida de face externa a face externa, for de no mínimo 75 mm, conforme Figura D.01. Já a norma canadense (CSA, 2001) especifica que a largura plana (b') do banzo superior não deve ser menor que $(1,4 \times D + 20)$ mm, sendo D o diâmetro do conector. O SCI (NEAL et al., 1992) sugere que para que a fôrma de aço, caso ela seja utilizada, fique razoavelmente estável durante a construção, utilizem-se perfis para o banzo superior com largura mínima de 120 mm.

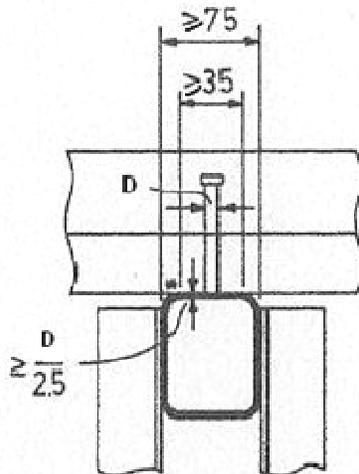


Figura D.01 – Critério de seleção do banzo superior para facilitar a instalação do conector tipo pino com cabeça. Fonte: CHIEN e RITCHIE (1984). p. 181.

D.3 Dimensionamento dos Conectores de Cisalhamento Tipo Pino com Cabeça

D.3.1 Força Resistente de Cálculo dos Conectores

A força resistente de cálculo, Q_{Rd} , de um conector de cisalhamento tipo pino com cabeça, segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), é dada pelo menor dos valores encontrados pelas Equações D.02 e D.03.

$$Q_{Rd} = \frac{Q_u}{\gamma_{cs}} = \frac{0,5 A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} \quad (D.02)$$

$$Q_{Rd} = \frac{Q_u}{\gamma_{cs}} = \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \quad (D.03)$$

Sendo:

Q_u a resistência nominal de um conector;

γ_{cs} um coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25 para combinações últimas de ações normais, especiais ou de construção e igual a 1,10 para combinações excepcionais;

A_{cs} a área da seção transversal do conector;

f_{ck} a resistência característica do concreto à compressão;

E_c o módulo de elasticidade do concreto;

R_g um coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores;

R_p um coeficiente para consideração da posição do conector; e,

f_{ucs} a resistência à ruptura do aço do conector.

A Equação D.02 refere-se ao apoio do pino no concreto, enquanto a Equação D.03 trata da resistência à flexão do pino dada em termos de cisalhamento aparente (PFEIL e PFEIL, 2009).

PFEIL e PFEIL (2009) utilizam o módulo de elasticidade secante, E_{cs} (Equação D.04), do concreto na Equação D.02, sendo f_{ck} e E_{cs} em MPa.

$$E_{cs} = 0,85 \times 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (D.04)$$

Conforme a NBR 8800 (ABNT, 2008), R_g e R_p são fatores que consideram a redução de resistência do conector quando usado em lajes com fôrma de aço incorporada, sendo que para lajes maciças $R_g = R_p = 1,0$.

O fator R_g considera o efeito do número de conectores em uma nervura. R_g vale 1,0 para um conector soldado em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço, 0,85 para o caso de dois conectores e 0,70 para o caso de três ou mais conectores.

Devido à existência de um enrijecedor na base das nervuras da chapa corrugada, os conectores devem ser soldados fora de centro. Em lajes com nervuras perpendiculares à viga, o fator R_p leva em conta a influência da posição do conector em relação à face das nervuras em função do sentido da resultante de compressão.

O fator R_p deve assumir o valor 0,75 para conectores soldados em uma laje mista com as nervuras perpendiculares ao perfil de aço quando e_{mh} for igual ou superior a 50 mm, e, 0,60 quando e_{mh} for inferior a 50 mm, conforme ilustra a Figura D.02, sendo e_{mh} a distância da borda do fuste do conector à alma da nervura da fôrma de aço,

medida à meia altura da nervura e no sentido da força cortante que atua no conector; exemplificando, no sentido do momento máximo para uma viga simplesmente apoiada. Ou seja, não sendo possível garantir o posicionamento mais resistente do conector, recomenda-se usar $R_p = 0,60$.

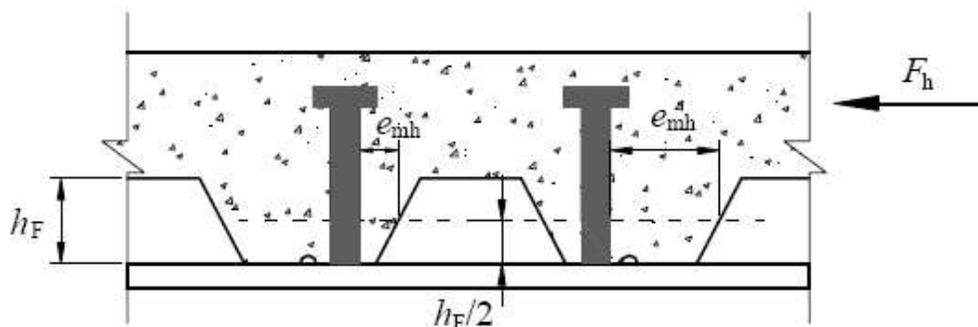


Figura D.02 – Ilustração do valor a ser tomado para e_{mh} . Fonte: ABNT (2008).

D.3.2 Quantidade Necessária de Conectores Instalados em Perfis com Seção de Aço Compacta

Conforme PFEIL e PFEIL (2009), nas vigas com seção de aço compacta com ligação total, os conectores de cisalhamento são dimensionados de maneira que a viga mista possa atingir seu momento plástico de ruptura, sem a separação entre a laje e a seção de aço. Assim, os conectores são calculados em função da resistência da viga e não das cargas atuantes. A soma das resistências dos conectores entre o ponto de momento máximo e um de momento nulo é dada pelo menor valor entre as resistências nominais do concreto em compressão e do aço em tração. Para o caso de linha neutra plástica na seção de aço tem-se $R_{td} > R_{cd}$, e, para o caso de linha neutra plástica na laje tem-se $R_{cd} > R_{td}$, sendo R_{cd} (Equação D.05) o valor máximo da resistência à compressão do concreto, e, R_{td} (Equação D.06) o valor máximo da resistência à tração, que ocorre quando a área tracionada é igual a toda a área da seção de aço.

$$R_{cd} = \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c} b_e t_c \quad (D.05)$$

$$R_{td} = \frac{f_{yk} A_g}{\gamma_{a1}} \quad (D.06)$$

Sendo:

b_e a largura efetiva da laje de concreto;

t_c a altura (espessura) da laje de concreto;

γ_c o coeficiente de ponderação da resistência do concreto = 1,4;

f_{yk} a resistência característica de escoamento do perfil de aço;

A_g a área bruta da seção transversal do perfil de aço; e,

γ_{a1} o coeficiente de ponderação da resistência do perfil de aço = 1,10.

Como a norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008) prescreve para o projeto de uma treliça mista bi-apoiada interação completa, linha neutra plástica situada na laje de concreto ($R_{cd} > R_{td}$), e área do banzo superior desprezada nas determinações do momento fletor resistente de cálculo positivo e da flecha, a resistência dos conectores de cisalhamento, em consequência dos requisitos apresentados, deve ser baseada na resistência do banzo inferior, devendo ser satisfeitas as Equações D.07 e D.08, onde a área para o cálculo de R_{td} é a área de aço do banzo inferior da treliça, A_{bi} .

$$\sum Q_{Rd} = n Q_{Rd} \geq A_{bi} f_{yd} \quad (D.07)$$

$$R_{cd} = 0,85 f_{cd} b_e t_c \geq R_{td} = A_{bi} f_{yd} \quad (D.08)$$

Sendo:

n o número de conectores de cisalhamento entre as seções de momento fletor máximo e nulo.

Nas regiões de momento positivo de vigas sob carga uniforme, os n conectores de cisalhamento, colocados de cada lado da seção de momento fletor máximo, podem ser uniformemente espaçados entre essa seção e as seções adjacentes de momento nulo (ABNT, 2008).

D.3.3 Espaçamentos Longitudinais e Transversais

A NBR 8800 (ABNT, 2008) especifica que o espaçamento máximo longitudinal entre linhas de centro de conectores deve ser igual a oito vezes a espessura total da laje; e, de acordo com a norma canadense (CSA, 2001), este espaçamento não deve exceder 1000 mm.

O espaçamento mínimo longitudinal entre linhas de centro de conectores tipo pino com cabeça deve ser igual a seis vezes o diâmetro do conector ao longo do vão da viga (ABNT, 2008; CSA, 2001).

Para minimizar tensões excessivamente localizadas no concreto, o espaçamento transversal, ou lateral, de centro a centro de conectores utilizados em pares, não deve ser menor que quatro vezes o diâmetro do conector (ABNT, 2008; CSA, 2001).

D.4 Procedimento de Solda

O pino com cabeça é soldado à mesa do perfil por meio de uma pistola automática ligada a um equipamento específico de soldagem. O processo é iniciado ao se encostar a base do pino ao material-base (mesa superior do perfil), quando então se aperta o gatilho da pistola, formando-se o arco elétrico provocando, conseqüentemente, a fusão entre o pino e o material-base (TRISTÃO e NETO, 2005).

ANEXO E

COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO

Os coeficientes de ponderação das ações e das resistências relativos aos Estados Limites Último e de Serviço estão descritos nos itens E.1 e E.2, respectivamente, e seguem o determinado pela NBR 8800 (ABNT, 2008).

E.1 Coeficientes Relativos ao Estado Limite Último

Foram utilizados neste trabalho os coeficientes de ponderação das ações no ELU para combinações normais e especiais ou de construção extraídos da Tabela 1, item 4.7.6.1 da NBR 8800 (ABNT, 2008).

Os coeficientes de ponderação das ações aplicados com combinação normal foram:

- a) para ação permanente, supondo peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições in loco: $\gamma_g = 1,4$;
- b) para ação permanente, supondo peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos: $\gamma_g = 1,5$; e,

c) para ação variável, supondo “demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação”: $\gamma_q = 1,50$.

Os coeficientes de ponderação das ações aplicados com combinação especial ou de construção foram:

a) para ação permanente, supondo peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições in loco: $\gamma_g = 1,3$;

b) para ações variáveis (carga acidental construtiva): $\gamma_q = 1,30$.

Os coeficientes de ponderação das resistências no ELU, segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), supondo combinação normal, utilizados no projeto foram:

a) para os perfis tubulares de aço (escoamento, flambagem e instabilidade): $\gamma_{a1} = 1,10$;

b) para as barras de aço das armaduras da laje: $\gamma_s = 1,15$;

c) para os conectores de cisalhamento: $\gamma_{cs} = 1,25$; e,

d) para o concreto: $\gamma_c = 1,40$;

O coeficiente de ponderação da resistência, no ELU, do perfil tubular de aço (escoamento, flambagem e instabilidade) para a combinação especial ou de construção vale $\gamma_{a1} = 1,10$, de acordo com a Tabela 3 da NBR 8800 (ABNT, 2008).

E.2 Coeficientes Relativos ao Estado Limite de Serviço

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), item 4.7.6.2, o coeficiente de ponderação das ações permanentes para o estado-limite de serviço vale $\gamma_f = 1,0$, e, o coeficiente de ponderação das resistências, conforme item 4.8.3, vale $\gamma_m = 1,0$.

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), item 4.7.7.3, as combinações de serviço são classificadas de acordo com sua permanência na estrutura em quase permanentes, freqüentes e raras.

Neste projeto, para o cálculo das vigas já com ação mista, será utilizada a combinação quase permanente de serviço, que são aquelas que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, da ordem da metade desse período. Elas são utilizadas para os efeitos de longa duração e para a aparência da construção. Na combinação quase permanente a ação variável é considerada com seu valor quase permanente $\psi_2 \cdot F_{Q,k}$, sendo que, de acordo com a Tabela 2 da NBR 8800, para escritórios, $\psi_2 = 0,4$. Para o cálculo da viga isolada a carga de construção foi considerada como combinação frequente, $\psi_1 \cdot F_{Q,k}$, sendo $\psi_1 = 0,6$.