

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL - Mestrado

KAMILLE DA COSTA TOMIM

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE VIGAS T INVERTIDAS PARA APLICAÇÃO
EM PONTES E VIADUTOS**

MARINGÁ-PR
2019

KAMILLE DA COSTA TOMIM

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE VIGAS T INVERTIDAS PARA APLICAÇÃO
EM PONTES E VIADUTOS**

Dissertação apresentada à Universidade Estadual de Maringá, como requisito parcial para a obtenção do título de mestre em Engenharia Civil, na área de concentração de Estruturas, do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Orientador: Prof. Dr. Rafael Alves de Souza

MARINGÁ-PR
2019

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
(Biblioteca Central - UEM, Maringá - PR, Brasil)

T654a

Tomim, Kamille da Costa

Análise e dimensionamento de vigas T invertidas para aplicação em pontes e viadutos / Kamille da Costa Tomim. -- Maringá, PR, 2019.
163 f.: il. color., figs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Rafael Alves de Souza.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2019.

1. Método das bielas. 2. Vigas T invertidas. 3. Pontes e viadutos. 4. Pontes - Consolos. 5. Modelo de escoras e tirantes. I. Souza, Rafael Alves de, orient. II. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDD 23.ed. 624.177

Ademir Henrique dos Santos - CRB-9/1065

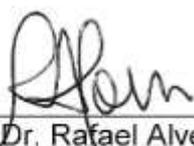
KAMILLE DA COSTA TOMIM

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE VIGAS T INVERTIDAS PARA APLICAÇÃO
EM PONTES E VIADUTOS**

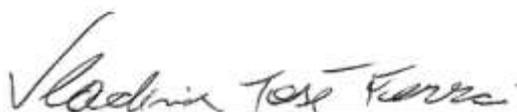
Dissertação apresentada à Universidade Estadual de Maringá, como requisito parcial para a obtenção do título de mestre.

Aprovado em: 02/08/2019

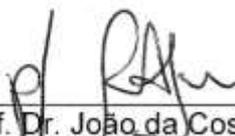
BANCA EXAMINADORA



Prof. Dr. Rafael Alves de Souza
Universidade Estadual de Maringá



Prof. Dr. Vladimir José Ferrari
Universidade Estadual de Maringá



Prof. Dr. João da Costa Pantoja
Universidade de Brasília

Aos meus pais, meu porto seguro, que nunca mediram esforços para que essa caminhada fosse concluída e ao meu irmão que sempre me apoiou e me incentivou a conquistar meus objetivos.

AGRADECIMENTOS

A Deus, que me iluminou e me mostrou o melhor caminho a seguir, que torna mais leve e mais fácil o que acreditamos estar acima de nossas forças.

Ao meu orientador Prof. Dr. Rafael Alves de Souza. Foi uma grande honra ter uma parte da minha história acadêmica e profissional ligada a dele e foi uma sorte poder contar com sua paciência e sabedoria.

Aos meus pais Dirce e Valmir, que respeito, amo e a quem devo toda e qualquer conquista. Ao meu irmão Marcos, que me apoiou de forma irrestrita e de quem tanto me orgulho. Um dia serei grande como eles.

Aos professores do programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da área de Estruturas, da Universidade Estadual de Maringá, por todo o conhecimento compartilhado e dedicação durante essa etapa.

A Universidade Paranaense (UNIPAR), que acreditou no meu potencial e me incentivou a buscar cada dia mais conhecimento, me proporcionando além de apoio, um ambiente amigável, motivador e repleto de oportunidades.

Aos colegas de mestrado, em especial ao Kilder, Henrique, Juliana e Andressa que me acompanharam nessa trajetória e juntos compartilhamos histórias, risadas, angústias, conhecimentos, e sempre estiveram à disposição para o que precisasse.

A todos os meus amigos, em especial ao meu sócio Masxiliano Luan Besen e meu amigo Cristiano Goulart, meu muito obrigado. Vocês foram fundamentais para minha formação, por isso merecem meu eterno agradecimento.

Gostaria de agradecer também a todas as pessoas que contribuíram de maneira direta ou indireta para que essa etapa fosse concluída.

“Que os vossos esforços desafiem as impossibilidades, lembrai-vos de que as grandes coisas do homem foram conquistadas do que parecia impossível. ”

(Charles Chaplin)

RESUMO

O estudo do sistema de ponte composto com viga T invertida fornece uma técnica alternativa de construção cujo principal objetivo é o alcance de vantagens estruturais semelhantes às vigas retangulares, porém com redução de tempo de construção, ganho de altura livre sob a ponte e economia no custo total da obra. As vigas T invertidas são carregadas em uma borda no inferior da viga, sendo utilizadas como transversinas de apoio para pontes e viadutos, bem como para vigas pré-moldadas centrais com apoio a lajes alveolares. Esta ação de carregamento configura uma região de descontinuidade na borda que não satisfaz a Hipótese de Bernoulli, ou seja, não pode ser considerado que as suas deformações se distribuam linearmente ao longo da seção transversal. Recomenda-se então, o uso de modelos de escoras e tirantes para projetos com elementos de região de descontinuidade (Região D). Neste contexto, o presente trabalho teve por objetivo estudar o comportamento destas vigas em estruturas de pontes e propor um modelo analítico submetido a carregamentos reais realizado utilizando sobrecargas de uma ponte idealizada de 20 metros de vão livre, verificando o dimensionamento da estrutura através do CAST e apresentando o detalhamento das armaduras necessárias, quando dimensionadas pelo Método das Bielas baseado na ABNT NBR 6.118:2014. Observou-se que para a região de esforço cortante predominante o Método das Bielas se fez mais conservador devido as taxas de armaduras encontradas. As armaduras longitudinais foram dimensionadas pelo modelo preconizado de vigas, visto que este apresentou uma maior taxa de armadura comparado ao MB, sendo o mais seguro. O Método das Bielas e o Modelo de Vigas são normativos e válidos, a adoção das armaduras provenientes do método com a maior taxa se faz em função da segurança. Outro item avaliado foi a relação a/d que influencia diretamente na resistência à compressão da escora inclinada, comparando essa resistência com a CSA A.23.3-04 (2005), AASHTO LRFD (2012) e a ABNT NBR 6.118:2014, observando que a partir de uma relação a/d superior a 1,0, a norma brasileira deixa de ser conservadora e deveria ter a deformação do tirante levada em consideração no seu dimensionamento.

Palavras-chave: Viga T-invertida. Modelo de Escoras e Tirantes. Pontes. Consolos.

ABSTRACT

The study of composite bridge system with inverted T-beam provides an alternative method of construction. The main objective is to achieve structural advantages similar to rectangular beams, but with a reduction of the construction duration, besides a free height gain under the bridge and saving in the total cost of the work. The inverted T-beams are loaded in the edge at the bottom of the beam and used as support transverse for bridge and viaducts and for central precast beams with support to alveolar slabs. This loading action configures a region of discontinuity that does not satisfy the Bernoulli Hypothesis, which means that its deformations can not be considered as distributed linearly along the cross section. It is recommend the use of strut- and-tie models for design with regions of discontinuity (Region D). In this context, the objective of this work was to study the behavior of these beams in bridge structures and to propose an analytical model submitted to real loads, which was made by using overloads of a idealized bridge of 20 meter of free span, verifying the design of the structure through CAST and presenting the detailing of the necessary reinforcement, when dimensioned by the Strut-and-Tie Models based on ABNT NBR 6.118:2014. For the predominant shear stress region, the Strut Method was more conservative due to the reinforcement rates found. The longitudinal reinforcement was dimensioned by the recommended beam model, since it presented a higher reinforcement rate compared to MB, being the safest. The Connecting Rod Method and the Beam Model are normative and valid, the adoption of the reinforcement from the method with the highest rate is due to the safety. Another evaluated item was the a/d ratio that directly influences the compressive strength of the inclined strut, comparing this resistance with CSA A.23.3-04 (2005), AASHTO LRFD (2012) and ABNT NBR 6.118:2014, observing that from an a/d ratio higher than 1,0, the Brazilian standard is no longer conservative and should have the strain of the tie taken into account in its design.

Keywords: Inverted T-beam. Strut-and-tie Models. Bridges. Corbel.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1.1: Influência da viga de fechamento na altura livre	25
Figura 1.2: Pórtico com viga de apoio T invertida	25
Figura 2.1: Distribuição linear de deformações em uma viga de concreto armado ..	30
Figura 2.2: Situações típicas de regiões D	31
Figura 2.3: (a) Exemplo de divisão de Região B e Região D em uma viga; (b) Correspondente Modelo de Escora e Tirante	32
Figura 2.4: Modelo de Escoras e Tirantes.....	34
Figura 2.5: Aplicação do caminho das cargas em uma viga parede (a) estrutura e ações no contorno; (b) caminho das ações externas; (c) linhas do polígono; (d) modelo de escoras e tirantes	35
Figura 2.6: Tipos de escoras de concreto	37
Figura 2.7: Identificação dos elementos de treliça e tipologia das regiões nodais ...	40
Figura 2.8: Ancoragem dos tirantes: (a) ancoragem por placas; (b) ancoragem por pinos; (c) relação constitutiva de aderência rígido-plástica; (d) ancoragem por aderência.....	42
Figura 3.1: Interface gráfica do programa CAST	44
Figura 3.2: Relação típica tensão-deformação para concreto em compressão uniaxial e relação idealizada utilizada em modelos de escoras e tirantes.....	46
Figura 3.3: Tipos de escoras em Regiões D: (a) escora prismática em região não- fissurada, (b) escora prismática em região fissurada onde as escoras são paralelas às fissuras, (c) escora prismática em região fissurada onde as escoras não são paralelas às fissuras, (d) escoras garrafa com armadura em malha para controle da fissuração, (e) escora garrafa sem armadura de controle de fissuração e (f) escora confinada.....	47
Figura 3.4: Caixa de diálogo do programa CAST para definição das características das escoras	47
Figura 3.5: Distribuição de armadura em malha em escoras do tipo garrafa	48
Figura 3.6: Tela do programa CAST para definição dos tirantes.....	50
Figura 3.7: Tipos básicos de nós em problemas bidimensionais: CCC, CCT, CTT e TTT.....	51
Figura 3.8: Regiões nodais formadas pela simples intersecção de escoras e tirantes no programa CAST	53

Figura 3.9: Exemplo de nó hidrostático: (a) forças atuantes no nó, (b) geometria da região nodal e (c) Círculo de Mohr descrevendo o estado de tensão na região nodal	54
Figura 3.10: Triângulo sujeito a um estado de tensão constante	54
Figura 3.11: Tirantes assumidos como atuando por detrás do nó no programa CAST	55
Figura 3.12: Divisão das zonas nodais com mais de três elementos em vários triângulos.....	56
Figura 3.13: Exemplo de distribuição de tensões entre concreto e aço para uma região nodal com três direções para as armaduras	58
Figura 3.14: (a) Critério Modificado de Mohr-Coulomb para nós CCC e (b) Critério Linearizado de Mohr-Coulomb para nós CCT, CTT e TTT.....	58
Figura 3.15: (a) Análise Simplificada e (b) Análise detalhada de regiões nodais utilizando CAST.....	59
Figura 3.16: Caixa de diálogo do programa CAST para a definição de relações tensão-deformação de escoras e tirantes	60
Figura 3.17: Caixa de diálogo do programa CAST para definição do tipo de controle e dos passos de carga a serem introduzidos na estrutura	61
Figura 4.1: Sistema estrutural de uma viga T invertida no pórtico de fechamento ...	63
Figura 4.2: Mecanismos de ruptura da viga T invertida. (a) vista em corte. (b) vista longitudinal	64
Figura 4.3: Ações estruturais em vigas T invertidas.....	64
Figura 4.4: Ruptura por cisalhamento da borda. (a) vista em corte; (b) vista longitudinal	65
Figura 4.5: Ruptura por punção no ponto de carregamento. (a) vista superior; (b) vista em corte.....	66
Figura 4.6: Modo de falha por punção na borda.....	66
Figura 4.7: Insuficiência da armadura de suspensão. (a) vista em corte; (b) vista longitudinal	67
Figura 4.8: Modo de falha por armadura de suspensão.....	68
Figura 4.9: Modo de ruptura por insuficiência da armadura de flexão da borda. (a) vista em corte; (b) vista longitudinal	69
Figura 5.1: Viga pré-moldada com mesas superiores largas	70
Figura 5.2: Viga pré-moldada com mesas superiores estreitas (tipo francês).....	71

Figura 5.3: Vigas pré-moldadas com conectores nas mesas para ligação com a laje do tabuleiro concretada <i>in situ</i> em toda sua extensão	71
Figura 5.4: Carga móvel rodoviária padrão	74
Figura 5.5: Superestrutura em grelha.....	77
Figura 5.6: Seção transversal resultante do Processo de Fauchart	78
Figura 6.1: Seção Transversal do Tabuleiro (dimensões em metros)	83
Figura 6.2: Seção Longitudinal do Tabuleiro (dimensões em metros)	83
Figura 6.3: Modelagem Tridimensional da Estrutura	84
Figura 6.4: Seção transversal das longarinas compostas com as lajes (dimensões em centímetros)	84
Figura 6.5: Estrutura de barra com seções visíveis representando a seção com largura unitária do tabuleiro.....	86
Figura 6.6: Transversina para análise do Processo de Fauchart com geometrias e coeficiente de molas definidos no <i>SAP2000®</i>	86
Figura 6.7: Configuração da discretização da carga unitária no <i>SAP2000®</i> para elaboração da linha de influência	87
Figura 6.8: Configuração da carga unitária no <i>SAP2000®</i> para elaboração da linha de influência	87
Figura 6.9: Configuração de combinação de carregamento móvel para a linha de influência no <i>SAP2000®</i>	88
Figura 6.10: Configuração para apresentação das forças cortantes da longarina 01 no <i>SAP2000®</i>	89
Figura 6.11: Linha de Influência de força cortante da longarina 01 obtida no <i>SAP2000®</i>	89
Figura 6.12: Tabela de esforços da linha de influência obtida no <i>SAP2000®</i> posteriormente exportada para o <i>AutoCAD</i>	90
Figura 6.13: Posicionamento do veículo tipo na influência máxima positiva vertical da longarina 01 (dimensões em metros)	91
Figura 6.14: Posicionamento do veículo tipo na influência máxima positiva à torção da longarina 01 (dimensões em metros)	92
Figura 6.15: Posicionamento do veículo tipo na influência máxima negativa vertical da longarina 01 (dimensões em metros)	92
Figura 6.16: Posicionamento do veículo tipo na influência máxima negativa à torção da longarina 01 (dimensões em metros)	93

Figura 6.17: Cargas Permanentes atuantes sobre a longarina 01	94
Figura 6.18: Trens de carga resultante do Processo de Fauchart referente a longarina 01.....	96
Figura 6.19: Posicionamento do veículo tipo na influência máxima positiva vertical da longarina 02 (dimensões em metros)	99
Figura 6.20: Posicionamento do veículo tipo na influência máxima positiva à torção da longarina 02 (dimensões em metros)	99
Figura 6.21: Posicionamento do veículo tipo na influência máxima negativa vertical da longarina 02 (dimensões em metros)	100
Figura 6.22: Posicionamento do veículo tipo na influência máxima negativa à torção da longarina 02 (dimensões em metros)	100
Figura 6.23: Cargas Permanentes atuantes sobre a longarina 02	101
Figura 6.24: Trens de carga resultante do processo de Fauchart referente a longarina 02.....	102
Figura 6.25: Posicionamento do veículo tipo na influência máxima positiva vertical da longarina 03 (dimensões em metros)	105
Figura 6.26: Posicionamento do veículo tipo na influência máxima positiva à torção da longarina 03 (dimensões em metros)	105
Figura 6.27: Posicionamento do veículo tipo na influência máxima negativa vertical da longarina 03 (dimensões em metros)	106
Figura 6.28: Posicionamento do veículo tipo na influência máxima positiva à torção da longarina 03 (dimensões em metros)	106
Figura 6.29: Cargas Permanentes atuantes sobre a longarina 03	107
Figura 6.30: Trens de carga resultante do processo de Fauchart referente a longarina 03.....	108
Figura 6.31: Modelo tridimensional de escoras e tirantes para a viga T invertida ..	111
Figura 6.32: Modelo bidimensional de escoras e tirantes em seção corte transversal	112
Figura 6.33: Modelo bidimensional de escoras e tirantes em seção corte longitudinal	112
Figura 6.34: Modelo idealizado de treliça para a viga T em análise – Vista longitudinal	114
Figura 6.35: Modelo idealizado de treliça para a viga T em análise – Vista Transversal.....	114

Figura 6.36: Treliça espacial lançada no SAP2000 para obtenção de esforços.....	115
Figura 6.37: Diagrama de esforço axial da treliça espacial	115
Figura 6.38: Esforços na treliça em perfil longitudinal	115
Figura 6.39: Esforços na treliça em perfil transversal no corte A e corte B (seções críticas que serão analisadas).....	116
Figura 6.40: Informações Iniciais - CAST	117
Figura 6.41: Construção das linhas de eixo - CAST	117
Figura 6.42: Eixos - CAST.....	118
Figura 6.43: Região de Concreto - CAST	118
Figura 6.44: Nós do modelo CAST.....	119
Figura 6.45: Modelo de Escoras e Tirantes - CAST	119
Figura 6.46: Modelo com apoio e placas de aplicação de cargas	120
Figura 6.47: Botão de análise linear CAST	120
Figura 6.48: Resultados da análise linear CAST	121
Figura 6.49: Barras estabilizadoras - CAST	122
Figura 6.50: Configuração de resistência das escoras CAST	122
Figura 6.51: Configuração de Resistência da Escora Garrafa - CAST.....	123
Figura 6.52: Configuração de Resistência da Escora Garrafa - CAST.....	124
Figura 6.53: Configuração do nó CCC segundo NBR 6.118:2014 - CAST.....	124
Figura 6.54: Configuração do nó CCT segundo NBR 6.118:2014 - CAST	125
Figura 6.55: Configuração do nó CTT segundo NBR 6.118:2014 - CAST	125
Figura 6.56: Configuração do tirante CAST.....	126
Figura 6.57: Atribuindo propriedades ao tirante	127
Figura 6.58: Atribuição das propriedades das escoras, antes da atribuição do valor mínimo de largura - CAST	128
Figura 6.59: Atribuição das propriedades das escoras, depois da atribuição do valor mínimo de largura CAST	129
Figura 6.60: Modelo de Escoras e Tirantes analisado no CAST – Corte A.....	130
Figura 6.61: Verificação no CAST do nó N7, simétrico ao N10.....	132
Figura 6.62: Verificação no CAST do nó N8, simétrico ao N9.....	132
Figura 6.63: Verificação no CAST do nó N12, simétrico ao N13.....	133
Figura 6.64: Modelo de Escoras e Tirantes analisado no CAST – Corte B.....	134
Figura 6.65: Verificação no CAST do nó N7, simétrico ao N10.....	135
Figura 6.66: Verificação no CAST do nó N8, simétrico ao N9.....	135

Figura 6.67: Verificação no CAST do nó N12, simétrico ao N13.....	136
Figura 6.68: Posicionamento de Estribos conforme dimensionamento pelo MB....	137
Figura 6.69: Região central da viga T invertida com o carregamento de cálculo provenientes das longarinas nas abas	137
Figura 6.70: Diagrama de Momento Fletor de Cálculo (kN.m) na região central da viga T invertida	138
Figura 6.71: Diagrama de Força Cortante de Cálculo (kN) na região central da viga T invertida.....	138
Figura 6.72: Divisão de regiões de acordo com esforço cortante de cálculo.....	138
Figura 6.73: Configuração dos Estribos na Viga T conforme Modelo de Viga	142
Figura 6.74: Armadura em 3D na viga TI	147
Figura 6.75: Corte Transversal da Viga em seção variável.....	147
Figura 6.76: VTI com valores para dimensionamento da resistência à compressão da escora inclinada	149
Figura 6.77: Representação gráfica da resistência à compressão da escora em função da relação a/d para um f_{ck} de 35 MPa	152
Figura 6.78: Representação gráfica da resistência à compressão da escora para diferentes valores de f_{ck}	153

LISTA DE TABELAS

Tabela 6.1: Propriedades físicas e geométricas das longarinas com os respectivos coeficientes de mola de Fauchart.....	85
Tabela 6.2: Cálculo do peso próprio sobre a longarina 01.....	94
Tabela 6.3: Esforços característicos resultantes das ações permanentes para a longarina 01.....	97
Tabela 6.4: Esforços característicos resultantes das ações variáveis para a longarina 01.....	97
Tabela 6.5: Esforços de cálculo da combinação E.L.U. referente a longarina 01	97
Tabela 6.6: Esforços de cálculo da combinação frequente referente a longarina 01	98
Tabela 6.7: Esforços de cálculo da combinação quase permanente referente a longarina 01.....	98
Tabela 6.8: Esforços de cálculo da combinação rara referente a longarina 01	98
Tabela 6.9: Cálculo do peso próprio sobre a longarina 02.....	101
Tabela 6.10: Esforços característicos resultantes das ações permanentes para a longarina 02.....	103
Tabela 6.11: Esforços característicos resultantes das ações variáveis para a longarina 02.....	103
Tabela 6.12: Esforços de cálculo da combinação E.L.U. referente a longarina 02.	103
Tabela 6.13: Esforços de cálculo da combinação frequente referente a longarina 02	104
Tabela 6.14: Esforços de cálculo da combinação quase permanente referente a longarina 02.....	104
Tabela 6.15: Esforços de cálculo da combinação rara referente a longarina 02	104
Tabela 6.16: Cálculo do peso próprio sobre a longarina 03.....	107
Tabela 6.17: Esforços característicos resultantes das ações permanentes para a longarina 03.....	109
Tabela 6.18: Esforços característicos resultantes das ações variáveis para a longarina 03.....	109
Tabela 6.19: Esforços de cálculo da combinação E.L.U. referente a longarina 03.	109
Tabela 6.20: Esforços de cálculo da combinação frequente referente a longarina 03	110

Tabela 6.21: Esforços de cálculo da combinação quase permanente referente a longarina 03.....	110
Tabela 6.22: Esforços de cálculo da combinação rara referente a longarina 03	110
Tabela 6.23: Esforços de cálculo da combinação E.L.U. nos apoios	110
Tabela 6.24: Armadura final adotada para os estribos da VTI considerando a maior taxa entre os dois métodos analisados	143
Tabela 6.25: Armadura final adotada para a viga	145
Tabela 6.26: Resistência à compressão das escoras com variação da relação a/d	151

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASTHO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
CAST	Computer Aided Strut-and-Tie
CIV	Coeficiente de Impacto Vertical
ADINA	Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analyses
DIANA	Displacement Method Analyser
ELU	Estado Limite Último
ELS	Estado Limite de Serviço
MB	Método das Bielas
MEF	Método dos Elementos Finitos
MET	Modelo de Escoras e Tirantes
NBR	Norma Brasileira
VTI	Viga T Invertida

LISTA DE SÍMBOLOS

Alfabeto Latino

A	Área da seção transversal;
a	Largura das escoras, vão de cisalhamento;
A_c	Seção transversal de concreto;
A_n	Área de uma face de uma região nodal ou seção através da região nodal;
A_s	Área da seção transversal de aço;
$A_{s,calc}$	Área da armadura calculada;
$A_{s,distr}$	Área da armadura de distribuição;
$A_{s,ef}$	Área da armadura efetiva
$A_{s,min}$	Área da armadura mínima;
$A_{s,pele}$	Área da armadura de pele;
b	Largura da viga ou pilar;
c	Cobrimento da armadura
d	Altura útil de vigas;
E	Módulo de elasticidade longitudinal;
F	Forças atuantes;
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto;
f_{cd}	Resistência de cálculo à compressão do concreto;
f_{cm}	Resistência média à compressão do concreto;
f_{ctk}	Resistência característica do concreto à tração;
f_{ctd}	Resistência de cálculo do concreto à tração;
f_{ctm}	Resistência média à tração do concreto;
f_{cu}	Resistência efetiva à compressão do concreto em uma escora ou região nodal;
f_e	Tensão efetiva no concreto comprimido;
F_{nn}	Resistência nominal da face de uma região nodal;

F_{ns}	Resistência nominal de uma escora;
F_{sd}	Valor de cálculo da força de tração determinada no tirante;
f_{sx}, f_{sy}	Tensão na armadura nas direções x e y;
F_u	Força normal majorada atuante em uma escora, tirante, apoio ou região nodal;
f_y	Resistência ao escoamento do aço;
f_{yd}	Resistência ao escoamento do aço em valor de cálculo;
f_{yk}	Resistência ao escoamento do aço em valor característico;
f_{ym}	Resistência média ao escoamento do aço;
G	Carregamentos acidentais, módulo de elasticidade transversal;
h	Altura da seção transversal;
I	Momento de inércia da seção transversal;
l	Vão, comprimento;
l_b	Comprimento de ancoragem das armaduras;
$l_{b,min}$	Comprimento mínimo de ancoragem das armaduras;
M	Momento fletor;
M_d	Momento fletor de cálculo;
N	Esforço normal;
N_c	Esforço de compressão no concreto;
Q	Carregamentos permanentes;
r	Raio de dobramento da armadura;
R_{st}	Ação atuante em um tirante de aço;
s	Espaçamento entre armaduras;
T	Esforço torçor, força atuante nos tirantes;
V	Esforço cortante;
V_c	Parcela da força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo de treliça;
V_{Rd3}	Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal;
V_{Sd}	Força cortante solicitante de cálculo;

V_{sw}	Parcela da força cortante resistida pela armadura transversal
w_t	Espessura efetiva de um tirante;
x_{23}	Altura da linha neutra no limite do domínio 2;
x_{34}	Altura da linha neutra no limite do domínio 3;
x_{lim}	Valor limite para a altura da linha neutra;
y	Deslocamento vertical relacionado à equação da linha elástica;
z	Braço de alavanca interno;
Z	Variável de otimização correspondente ao volume de armaduras;

Alfabeto Grego

α	Ângulo entre os eixos x e y na direção das tensões principais;
α_v	Coefficiente dependente da resistência característica à compressão do concreto;
β	Fator de retenção ao cisalhamento;
β_n	Fator que leva em conta o efeito da ancoragem dos tirantes na efetiva resistência à compressão de uma região nodal;
δ	Deslocamentos;
ε	Deformações;
φ_s	Diâmetro de armadura;
γ_c, γ_s	Coefficientes de ponderação do concreto e do aço respectivamente;
γ_i	Ângulo existente entre o eixo de uma escora e as barras que a cruzam;
γ_m	Coefficiente de ponderação da resistência do material;
θ	Ângulo de inclinação de escoras;
σ	Tensão;
σ_c	Tensão de compressão;
σ_c	Tensão principal de compressão no concreto;
σ_t	Tensão de tração;
σ_t	Tensão principal de tração no concreto;

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	24
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	24
1.2	OBJETIVOS	27
1.2.1	Objetivo Geral	27
1.2.2	Objetivos específicos	27
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO.....	27
2	MÉTODO DAS BIELAS (MB).....	29
2.1	REGIÕES DE DESCONTINUIDADE	30
2.2	MODELO DE ESCORAS E TIRANTES	33
2.2.1	Método do Caminho das Cargas	34
2.2.2	Escoras	37
2.2.3	Regiões nodais	39
2.2.4	Tirantes	40
3	APLICAÇÃO DO MÉTODO DAS BIELAS UTILIZANDO O SOFTWARE CAST	43
3.1	APRESENTAÇÃO DO PROGRAMA CAST.....	43
3.2	ROTINAS PARA A DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS ATUANTES NO	
	MODELO	44
3.2.1	Análises do Tipo Carga-Deslocamento e Previsão de Capacidade	
	do Modelo	59
4	APLICAÇÃO DO MÉTODO DAS BIELAS EM VIGAS T INVERTIDAS	63
4.1	COMPORTAMENTO DAS VIGAS T INVERTIDAS.....	63
4.1.1	Ruptura por cisalhamento da borda.....	65
4.1.2	Ruptura por punção no ponto de carregamento.....	66
4.1.3	Insuficiência da armadura de suspensão (estribos).....	67
4.1.4	Insuficiência da armadura de flexão da borda	69
4.1.5	Ruptura do concreto sob o ponto de carregamento.....	69
5	LEVANTAMENTO DE ESFORÇOS EM TRANSVERSINAS DE APOIO DE	
	PONTES E VIADUTOS.....	70
5.1	CARREGAMENTOS	72

5.1.1	Ações permanentes	72
5.1.2	Ações variáveis	73
5.1.2.1	Cargas móveis	73
5.2	OBTENÇÃO DOS ESFORÇOS ATUANTES NAS LONGARINAS	75
5.2.1	Processo de Fauchart.....	77
5.2.2	Coeficiente de majoração e combinação dos esforços.....	79
5.2.2.1	Combinações Últimas Normais	80
5.2.2.2	Combinações Quase-Permanentes de Serviço.....	80
5.2.2.3	Combinações Frequentes de Serviço	81
5.2.2.4	Combinações Raras de Serviço	81
6	ESTUDO DE CASO	83
6.1	CÁLCULO DOS ESFORÇOS ATUANTES NAS LONGARINAS.....	84
6.1.1	Processo de Fauchart.....	85
6.1.2	Esforços da Longarina 01	91
6.1.3	Esforços da Longarina 02	98
6.1.4	Esforços da Longarina 03	104
6.1.5	Esforços de projeto atuantes na viga T invertida	110
6.2	ANÁLISE DA VIGA T INVERTIDA	111
6.2.1	Parâmetros de Dimensionamento pelo Método das Bielas da Viga T Invertida	112
6.2.2	Dimensionamento da Viga T Invertida Utilizando o CAST.....	116
6.2.3	Dimensionamento dos Estribos da Viga T Invertida por Modelo de Viga (ABNT NBR 6.118:2014)	137
6.2.4	Dimensionamento da Armadura Longitudinal e da Armadura de Pele da Viga T Invertida por Modelo de Viga (ABNT NBR 6.118:2014)	143
6.2.5	Dimensionamento da armadura longitudinal pelo MB.....	146
6.2.6	Detalhamento final da armadura.....	146
6.3	ANÁLISE DA ESCORA INCLINADA.....	148
7	CONCLUSÕES	154
8	REFERÊNCIAS.....	156

**APÊNDICE A – CÁLCULO DAS PROPRIEDADES FÍSICAS E GEOMÉTRICAS
DAS LONGARINAS E SEUS RESPECTIVOS COEFICIENTES DE MOLA DE
FAUCHART 161**

A.1 Cálculo do módulo de deformação secante do concreto 161

A.2 Cálculo das propriedades físicas e geométricas das longarinas..... 162

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As pontes sempre simbolizaram as mais significativas formas de expressão da capacidade criadora da engenharia, seja nos tempos antigos quando o homem improvisava troncos de árvores ou cordas vegetais para vencer os obstáculos naturais, ou nos tempos atuais, quando as grandes estruturas desafiam as leis da gravidade e a própria imaginação humana.

Os requisitos para a concepção e construção de pontes de concreto armado evoluíram com base no aumento das necessidades e materiais disponíveis de maneira a suprir o aumento da demanda por infraestrutura. As pontes mais comuns são constituídas de concreto, aço e madeira, podendo apresentar combinações formando estruturas mistas.

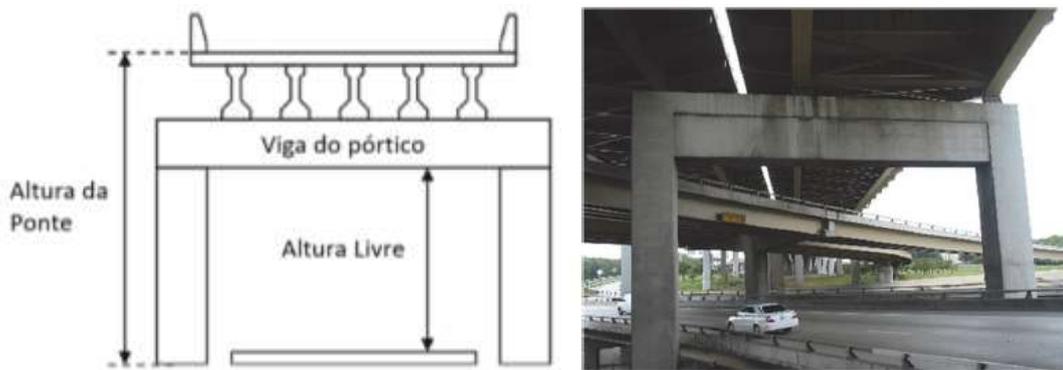
As pontes formadas por múltiplas longarinas I, protendidas e pré-moldadas são ideais para pontes rodoviárias de vãos pequenos e médios (20 a 60 metros), devido ao seu peso próprio moderado, eficiência estrutural, facilidade de fabricação, rápida construção, baixo custo inicial, longa expectativa de vida, além da facilidade de manutenção. (PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE (PCI), 2003 *apud* AHSAN, 2004).

O desenvolvimento do projeto de uma ponte consiste na conjunção da solução estrutural e do seu processo construtivo no qual deve-se consolidar técnica, segurança e economia. Assim, observa-se que o estudo de concepção de uma ponte engloba a análise dos mais variados métodos construtivos na procura da satisfação dos principais objetivos de uma obra. Evidentemente, o custo é um fator importante e condiciona as decisões do projetista, apesar disso, análises simples do comportamento dos materiais, das deformações e da estática da estrutura servirão de alicerce para o projeto.

O estudo de estruturas especiais, como o caso das pontes, exige a concepção de modelos eficazes e análises confiáveis. Os pórticos de fechamento de pontes e viadutos suportam vigas, transferindo as cargas aos pilares e posteriormente às bases de apoio e fundações. Quando esta viga de apoio as longarinas, constitui em uma

estrutura de um viaduto, no qual há estradas passando sob a mesma, a condição apresentada em virtude da sua altura livre (vão disponível abaixo da mesma) pode ser essencial, bem como estabelecer a altura total da estrutura, conforme Figura 1.1. Em uma viga de retangular típica as longarinas se apoiam na região superior da sua seção e, devido a este fato, o seu uso pode levar a um aumento da altura total da estrutura, devido a soma das medidas, o que aumenta o custo da edificação, tanto dos elementos estruturais como dos taludes de aproximação, também conhecidos como viadutos de acesso.

Figura 1.1: Influência da viga de fechamento na altura livre



Fonte: Garber *et al.*, 2017 (adaptada)

O uso de vigas T invertidas (VTI) como viga de apoio para as longarinas, ou seja, vigas com bordas (Figura 1.2), resulta em redução da altura total da ponte e em alguns casos grandes economias no custo total da obra, como por exemplo devido a redução da região de aproximação o que implica em menor custo para construção do viaduto de acesso e contenção. O uso de vigas VTI também resulta em uma maior altura livre sob a via.

Figura 1.2: Pórtico com viga de apoio T invertida



Fonte: Garber *et al.*, 2017 (adaptada)

Apesar de seu uso frequente desde os anos de 1950, a forma de T invertido permaneceu como uma das seções transversais menos investigadas até meados de 1980. De acordo com Nayal (2006), a principal razão do estudo por trás dessa nova técnica é alcançar vantagens estruturais semelhantes às de vigas retangulares com redução de custo e tempo de construção. A análise longitudinal e transversal é realizada para verificar a integridade estrutural da seção T invertida para as tensões e deformações, mantendo esses valores dentro dos limites aceitáveis como seguros.

Segundo Garber *et al.* (2017), embora as vigas T invertidas apresentem inúmeras vantagens, elas também oferecem grandes desafios no mecanismo de transferência de carga. Nas vigas TI, a teoria da elasticidade de que “estruturas planas permanecem planas” se torna questionável devido aos distúrbios geométricos induzidos pela carga.

Conforme Galal e Sekar (2008), em vigas de concreto armado retangulares, os modos de ruptura podem ser geralmente classificados de acordo com os esforços de força cortante, força normal, momento fletor, momento torsor, ou até mesmo a combinação destes. Em vigas de T invertido, os modos são mais complexos, necessitando assim de um projeto mais específico e rigoroso que permite o dimensionamento de regiões com descontinuidade.

Partindo deste princípio, busca-se analisar o dimensionamento e aplicabilidade de vigas invertidas do tipo T para estruturas de pontes e viadutos, através de uma análise estrutural e modelo analítico baseado nas normas vigentes brasileiras.

O estudo se justifica devido as vantagens que o método de execução de pontes e viadutos com a viga invertida do tipo T pode trazer. O fato de as longarinas se apoiarem sobre as bordas da viga T ao invés de sobre a seção retangular de uma viga convencional permite uma redução da altura total do tabuleiro podendo resultar em grandes economias no custo total da estrutura, bem como em maior altura livre sob a estrada, mantendo o tamanho visível dos elementos de estruturais ao mínimo.

Não há um modelo analítico consensual para o estudo de caso em questão. As normas existentes vigentes que contemplam os parâmetros para dimensionamento de estruturas em concreto armado baseado no Método das Bielas são recentes e ainda apresentam dificuldades na aplicação dos seus conceitos. Este motivo, aliado à

escassez de pesquisas e falta de aplicação do método no Brasil, contemplam a justificativa desta pesquisa.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

O presente trabalho tem como principal objetivo analisar o método de dimensionamento e propor um modelo analítico para vigas T invertidas aplicadas em pórticos de apoio de longarinas utilizando o Método das Bielas, sujeitas às cargas prescritas nas normas brasileiras ABNT NBR 7.187:2003 e ABNT NBR 7.188:2013, respeitando os parâmetros de dimensionamentos recomendados pela ABNT NBR 6.118:2014.

1.2.2 Objetivos específicos

Este trabalho almeja os seguintes objetivos:

- Propagar a aplicação do Método das Bielas (MB) apresentando assim uma rotina de cálculo manual para a aplicação do MB, com o objetivo de obter fortes características pedagógicas e de aplicação no meio prático;
- Utilizar o *software* CAST na verificação do comportamento estrutural de uma viga T pelo MB utilizando os parâmetros da ABNT NBR 6.118:2014;
- Exibir os possíveis pontos de ruptura de uma viga T invertida e as equações para verificação da mesma;
- Analisar a influência da resistência de uma escora inclinada em função da relação a/d apontando uma possível alteração nas equações de dimensionamento da ABNT NBR 6.118:2014;
- Apresentar detalhamento de armadura final para a aplicação da viga T invertida como uma transversina de ponte.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

No Capítulo 1 fez-se uma introdução sobre este trabalho, além da apresentação da justificativa e definição dos objetivos.

No Capítulo 2 apresenta-se o Método das Bielas, no qual foram apresentados parâmetros como: um breve histórico sobre o desenvolvimento do método, uma descrição geral do processo de modelagem da estrutura, bem como uma abordagem manual do processo de obtenção dos esforços atuantes, incluindo as equações de dimensionamento das armaduras dos tirantes e as verificações de tensões no concreto.

O Capítulo 3 demonstra a aplicação do MB no software CAST, expondo a forma de configuração do programa, e a verificação de tirantes, escoras e regiões nodais.

O Capítulo 4 denota a aplicação do uso de vigas T invertida em estrutura do tipo pontes e viadutos, mostrando os possíveis pontos de ruptura e falhas devido aos carregamentos, bem como suas equações de verificação.

O Capítulo 5 apresenta então quais são os carregamentos que devem ser considerados neste tipo de estrutura, bem como as formas de majoração de acordo com as combinações de estados.

O Capítulo 6 evidencia o estudo de caso criado sendo uma estrutura idealizada de ponte composta por 5 longarinas que se apoiam sobre a estrutura da viga VTI, sendo o vão livre entre pórticos de 20 metros. Desenvolve-se um estudo sobre a linha de influência de carregamento pelo processo de Fauchart e com o maior esforço, elaborou-se o Modelo para aplicação do Método das Bielas em 3D da estrutura, fazendo a obtenção dos esforços em cada barra através do SAP2000® sendo possível assim a verificação e dimensionamento das armaduras. Também analisou-se a influência da relação a/d na resistência à compressão da escora inclinada da borda evidenciando uma possível alteração para a ABNT NBR 6.118:2014.

Por fim, no Capítulo 7 estão as conclusões obtidas para o presente estudo e as sugestões de trabalhos futuros.

2 MÉTODO DAS BIELAS (MB)

A palavra “biela” é de origem francesa (*bielle*) e tem referência a um certo volume de material, que pode ser tracionado ou comprimido. Se a biela estiver sendo comprimida denomina-se “escora”, se a biela estiver sendo tracionada denomina-se “tirante” (SOUZA, 2004).

O Método das Bielas (MB), ou como é conhecido, o modelo de escoras e tirantes (MET), é recomendado como uma abordagem para analisar e projetar vigas de concreto armado com qualquer geometria, sendo especialmente útil quando há regiões de descontinuidade. Os conceitos do MET originalmente se referiam de maneira análoga ao de uma treliça inicialmente apresentado por Ritter (1899) e posteriormente aprimorado por Mörsh (1908). O modelo de treliça foi em seguida aprofundado por Schlaich *et al.* (1987) e proposto para a concepção consistente de estruturas de concreto armado.

De acordo com Souza (2011), muitas vezes o MET é referido como “modelo de equilíbrio”, no qual a estrutura básica deve satisfazer aos requisitos das equações de equilíbrio, onde se baseia nos esforços internos serem estimados nas escoras e nos tirantes antes da ocorrência de fissuração do concreto, ou seja, a partir de análises elásticas.

A primeira aplicação do “Modelo de Treliça”, para resistir às tensões de cisalhamento, foi proposta por Ritter (1899) e Mörsh (1908), por meio da aplicação do modelo para vigas sujeitas a momento fletor e força cortante. Segundo Souza (2016), do ponto de vista dos pesquisadores acima, uma viga de concreto se comportará como uma treliça de banzos paralelos. Pelo momento fletor, a escora horizontal de concreto, próxima à face superior da viga, funcionará como banzo superior, enquanto o tirante horizontal, próximo à face inferior da viga, atuará como banzo inferior.

Sob flexão, as tensões de compressão na parte superior da viga devem serem resistidas por uma escora horizontal (banzo comprimido) enquanto que as tensões de tração na parte inferior são absorvidas por um tirante horizontal. As forças no concreto e no aço devem estar equilibradas de maneira a formar um binário resistente ao momento fletor externo aplicado. A distribuição de tensões deve ter base nas relações de equilíbrio, mas também empregar condições de compatibilidade de deformações e

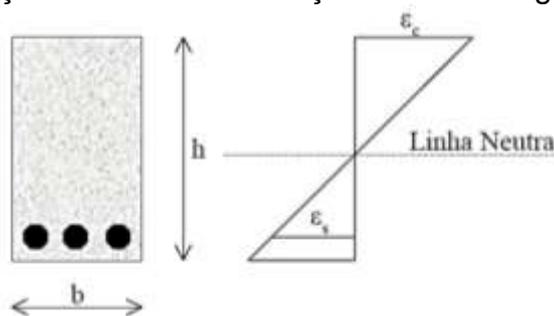
relações constitutivas dos materiais (SOUZA, 2016).

Em função das tensões de cisalhamento, a região da alma poderá desenvolver fissuras inclinadas de um ângulo θ em relação à armadura longitudinal. Essas fissuras poderão separar o concreto em uma série de escoras diagonais. De maneira a resistir às tensões de cisalhamento após a fissuração, as armaduras transversais da alma deverão suportar tensões de tração, enquanto as diagonais de concreto deverão resistir às forças de compressão. As armaduras transversais funcionarão, portanto, como elementos da alma tracionados, enquanto as escoras de concreto funcionarão como elementos de alma comprimidos.

2.1 REGIÕES DE DESCONTINUIDADE

De acordo com Souza (2011), a maioria dos elementos utilizados na engenharia estrutural podem ser dimensionadas de maneira simplificada, através da Hipótese de Bernoulli, no qual se admite que seções planas permanecem planas após a flexão do elemento. Esta hipótese simplifica o dimensionamento de elementos lineares de concreto, pois costuma desprezar as deformações de distorção causadas pela força cortante e considera deformação linear ao longo da seção transversal para todos os estágios de carregamento, até mesmo o estado limite último de ruptura (Figura 2.1).

Figura 2.1: Distribuição linear de deformações em uma viga de concreto armado



Fonte: Souza, 2016

Algumas regiões dos elementos estruturais são caracterizadas de acordo com o seu comportamento estrutural em regiões especiais. Tais regiões não permitem a aplicação da hipótese de seções planas, ou seja, apresentam uma distribuição não linear de deformações específicas. Regiões especiais se identificam quando há uma descontinuidade geométrica ou dos carregamentos aplicados afetando assim o comportamento do elemento, ou seja, são zonas perturbadas.

A NBR 6.118:2014 classifica como Regiões B (Bernoulli) de um elemento estrutural aquelas em que as hipóteses da seção plana, ou seja, de uma distribuição linear de deformações específicas são aplicáveis, isto é, atende a “Hipótese de Bernoulli”. As regiões de descontinuidade (Regiões D) não se enquadram na hipótese de seção plana devido ao fato de as tensões de cisalhamento serem significativas.

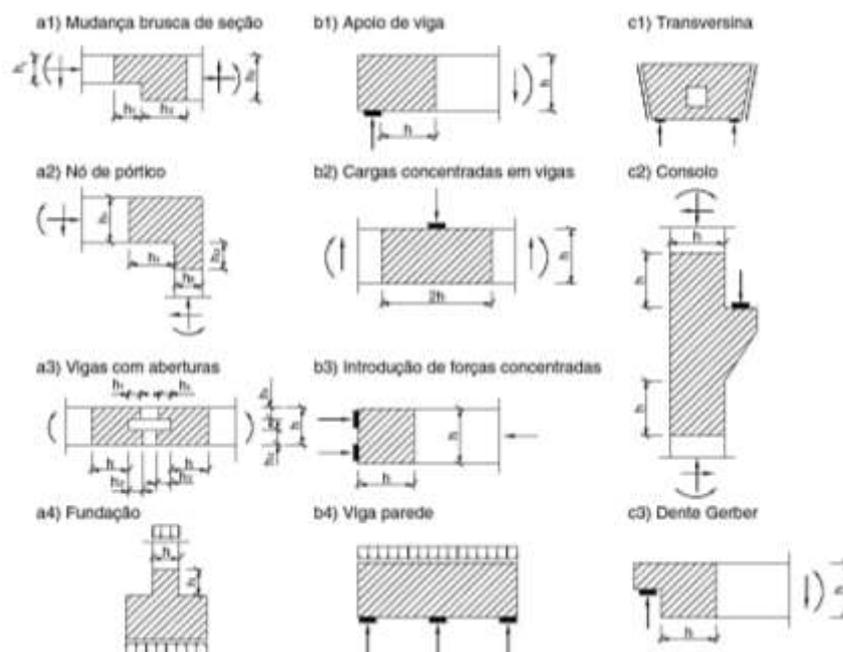
Elementos estruturais como dentes Gerber, consolos, vigas-parede, sapatas e blocos rígidos sobre estacas são exemplos de estruturas no qual há presença de regiões do tipo D, o que implica que sejam analisados e dimensionados através de métodos que considerem a deformação por força cortante.

Segundo Fu (2001), mesmo para os casos mais recorrentes de Regiões D (descontinuidade estática ou geométrica), a capacidade de prever a carga de ruptura é empírica e requer um esforço computacional substancial (Método dos Elementos Finitos) para chegar em uma capacidade mais precisa.

A Figura 2.2 ilustra situações típicas de Regiões D (nas áreas hachuradas) com distribuições não lineares devido à:

- Descontinuidade geométrica.
- Descontinuidade estática, e
- Descontinuidade geométrica e estática.

Figura 2.2: Situações típicas de regiões D

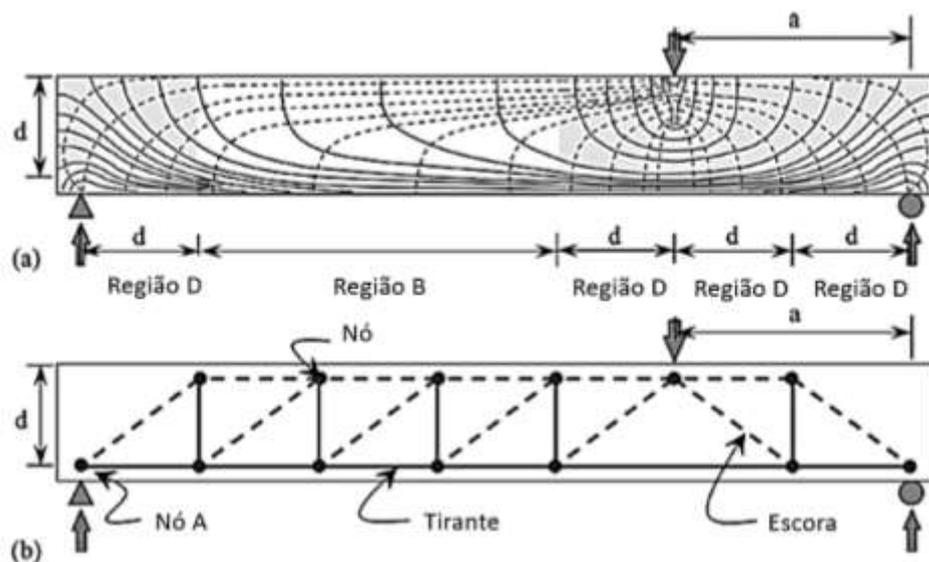


Fonte: ABNT NBR 6.118:2014

Nos pontos de aplicação de carregamentos, principalmente em cargas pontuais, se espera uma grande perturbação de tensão. Logo, apenas regiões suficientemente afastadas dos apoios e dos pontos de aplicação de carregamentos concentrados podem assumir a Hipótese de Bernoulli (Região B), em outras palavras, a distribuição de deformações ao longo do elemento estrutural é linear. Nas regiões de perturbação, as deformações provocadas pela força cortante são significativas, fazendo com que as distribuições das tensões e deformações deixem de ser lineares e o método convencional de dimensionamento possa conduzir a soluções inseguras (SOUZA, 2011).

Como as regiões de continuidade (Regiões B) e de descontinuidade (Regiões D) se encontram presentes na mesma estrutura, é necessário efetuar a divisão de ambas as regiões, sendo que os esforços nas Regiões D são determinados pelas forças localizadas (ou apoios) que levam à perturbação e pelos esforços resultantes do dimensionamento das Regiões B adjacentes (Figura 2.3). Em geral, o comprimento de cada “Região D” é aproximadamente igual à altura do elemento estrutural. Assim, observa-se que, de acordo com o “Princípio de Saint Venant”, existe uma região definida por dimensões da mesma ordem de grandeza da altura da seção transversal do elemento carregado, na qual se processa a regularização das tensões.

Figura 2.3: (a) Exemplo de divisão de Região B e Região D em uma viga; (b) Correspondente Modelo de Escora e Tirante



Fonte: Varney *et al.*, 2015 (adaptada)

2.2 MODELO DE ESCORAS E TIRANTES

A metodologia do projeto com o emprego do Método das Bielas apresenta alguns desafios, como exemplo, gerar o modelo de escoras e tirantes apropriado a estrutura, especialmente um modelo tridimensional. Na literatura, de acordo com Schlaich *et al.* (1987); Schlaich e Schäfer (1991), a maioria dos modelos de escoras e tirantes são desenvolvidos através da utilização do fluxo de tensões com base na análise de elementos finitos, porém em estruturas tridimensionais é difícil visualizar as trajetórias no seu interior.

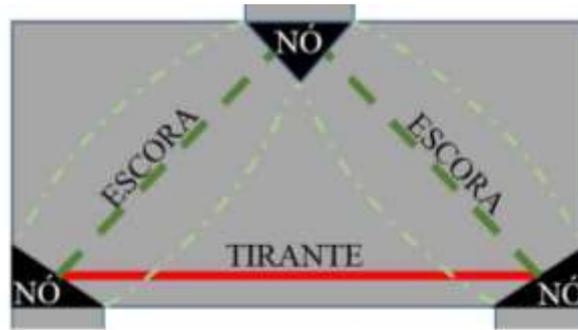
Souza (2011) relata sobre o fato de que várias normas correntes recomendarem a utilização do MEF e do MB, no entanto, poucas apresentam as premissas necessárias para auxiliar o projetista de estruturas na elaboração dos projetos.

Segundo He, Lui e Ma (2012), o MET assume que a estrutura é dimensionada conforme o Teorema do Limite Inferior da Teoria da Plasticidade, isto é, qualquer carga que corresponda a um campo de tensões estaticamente admissível é menor ou igual à carga de colapso da estrutura. Souza (2004) afirma que através dessa filosofia, pode-se obter elementos que exibam um comportamento dúctil frente ao estado limite último (ELU) garantindo que as armaduras de aço escoem antes do concreto das escoras e das regiões nodais chegarem a ruína por compressão.

Schlaich e Schäfer (1991) argumentam que a Teoria da Plasticidade permite uma maior capacidade de carga, mas, no entanto, pode levar a valores de aberturas de fissuras em serviço significativas. Assim durante a construção do modelo se deve tentar conjugar a Teoria da Plasticidade com a Teoria da Elasticidade.

De acordo com a NBR 6.118:2014 é permitido se fazer uma análise da segurança no estado-limite último de um elemento estrutural, ou de uma região D contida nesse elemento, através da idealização de um modelo de treliça, composta por escoras, tirantes e nós (Figura 2.4).

Figura 2.4: Modelo de Escoras e Tirantes



Fonte: Bavaresco, 2016

As escoras representam a resultante das tensões de compressão em uma região; os tirantes representam uma armadura ou um conjunto de armaduras concentradas em um único eixo e os nós ligam as escoras e tirantes e recebem as forças concentradas aplicadas ao modelo. Em torno dos nós existe um volume de concreto, designado como zona nodal, onde é verificada a resistência necessária para transmitir as forças entre as escoras e os tirantes (NBR 6.118:2014).

A treliça idealizada geralmente é isostática, podendo ser hiperestática, e nos nós são concentradas forças externas aplicadas ao elemento estrutural e as reações de apoio, formando um sistema auto equilibrado. As reações de apoio devem ser previamente obtidas, podendo estas serem calculadas pelas equações de equilíbrio da estática.

A ABNT NBR 6.118:2014 recomenda que o ângulo de inclinação das escoras deve ter valor de tangente entre 0,57 e 2, ou seja, entre $29,68^\circ$ e $63,44^\circ$ em relação ao eixo da armadura longitudinal do elemento estrutural. O ângulo não deve ser muito pequeno pois quanto menor o ângulo, menor a resistência à compressão de uma escora inclinada. As verificações das escoras, dos tirantes e dos nós são efetuadas a partir das forças obtidas na análise da treliça sob a ação do sistema auto equilibrado de forças ativas e reativas na treliça.

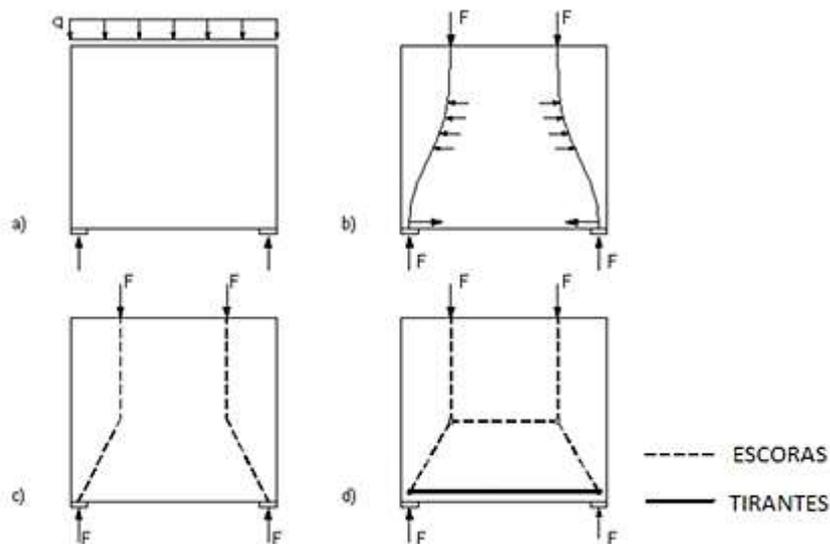
2.2.1 Método do Caminho das Cargas

O primeiro passo na elaboração de um modelo de escoras e tirantes consiste em realizar um cálculo do equilíbrio externo de modo a obter as reações de apoio da estrutura para posteriormente proceder com o equilíbrio das forças externas e das

forças internas. Os carregamentos distribuídos deverão ser substituídos por carregamentos concentrados equivalentes, de modo que no interior da estrutura seja definido um caminho de carga que possa conduzir as mesmas a encontrar as forças de reação equilibrantes.

Segundo Pantoja (2012), uma vez definidos todos os caminhos de carga entre as forças (atuantes e reações), um polígono formado por linhas deverá ser definido dentro da estrutura. Considerando-se os carregamentos essas linhas serão formadas por escoras (linhas tracejadas) e tirantes (linhas contínuas), acrescentando-se então outras linhas necessárias ao equilíbrio de cada nó existente. Ou seja, o método consiste em interpretar o caminho no qual a carga percorre desde o ponto de sua aplicação até a sua reação e assim definir a posição das escoras e tirantes, conforme pode ser observado na Figura 2.5.

Figura 2.5: Aplicação do caminho das cargas em uma viga parede (a) estrutura e ações no contorno; (b) caminho das ações externas; (c) linhas do polígono; (d) modelo de escoras e tirantes



Fonte: Narciso, 2009 (adaptada)

É possível também efetuar uma análise linear pelo Método dos Elementos Finitos colocando as escoras e tirantes no centro de gravidade dos diagramas de tensões elásticas de compressão e de tração, respectivamente, e com a direção da resultante desse diagrama. Esta segunda abordagem, torna se mais eficaz, pois o modelo obtido cumpre tanto as condições de serviço como as condições de ruína da estrutura.

De maneira geral, Souza (2004) mostra que o modelo de escoras e tirantes a ser adotado para o dimensionamento da estrutura se baseia em alguns critérios podendo estes serem:

- Modelos padronizados disponíveis em diversos códigos normativos;
- Caminho das cargas;
- Análises elásticas utilizando o método dos elementos finitos;
- Análises não-lineares que considerem a fissuração do concreto;
- Ensaio experimentais;
- Processos de otimização.

Os meios tradicionais de obtenção dos Modelos de Bielas envolvem um processo de tentativa e erro baseado na experiência do projetista. Devido à dificuldade de se dispor um modelo adequado e eficiente dos elementos dentro da estrutura, uma série de trabalhos tem sido feita no sentido de automatizar a concepção do modelo de bielas dentro da estrutura de concreto. Essa tarefa nem sempre é simples e em alguns casos onde a geometria é complexa, pode ser difícil obter uma solução coerente, podendo levar a modelos com pouca segurança devido ao não funcionamento correto em relação ao comportamento da estrutura.

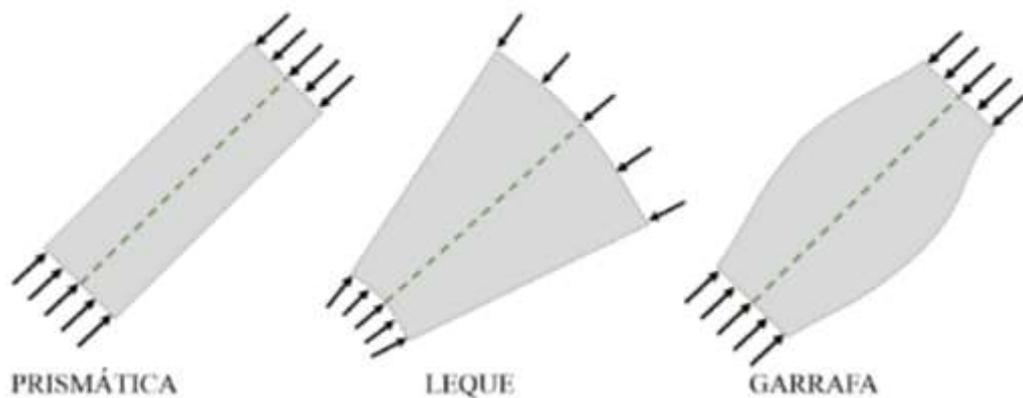
Segundo Pantoja (2012), uma otimização topológica pode ser entendida como um método computacional capaz de lançar estruturas através da distribuição ótima de material em uma determinada região do espaço. Para isso é utilizada uma combinação do método dos elementos finitos (MEF), um modelo para o comportamento do material e métodos de otimização. Assim, uma região do espaço é discretizada em elementos finitos de modo que se possa analisar seu comportamento e, então, é distribuído material de forma racionalizada através de algoritmos de otimização.

Uma vantagem para a otimização topológica é sua capacidade de fornecer o arranjo topológico ótimo de um componente estrutural ou mesmo da própria estrutura, para uma determinada aplicação. Pode ser aplicado durante a fase do projeto conceitual podendo ser definido como um processo de síntese estrutural.

2.2.2 Escoras

As escoras, como visto, são elementos de concreto que resistem aos esforços de compressão. De acordo com Schäfer & Schlaich (1991), três configurações típicas de escoras são suficientes para cobrir todos os campos de compressão existentes no concreto estrutural, conforme ilustra a Figura 2.6.

Figura 2.6: Tipos de escoras de concreto



Fonte: Bavaresco, 2016

Souza (2004) apresenta as seguintes características para as escoras apresentadas na figura anterior:

- Escora prismática (“*prismatic*”): tem referência a um campo de tensão com distribuição uniforme, sem perturbação, e que não produz tensões transversais a tração.
- Escoras em leque (“*fan-shaped*”): tem referência a uma idealização de um campo de tensão no qual a curvatura é desprezível e não produz tensões transversais de tração.
- Escora garrafa (“*bottle-shaped*”): tem referência a um tipo de escora que possui distribuição de tensões em linhas curvilíneas com afunilamento da seção e desenvolve tensões de transversais de tração consideráveis.

Os campos de tensão em forma de leque e garrafa são frequentemente encontrados nas “Regiões D”, enquanto o campo de tensão uniforme é típico das “Regiões B”. Os campos de tensão em forma de leque podem ser encontrados abaixo dos pontos de aplicação de cargas concentradas e os campos em forma de garrafa são normalmente resultado de um encaminhamento direto das cargas para os apoios

através de escoras diagonais (SOUZA, 2006).

A tração transversal existente nas escoras do tipo garrafa, combinada com a compressão longitudinal, pode causar fissuras longitudinais que levam a uma ruptura prematura do concreto. Por isso, armaduras de controle de fissuração devem ser disponibilizadas na direção transversal uma vez que a resistência do concreto à tração é bastante limitada.

Para a verificação de tensões de compressão máxima nas escoras e nas regiões nodais, a ABNT NBR 6.118:2014 recomenda os seguintes parâmetros:

$$f_{cd1} = 0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad (2.1)$$

$$f_{cd2} = 0,60 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad (2.2)$$

$$f_{cd3} = 0,72 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad (2.3)$$

Em que:

f_{cd1} Tensão resistente máxima no concreto, em verificações pelo método das bielas, em regiões com tensões de compressão transversal ou sem tensões de tração transversal e em nós onde confluem somente escoras de compressão (nós CCC);

f_{cd2} Tensão resistente máxima no concreto, em verificações pelo método das bielas, em regiões com tensões de tração transversal e em nós onde confluem dois ou mais tirantes tracionados (nós CTT ou TTT);

f_{cd3} Tensão resistente máxima no concreto, em verificações pelo método das bielas, em nós onde conflui um único tirante tracionado (nós CCT);

α_{v2} Coeficiente $1-f_{ck}/250$, onde f_{ck} é dado em megapascal (MPa);

f_{ck} Resistência característica do concreto à compressão;

f_{cd} Resistência de cálculo do concreto à compressão sendo f_{ck}/γ_c ;

γ_c Coeficiente de minoração de resistência do concreto;

2.2.3 Regiões nodais

As regiões nodais, ou os nós, interligam as escoras e os tirantes, recebem as forças concentradas aplicadas ao modelo e há em seu entorno um volume de concreto. Para que haja equilíbrio dessa região é necessário que cheguem pelo menos três forças no nó e deve ser verificada a resistência necessária para a transmissão das forças entre os elementos, conforme designado na NBR 6.118:2014.

Segundo Schaefer e Schaich (1988), os nós contínuos são aqueles em que o desvio de forças é feito em comprimentos compatíveis. Os mesmos não serão críticos desde que uma ancoragem adequada para a armadura seja providenciada. Os nós singulares serão aqueles em que há forças concentradas aplicadas e cujo desvio de força é feito localizadamente. Descontinuidades geométricas também podem causar concentrações de tensões responsáveis pelo aparecimento de nós singulares.

Assim, fica clara a necessidade de uma criteriosa análise dos nós singulares com relação a resistência e detalhamento de armadura. Para tanto, se deve considerar para o dimensionamento desse tipo de nó a sua geometria, o estado de tensões instalado, a resistência do concreto a ser considerada e a ancoragem das armaduras existentes.

A resistência no nó é afetada pela existência ou pelo número de tirantes que confluem a região, no qual, quanto maior a quantidade de tirantes, maiores são as tensões de tração no elemento, o que resulta em uma menor resistência.

Dessa forma, nota-se a possibilidade de surgir quatro tipos de regiões nodais:

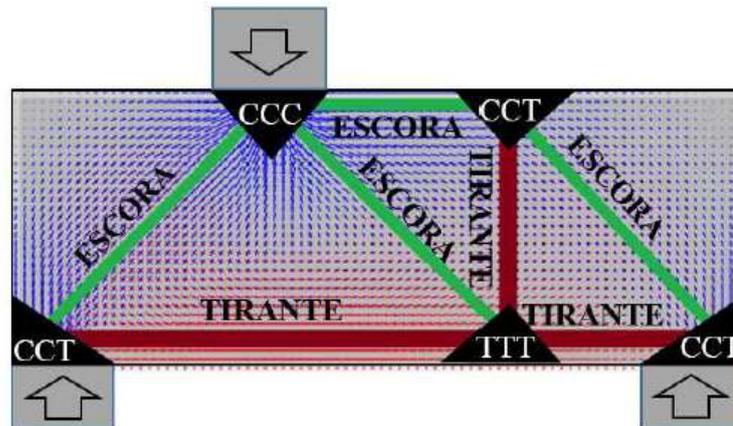
- CCC – região nodal no qual só há presença de forças de compressão equilibradas, ou seja, só confluem escoras nesse nó;
- CCT – região nodal no qual se confluem escoras e um único tirante;
- CTT – região nodal composta por uma única escora e por tirantes em uma ou mais direções;
- TTT – região nodal circundada apenas por tração, ou seja, três ou mais tirantes;

Mutoni e Ruiz (2006) alertam o fato de que nos nós TTT deve ser dada uma atenção maior a zona de ancoragem da barra. O uso de uma barra dobrada permite

um melhor comportamento do nó, mas em alguns casos, pode ser necessário haver o confinamento devido ao estado de tensões.

A Figura 2.7 apresenta as modelagens possíveis de região nodal citadas com a identificação dos elementos segundo a ABNT NBR 6.118:2014.

Figura 2.7: Identificação dos elementos de treliça e tipologia das regiões nodais



Fonte: Bavaresco, 2016

2.2.4 Tirantes

Os tirantes são os elementos encarregados de transmitir a tração, sendo materializados na estrutura mediante o uso de barras de aço. A armadura se faz necessária devido a limitação do concreto em resistir ao esforço de tração. No arranjo dos tirantes pode ser necessário o uso de placas ou chapas para conseguir aderência ou ancoragem necessário (MUTONI e RUIZ, 2006).

O dimensionamento da seção transversal dos tirantes é feito mediante a força atuante neste elemento no estado limite último e em relação a resistência ao escoamento do aço, no caso de tirantes de aço. Se eventualmente o tirante for de concreto (situação no qual seja impossível utilizar armadura de aço), o dimensionamento da seção transversal será resultado do esforço atuante no tirante e da resistência à tração do concreto considerando o estado limite último (SOUZA, 2004).

A área de aço a ser aplicada em cada tirante segundo a ABNT NBR 6.118:2014 é dada por:

$$A_s = \frac{F_{Sd}}{f_{yd}} \quad (2.4)$$

Em que:

A_s Armadura do tirante;

F_{Sd} Valor de cálculo da força de tração determinada no tirante;

f_{yd} Tensão de escoamento de cálculo do aço;

Souza (2004) destaca a importância de limitar a abertura e a distribuição de fissuras distribuindo as armaduras calculadas ao longo de toda a zona efetivamente tracionada. Além de distribuir as armaduras, deve-se dar atenção especial à ancoragem das armaduras nas extremidades das regiões nodais. Uma ancoragem adequada e a utilização de barras mais finas em um maior número de camadas contribuem na definição da geometria e conseqüentemente na resistência das escoras e das regiões nodais e melhora a fissuração.

Segundo Souza (2004), a ancoragem segura pode ser alcançada através de um volume de concreto adequado envolvendo as armaduras do tirante ou através de ancoragem mecânica, sendo que o comprimento desta ancoragem deve ser maior do que o necessário.

A ABNT NBR 6.118:2014 recomenda o item 9.4.2.5 para verificação da ancoragem dos tirantes, conforme Equação 2.5:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \quad (2.5)$$

Em que,

α Fator correspondente a configuração da ponta do tirante (gancho, solda ou reta);

l_b Termo calculado pelo item 9.4.2.4 da referida norma, assim como mostra a Equação 2.6:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \geq 25 \cdot \phi \quad (2.6)$$

Sendo f_{bd} obtido pela Equação 2.7

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (2.7)$$

Onde,

η_1 Refere-se a configuração da barra (lisa ou nervurada);

η_2 Refere-se a situação da aderência;

η_3 1,0 para diâmetros menores que 32 mm;

f_{ctd} Parâmetro a ser calculado pela Equação 2.8.

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (2.8)$$

Onde,

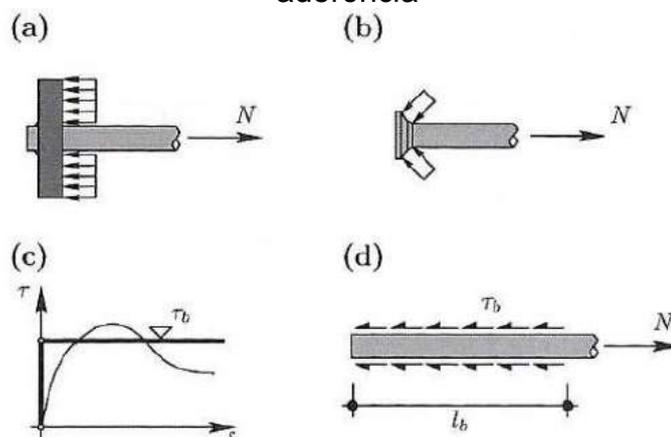
$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} \quad (2.9)$$

No qual,

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (2.10)$$

A Figura 2.8 apresenta as ancoragens dos tirantes de acordo com Muttoni *et al.* (2011). Esta técnica é utilizada para transformar nós CCT em nós CCC quando a placa se ancora além do nó, onde a pressão de confinamento aumenta a tensão de aderência, podendo reduzir o comprimento de ancoragem.

Figura 2.8: Ancoragem dos tirantes: (a) ancoragem por placas; (b) ancoragem por pinos; (c) relação constitutiva de aderência rígido-plástica; (d) ancoragem por aderência



Fonte: Muttoni *et al.*, 2011

3 APLICAÇÃO DO MÉTODO DAS BIELAS UTILIZANDO O SOFTWARE CAST

Neste capítulo é apresentado o programa CAST, um aplicativo educacional de livre distribuição na rede mundial de computadores, de fácil aplicação e análise, com o intuito de verificar as escoras, as regiões nodais e as armaduras em uma estrutura, sendo limitado ao fato de que é necessário saber de imediato a posição das escoras e dos tirantes, o que nem sempre é uma tarefa fácil, no caso de estruturas com descontinuidade estática ou geométricas.

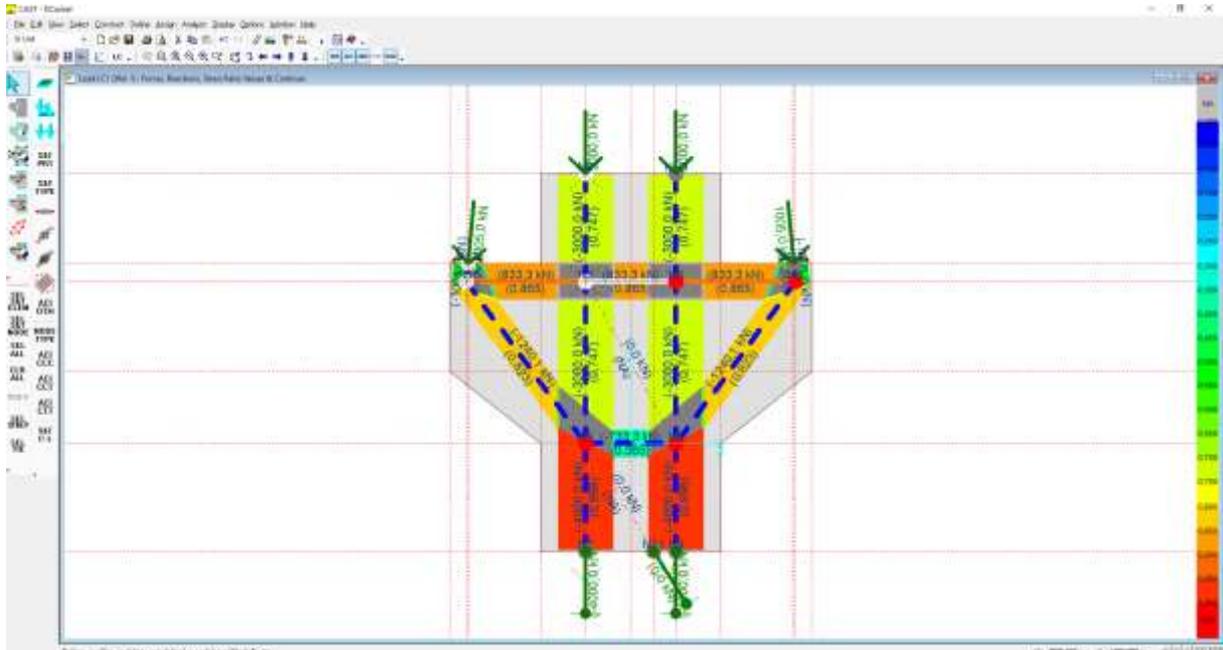
3.1 APRESENTAÇÃO DO PROGRAMA CAST

O programa CAST (*“Computer Aided Strut-and-Tie”*) é uma ferramenta gráfica de projeto que é baseada no Método das Bielas e possui grande potencialidade didática, além da possibilidade de uso profissional. O *software* começou a ser desenvolvido desde 1998 na Universidade de Illinois at Urbana-Champaign, Estados Unidos, sob a supervisão do Prof. Dr. Daniel Alexander Kuchma.

O programa CAST possibilita a análise e o dimensionamento de “Regiões D” com grande agilidade, transpondo as dificuldades normalmente encontradas em um processo gráfico e iterativo como é o caso de aplicação do Método das Bielas.

A interface gráfica do programa, denominada GUI (*“Graphical User Interface”*), possibilita que o usuário desenhe a “Região D” a ser analisada, tal como, insira placas de apoio, carregamentos, aberturas e condições de vinculações dos nós. Após o desenho da treliça, ou seja, o modelo proposto de escoras e tirantes, as propriedades dos elementos (escoras, tirantes, regiões nodais, etc.) podem ser definidas de maneira rápida. A Figura 3.1 apresenta a interface típica do programa CAST.

Figura 3.1: Interface gráfica do programa CAST



Fonte: O autor, 2019

3.2 ROTINAS PARA A DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS ATUANTES NO MODELO

De acordo com Tjhin (2004), no software CAST, a distribuição de tensões ao longo da largura efetiva das escoras e tirantes é assumida como sendo uniformemente distribuída e, além disso, as forças resultantes de escoras e tirantes são assumidas como sendo coincidentes nos nós. Isso possibilita que a análise matricial normalmente utilizada para treliças convencionais possa ser empregada para quantificar as forças atuantes nas escoras e tirantes.

Segundo Souza (2006), o solver disponível no programa CAST possibilita tanto análises elásticas lineares, normalmente utilizadas para fins de dimensionamento, quanto análises inelásticas, normalmente utilizadas para obtenção de respostas do tipo carga-deslocamento. Em ambos os casos, isto é, tanto para análise elástica quanto para análise inelástica, aplica-se a teoria das pequenas deformações em que se despreza os efeitos da não linearidade geométrica. As escoras e tirantes são idealizados como barras rotuladas de centro a centro no modelo de treliça, sendo que as características de deformação das regiões nodais são ignoradas.

Nas análises elásticas deve-se fornecer as características de rigidez de cada uma das barras da treliça idealizada (modelo de escoras e tirantes), de maneira que

os casos estaticamente indeterminados possam ser resolvidos. Nas análises inelásticas, as características de tensão-deformação das escoras e tirantes devem ser definidas pelo usuário, sempre para o caso de carregamento monotônico. Em todos os casos o Método da Rigidez Direta é aplicado, sendo que no programa estão implementadas estratégias para controle de carga e de deslocamento (SOUZA, 2006).

Tjhin (2004) ainda afirma que na geração da matriz de rigidez da estrutura foi dado um tratamento especial aos nós contidos no interior das “Regiões D”. Esses nós são utilizados para a aplicação de forças externas e condições de apoio da estrutura em análise, através da conexão do nó com elementos de barra na direção horizontal ou na vertical que se prolongam até o contorno da “Região D”.

Um procedimento simples é adotado no programa CAST para o dimensionamento das escoras. A espessura efetiva de cada uma das escoras é escolhida de maneira que a força resistente (“*force capacity*”) não seja inferior à força solicitante (“*force demand*”). A tensão limite utilizada para a determinação da espessura efetiva das escoras é feita tomando-se a maior tensão obtida entre a tensão atuante na própria escora e a tensão atuante na região nodal para qual converge a escora (TJHIN, 2004)

Escoras prismáticas, isto é, escoras com espessuras constantes são normalmente empregadas, porém, diferentes limites de tensão podem ser fornecidos, sendo possível se obter dessa maneira o comportamento das escoras garrafa. Adicionalmente, o programa CAST disponibiliza rotinas para a determinação automática das espessuras das escoras.

Uma verificação simples de tensão é normalmente empregada para assegurar a adequação das espessuras das escoras. Para esse propósito, o programa CAST se utiliza de um parâmetro adimensional denominado “*stress ratio*”, que consiste na divisão da tensão atuante na escora (“*stress demand*”) pela tensão limite (“*stress limit*”) que ela pode suportar, conforme ilustra a Equação 3.1. Se o parâmetro “*stress ratio*” for maior do que 1,0 a espessura escolhida para a escora é inadequada e deverá ser reavaliada.

$$\text{Stress Ratio} = \frac{F_c}{F_{cu}} = \frac{f_c}{f_{cu}} \quad (3.1)$$

Deve-se observar que a força atuante na escora (“*force demand*”, F_c) é obtida da análise matricial do modelo de escoras e tirantes investigado, enquanto que a tensão atuante na escora (“*stress demand*”, f_c) é obtida a partir da divisão da força F_c pela área de seção transversal disponível para a escora, conforme ilustra a Equação 3.2.

$$f_c = \frac{F_c}{w_c \cdot t} \quad (3.2)$$

A tensão efetiva (“*effective stress capacity*”, f_{cu}) e a força resistente das escoras (“*effective force capacity*”, F_{cu}) são dadas pelas Equações 3.3 e 3.4. A Equação 3.5 apresenta a possibilidade de escoras reforçadas com armadura longitudinal.

$$f_{cu} = \nu \cdot f'_c \quad (3.3)$$

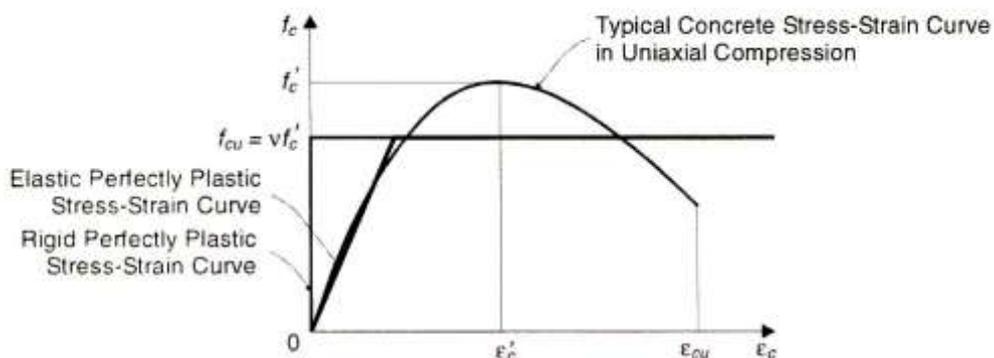
$$F_{cu} = A_c \cdot f_{cu} = w_c \cdot t \cdot f_{cu} \quad (3.4)$$

$$F_{cu} = A_c \cdot f_{cu} + A_s \cdot f_y \quad (3.5)$$

O parâmetro ν é conhecido como fator de eficiência (“*effectiveness factor*”) e sua função é diminuir a resistência à compressão do concreto (f'_c) obtida em ensaios com corpos de prova cilíndricos. Esse parâmetro foi introduzido por Nielsen (1967), tendo em vista o fato de que o concreto não é um material elasto-plástico perfeito, conforme se assume na Teoria da Plasticidade.

O fator de eficiência leva em conta a diferença entre a relação tensão-deformação do comportamento real do concreto e a relação tensão-deformação utilizada para se obter os teoremas limites na Teoria da Plasticidade, isto é, diagramas tensão-deformação rígidos ou elasto-plástico perfeitos, conforme ilustra a Figura 3.2.

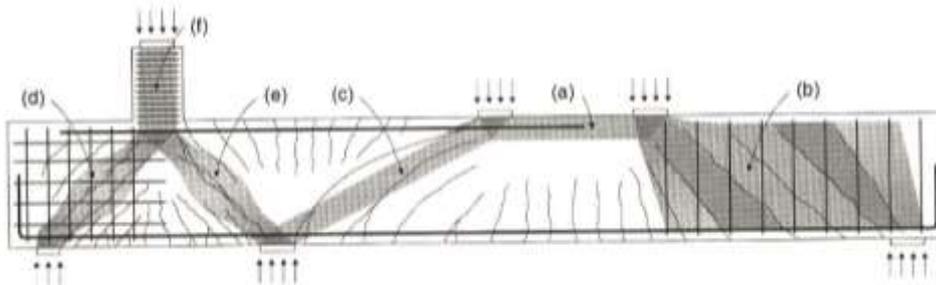
Figura 3.2: Relação típica tensão-deformação para concreto em compressão uniaxial e relação idealizada utilizada em modelos de escoras e tirantes



Fonte: Tjhin, 2004

O fator de eficiência deve ser calibrado comparando-se resultados experimentais com predições efetuadas utilizando o Método das Bielas. Na verdade, esse valor depende de uma série de fatores, como por exemplo: fissuras e tensões transversais que podem existir nas escoras, confinamento, presença de armadura distribuída e carregamento reverso (modelos múltiplos de escoras e tirantes). A Figura 3.3 apresenta uma série de situações onde diferentes valores para o fator de eficiência devem ser empregados.

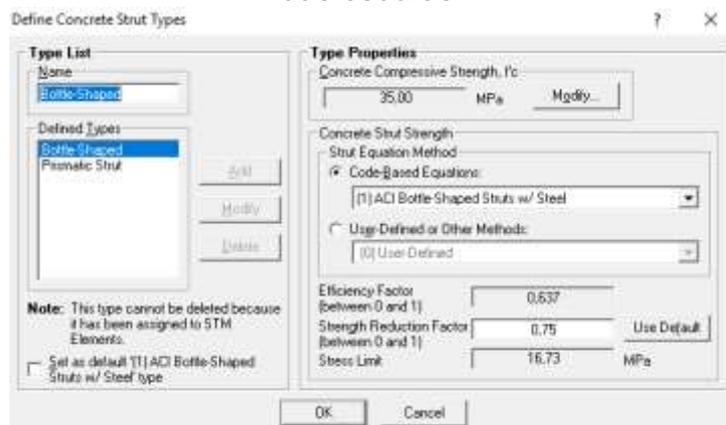
Figura 3.3: Tipos de escoras em Regiões D: (a) escora prismática em região não-fissurada, (b) escora prismática em região fissurada onde as escoras são paralelas às fissuras, (c) escora prismática em região fissurada onde as escoras não são paralelas às fissuras, (d) escoras garrafa com armadura em malha para controle da fissuração, (e) escora garrafa sem armadura de controle de fissuração e (f) escora confinada



Fonte: Tjhin, 2004

Para a descrição das condições de resistência das escoras no programa CAST pode-se introduzir critérios definidos pelo próprio usuário, bem como, parâmetros clássicos disponíveis na literatura, conforme ilustra a Figura 3.4.

Figura 3.4: Caixa de diálogo do programa CAST para definição das características das escoras



Fonte: O autor, 2019

Apesar de dar liberdade quanto aos parâmetros a serem empregados para a verificação de resistência das escoras, observa-se que o programa CAST procura incentivar a utilização das recomendações contidas no Apêndice A do ACI-318 (2014). O código americano especifica as seguintes condições para as escoras:

$$\phi \cdot F_{ns} \geq F_u \quad (3.6)$$

$$F_{ns} = f_{cu} \cdot A_c \quad (3.7)$$

$$f_{cu} = 0,85 \cdot \beta_s \cdot f'_c \quad (3.8)$$

Onde,

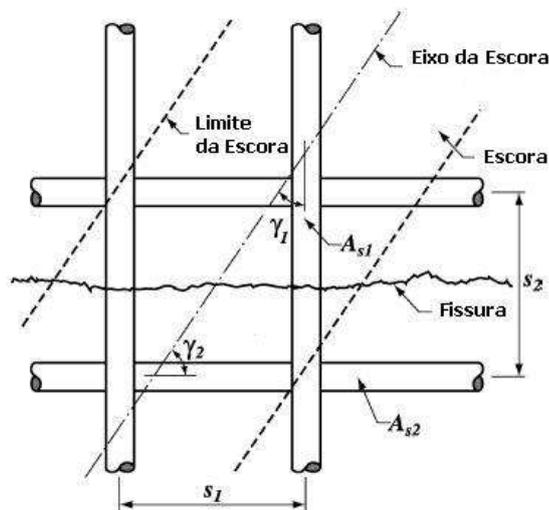
$$\phi = 0,85$$

$$\beta_s = 1,0 \quad \text{Para escoras uniformes de seção constante;}$$

$$\beta_s = 0,75 \quad \text{Para escoras do tipo garrafa que satisfaçam o item A.3.3 de distribuição de uma malha de armadura igual a } \frac{\sum A_{si}}{b \cdot s_i} \cdot \text{sen} \gamma_i \geq 0,003, \text{ conforme ilustra a Figura 3.5}$$

$$\beta_s = 0,60\lambda \quad \text{Para escoras do tipo garrafa que não satisfaçam o item A.3.3, apresentado anteriormente.}$$

Figura 3.5: Distribuição de armadura em malha em escoras do tipo garrafa



Fonte: ACI-318, 2014 (adaptada).

De acordo com Tjhin (2004), o procedimento utilizado para o dimensionamento

dos tirantes é similar àquele utilizado para as escoras. Camadas únicas ou múltiplas de armadura são disponibilizadas para os tirantes, de maneira que a força resistente (“*force capacity*”, F_{tu}) seja maior que a força atuante (“*force demand*”, F_t). A espessura efetiva de cada tirante (“*effective width*”, w_t) é calculada baseando-se nos limites de tensão das regiões nodais localizadas nos extremos dos tirantes.

Assim como no caso das escoras, a verificação da adequação da quantidade de armadura fornecida para os tirantes é feita através de um parâmetro adimensional “*stress ratio*”, definido pela divisão da força atuante (F_t) pela força resistente (F_{tu}), conforme ilustra a Equação 3.11. Da mesma maneira, um tirante será considerado inadequado se a taxa de tensão (“*stress ratio*”) for maior do que 1,0.

$$\text{Stress Ratio} = \frac{F_t}{F_{tu}} = \frac{f_t}{f_{tu}} \quad (3.11)$$

A força resistente (“*force capacity*”, F_{tu}) dos tirantes é calculada levando-se em conta a quantidade de armadura fornecida (A_s), bem como, a resistência ao escoamento do aço (f_y) utilizado, conforme ilustra a Equação 3.12. Porém, pode-se levar em conta a resistência à tração do concreto (f_{ct}) na determinação da força última, conforme ilustra a Equação 3.13.

$$F_{tu} = A_s \cdot f_y \quad (3.12)$$

$$F_{tu} = A_s \cdot f_y + A_t \cdot f_{ct} \quad (3.13)$$

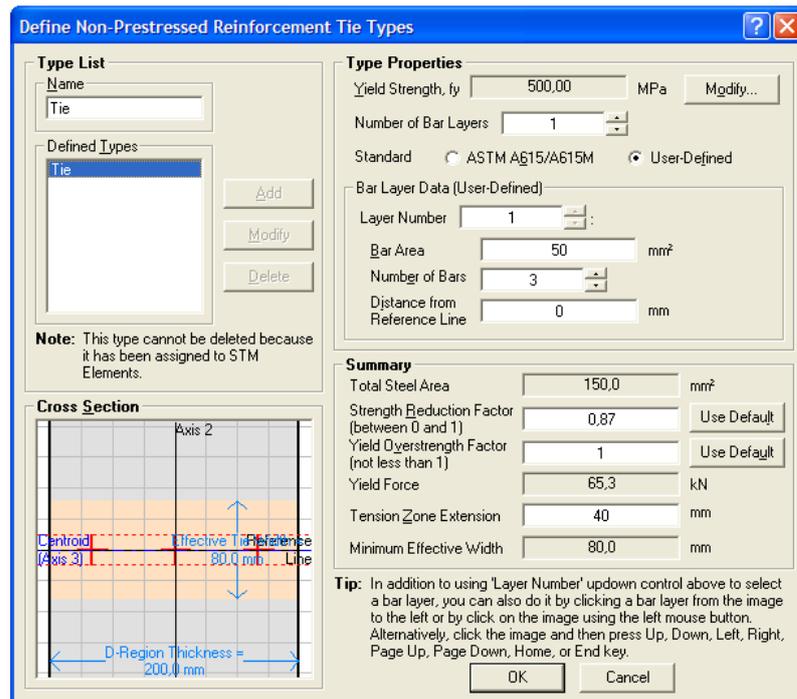
As armaduras dos tirantes são normalmente assumidas como sendo encapsuladas e uniformemente distribuídas em prismas de concreto de área $A_t = w_t \cdot t$ (“*effective cross-sectional area*”), sendo que a espessura do tirante (“*tie effective width*”, w_t) depende basicamente da quantidade de camadas de armaduras e da espessura do cobrimento adotado. A Equação 3.14 apresenta a determinação da tensão atuante nos tirantes, enquanto a Equação 3.15 apresenta a determinação da tensão limite para os tirantes, que podem levar em consideração a colaboração do concreto à tração.

$$f_t = \frac{F_t}{A_t} \quad (3.14)$$

$$f_{tu} = \phi \cdot f_y + \phi \cdot f_{ct} \quad (3.15)$$

A Figura 3.6 apresenta a tela de entrada do programa CAST onde são definidas as propriedades dos tirantes. Deve-se observar que o programa CAST futuramente possibilitará a introdução de tirantes protendidos e tirantes de concreto, situações que podem ser especialmente interessantes em caso de verificações e reforços estruturais.

Figura 3.6: Tela do programa CAST para definição dos tirantes

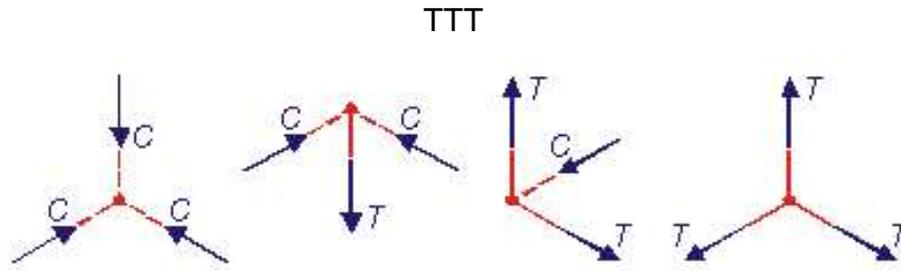


Fonte: O autor, 2019

De maneira análoga aos nós de treliças metálicas, as regiões nodais representam contornos em que há transferência de forças entre escoras e tirantes. Deve-se aqui fazer uma diferenciação entre nó e região nodal: o nó é basicamente o ponto de encontro dos eixos de escoras e tirantes, enquanto que a região nodal se refere a dimensão finita do nó, isto é, a geometria que possui o nó (TJHIN, 2004).

Dependendo da natureza das forças que estão sendo conectadas, há quatro tipos básicos de nós que podem ser definidos: CCC, CCT, CTT e TTT, conforme ilustra a Figura 3.7. Essa convenção, originalmente criada para três barras convergentes em um mesmo nó foi mais tarde generalizada, de maneira que atualmente: CCC são nós em que todos os elementos convergentes são escoras, CCT são nós em que um dos elementos é um tirante, CTT são os nós em que dois ou mais elementos são tirantes e TTT são os nós em que todos os elementos conectados são tirantes (SOUZA, 2006).

Figura 3.7: Tipos básicos de nós em problemas bidimensionais: CCC, CCT, CTT e



Fonte: Tjhin & Kuchma, 2004

As regiões nodais representam uma mudança brusca na direção das forças e para se obter o equilíbrio dessas regiões é necessário que pelo menos três forças cheguem ao nó. De acordo com Schäfer e Schlaich (1991), os nós dos modelos de escoras e tirantes podem ser classificados em:

- Nós contínuos (“smeared”, “continuous”): onde o desvio das forças é feito em comprimentos razoáveis e onde a armadura pode ser ancorada sem maiores problemas;
- Nós singulares ou concentrados (“singular”, “concentrated”): onde forças concentradas são aplicadas e o desvio de forças é feito localizadamente. Estes nós são críticos e devem ter as suas tensões verificadas, de maneira a equilibrar as forças provenientes das escoras e dos tirantes sem produzir deformações excessivas capazes de provocar fissuração.

No dimensionamento dos nós deve-se garantir um concreto com resistência suficiente para absorver o estado de tensões ali instalado, bem como, uma quantidade adequada de armaduras. De maneira geral, os nós contínuos não apresentam problemas de resistência, desde que as ancoragens das armaduras estejam devidamente detalhadas. Uma vez que a transferência de forças é feita numa região relativamente grande e de forma gradual, pode-se esperar que não ocorram grandes concentrações de tensão.

Por outro lado, para situações em que as forças são resultantes de campos de tensão concentrados, a região de transferência das forças ocorre em regiões de dimensões reduzidas. Dessa maneira, para os nós singulares é necessária uma análise mais criteriosa de resistência, com cuidado especial para o detalhamento das armaduras concorrentes na região nodal.

De acordo com Marti (1985), para a livre escolha das larguras das escoras, sem um critério adequado, a tensão principal de compressão encontrada na região triangular formada pela intersecção de três escoras, por exemplo, é normalmente maior do que as tensões atuantes em cada uma das escoras. Para eliminar o problema relatado anteriormente, Marti (1985) recomenda ainda que as larguras das escoras sejam definidas de maneira que todas elas apresentem o mesmo nível de tensão.

Dessa maneira, o nível de tensão obtido no interior do nó será igual ao nível de tensão definido para as escoras, gerando assim um estado de tensões pseudo-hidrostático. Nesta situação, os lados da região nodal serão perpendiculares à direção das escoras e para garantia da segurança bastará apenas a verificação das escoras.

De acordo com Tjhin e Kuchma (2002), o método clássico de dimensionamento das regiões nodais é feito através de um arranjo do nó, de maneira que as tensões em todos os seus lados sejam iguais. Isso pode ser feito dimensionando as fronteiras do nó, de maneira que elas sejam proporcionais e perpendiculares às forças atuantes no nó.

Para a definição da largura do nó provocada por um tirante, por exemplo, pode-se admitir que essa força seja de compressão e que ela esteja atuando por detrás do nó. Os nós criados dessa maneira são denominados de hidrostáticos, pois o estado biaxial de tensão gerado no interior do nó também será hidrostático. Como se observa, trata-se de uma recomendação idêntica àquela proposta por Marti (1985).

Ainda de acordo com Tjhin e Kuchma (2002), a idealização de nós hidrostáticos pode ser muito trabalhosa, especialmente para nós cercados por mais de três elementos, onde as linhas centrais das escoras tendem a não ser coincidentes. Para quatro elementos que se cruzam numa região nodal, por exemplo, forma-se uma região nodal com formato trapezoidal, que é de difícil investigação. Nesses casos, porém, pode se tornar interessante as recomendações de Schlaich & Anagnostou (1990).

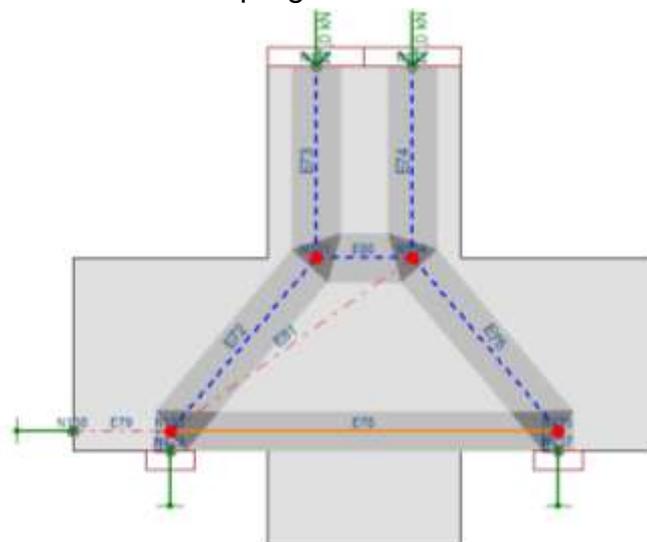
Schlaich & Anagnostou (1990) propõem a construção de uma região nodal hidrostática modificada. Nessa aproximação, uma região nodal com mais de três elementos que se interceptam é quebrada em várias regiões nodais triangulares

hidrostáticas conectadas por escoras prismáticas curtas. A verificação da segurança em cada um dos nós formados pode ser feito utilizando um critério simples de ruptura, como o de Coulomb.

Um método simplificado proposto por Schlaich & Schäfer (1991) tem sido aplicado com frequência para configurações típicas de nós. Na opinião dos pesquisadores, a geometria do nó é formada pela intersecção das dimensões das escoras e tirantes cujos eixos coincidem na região nodal. As tensões planas atuantes em todos os lados do nó não precisam ser iguais, mas as tensões em cada lado do nó devem ser constantes e devem permanecer abaixo de um limite pré-estabelecido para a tensão nodal.

No programa CAST, a forma das regiões nodais é construída através da intersecção das espessuras efetivas das escoras ou tirantes convergentes no nó, conforme ilustra a Figura 3.8. Uma vez que a distribuição de tensões ao longo de escoras e tirantes é distribuída, as trações resultantes de tensões normais e de cisalhamento também serão distribuídas, de maneira que a tensão atuante nas regiões nodais pode ser obtida a partir da aplicação de condições de equilíbrio. Dois tipos de análise estão disponíveis: uma análise mais simplificada na qual avalia-se o nível de tensão na interface escora/tirante com o nó e uma análise mais detalhada em que é necessário dividir a região nodal em uma série de triângulos com tensões constantes.

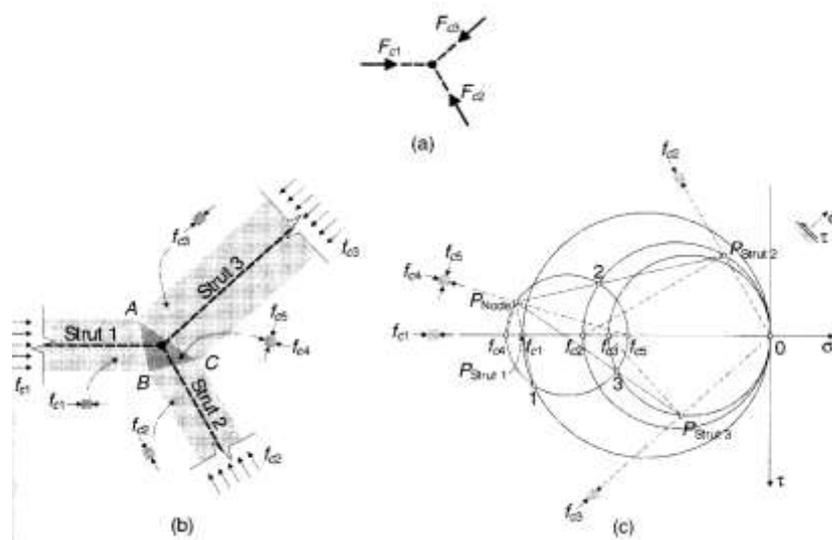
Figura 3.8: Regiões nodais formadas pela simples intersecção de escoras e tirantes no programa CAST



Fonte: O autor, 2019

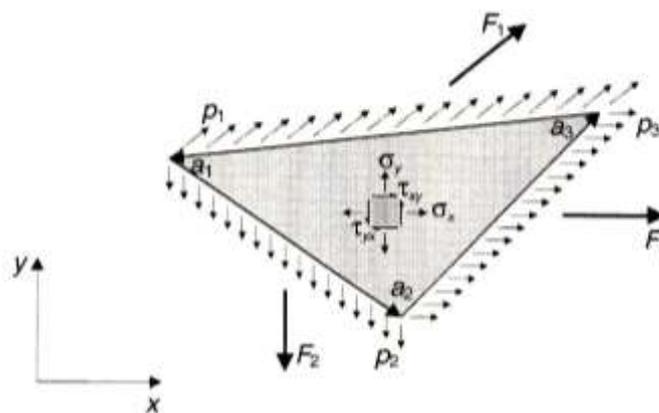
A análise mais detalhada referida anteriormente parte do pressuposto de que o estado de tensão nas regiões nodais triangulares formadas quando três escoras ou tirantes se interceptam é sempre constante. Dessa maneira, o estado biaxial de tensão atuante no interior da região nodal, isto é, no triângulo ABC conforme ilustra a Figura 3.9-a e 3.9-b, também é uniforme e pode ser determinado através da aplicação do Círculo de Mohr (Figura 3.9-c).

Figura 3.9: Exemplo de nó hidrostático: (a) forças atuantes no nó, (b) geometria da região nodal e (c) Círculo de Mohr descrevendo o estado de tensão na região nodal



Fonte: Tjhin, 2004

Figura 3.10: Triângulo sujeito a um estado de tensão constante



Fonte: Tjhin, 2004

Em geral, as tensões atuantes no interior de um triângulo conforme ilustrado na Figura 3.10, são determinadas através das seguintes equações:

$$\sigma_x = \frac{F_{2x} \cdot a_{1x} - F_{1x} \cdot a_{2x}}{(a_{1x} \cdot a_{2y} - a_{1y} \cdot a_{2x}) \cdot t} \quad (3.22)$$

$$\sigma_y = \frac{F_y \cdot a_{1y} - F_{1y} \cdot a_{2y}}{(a_{1x} \cdot a_{2y} - a_{1y} \cdot a_{2x}) \cdot t} \quad (3.23)$$

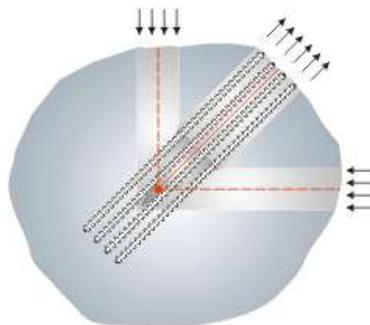
$$\tau_{xy} = -\tau_{yx} = \frac{F_{2x} \cdot a_y - F_{1x} \cdot a_{2y}}{(a_{1x} \cdot a_{2y} - a_{1y} \cdot a_{2x}) \cdot t} \quad (3.24)$$

Onde,

- σ_x Tensão normal paralela ao eixo x;
- σ_y Tensão normal paralela ao eixo y;
- τ_{xy} Tensão de cisalhamento atuante num plano normal ao eixo y ou na direção do eixo x;
- F_1, F_2, F_3 Forças atuantes nos triângulos de lados 1, 2 e 3, respectivamente;
- F_{1x}, F_{1y} Componentes de F1 nas direções x e y, respectivamente;
- F_{2x}, F_{2y} Componentes de F2 nas direções x e y, respectivamente;
- a_1, a_2, a_3 Comprimentos dos lados do triângulo e vetores dos lados do triângulo;
- a_{1x}, a_{1y} Componentes do vetor a1 nas direções x e y, respectivamente;
- a_{2x}, a_{2y} Componentes do vetor a2 nas direções x e y, respectivamente;

Para nós do tipo CCT ou CTT, a armadura dos tirantes é assumida como se situando além do nó, isto é, comprimindo o nó por detrás do mesmo, conforme ilustra a Figura 3.11. A armadura é assumida como sendo distribuída ao longo da região nodal, sendo que qualquer tensão de tração no triângulo é resistida apenas pelo concreto ou pela combinação concreto-armadura.

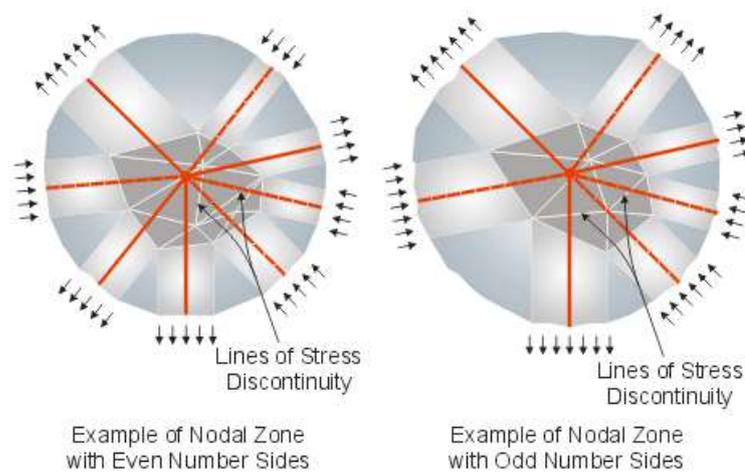
Figura 3.11: Tirantes assumidos como atuando por detrás do nó no programa CAST



Fonte: Tjhin & Kuchma, 2004

As condições de tensão em nós com mais de três lados são obtidas através da divisão da região nodal em uma série de triângulos, conforme ilustra a Figura 3.12. Os triângulos são separados por linhas de descontinuidade de tensão e são organizados de maneira que o estado de tensão em todos os triângulos seja constante e o equilíbrio ao longo da linha de descontinuidade de tensão seja satisfeita. As linhas de descontinuidade de tensão devem ser introduzidas nos vértices das zonas nodais para corresponder a essas condições.

Figura 3.12: Divisão das zonas nodais com mais de três elementos em vários triângulos



Fonte: Tjhin & Kuchma, 2004

Deve-se observar que um número mínimo de triângulos é sempre utilizado para cada região nodal. Conforme ilustra a Figura 3.12, para regiões nodais com número par de lados, o número mínimo de elementos será igual a duas vezes o número de elementos que chegam ao nó menos 4. Para zonas nodais com número ímpar de lados, o número mínimo de triângulos será igual a duas vezes o número de elementos convergentes no nó menos cinco.

Tjhin (2004) relata que essa forma de se construir campos de tensão através de linhas de descontinuidade já foi utilizada para se obter soluções baseadas no Limite Inferior da Teoria da Plasticidade, como por exemplo, nos trabalhos de Nielsen (1971) e Chen e Han (1988), porém trata-se de uma aplicação inédita no Método das Bielas. Porém, essa aproximação é conceitualmente diferente daquela utilizada no Método dos Elementos Finitos, uma vez que não se obedece a nenhum tipo de compatibilidade de deformação nos nós.

A adequação das regiões nodais é feita através da comparação das tensões atuantes em cada um dos triângulos com um critério de ruptura biaxial. Para o caso de triângulos do tipo CCC, o Critério Modificado de Mohr-Coulomb é utilizado para a verificação do concreto. Assume-se que a armadura não contribui na condução das forças de compressão e um fator de tensão “stress ratio” é definido para se avaliar o nível de tensão das regiões nodais.

Para o caso de triângulos sujeitos a tensões constantes no caso de nós do tipo CCT, CTT e TTT, a distribuição de tensões entre o concreto e as armaduras segue as equações de equilíbrio estabelecidas por Müller (1978), conforme ilustra a Figura 3.13 e as equações a seguir.

$$\lambda\sigma_x - \sigma_{x,c} - \sum_{i=1}^n \sigma_{i,s} \cdot \cos^2 \varphi_i = 0 \quad (3.25)$$

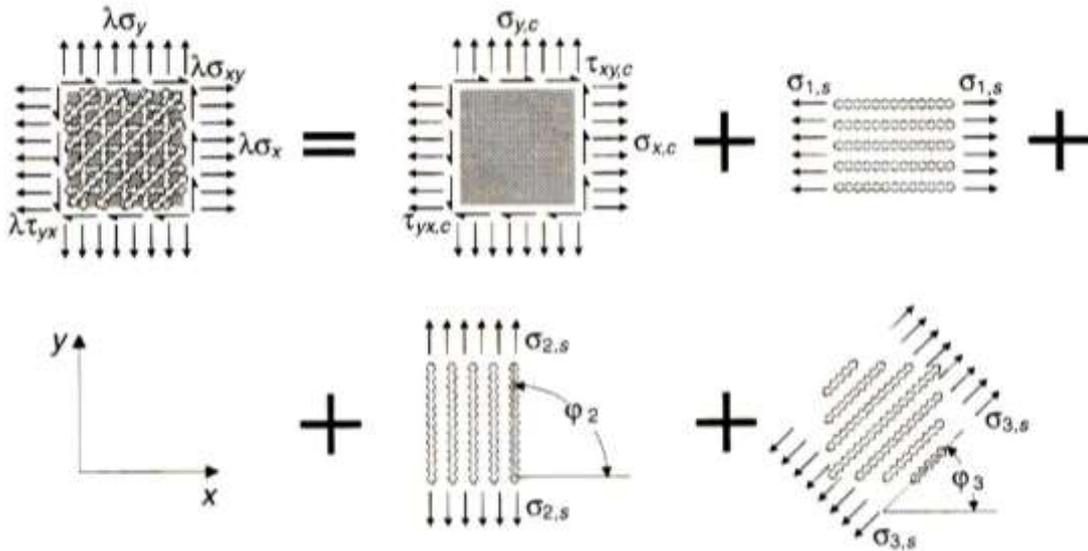
$$\lambda\sigma_y - \sigma_{y,c} - \sum_{i=1}^n \sigma_{i,s} \cdot \sin^2 \varphi_i = 0 \quad (3.26)$$

$$\lambda\tau_{xy} - \tau_{yx,c} - \sum_{i=1}^n \sigma_{i,s} \cdot \sin\varphi \cdot \cos\varphi_i = 0 \quad (3.27)$$

Onde,

- λ Fator adimensional que relaciona a tensão atuante com a tensão resistente;
- $\sigma_{x,c}$ Tensão normal suportada pelo concreto na direção x;
- $\sigma_{y,c}$ Tensão normal suportada pelo concreto na direção y;
- $\tau_{xy,c} = -\tau_{yx,c}$ Tensão de cisalhamento suportada pelo concreto no plano x-y;
- $\sigma_{i,s}$ Tensão suportada pela armadura na direção i;
- φ_i Ângulo que a armadura na direção i faz em relação ao eixo positivo de x;
- n Número de direções de armaduras que chegam à região nodal.

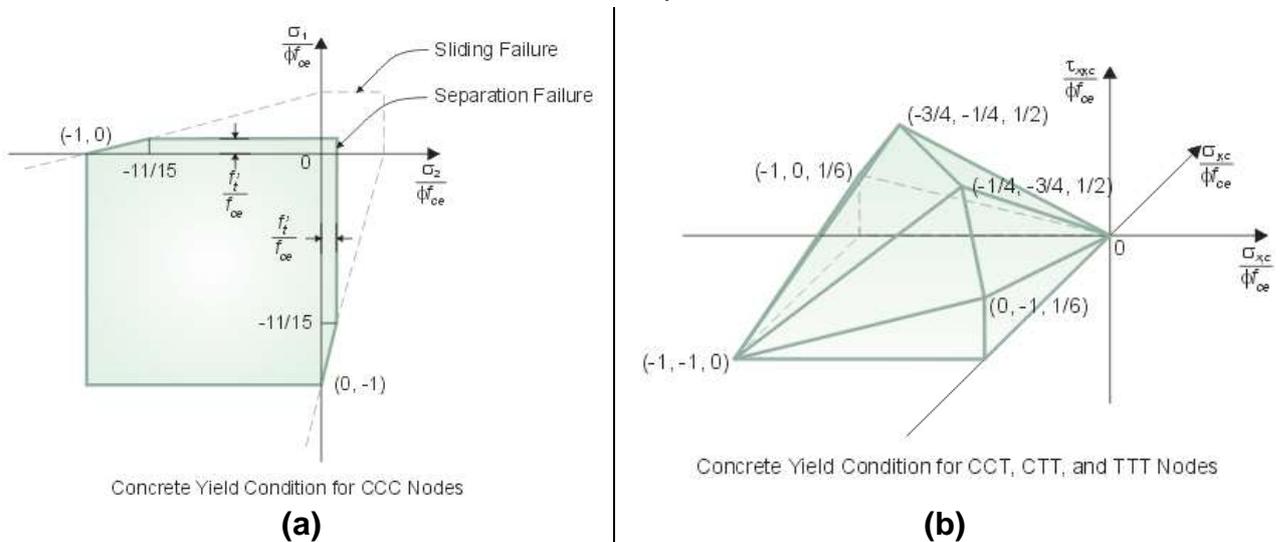
Figura 3.13: Exemplo de distribuição de tensões entre concreto e aço para uma região nodal com três direções para as armaduras



Fonte: Tjhin, 2004

Uma versão linearizada do Critério de Mohr-Coulomb é utilizada para a verificação de resistência de regiões triangulares de nós CCT, CTT e TTT, sendo que para as armaduras uma condição de escoamento elasto-plástico é empregada. A Figura 3.14 – a) apresenta os modelos de ruptura implementados no programa CAST para nós CCC, enquanto a Figura 3.14 – b) apresenta o modelo de ruptura implementado para os nós CCT, CTT e TTT.

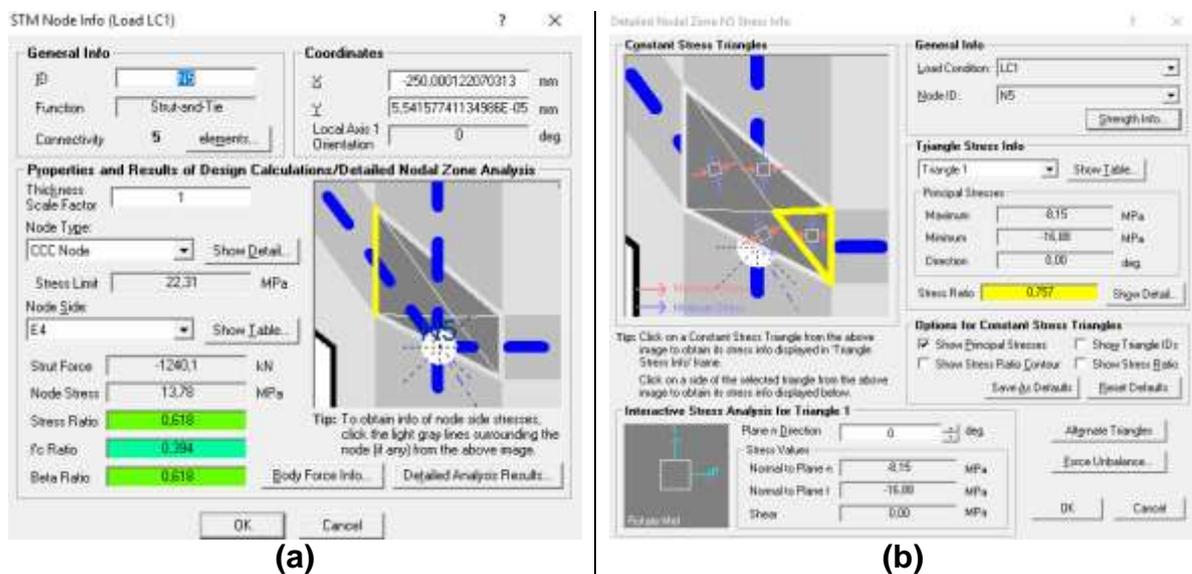
Figura 3.14: (a) Critério Modificado de Mohr-Coulomb para nós CCC e (b) Critério Linearizado de Mohr-Coulomb para nós CCT, CTT e TTT



Fonte: Müller, 1978

A Figura 3.15 apresenta as respostas de uma região nodal analisada utilizando-se o modelo simplificado e o modelo detalhado contidos no programa CAST. Observa-se que empregando a análise simplificada para a região nodal tomada como exemplo obteve-se um nível adequado de tensão, o que atesta a boa geometria do nó. Porém, quando se conduz uma análise detalhada (região nodal subdividida em vários triângulos) da mesma região nodal, observa-se um estado de tensão elevado que aponta para o risco de ruptura do nó.

Figura 3.15: (a) Análise Simplificada e (b) Análise detalhada de regiões nodais utilizando CAST

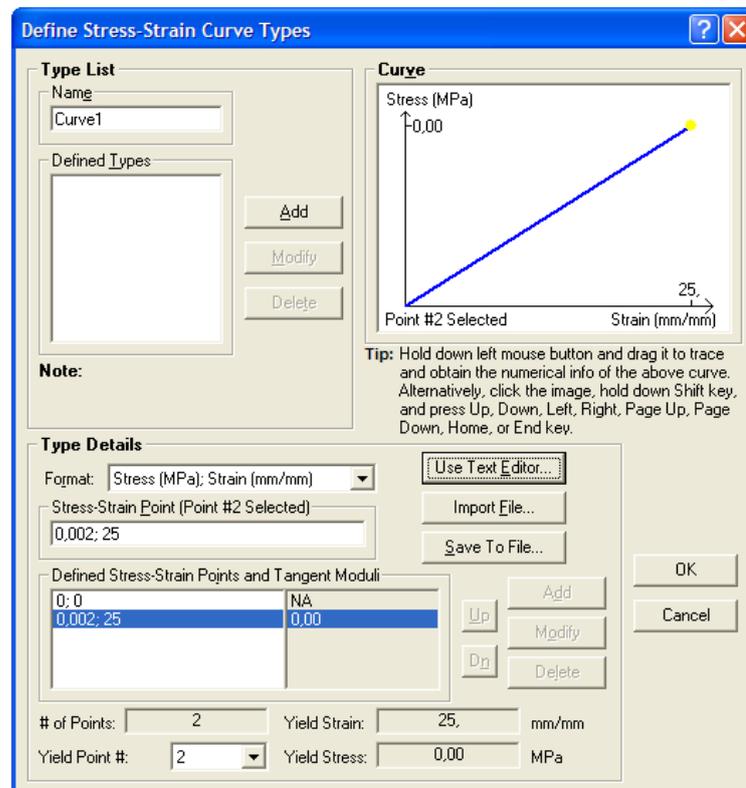


Fonte: O autor, 2019

3.2.1 Análises do Tipo Carga-Deslocamento e Previsão de Capacidade do Modelo

De acordo com Tjhin (2004), o programa CAST fornece a opção de se conduzir análises não-lineares, baseando-se em relações tensão-deformação definidas pelo usuário, conforme ilustra a Figura 3.16, e nas espessuras efetivas das escoras e dos tirantes. Deve-se observar que análises realistas podem ser obtidas com o programa CAST, uma vez que se pode incluir para os tirantes os efeitos de tração entre fissuras (“*tension stiffening*”).

Figura 3.16: Caixa de diálogo do programa CAST para a definição de relações tensão-deformação de escoras e tirantes

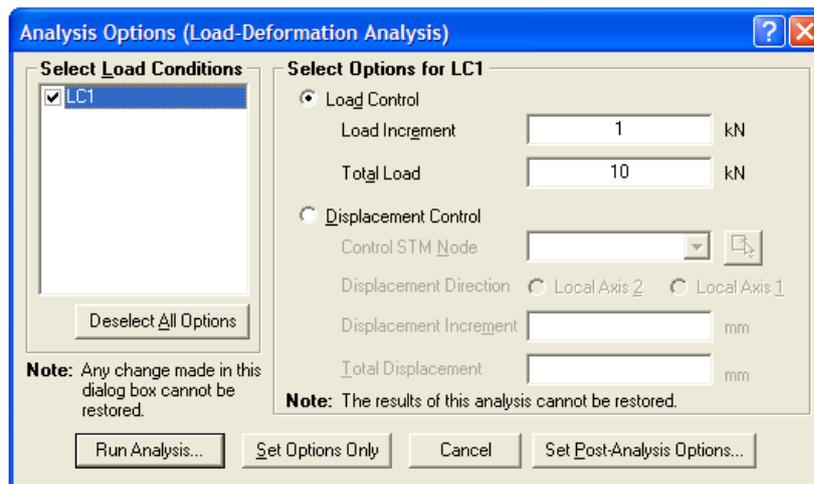


Fonte: O autor, 2019

Essa análise, denominada no programa de “*pushover analyses*”, é muito útil para o caso de modelos de escoras e tirantes estaticamente indeterminados, para o estudo das características inelásticas de elementos do modelo, para a validação de um novo modelo, para se obter respostas quanto a ductilidade de “Regiões D” e para a certificação de projetos existentes.

Para a obtenção de respostas do tipo carga-deslocamento, o carregamento aplicado é dividido em um certo número de passos definido pelo usuário que são introduzidos de maneira crescente na estrutura em análise. Para cada passo definido é possível a visualização das respostas, sendo que o incremento de carga pode ser feito mediante o controle de carga ou de deslocamento, conforme ilustra a Figura 3.17

Figura 3.17: Caixa de diálogo do programa CAST para definição do tipo de controle e dos passos de carga a serem introduzidos na estrutura



Fonte: O autor, 2019

Se o controle é feito pela carga a análise é finalizada quando os passos acumulativos atingem a carga final especificada. Da mesma maneira, se escolhido o controle por deslocamento, a análise é finalizada quando se atinge o deslocamento final especificado. Deve-se observar que a análise continua mesmo depois das deformações atingirem a deformação última especificada. Basicamente, o programa utiliza-se da rigidez tangente correspondente ao ponto limite no diagrama-deformação para descrever o comportamento pós-pico da estrutura em análise.

Além de previsões do tipo carga-deslocamento, o programa CAST também disponibiliza um método simples para estimar a capacidade do modelo de escoras e tirantes definido pelo usuário. Essa aproximação é baseada no fato de que qualquer modelo de treliça utilizado para projeto é uma representação do mecanismo de transferência de forças no interior do concreto para o estado limite último.

A estimativa da capacidade resistente de um modelo de escoras e tirantes consiste basicamente na obtenção da máxima força solicitante, isto é, da força capaz de provocar a aparição de uma situação indesejável (escoamento ou ruptura) para algum dos elementos da treliça em análise. Uma vez localizado esse elemento, cujo “*stress ratio*” será maior ou igual a 1,0, tem-se uma estimativa da capacidade resistente do modelo de escoras e tirantes idealizado para o estado limite último.

Deve-se observar que as espessuras dos elementos e as rigidezes relativas na análise de capacidade são especificadas pelo usuário, de maneira que se pode tomar valores de espessura relativamente maiores do que aqueles definidos no modelo inicial, usado para dimensionamento. Evidentemente, essa liberdade de enrijecer a estrutura, através da atribuição de espessuras maiores aos elementos, está limitada ao fato de que a geometria desses elementos deve continuar se localizando dentro da “Região D”.

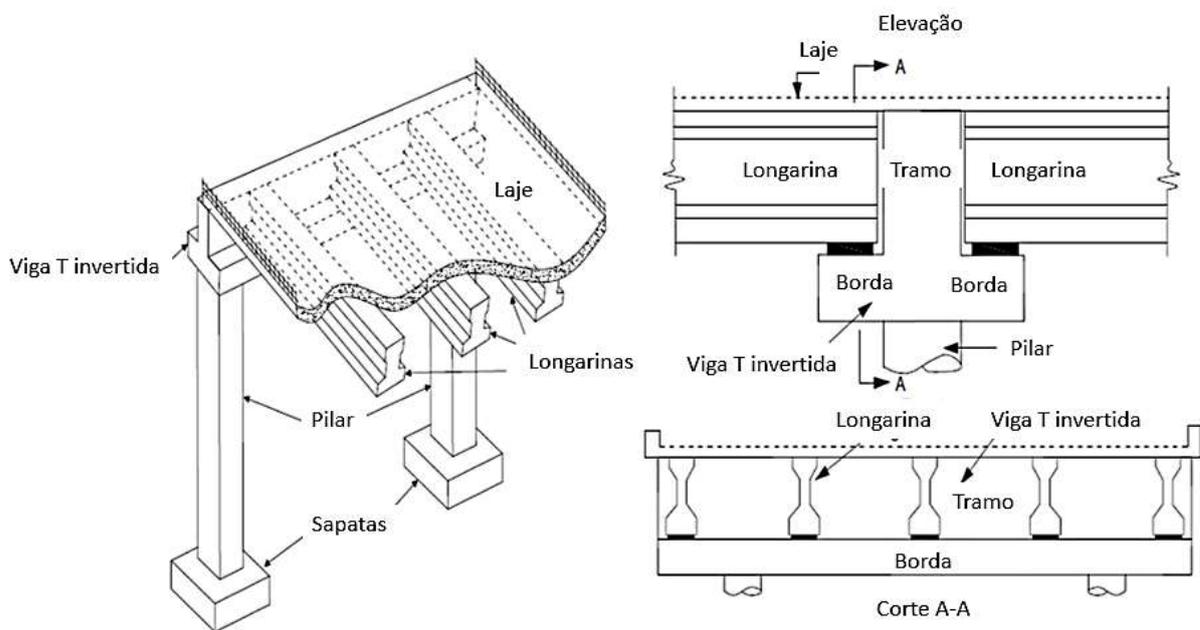
4 APLICAÇÃO DO MÉTODO DAS BIELAS EM VIGAS T INVERTIDAS

4.1 COMPORTAMENTO DAS VIGAS T INVERTIDAS

As vigas T invertidas (VTI) não seguem a hipótese de Bernoulli que apresenta o atributo de que “seções planas permanecem planas” pois há descontinuidade devido aos dentes e devido as cargas aplicadas pelas longarinas. Uma das principais complicações para o projeto dessas vigas é o comportamento da borda.

Como pode ser observado na Figura 4.1, o sistema estrutural para uma viga T invertida é diferente do sistema convencional com viga retangular. A borda da VTI serve como apoio para as longarinas, enquanto o tramo fornece uma profundidade necessária para suportar as forças de flexão e de cisalhamento. As vigas T invertidas se apoiam nos pilares que descarregam seus esforços nas fundações, aqui representadas como sapatas. Sobre as longarinas e o tramo da viga invertida apoia-se a laje e a possível pavimentação asfáltica, se houver.

Figura 4.1: Sistema estrutural de uma viga T invertida no pórtico de fechamento

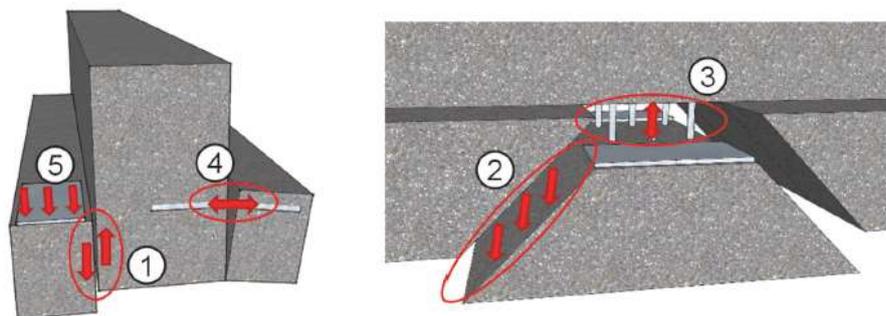


Fonte: Galal e Sekar, 2008 (adaptado)

Garber *et al.* (2017) apresentam o fato de que ao se projetar uma VTI ou qualquer outra estrutura com borda, há cinco principais tipos de rupturas que devem ser evitados. Os itens são descritos abaixo e numerados conforme Figura 4.2:

1. Ruptura por atrito de cisalhamento entre a borda e o tramo;
2. Ruptura por punção da borda no ponto de carregamento;
3. Insuficiência na armadura de suspensão (estribos) para transferência da carga da borda para o tramo;
4. Insuficiência ou falha na armadura de flexão da borda;
5. Ruptura do concreto sob o ponto de carregamento;

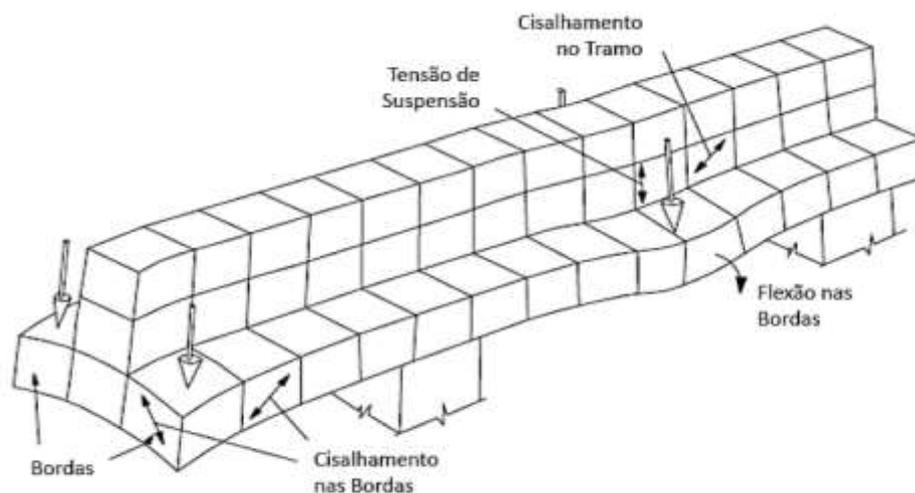
Figura 4.2: Mecanismos de ruptura da viga T invertida. (a) vista em corte. (b) vista longitudinal



Fonte: Gaber *et al.*, 2017

A Figura 4.3 apresenta um comportamento da viga T invertida submetida às ações estruturais. Observa-se que o apoio das longarinas sobre a face superior das bordas da viga VTI produz forças de tração vertical (tensões de suspensão), além disso observa-se que a distribuição de tensões é complexa e diferente de vigas retangulares.

Figura 4.3: Ações estruturais em vigas T invertidas

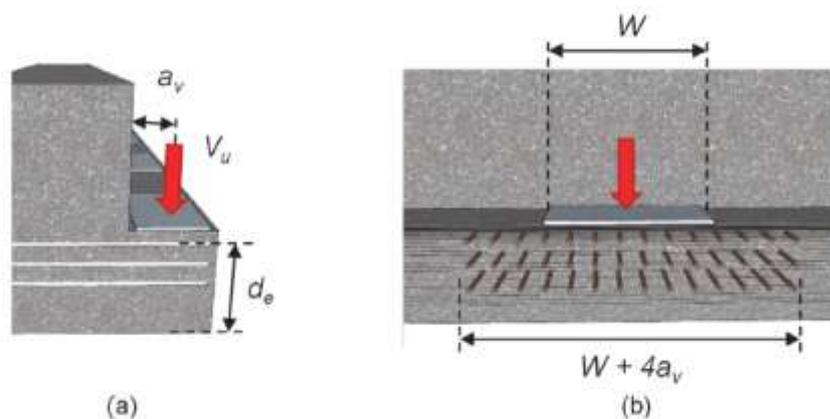


Fonte: Galal e Sekar, 2008 (adaptada)

4.1.1 Ruptura por cisalhamento da borda

O atrito por cisalhamento ocorre quando há deslizamento entre duas seções ao longo de um plano (Figura 4.4). A área de concreto e aço que contribui para a capacidade de atrito de cisalhamento depende da largura da almofada do apoio (w) e da distância entre o centroide do ponto de carga até a superfície lateral da borda (a_v) (GABER *et al.*, 2017).

Figura 4.4: Ruptura por cisalhamento da borda. (a) vista em corte; (b) vista longitudinal



Fonte: Gaber *et al.*, 2017

As Equações 4.1 a 4.3 são fornecidas pela AASHTO LRFD *Bridge Design Specification* (2012) para estimar a capacidade nominal ao cisalhamento.

$$V_{ni} = c \cdot A_{cv} + \mu \cdot (A_{vf} \cdot f_y + P_c) \quad (4.1)$$

$$V_{ni} \leq K_1 \cdot f'_c \cdot A_{cv} \quad (4.2)$$

$$V_{ni} \leq K_2 \cdot A_{cv} \quad (4.3)$$

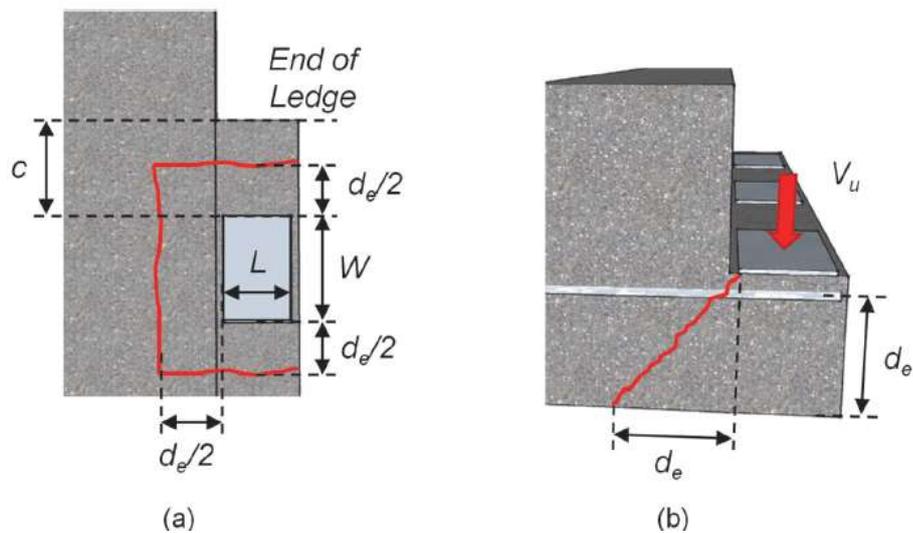
Onde,

- V_{ni} Resistência nominal ao cisalhamento;
- A_{cv} Área de concreto considerada na interface de cisalhamento;
- A_{vf} Área de armadura na interface do plano de cisalhamento;
- c Fator de coesão, $c=2,7579$ MPa;
- μ Fator de atrito, $c=1,40$;
- P_c Força permanente normal ao plano de cisalhamento, se a força for elástica, $P_c = 0$;
- K_1 Parcela da resistência do concreto disponível para resistir ao cisalhamento na interface, $K_1 = 0,25$
- K_2 Limite da resistência ao cisalhamento na interface, $K_2 = 1,50$

4.1.2 Ruptura por punção no ponto de carregamento

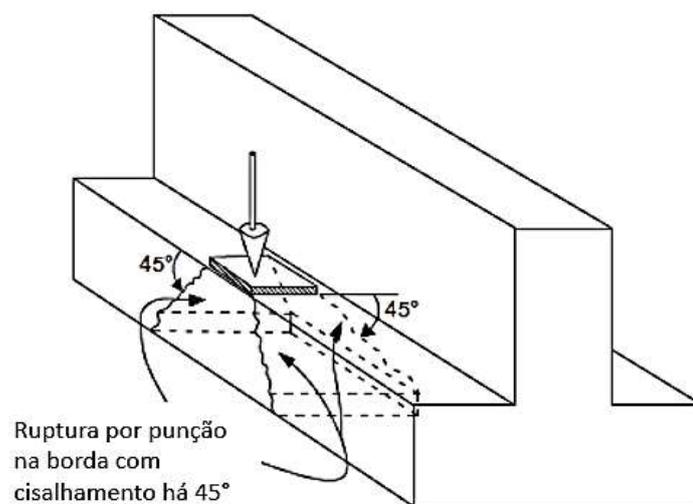
A capacidade de cisalhamento a punção (Figura 4.5 e 4.6) é estimada pela superfície de falha em torno do perímetro da almofada de apoio do ponto de carregamento e a capacidade nominal de corte depende da localização do ponto de aplicação da carga (GABER *et al.*, 2017).

Figura 4.5: Ruptura por punção no ponto de carregamento. (a) vista superior; (b) vista em corte



Fonte: Gaber *et al.*, 2017

Figura 4.6: Modo de falha por punção na borda



Fonte: Galal e Sekar, 2008 (adaptada)

As Equações 4.4 e 4.5 são fornecidas pela AASHTO LRFD *Bridge Design Specification* (2012) para estimar a capacidade nominal a punção. A Equação 4.4 é utilizada para as placas de apoio internas ou de extremidades onde distância da extremidade “c” for superior a “S/2”. A Equação 4.5 é utilizada para as placas de apoios de extremidade quando a distância “c” é inferior a “S/2” e “c-0,5W”.

$$V_n = 0,125 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot (W + 2 \cdot L + 2 \cdot d_e) \cdot d_e \quad (4.4)$$

$$V_n = 0,125 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot (W + L + d_e) \cdot d_e \quad (4.5)$$

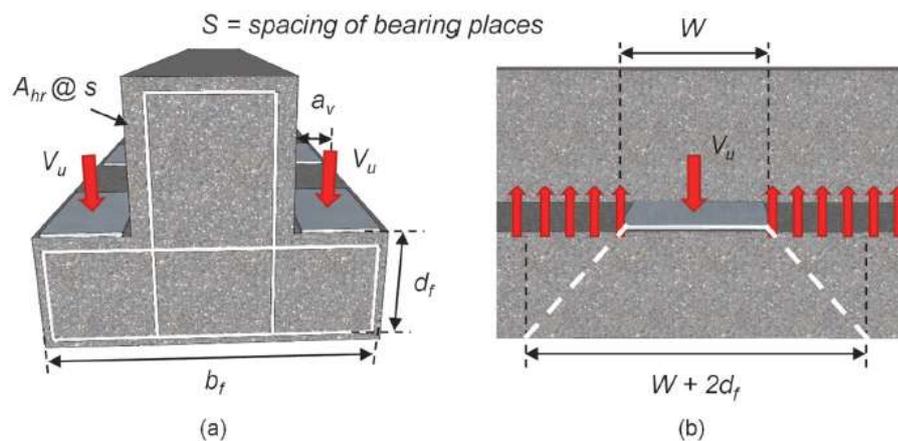
Onde,

- V_n Resistência nominal a punção;
- W Comprimento da placa de apoio;
- L Largura da placa de apoio
- d_e Distância da borda superior da aba até o tirante inferior;

4.1.3 Insuficiência da armadura de suspensão (estribos)

Deve ser dimensionado uma armadura de suspensão (Figura 4.7), tal que a mesma seja suficiente para permitir que a carga seja transferida da borda para o tramo da viga e esta deve ser verificada para o estado limite de serviço (GABER *et al.*, 2017).

Figura 4.7: Insuficiência da armadura de suspensão. (a) vista em corte; (b) vista longitudinal

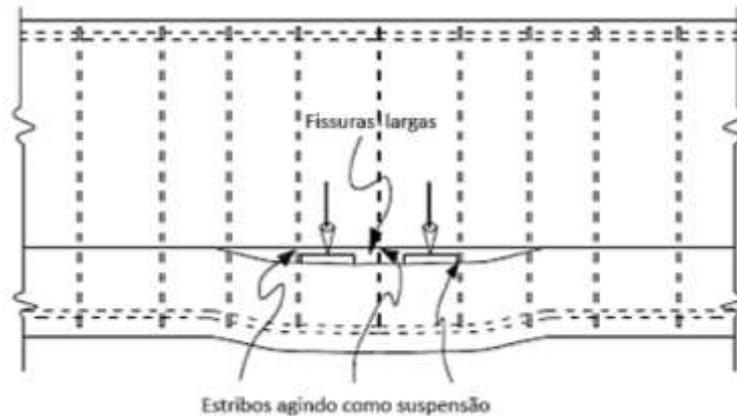


Fonte: Gaber *et al.*, 2017

A AASHTO LRFD *Bridge Design Specifications* (2012), salienta a importância de uma armadura adicional além da armadura mínima calculada para cisalhamento.

A Figura 4.8 apresenta o modo que ocorre o mecanismo de falha por falta de armadura a suspensão.

Figura 4.8: Modo de falha por armadura de suspensão



Fonte: Galal e Sekar, 2008 (adaptada)

As Equações 4.6 a 4.8 são fornecidas pela AASHTO LRFD *Bridge Design Specification* (2012). A Equação 4.6 é usada para estimar a resistência ao cisalhamento da borda fornecida por uma viga de aba única (viga L) para o estado limite de serviço. O menor valor entre as Equações 4.7 e 4.8 deve ser adotado como a resistência nominal ao carregamento em estado limite de serviço para vigas T em específica. Os parâmetros envolvidos nas equações podem ser observados na Figura 4.7 e 4.9.

$$V_n = \frac{A_{hr} \cdot (0,5 \cdot f_y)}{s} \cdot (W + 3 \cdot a_f) \quad (4.6)$$

$$V_n = \frac{A_{hr} \cdot f_y}{s} \cdot S \quad (4.7)$$

$$V_n = \left(0,063 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_f \cdot d_f + \frac{A_{hr} \cdot f_y}{s} \cdot (W + 2 \cdot d_f) \right) \quad (4.8)$$

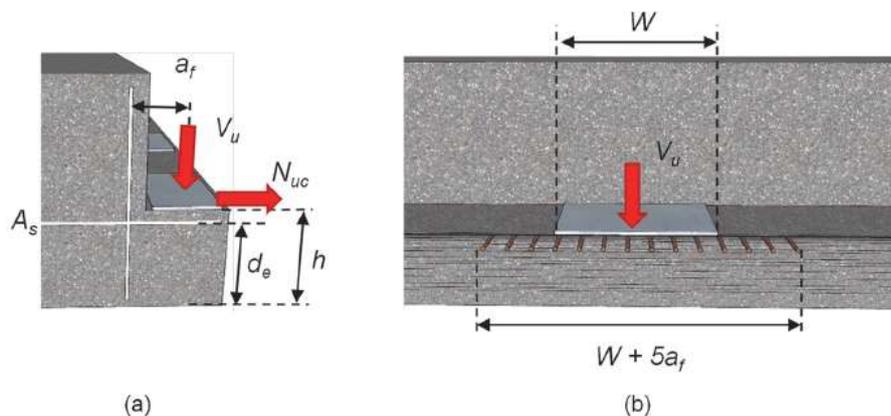
Onde,

- V_n Resistência nominal ao cisalhamento;
- W Comprimento da placa de apoio;
- a_f Distância de aplicação da carga ao tirante vertical de suspensão
- A_{hr} Área de um ramo do estribo vertical de suspensão;
- S Espaçamento das placas de apoio.
- s Espaçamento entre estribos.

4.1.4 Insuficiência da armadura de flexão da borda

A armadura de borda deve ser calculada de maneira suficiente para resistir à flexão e forças axiais encontradas em elementos estruturais padrões (Figura 4.9). A quantidade de armadura que é permitida considerar como contribuição na resistência às forças de flexão e axiais desses elementos deve ser menor que $W + 5 \cdot a_f$, onde W corresponde a largura da almofada de apoio e a_f a distância do eixo da carga até a superfície lateral do tramo (GABER *et al.*, 2017).

Figura 4.9: Modo de ruptura por insuficiência da armadura de flexão da borda. (a) vista em corte; (b) vista longitudinal



Fonte: Gaber *et al.*, 2017

4.1.5 Ruptura do concreto sob o ponto de carregamento

Finalmente, a área de apoio e a resistência do concreto devem ser verificadas para garantir que seja fornecida uma capacidade suficiente de resistência para o ponto de aplicação do carregamento (GABER *et al.*, 2017). Tal verificação pode ser feita através da Equação 4.9 fornecida pela AASHTO LRFD *Bridge Design Specifications* (2012).

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot A_1 \cdot m \quad (4.9)$$

Onde,

P_n Resistência nominal;

A_1 Área sob a placa de apoio;

m Fator de modificação da capacidade de carga;

5 LEVANTAMENTO DE ESFORÇOS EM TRANSVERSINAS DE APOIO DE PONTES E VIADUTOS

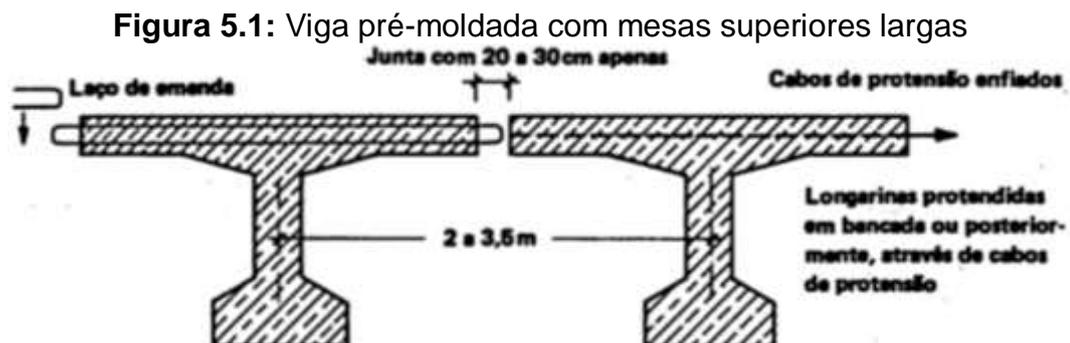
A ABNT NBR 7.188:2013 apresenta a definição de que pontes são estruturas sujeitas a ação de carga em movimento, com posicionamento variável, no qual será considerado como carga móvel, utilizada para transpor um obstáculo natural (rio, córrego, vale etc.).

As pontes compostas por vigas podem ser classificadas de acordo com a sua seção, ou seja, em aberta ou celular. As consideradas em seção aberta são conhecidas como vigas T ou I sendo compostas por longarinas, transversinas e lajes, de maneira a formar uma grelha. A seção celular, ou seção caixão, é composta por uma peça única com distribuição uniforme das cargas por toda sua seção.

A viga T é uma forma de seção transversal muito condizente para concreto armado e protendido. O banzo tracionado se concentra na parte inferior da alma. Tais vigas T de pontes, devido à laje do tabuleiro, possuem sempre grande mesa de compressão em cima, e com isso, um eixo baricêntrico situado bastante alto na seção transversal, podendo assim absorver momentos negativos de maneira limitada (Leonhardt, 1919).

Leonhard (1919) cita que em geral, vigas T ou I são pré-moldadas e protendidas para o vão inteiro, sendo que na direção transversal existem três possibilidades para a formação do tabuleiro.

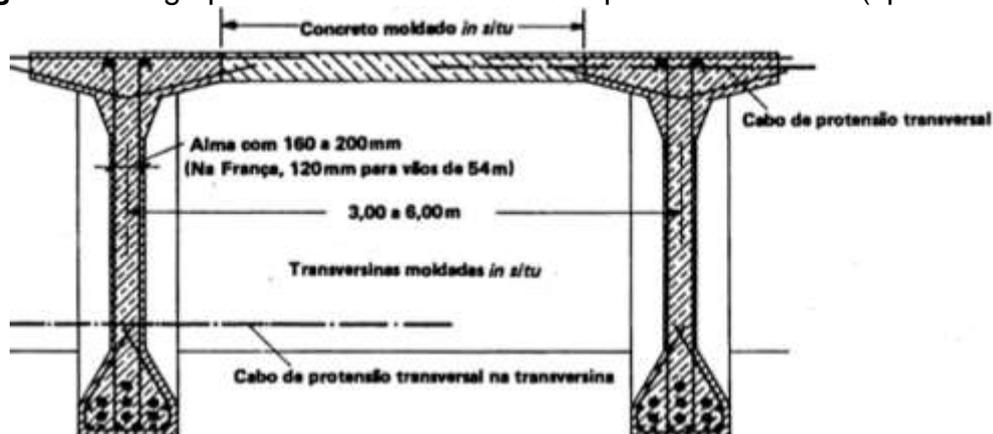
1. A primeira é a seção transversal com mesas superiores largas, juntas de concretagens estreitas, armadura transversal constituída apenas por laços para emenda e protensão transversal (Figura 5.1).



Fonte: Leonhard, 1919.

2. A segunda possibilidade consiste em seção transversal com mesas superiores estreitas, sendo o trecho entre vigas executado com concreto moldado *in situ* (Figura 5.2). O desenvolvimento da técnica tem proporcionado distâncias entre longarinas cada vez maiores. A necessidade de manter baixo o peso de montagem das vigas fez com que fosse preciso aumentar o trecho de concreto moldado *in situ*. Dessa forma, o peso de montagem das vigas pode ir até 180t e os vãos até cerca de 54 metros.

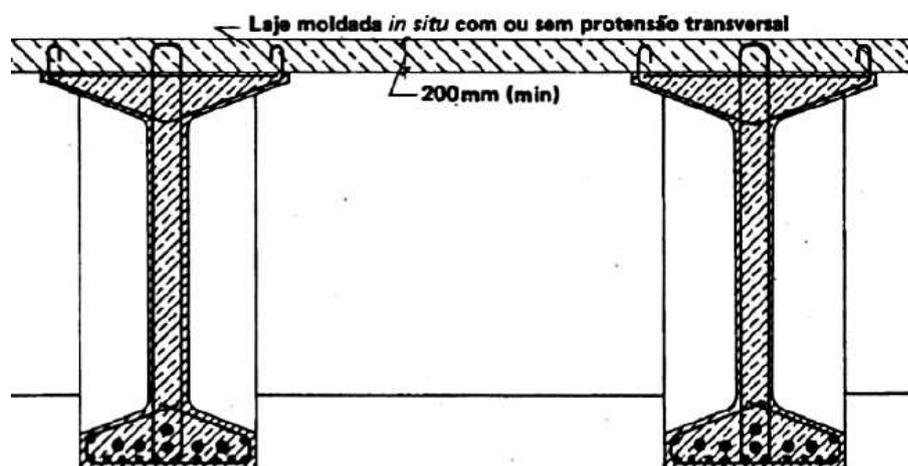
Figura 5.2: Viga pré-moldada com mesas superiores estreitas (tipo francês)



Fonte: Leonhard, 1919.

3. Uma terceira possibilidade é a seção transversal com banzo superior estreito e laje de concreto moldado *in situ* em toda a extensão do tabuleiro (processo misto) (Figura 5.3). Valem os mesmos valores-limites indicados no item 2 acima.

Figura 5.3: Vigas pré-moldadas com conectores nas mesas para ligação com a laje do tabuleiro concretada *in situ* em toda sua extensão



Fonte: Leonhard, 1919.

5.1 CARREGAMENTOS

Os carregamentos que devem ser considerados para o dimensionamento de pontes são especificados pela ABNT NBR 7.187:2003 – Projeto de pontes de concreto armado e concreto protendido – procedimentos. Assim, as principais cargas que atuam em tabuleiros de pontes constituem em ações permanentes (peso próprio, revestimento, defesa, etc.), ações variáveis e ações excepcionais.

5.1.1 Ações permanentes

De acordo com a ABNT NBR 7.187:2003, as cargas permanentes são representadas pelas ações que são consideradas constantes ao longo da vida útil da construção. Também são consideradas permanentes, as ações que crescem no tempo, tendendo a um valor limite constante. Dentre outras, podem ser consideradas:

- a) As cargas provenientes do peso próprio de elementos estruturais;
- b) As cargas provenientes do peso da pavimentação, dos trilhos, dormentes, revestimentos, barreiras, guarda-rodas e dispositivos de sinalização;
- c) Os empuxos de terra e de líquidos;
- d) As forças de protensão;
- e) As deformações impostas, isto é, provocadas por fluência e retração do concreto, variação de temperatura e deslocamentos de apoios.

5.1.1.1 Peso próprio dos elementos estruturais

No cálculo da carga permanente devido ao peso próprio da estrutura, este varia de acordo com o tipo de material que irá compor a construção. Segundo a ABNT NBR 7.187:2003 deve ser adotado um valor mínimo para o peso específico de 24 kN/m³ para concreto simples e 25 kN/m³ para concreto armado ou protendido.

5.1.1.2 Pavimentação

Para a pavimentação, deve ser adotado para o peso específico o valor mínimo de 24 kN/m³, prevendo uma carga adicional de 2 kN/m² para atender a um possível recapeamento. A consideração desta carga adicional pode ser dispensada, a critério do proprietário da obra, no caso de pontes de grandes vãos (NBR 7.187, 2003).

5.1.1.3 Empuxo de Terra

A NBR 7.187:2003 argumenta que a consideração do empuxo de terra nas estruturas deve ser determinada de acordo com os princípios da mecânica dos solos, em função da sua natureza (ativo, passivo ou de repouso), características do terreno, inclinação dos taludes e parâmetros. De maneira simplificada, pode ser considerado que o solo não tenha coesão e que não haja atrito entre o terreno e a estrutura, desde que as solicitações assim determinadas estejam a favor da segurança.

O peso específico do solo úmido deve ser considerado no mínimo igual a 18 kN/m³ e o ângulo de atrito interno no máximo igual a 30°. Os empuxos ativo e de repouso devem ser considerados nas situações mais desfavoráveis. O empuxo passivo pode ser levado em conta se houver garantia de que sua ocorrência será ao longo de toda a vida útil da obra (NBR 7.187, 2003).

5.1.1.4 Empuxo d'água

O empuxo d'água e a subpressão devem ser considerados nas situações mais desfavoráveis para a verificação dos estados limites, sendo necessário dar uma melhor atenção ao estudo dos níveis máximos e mínimos dos cursos d'água e/ou lençol freático (NBR 7.187, 2003).

5.1.2 Ações variáveis

A ABNT NBR 7.187:2003 define as ações variáveis como de caráter transitório que compreendem, entre outras:

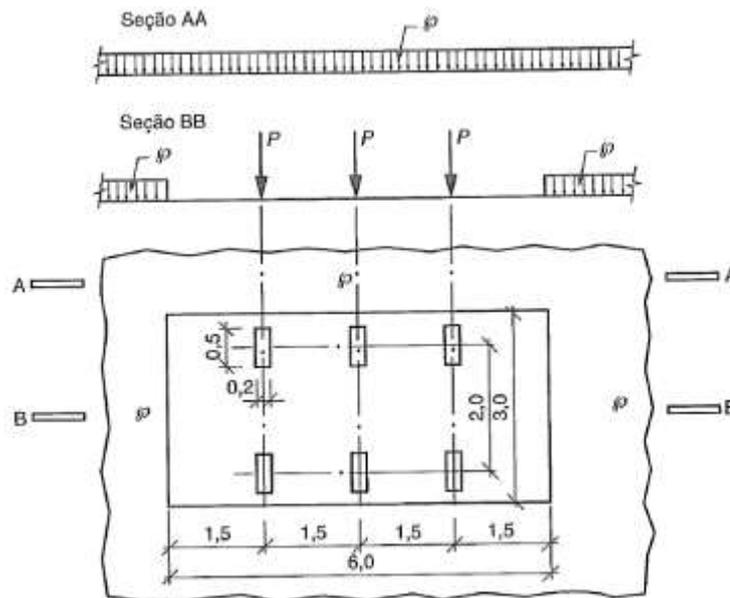
- a) Cargas móveis;
- b) Cargas de construção;
- c) Cargas de vento;
- d) O empuxo de terra provocado por cargas móveis;
- e) A pressão da água em movimento;
- f) O efeito dinâmico do movimento das águas;
- g) Variações de temperatura.

5.1.2.1 Cargas móveis

A ABNT NBR 7.188:2013 apresenta no item 5.1, a carga móvel e o veículo tipo que deve ser utilizado no dimensionamento de pontes no Brasil.

A carga móvel rodoviária padrão TB-450 é definida por um veículo tipo de 450 kN, com seis rodas, $P=75$ kN, três eixos de carga afastados entre si em 1,5 metros, com área de ocupação de $18,0 \text{ m}^2$ (largura de 3,0 metros e comprimento de 6,0 metros), circundada por uma carga uniformemente distribuída constante $p=5 \text{ kN/m}^2$, conforme Figura 5.4 (ABNT NBR 7.188, 2013).

Figura 5.4: Carga móvel rodoviária padrão



Fonte: ABNT NBR 7.188, 2013.

De acordo com o item 5.1 da ABNT NBR 7.188:2013, as cargas móveis devem ter seus valores característicos ponderados pelos coeficientes de impacto vertical (CIV), do número de faixas (CNF) e de impacto adicional (CIA).

Nas regiões destinadas a áreas de passeios para pedestres das pontes e viadutos, deve ser adotado uma carga uniformemente distribuída de 3 kN/m^2 na posição mais desfavorável em simultâneo com a carga móvel rodoviária proveniente do trem tipo. As ações sobre os elementos estruturais não são ponderadas pelos Coeficientes de Impacto Vertical (CIV), Coeficiente do Número de Faixas (CNF) e Coeficiente de Impacto Adicional (CIA) (ABNT NBR 7.188, 2013).

O Coeficiente de Impacto Vertical é calculado pela Equação 5.1.

$$\text{CIV} = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{\text{Liv} + 50} \right) \quad (5.1)$$

Onde:

CIV Coeficiente de Impacto Vertical. $CIV=1,35$ se $Liv \leq 10$ m;

Liv Vão em metros para estruturas isostáticas;

O Coeficiente de Número de Faixas pode ser calculado pela Equação 5.2.

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (n - 2) > 0,9 \quad (5.2)$$

Onde:

n é o número inteiro de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo. Acostamentos e faixas de segurança não são faixas de tráfego de rodovia.

O Coeficiente de Impacto Adicional (CIA) constitui o valor de 1,25 para obras de concreto ou mistas e deve ser majorada nas regiões das juntas estruturais e extremidades da obra. (ABNT NBR 7.188:2003).

A carga móvel pode assumir qualquer posição em toda a pista rodoviária desde que seja com as rodas na posição mais desfavorável, inclusive acostamentos e faixas de segurança. A carga distribuída deve ser aplicada na posição mais desfavorável, independentemente das faixas rodoviárias (ABNT NBR 7.188, 2013).

5.2 OBTENÇÃO DOS ESFORÇOS ATUANTES NAS LONGARINAS

A estrutura bidimensional do tabuleiro forma uma grelha, e deve ser considerada a variação do posicionamento do veículo tipo na ABNT NBR 7.188:2013. Para a análise das pontes em grelha, se faz necessário o estudo da distribuição transversal dos esforços. Tal distribuição pode ser efetuada por diversos métodos analíticos, ou ainda pelo Método dos Elementos Finitos (MEF).

Segundo Góes *et al.* (2006), o método da placa ortotrópica é aquele em que “a complexidade da ortotropia física (material) e geométrica da ponte pode ser reduzida para uma placa ortotrópica com propriedades elásticas equivalentes”. Dessa forma, estruturas complexas, com diversas dimensões, reações e comportamentos diferentes podem ser simplificadas e estudadas de forma menos trabalhosa.

Segundo Alves, Almeida e Judice (2004), o primeiro estudo sobre placas ortotrópica foi realizado por Huber em 1914, o qual analisou as lajes de concreto armado com suas propriedades elásticas em ambas as direções ortogonais.

Diversos estudos posteriores foram realizados e em 1940 Leonhardt desenvolveu um estudo de lajes ortotrópica analisando grelhas engastadas e contínuas, sendo este o conhecido “Método de Leonhardt”. Tal método foi utilizado para o estudo dos coeficientes de distribuição transversal, desprezando-se a torção do conjunto e considerando a laje apenas como uma parcela colaborante da inércia das vigas (ALVES; ALMEIRA; JUDICE, 2004).

Também em 1940, Courbon e Engesser desenvolveram o método dos coeficientes de distribuição transversal para modelos em grelha, considerando transversinas com rigidez infinita. Este método é conhecido como “Método de Engesser-Courbon”, mas que não é possível de ser aplicado para vigas de seção celular com longarinas não paralelas, visto que uma das premissas é a de que as longarinas são paralelas, ligadas entre si perpendicularmente por transversinas e possuem inércia constante.

A partir de 1946, Guyon, juntamente com Massonet e Bares, desenvolveram novos estudos sobre lajes ortotrópica, chegando-se por fim ao Método de Guyon – Massonet – Bares, um dos métodos clássicos de cálculo de tabuleiros, que analisa a grelha do tabuleiro assimilada a um sistema contínuo, ou placa ortotrópica, incluindo a rigidez à torção das vigas (ALVES; ALMEIRA; JUDICE, 2004).

Jacques Fauchart apresentou em 1972 um estudo das distribuições transversais dos carregamentos em estruturas, avaliando as rigidezes das vigas que compõem a estrutura através de molas (FANTI, 2007).

Em 1977, Jayme Mason estudou o efeito da laje e de transversinas na distribuição transversal de esforços na superestrutura de seções celulares, apresentando uma metodologia de estudos para determinação dos coeficientes de distribuição transversal nesse tipo de estrutura (MASON, 1977).

Segundo Azevedo (2003), nas décadas de 60 e 70, o Método dos Elementos Finitos foi apresentado, sendo o termo “elemento finito” utilizado pela primeira vez por

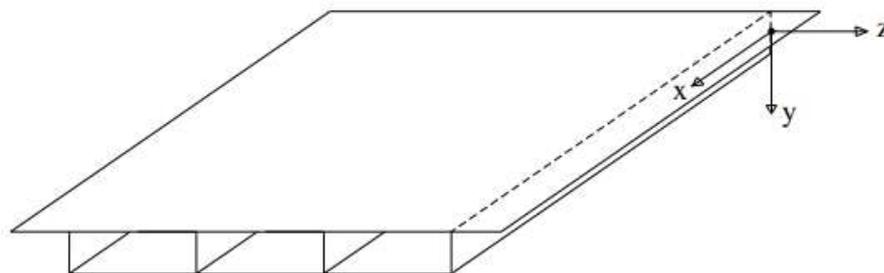
Ray Clough em seu artigo “*The Finite Element in Plane Stress Analysis*”, datado de 1960. Foi nas décadas de 80 e 90, juntamente ao desenvolvimento de computadores, que tal método passou a ser utilizado por engenheiros para análise de estruturas.

No presente trabalho será utilizado o Processo de Fauchart (1972, *apud* LUCHI, 2006) elaborado para cálculo da influência transversal, ou seja, da atuação do esforço destinado a cada longarina deste tipo de estrutura, sendo que o método é específico para longarinas sem transversinas intermediárias.

5.2.1 Processo de Fauchart

O Processo de Fauchart é aplicável em tabuleiros de múltiplas longarinas sem transversinas intermediárias. As longarinas devem ter a condição de apoio classificada como biapoçadas e possuem inércia constante. Neste processo, o trabalho longitudinal das lajes não é considerado (STUCCHI, 2006). Klinsky (1999) apresenta que para tabuleiros com vão principal de dimensão muito superior à sua largura, o mesmo pode ser idealizado como viga, desenvolvendo, assim, um modelo unidimensional onde os efeitos de flexão e de torção atuantes na seção transversal ocasionam deslocamentos relativos inferiores aos deslocamentos gerados na direção longitudinal. A Figura 5.5 apresenta a superestrutura em grelha para aplicação do método.

Figura 5.5: Superestrutura em grelha



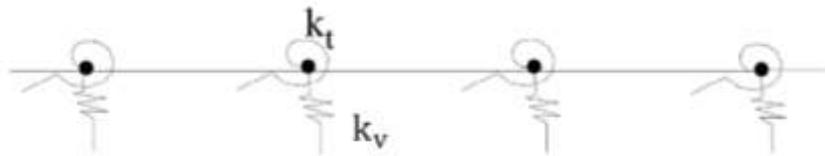
Fonte: Stucchi, 2006 (adaptada).

De acordo com Fanti (2007), o Método de Fauchart permite a transformação de um modelo bidimensional em unidimensional, com base na avaliação das rigidezes das vigas longitudinais com uso de molas (ou parâmetros de rigidezes).

O problema se reduz a solução de uma faixa unitária da laje onde as vigas

longarinas são substituídas por apoios flexíveis. Assim, Fauchart propõe o cálculo de uma estrutura plana que representa um metro de largura de seção transversal do tabuleiro. As vigas principais (longarinas) são substituídas por parâmetros de rigidez (molas) que impõem resistência ao deslocamento vertical e à rotação (Figura 5.6) e representam o comportamento das vigas principais. A constante das molas depende das características geométricas das longarinas e são obtidas a partir da aplicação da Teoria de Euler-Bernoulli para vigas e sua resolução a partir de séries de Fourier (HEINEN, 2016).

Figura 5.6: Seção transversal resultante do Processo de Fauchart



Fonte: Stucchi, 2006 (adaptada).

Para cálculo dos coeficientes de mola do Processo de Fauchart, deve-se seguir as Equações 5.3 e 5.4 a seguir:

$$k_v = \left(\frac{\pi}{l}\right)^4 \cdot E_{cs} \cdot I \quad (5.3)$$

$$k_t = \left(\frac{\pi}{l}\right)^2 \cdot G \cdot I_t \quad (5.4)$$

Onde,

- k_v Constante de mola vertical;
- k_t Constante de mola transversal;
- l Comprimento do vão
- I Inércia da seção, conforme apêndice A;
- I_t Inércia polar da seção, conforme apêndice A;
- E_{cs} Módulo de elasticidade secante, item 8.2.8 da NBR 6.118:2014;
- G Módulo de elasticidade transversal;

O módulo de elasticidade deve ser calculado pelo item 8.2.8 da ABNT NBR 6.118:2014.

Para obter a solução, comumente, utiliza-se um processo iterativo onde uma carga unitária percorre a seção e permite determinar as linhas de influência para a carga vertical e o momento torçor distribuído na viga. O processo de cálculo da influência consiste em registrar quais alterações uma força unitária aplicada em outros nós causa no nó de referência, possibilitando assim a identificação da região do tabuleiro mais desfavorável para cada longarina.

Pelo Teorema de Müller-Breslau, a linha de influência para um determinado esforço em uma determinada seção, corresponde à linha deformada dessa estrutura quando um deslocamento unitário, associado a este esforço, é imposto nessa seção. Logo, conclui-se que para uma carga vertical, o deslocamento relativo imposto seria um recalque de apoio unitário e para o momento, seria uma rotação unitária no apoio. Assim, após a criação do modelo, para obtenção da linha de influência de reações verticais, para qualquer viga, basta aplicar sobre ela uma carga unitária e obter sua deformada. Da mesma forma, que para LI do momento torçor, aplica-se uma carga unitária de rotação e dispor de sua deformada (SOUZA; ANTUNES, 2012).

Como o veículo tipo prescrito na norma é de natureza móvel e aplicado sobre o tabuleiro do viaduto, se faz necessário distinguir qual parcela deste carregamento se direciona para cada longarina. Para isso, carrega-se a seção transversal do tabuleiro observando a linha de influência resultante do Processo de Fauchart, para que se posicione o veículo tipo nas posições de influência máxima positiva e negativa da viga em questão. Assim, multiplicado as cargas concentradas aplicadas no tabuleiro pela influência pontual da viga, se obtém o valor da carga pontual que é direcionada para a longarina em questão. O mesmo se aplica para as cargas distribuídas, separadamente nas faixas positivas e negativas da influência; se o valor da carga distribuída for constante, este pode ser multiplicado pela área do gráfico de influência da viga analisada, obtendo assim a magnitude da carga distribuída longitudinalmente na longarina em questão (TRENTINI; MARTINS, 2015).

5.2.2 Coeficiente de majoração e combinação dos esforços

A ABNT NBR 8.681:2003 especifica que um tipo de carregamento é um conjunto de ações que têm probabilidade de atuarem simultaneamente, ou não, sobre uma estrutura, durante um período de tempo preestabelecido. Em cada tipo de

carregamento, as ações devem ser combinadas de diferentes maneiras, a fim de que se possa determinar o esforço mais desfavorável na estrutura. Nas combinações de utilização são consideradas todas as ações permanentes e as variáveis de acordo com a ocorrência.

5.2.2.1 Combinações Últimas Normais

As Combinações Últimas normais são dadas pela seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \cdot \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} \cdot F_{Qj,k} \right] \quad (5.5)$$

Onde,

- F_d Valores de cálculo das ações;
- $F_{Gi,k}$ Valor característico das ações permanentes;
- $F_{Q1,k}$ Valor característico das ações variáveis considerada como ação principal para a combinação;
- $F_{Qj,k}$ Valor característico das ações variáveis considerada como secundárias para a combinação;
- Ψ_{0j} Valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis;
- γ_{gi} Coeficiente de ponderação das ações permanentes, igual a 1,35 para pontes em geral. Item 5.1.4.1, Tabela 2 da ABNT NBR 8.681:2003;
- γ_q Coeficiente de ponderação das ações variáveis, igual a 1,50 para pontes. Item 5.1.4.2, Tabela 5 da ABNT NBR 8.681:2003.

Em casos especiais devem ser consideradas duas combinações: numa delas, admite-se que as ações permanentes sejam desfavoráveis e na outra favoráveis a segurança (ABNT NBR 8.681, 2003).

5.2.2.2 Combinações Quase-Permanentes de Serviço

Na combinação Quase-Permanente de Serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase-permanentes conforme Equação 5.6:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_2 \cdot F_{Qjk} \quad (5.6)$$

Onde,

- $F_{d,uti}$ Valores de cálculo das ações referentes a combinação quase permanente;
- $F_{Gi,k}$ Valor característico das ações permanentes;
- $F_{Qj,k}$ Valor característico das ações variáveis;
- Ψ_2 Fator de redução referente à combinação de serviço, igual a 0,30 para pontes rodoviárias. Item 5.1.4.4, tabela 6 da ABNT NBR 8.681:2003.

5.2.2.3 Combinações Frequentes de Serviço

Nas Combinações Frequentes de Serviço, a variável principal F_{Q1} é tomada com seu valor frequente e todas as demais variáveis são tomadas com seus valores quase-permanentes, conforme Equação 5.7 a seguir:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} \cdot F_{Qj,k} \quad (5.7)$$

Onde,

- $F_{d,uti}$ Valores de cálculo das ações referentes a combinação frequente;
- $F_{Gi,k}$ Valor característico das ações permanentes;
- $F_{Q1,k}$ Valor característico das ações variáveis consideradas como ação principal para a combinação;
- $F_{Qj,k}$ Valor característico das ações variáveis consideradas como secundárias para a combinação;
- Ψ_1 Fator de redução referente à combinação de serviço, igual a 0,50 para pontes rodoviárias. Item 5.1.4.4, Tabela 6 da ABNT NBR 8.681:2003.
- Ψ_2 Fator de redução referente à combinação de serviço, igual a 0,30 para pontes rodoviárias. Item 5.1.4.4, Tabela 6 da ABNT NBR 8.681:2003.

5.2.2.4 Combinações Raras de Serviço

Nas Combinações Raras de Serviço, a ação variável principal F_{Q1} é tomada com seu valor característico e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes, conforme Equação 5.8 a seguir:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{1j} \cdot F_{Qj,k} \quad (5.8)$$

Onde,

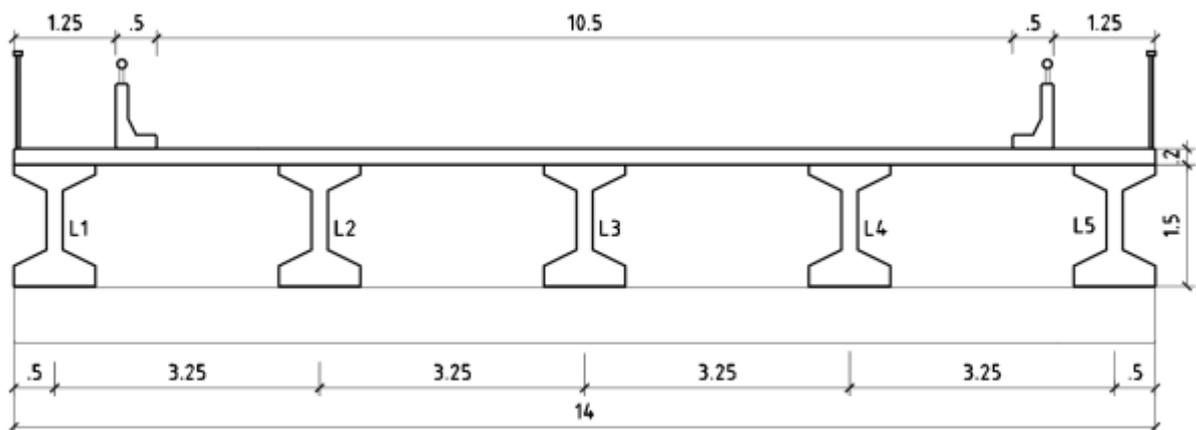
- $F_{d,uti}$ Valores de cálculo das ações referentes a combinação rara;
- $F_{Gi,k}$ Valor característico das ações permanentes;
- $F_{Q1,k}$ Valor característico das ações variáveis consideradas como ação principal para a combinação;
- $F_{Qj,k}$ Valor característico das ações variáveis consideradas como secundárias para a combinação;
- Ψ_1 Fator de redução referente à combinação de serviço, igual a 0,50 para pontes rodoviárias. Item 5.1.4.4, Tabela 6 da ABNT NBR 8.681:2003.

6 ESTUDO DE CASO

Como o objetivo é analisar o comportamento de uma viga T invertida para apoio das longarinas em estruturas do tipo ponte e viadutos, este capítulo se dedica a realizar o cálculo dos esforços que as longarinas provocam nas vigas T invertida em um tabuleiro idealizado.

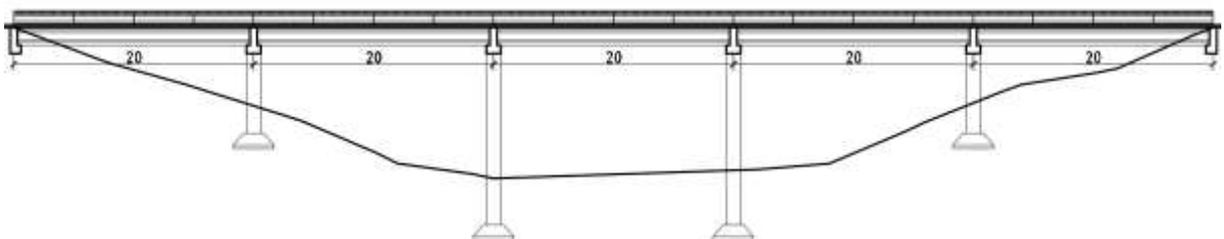
A estrutura idealizada para cálculo dos esforços possui um vão longitudinal de 20,0 metros, uma largura transversal de 14,0 metros e concreto com $f_{ck} = 35\text{MPa}$, sendo composta por 5 longarinas espaçadas entre eixos de 3,25 metros e altura da laje de 20 cm, conforme Figura 6.1. Na Figura 6.2 é possível observar o corte longitudinal do tabuleiro com o espaçamento entre os vãos.

Figura 6.1: Seção Transversal do Tabuleiro (dimensões em metros)



Fonte: O autor, 2019

Figura 6.2: Seção Longitudinal do Tabuleiro (dimensões em metros)



Fonte: O autor, 2019

De maneira a simplificar a visualização da concepção do sistema estrutural adotado, ou seja, sistema no qual as longarinas são apoiadas nas abas da viga T invertida, sendo que estas se apoiam nos pilares que descarregam seus esforços nas

fundações, a Figura 6.3 exibe uma ilustração em modelagem tridimensional da estrutura.

Figura 6.3: Modelagem Tridimensional da Estrutura

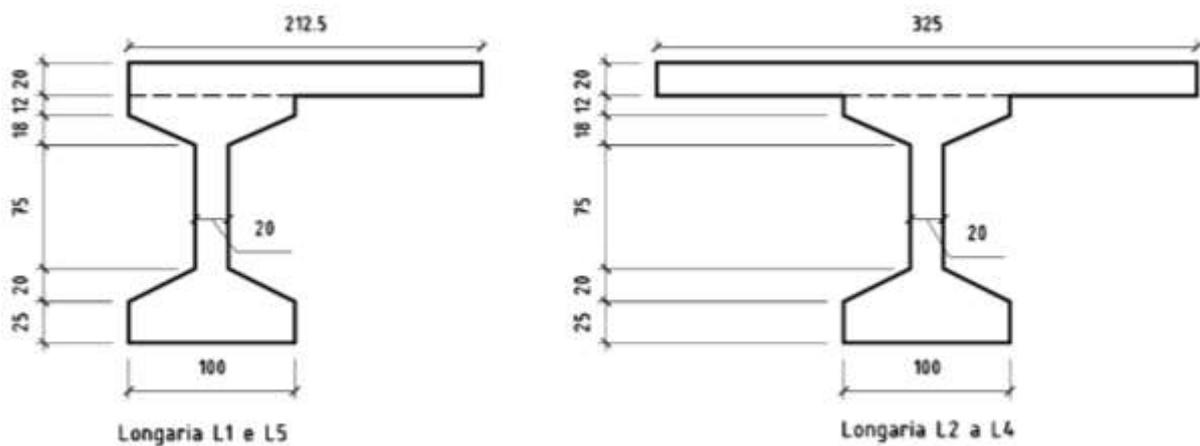


Fonte: O autor, 2019

6.1 CÁLCULO DOS ESFORÇOS ATUANTES NAS LONGARINAS

As propriedades geométricas necessárias para calcular os coeficientes de mola do Processo de Fauchart se referem a viga e a laje contribuinte da seção. A Figura 6.4 apresenta as seções das longarinas de maneira individual considerando a laje.

Figura 6.4: Seção transversal das longarinas compostas com as lajes (dimensões em centímetros)



Fonte: O autor, 2019

6.1.1 Processo de Fauchart

Utilizando as seções das longarinas apresentadas na Figura 6.4, é possível calcular suas características geométricas bem como os coeficientes de mola transversal e vertical referente ao Processo de Fauchart, valores estes apresentados na Tabela 6.1, no qual foram calculados pelas Equações 5.3 e 5.4.

Tabela 6.1: Propriedades físicas e geométricas das longarinas com os respectivos coeficientes de mola de Fauchart

Longarinas	E_{CS} (MPa)	G (MPa)	I (m ⁴)	I_T (m ⁴)	k_v (kN/m)	k_T (kN.m/rad)
1 e 5	35.283,50	14.701,46	0,4345	0,0145	9.333,42	5.259,79
2 a 4	35.283,50	14.701,46	0,4949	0,0179	10.630,86	6.493,12

Fonte: O autor, 2019

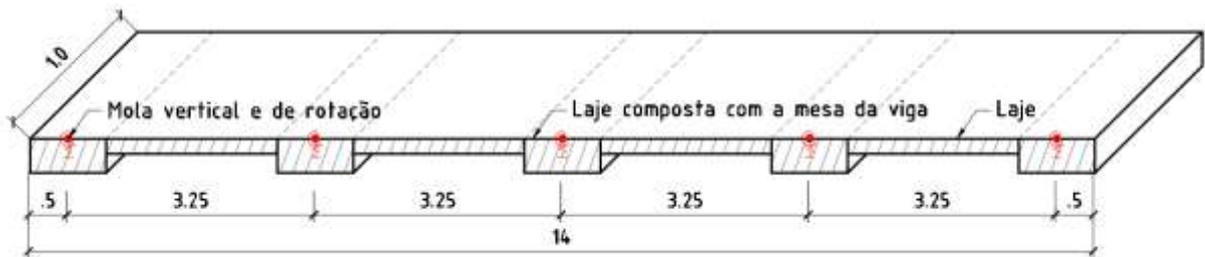
O módulo de elasticidade é calculado utilizando as equações prescritas na ABNT NBR 6.118:2014, item 8.2.8. A inércia sobre o eixo horizontal, que passa pelo centroide, é calculada utilizando o teorema dos eixos paralelos e a inércia polar pode ser calculada de inúmeras maneiras, sendo que foi adotado o Método de Gere e Weaver (1980), conforme cálculos apresentados no Apêndice A.

Com os coeficientes de mola do Processo de Fauchart calculados é possível fazer a análise estrutural do tabuleiro. Esta análise pode ser realizada por qualquer método que apresente soluções para estruturas hiperestáticas, sendo corriqueiramente utilizado *softwares* de análise estrutural para esse cálculo. Qualquer *software* que propicie o uso de vigas sobre apoios elásticos pode ser utilizado, dentre eles *Ftool*®, *Robot*® e *SAP2000*®.

Conforme apresentado no item 5.3.1, Fauchart propõe que para construir a linha de influência de uma dada estrutura é preciso que a mesma seja representada por uma estrutura plana com um metro de largura da seção transversal e não pelo seu comprimento total. Assim, para inserção do Processo de Fauchart em um *software* de análise estrutural, deve ser elaborada uma estrutura considerando que a região da laje que fica sobre a mesa da longarina é representada por uma barra de largura de 1 m na direção longitudinal, e possui uma altura total formada pela composição da altura da laje com a altura da mesa da região da viga (longarina). Enquanto que, a região da

barra que fica entre as duas mesas das longarinas deve possuir largura de 1 metro e a altura constituída apenas pela altura da laje, conforme Figura 6.5.

Figura 6.5: Estrutura de barra com seções visíveis representando a seção com largura unitária do tabuleiro



Fonte: O autor, 2019

Para realizar a análise da estrutura utilizou-se o *software* SAP2000®. No mesmo, foi necessário criar um material que fosse correspondente ao utilizado, no caso ao concreto com f_{ck} igual a 35 MPa e o módulo de elasticidade definido com o valor apresentado na Tabela 6.1. Para definições de geometrias foram criadas duas seções para perfis de barra: uma com 100x20 cm correspondente apenas a seção da laje, ou seja, região entre as longarinas onde a mesa da viga não é contribuinte, e outra 100x32 cm que representa a seção da laje composta com a mesa da viga, sendo esta na região de posicionamento das longarinas. São introduzidos nos pontos centrais das seções as molas com os coeficientes da Tabela 6.1, conforme Figura 6.6.

Figura 6.6: Transversina para análise do Processo de Fauchart com geometrias e coeficiente de molas definidos no SAP2000®

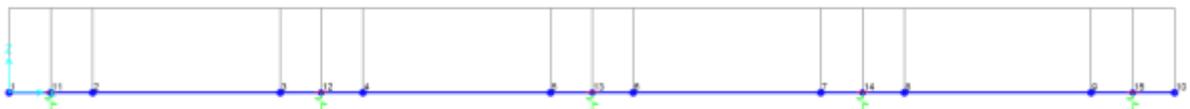
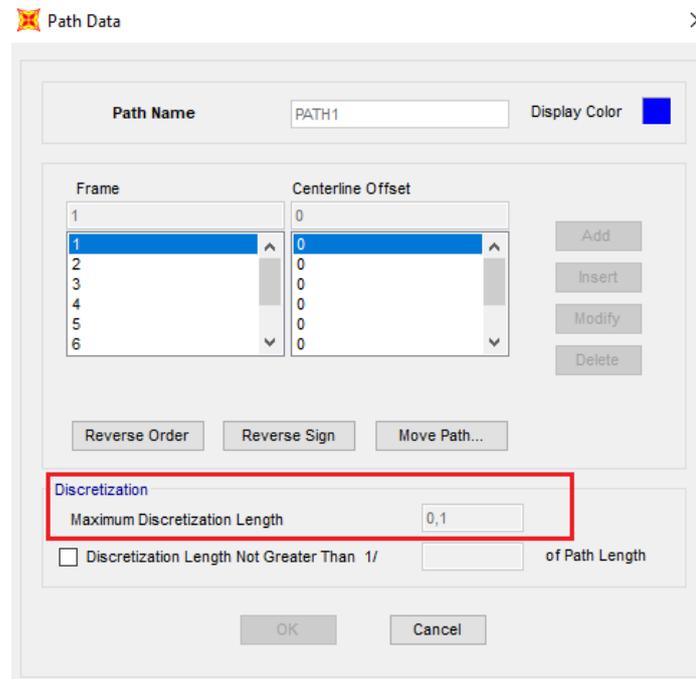


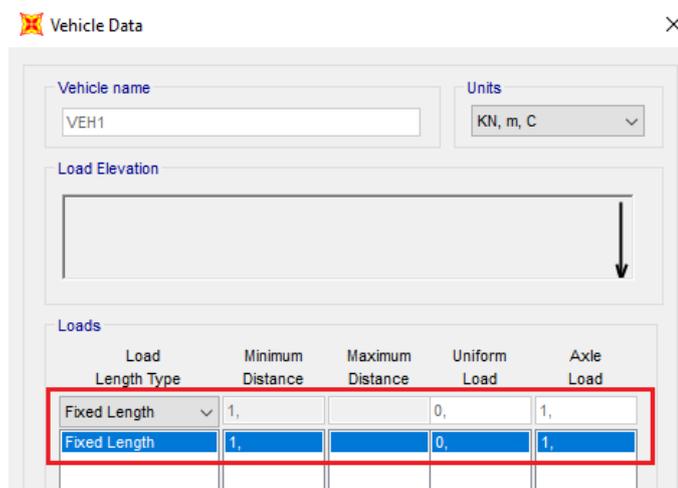
Figura 6.7: Configuração da discretização da carga unitária no SAP2000® para elaboração da linha de influência



Fonte: O autor, 2019

Escolhido a discretização da força unitária, faz-se necessário também configurar essa força, ou seja, apresentar que seu valor é 1. Assim, em “Define - Moving Loads - Vehicle” adiciona-se a característica de “Axle Load” correspondente a 1, conforme Figura 6.8.

Figura 6.8: Configuração da carga unitária no SAP2000® para elaboração da linha de influência



Fonte: O autor, 2019

O próximo passo é criar um caso de carregamento dentro do software de maneira que ele processe apenas a carga unitária que tem relação com a linha de influência ao invés de considerar peso próprio e demais possíveis carregamentos. Em “*Define – Load Case Add a New Load Case*” é adicionada uma nova combinação de carregamento para a carga móvel considerando que é uma carga em movimento com fator de escala 1, conforme Figura 6.9.

Figura 6.9: Configuração de combinação de carregamento móvel para a linha de influência no SAP2000®

Load Case Data - Moving Load

Load Case Name: ACASE1 [Set Def Name] [Modify/Show...]

Notes: [Design...]

Load Case Type: Moving Load [Design...]

Stiffness to Use:

- Zero Initial Conditions - Unstressed State
- Stiffness at End of Nonlinear Case

 Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Assign Number	Vehicle Class	Scale Factor	Min Loaded Paths	Max Loaded Paths	Paths Loaded
1	Linha_Influencia	1	0	0	All

Buttons: Add, Modify, Delete

MultiPath Scale Factors:

Number of Paths Loaded	Reduction Scale Factor
1	1

 [Modify]

Mass Source: MSSSRC1

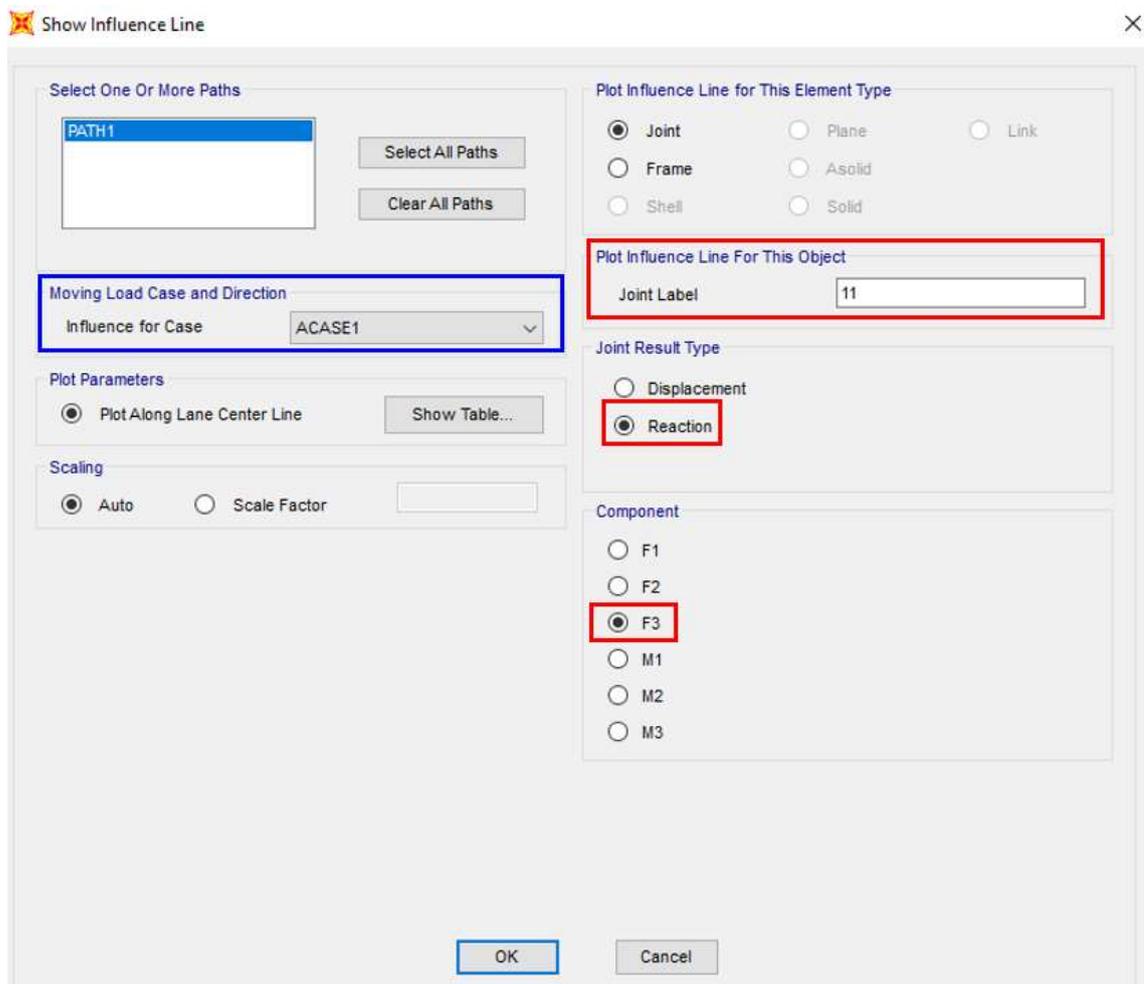
Buttons: OK, Cancel

Fonte: O autor, 2019

Com isso, é possível solicitar que a estrutura seja processada “*Run*”. O SAP2000® apresenta as linhas de influência de duas formas: gráficos e tabelas. Após o processamento, em “*Display – Show Influence Line*” é possível escolher as apresentações das linhas de influência (LI), conforme Figura 6.10. Em “*Joint Label*” coloca-se o número de referência do ponto na qual deseja-se gerar a LI. Assim, como exemplo, se o objetivo é obter a LI de esforço cortante da longarina 01, admite-se o ponto como sendo o de número 11 (ponto numérico gerado pelo SAP2000® de acordo com a ordem de lançamento da estrutura), que é o ponto central da longarina 01, conforme Figura 6.10. A opção “*Show Table*” destacada em azul gera a tabela de

dados plotados no gráfico.

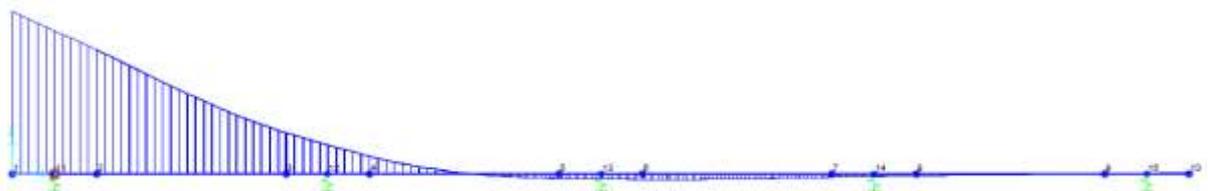
Figura 6.10: Configuração para apresentação das forças cortantes da longarina 01 no SAP2000®



Fonte: O autor, 2019

Após gerar o gráfico da LI o mesmo apresenta uma curva em relação ao apoio escolhido (no caso a longarina 01) apresentada na Figura 6.11.

Figura 6.11: Linha de Influência de força cortante da longarina 01 obtida no SAP2000®



Fonte: O autor, 2019

Para obtenção dos esforços finais, faz-se necessário colocar o veículo tipo da norma sobre a LI corrigindo os valores pela sua projeção no gráfico. Devido a complexibilidade para obter a área desses valores no SAP2000®, as tabelas geradas (conforme Figura 6.12) podem ser exportadas para plataforma .xml (excel), de maneira que suas coordenadas podem serem importadas posteriormente em qualquer “software” de plataforma CAD, sendo aqui utilizado o “software da Autodesk AutoCAD”.

Figura 6.12: Tabela de esforços da linha de influência obtida no SAP2000® posteriormente exportada para o AutoCAD

Case ACASE1 Influence for Joint 11, F3

	Path	Station	Sta. Dist	Global X	Global Y	Global Z	Influence / KN
			m	m	m	m	KN
1	PATH1	1	0,	0,	0,	0,	0,9681
2	PATH1	2	0,0999	0,0999	0,	0,	0,9454
3	PATH1	3	0,1998	0,1998	0,	0,	0,9226
4	PATH1	4	0,2997	0,2997	0,	0,	0,8998
5	PATH1	5	0,3996	0,3996	0,	0,	0,877
6	PATH1	6	0,4995	0,4995	0,	0,	0,8542
7	PATH1	7	0,5994	0,5994	0,	0,	0,8313
8	PATH1	8	0,6993	0,6993	0,	0,	0,8082
9	PATH1	9	0,7992	0,7992	0,	0,	0,7851
10	PATH1	10	0,8991	0,8991	0,	0,	0,7618
11	PATH1	11	0,999	0,999	0,	0,	0,7385
12	PATH1	12	1,0969	1,0969	0,	0,	0,7154
13	PATH1	13	1,1948	1,1948	0,	0,	0,6921
14	PATH1	14	1,2927	1,2927	0,	0,	0,6685
15	PATH1	15	1,3907	1,3907	0,	0,	0,6449
16	PATH1	16	1,4886	1,4886	0,	0,	0,6212
17	PATH1	17	1,5865	1,5865	0,	0,	0,5975
18	PATH1	18	1,6844	1,6844	0,	0,	0,5738
19	PATH1	19	1,7823	1,7823	0,	0,	0,5502

Copy To Clipboard: Copy Entire Table, Copy Selected Cells, Units: KN, m, C, Done

Fonte: O autor, 2019

Após a tabela ter sido exportada para o formato .xml (excel) a mesma foi importada no “AutoCAD 2017” e sob a mesma fez-se o desenho da longarina e transversina, e sobre a LI posicionado os carregamentos. Assim, é possível analisar e posicionar o veículo tipo nas regiões de influência máxima e mínima. A seguir serão apresentados o resultado do cálculo da influência transversal do tabuleiro, utilizando o processo de Fauchart, calculado com SAP2000®, com o veículo tipo já posicionado nas regiões de influência máxima.

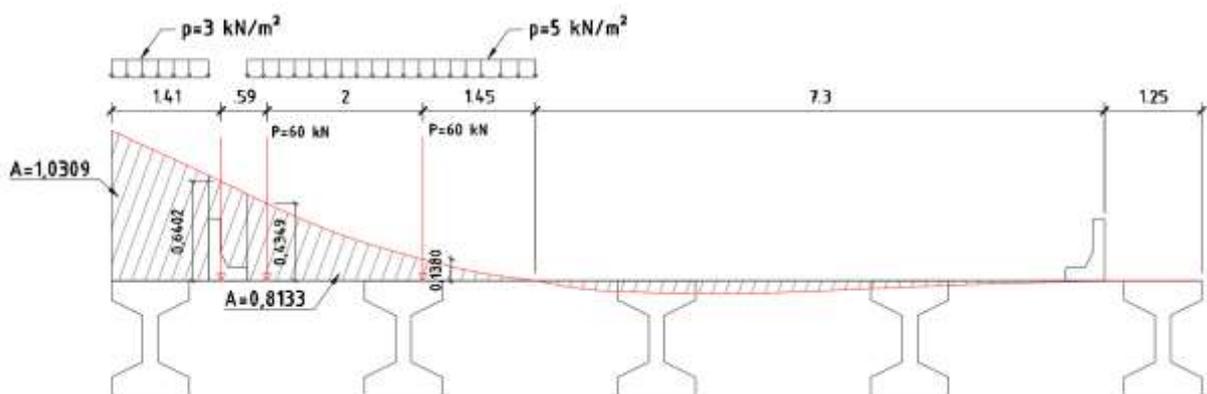
Serão apresentadas as linhas de influência da longarina 01, longarina 02 e longarina 03, visto que as longarinas 04 e 05 são análogas às longarinas 01 e 02, respectivamente, sendo que para construção da mesma foi realizado o mesmo procedimento já apresentado anteriormente.

De acordo com o item 5.1 da ABNT NBR 7.188:2013, e conforme apresentado em 5.2.2.1 cargas móveis, a carga distribuída que circunda o veículo tipo não se aplica na região ocupada pelo veículo. Logo, de maneira a simplificar o cálculo, a carga p de 5 kN/m^2 será considerada em toda a área incluindo a área sob o veículo tipo e o valor dessa carga adicional será subtraída da carga concentrada do eixo, que se refere aos 75 kN por roda. Assim, o veículo ocupa $18,0 \text{ m}^2$, multiplicando esta área pela carga distribuída p de 5 kN/m^2 , resulta em uma carga de 90 kN , dividindo esse valor por seis rodas do veículo tipo, conclui-se que deve ser subtraído 15 kN de cada roda. Portanto, a carga P inicialmente prevista de 75 kN para um veículo tipo TB-450 resultante desta simplificação é de 60 kN .

6.1.2 Esforços da Longarina 01

A Figura 6.13 apresenta a influência vertical e a Figura 6.14 a influência de torção da longarina 01, destacando as áreas de máxima influência positiva para utilização no cálculo da distribuição da carga da pavimentação, bem como dos carregamentos previstos na norma ABNT NBR 7.188:2013. Também está destacado o valor da influência no ponto de centroide (16 cm do lado maior) do guarda rodas.

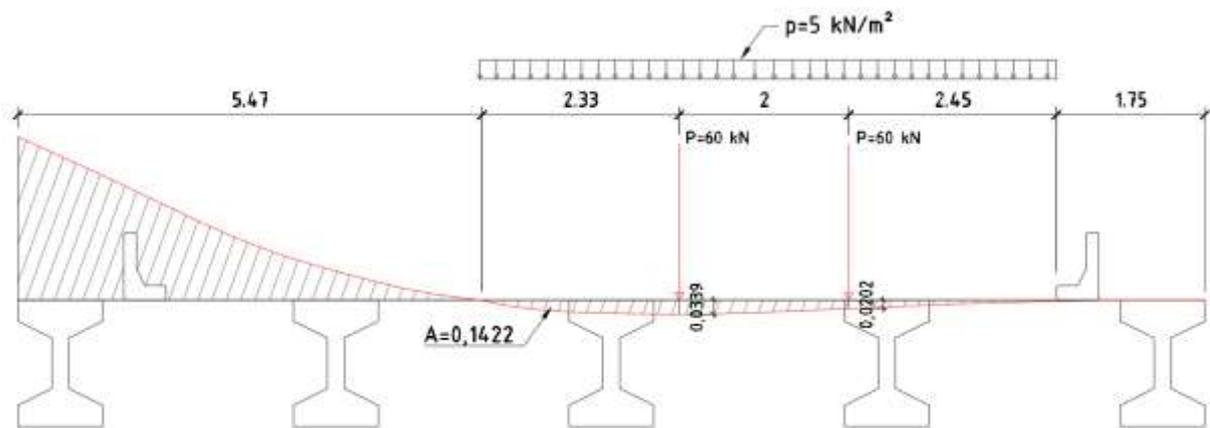
Figura 6.13: Posicionamento do veículo tipo na influência máxima positiva vertical da longarina 01 (dimensões em metros)



Fonte: O autor, 2019

Na região de máxima influência vertical referente a longarina 01, deve ser posicionado o veículo tipo na região mais extrema possível do tabuleiro, no caso quando a roda está alinhada ao guarda rodas. Considerando que a ABNT NBR 7.188:2013 apresenta que a roda possui 50 cm, o ponto mais extremo possível é quando o eixo da roda está a 25 cm do guarda rodas.

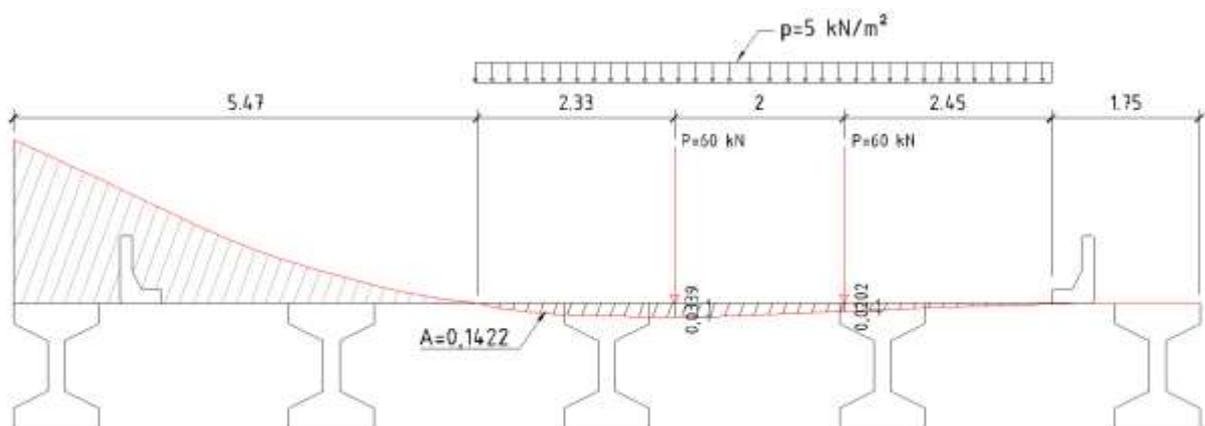
Figura 6.14: Posicionamento do veículo tipo na influência máxima positiva à torção da longarina 01 (dimensões em metros)



Fonte: O autor, 2019

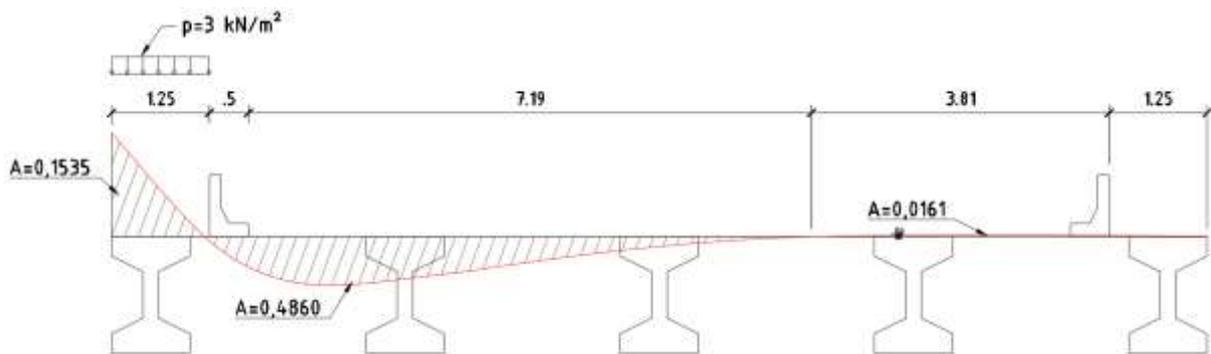
Nas Figuras 6.15 e 6.16 estão apresentadas as influências verticais e de torção negativas da longarina 01, respectivamente. O veículo tipo também pode ser posicionado no ponto onde há influência negativa, fazendo com que haja reações contrárias ao sentido de aplicação das cargas. Dessa forma, é possível obter a influência máxima negativa que o veículo tipo consegue ocasionar na longarina 01.

Figura 6.15: Posicionamento do veículo tipo na influência máxima negativa vertical da longarina 01 (dimensões em metros)



Fonte: O autor, 2019

Figura 6.16: Posicionamento do veículo tipo na influência máxima negativa à torção da longarina 01 (dimensões em metros)



Fonte: O autor, 2019

Para obtenção dos esforços, os carregamentos precisam ser multiplicados pelas influências dos pontos identificados nas linhas de influências. A carga permanente total na longarina é o resultado de três parcelas:

- a primeira refere ao peso próprio da longarina 01 (g_0) resultante da multiplicação de sua área pelo peso específico do concreto armado ou protendido segundo a NBR 7.187:2003, conforme citado no item 5.2.1.1;
- a segunda se dá a partir do peso próprio da laje (g_1) sobre a longarina 01 que corresponde a extremidade do tabuleiro até o eixo central entre a longarina 01 e 02;
- a terceira se dá decorrente ao peso do guarda-rodas e da pavimentação (g_2), sendo este calculado decorrente da multiplicação pelas linhas de influência obtido no processo de Fauchart, assim o peso linear do guarda-roda é multiplicado pela influência do seu ponto de atuação e o peso por metro quadrado da pavimentação é multiplicado pela soma de todos os pontos de influência transversal do tabuleiro.

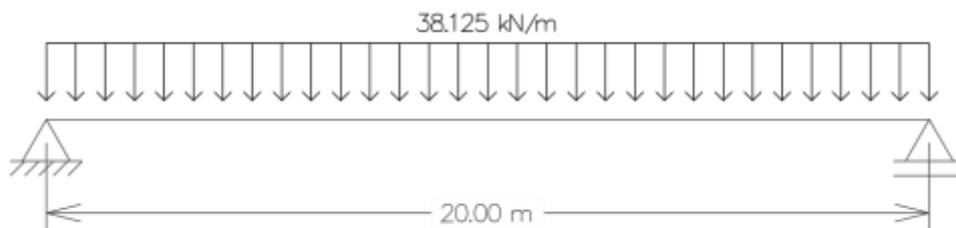
A Tabela 6.2 apresenta o resumo de cálculo dos esforços permanentes decorrentes do peso próprio que atuam sobre a longarina 01, bem como o valor final de carregamento vertical e carregamento a torção permanente.

Tabela 6.2: Cálculo do peso próprio sobre a longarina 01

Carregamento	Descrição
Longarina 01 (g_0)	Área transversal: 0,86 m ²
	Peso específico: 25,0 kN/m ³
	Peso linear: 0,86 x 25,0 = 21,50 kN/m
Laje (g_1)	Comprimento de influência: 2,125 m
	Altura da Laje: 0,20 m
	Peso específico: 25,0 kN/m ³
	Peso linear: 0,20 x 2,125 x 25,0 = 10,625 kN/m
Guarda-rodas (g_2)	Área transversal: 0,1895 m ²
	Peso específico: 25,0 kN/m ³
	Peso linear: 0,1895 x 25,0 = 4,74 kN/m
	Corrigindo pela influência vertical: 4,74 x 0,6402 = 3,04 kN/m
	Corrigindo pela influência à torção: 4,74 x 0,0369 = 0,18 kN.m/m
Pavimentação (g_2)	Pavimentação: 2,4 kN/m ² (NBR 7.187:2003)
	Recapeamento: 2,0 kN/m ² (NBR 7.187:2003)
	Corrigindo pela influência vertical: 4,4 x (0,8133-0,1422) = 2,96kN/m
	Corrigindo pela influência à torção: 4,4 x (0,4620-0,0161) = 1,96 kN.m/m
Carga permanente total – longarina 01	Esforço vertical: 38,125 kN/m
	Esforço à torção: 2,14 kN.m/m

Fonte: O autor, 2019

A Figura 6.17 apresenta a soma das cargas permanentes verticais atuantes sobre a longarina 01 encontrada na Tabela 6.2.

Figura 6.17: Cargas Permanentes atuantes sobre a longarina 01

Fonte: O autor, 2019

Da mesma forma que a linha de influência foi utilizada para correção dos valores de pavimentação e guarda-rodas (g_2) apresentado anteriormente, as ações variáveis sobre o tabuleiro também devem ter sua contribuição calculadas pelas linhas de influência resultantes do Processo de Fauchart. Assim, deve ser montado os trens de cargas com o carregamento das rodas do veículo tipo multiplicada pela influência máxima positiva e negativa do seu ponto de aplicação, bem como a carga de multidão e de pedestres deve ser multiplicada pela soma de todos os pontos de influência, ora positivas, ora negativas, dependendo do carregamento a ser avaliado.

De acordo com a ABNT NBR 7.188:2013, as cargas móveis características devem ser majoradas pelo coeficiente de impacto vertical (CIV) e o coeficiente de número de faixas (CNF), conforme exposto no item 5.2.2.1. Estes valores são calculados pelas equações 5.1 e 5.2 em função do comprimento do vão isostático da estrutura (L_{iv}) e do número de faixas (n). Para um vão de 20 metros e uma ponte com 2 faixas de tráfego rodoviário, esses valores são 1,30 e 1,0 respectivamente. As cargas de passeio não devem ser majoradas por esses coeficientes.

A Figura 6.18 a seguir apresenta os trens de carga da longarina 01 referentes ao veículo tipo TB-450 resultante do processo de cálculo de Fauchart. Esses valores foram majorados pelos coeficientes prescritos na ABNT NBR 7.188:2013, porém ainda são valores característicos sendo necessários posteriormente fazer as combinações descritas pela ABNT NBR 8.681:2003, conforme descrito no item 5.3.2.

Figura 6.18: Trens de carga resultante do Processo de Fauchart referente a longarina 01

VEÍCULO TIPO TB-450

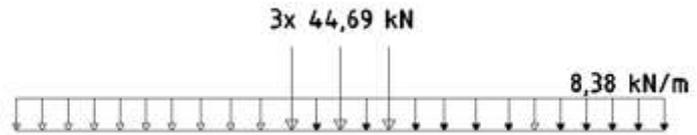
Trem de Carga Positivo L01

$$Q_k = P \times CIV \times CNF \times \text{Linha Influência}$$

$$Q_k = 60 \times 1,30 \times 1,0 \times (0,4349 + 0,1380) = 44,69 \text{ kN}$$

$$q_k = p \times CIV \times CNF \times \text{Linha Influência} + pp \times \text{linha influência}$$

$$q_k = 5 \times 1,30 \times 1,0 \times 0,8133 + 3 \times 1,0309 = 8,38 \text{ kN/m}$$



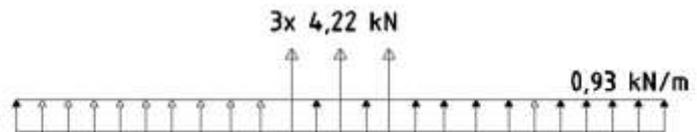
Trem de Carga Negativo L01

$$Q_k = P \times CIV \times CNF \times \text{Linha Influência}$$

$$Q_k = 60 \times 1,30 \times 1,0 \times (0,0339 + 0,0202) = 4,22 \text{ kN}$$

$$q_k = p \times CIV \times CNF \times \text{Linha Influência} + pp \times \text{linha influência}$$

$$q_k = 5 \times 1,30 \times 1,0 \times 0,1422 + 3 \times 0 = 0,93 \text{ kN/m}$$



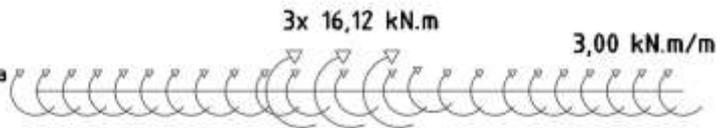
Trem de Carga de Torção Positivo L01

$$T_k = P \times CIV \times CNF \times \text{Linha Influência}$$

$$T_k = 60 \times 1,30 \times 1,0 \times (0,1254 + 0,0813) = 16,12 \text{ kN.m}$$

$$t_k = p \times CIV \times CNF \times \text{Linha Influência} + pp \times \text{linha influência}$$

$$t_k = 5 \times 1,30 \times 1,0 \times 0,4620 + 3 \times 0 = 3,00 \text{ kN.m/m}$$



Trem de Carga de Torção Negativo L01

$$T_k = P \times CIV \times CNF \times \text{Linha Influência}$$

$$T_k = 60 \times 1,30 \times 1,0 \times 0 = 0 \text{ kN.m}$$

$$t_k = p \times CIV \times CNF \times \text{Linha Influência} + pp \times \text{linha influência}$$

$$t_k = 5 \times 1,30 \times 1,0 \times 0 + 3 \times 0,1535 = 0,46 \text{ kN.m/m}$$



Fonte: O autor, 2019

O objetivo de conhecer os esforços atuantes nas longarinas é saber qual a magnitude dos esforços que essas longarinas possuem no seu ponto de apoio de maneira que seja conhecido os valores que atuam na viga T invertida, para sua posterior análise. Dessa forma, após a obtenção dos esforços característicos permanentes e dos trens de carga característicos influente na longarina, é necessário calcular suas reações de apoio características e subsequentemente suas reações de projeto a serem apoiadas na viga T invertida (transversina).

Para cálculo da estrutura fez-se uso do *software* SAP2000®, e os resultados estão apresentados nas Tabelas 6.3 para os esforços permanentes e 6.4 para os esforços decorrentes do carregamento móvel.

Tabela 6.3: Esforços característicos resultantes das ações permanentes para a longarina 01

Ações	F_{g0k}		F_{g1k}		F_{g2k}			F_{gk} (total)		
	V kN	M kN.m	V kN	M kN.m	V kN	M kN.m	T kN.m	V kN	M kN.m	T kN.m
Apoio	215,0	0,0	106,25	0,0	60,0	0,0	21,40	381,25	0,0	21,4
Centro	0,0	1.075,0	0,0	531,25	0,0	300,0	0,0	0,0	1.906,25	0,0

Fonte: O autor, 2019

Onde,

- V: Força Cortante;
- M: Momento Fletor;
- T: Momento Torçor.

Tabela 6.4: Esforços característicos resultantes das ações variáveis para a longarina 01

Ações	F_{gk} (máx)			F_{gk} (mín)		
	V kN	M kN.m	T kN.m	V kN	M kN.m	T kN.m
Apoio	207,82	0,0	74,73	-21,01	0,0	-4,60
Centro	77,93	1.022,32	28,16	-7,71	-103,47	-1,15

Fonte: O autor, 2019

Com os valores característicos dos carregamentos permanentes e das ações variáveis, é possível fazer as combinações de ações prescritas na NBR 8.681:2003, seguindo as equações apresentadas no item 5.3.2. Dessa forma, os esforços característicos são transformados em esforços de projeto conforme valores apresentados nas Tabelas 6.5 a 6.8.

Tabela 6.5: Esforços de cálculo da combinação E.L.U. referente a longarina 01

Seção	V (mín) kN	V (máx) kN	M (mín) kN.m	M (máx) kN.m	T (mín) kN.m	T (máx) kN.m
Apoio	349,73	826,42	0,00	0,00	14,50	140,99
Centro	-11,56	116,90	1.751,05	4.106,92	-1,73	42,24

Fonte: O autor, 2019

Tabela 6.6: Esforços de cálculo da combinação frequente referente a longarina 01

Seção	V (mín) kN	V (máx) kN	M (mín) kN.m	M (máx) kN.m	T (mín) kN.m	T (máx) kN.m
Apoio	370,75	485,16	0,00	0,00	19,10	58,77
Centro	-3,86	38,97	1.854,42	2.417,41	-0,58	14,08

Fonte: O autor, 2019

Tabela 6.7: Esforços de cálculo da combinação quase permanente referente a longarina 01

Seção	V (mín) kN	V (máx) kN	M (mín) kN.m	M (máx) kN.m	T (mín) kN.m	T (máx) kN.m
Apoio	374,95	443,60	0,00	0,00	20,02	43,82
Centro	-6,30	23,38	1.875,21	2.212,95	-0,35	8,45

Fonte: O autor, 2019

Tabela 6.8: Esforços de cálculo da combinação rara referente a longarina 01

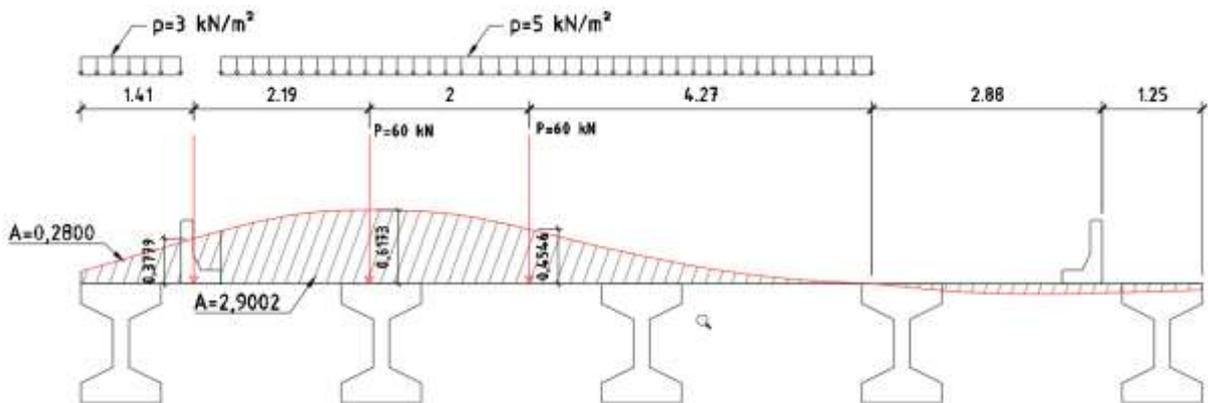
Seção	V (mín) kN	V (máx) kN	M (mín) kN.m	M (máx) kN.m	T (mín) kN.m	T (máx) kN.m
Apoio	360,24	589,07	0,00	0,00	16,80	96,13
Centro	-7,71	77,93	1.802,75	2.928,54	-1,15	28,16

Fonte: O autor, 2019

6.1.3 Esforços da Longarina 02

A Figura 6.19 apresenta a influência vertical e a Figura 6.20 a influência de torção da longarina 02, destacando as áreas de máxima influência positiva para utilização no cálculo da distribuição da carga da pavimentação, bem como dos carregamentos previstos na norma ABNT NBR 7.188:2013. O cálculo dos esforços na longarina 02 é feito de maneira análoga ao da longarina 01, dessa forma, os cálculos neste item serão apresentados de maneira mais objetiva.

Figura 6.19: Posicionamento do veículo tipo na influência máxima positiva vertical da longarina 02 (dimensões em metros)

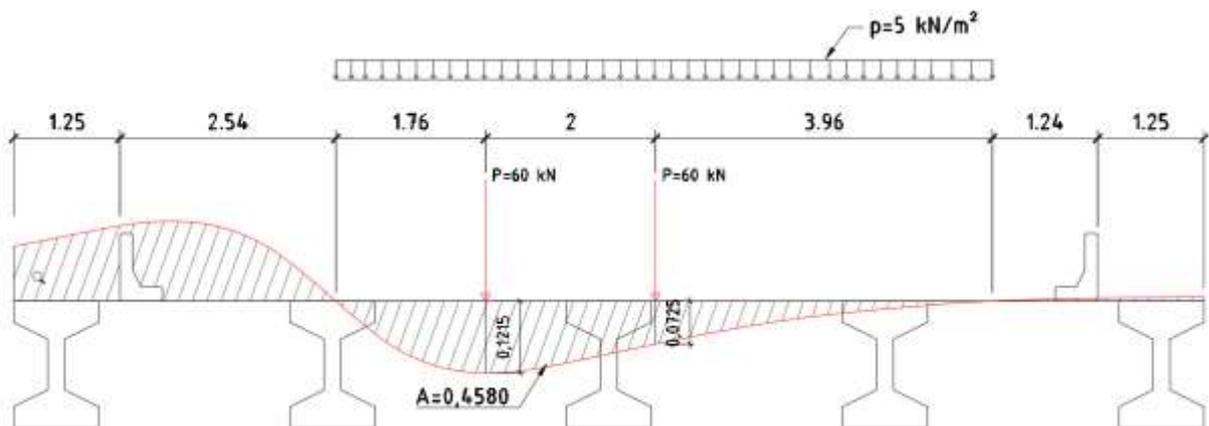


Fonte: O autor, 2019

Semelhante ao executado no item 6.1.2, na região de máxima influência vertical referente a longarina 01, deve ser posicionado o veículo tipo na região mais extrema possível do tabuleiro, no caso quando a roda está alinhada ao guarda rodas. Considerando que a ABNT NBR 7.188:2013 apresenta que a roda possui 50 cm, o ponto mais extremo possível é quando o eixo da roda está a 25 cm do guarda rodas.

A carga de multidão de 5 kN/m² é condicionada a todo o trecho de influência positiva na área de tráfego e a carga de 3 kN/m² referente ao passeio, no trecho positivo ao lado do guarda-rodas.

Figura 6.20: Posicionamento do veículo tipo na influência máxima positiva à torção da longarina 02 (dimensões em metros)

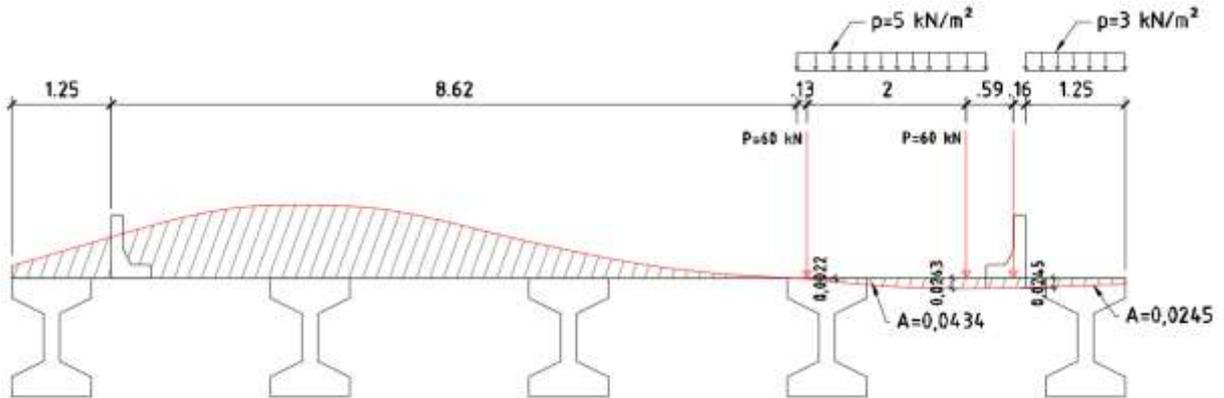


Fonte: O autor, 2019

Nas Figuras 6.21 e 6.22 estão apresentadas as influências verticais e de torção da longarina 02, respectivamente. O veículo tipo também pode ser posicionado no

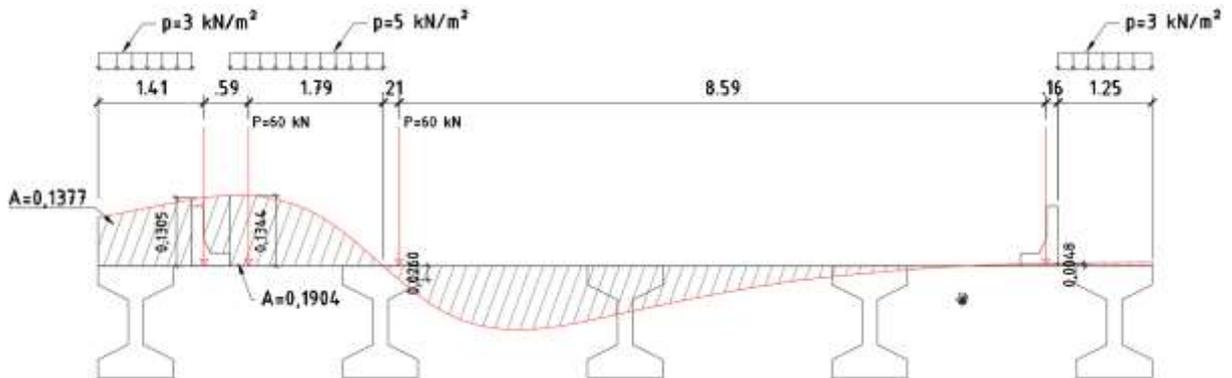
ponto onde há influência negativa, fazendo com que haja reações contrárias ao sentido de aplicação das cargas. Dessa forma, é possível obter a influência máxima negativa que o veículo tipo consegue ocasionar na longarina 02.

Figura 6.21: Posicionamento do veículo tipo na influência máxima negativa vertical da longarina 02 (dimensões em metros)



Fonte: O autor, 2019

Figura 6.22: Posicionamento do veículo tipo na influência máxima negativa à torção da longarina 02 (dimensões em metros)



Fonte: O autor, 2019

A obtenção dos esforços através das linhas de influência é feito de maneira similar ao processo feito na longarina 01, ou seja, serão considerados os resultados da soma das três parcelas: a primeira refere ao peso próprio da longarina 02 (g_0), a segunda se dá a partir do peso próprio da laje (g_1) sobre a longarina 02 que corresponde ao trecho entre o eixo central da longarina 01 e 02 até o eixo central da longarina 02 e 03, e a terceira se dá decorrente ao peso do guarda-rodas e da pavimentação (g_2).

A Tabela 6.9 apresenta o resumo de cálculo dos esforços permanentes decorrentes do peso próprio que atuam sobre a longarina 02, bem como o valor final de carregamento vertical e carregamento a torção permanente.

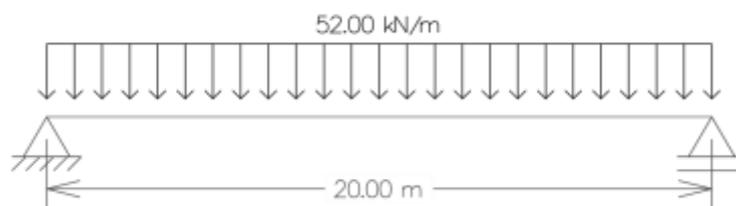
Tabela 6.9: Cálculo do peso próprio sobre a longarina 02

Carregamento	Descrição
Longarina 02 (g_0)	Área transversal: 0,86 m ²
	Peso específico: 25,0 kN/m ³
	Peso linear: 0,86 x 25,0 = 21,50 kN/m
Laje (g_1)	Comprimento de influência: 3,25 m
	Altura da Laje: 0,20 m
	Peso específico: 25,0 kN/m ³
	Peso linear: 0,20 x 3,25 x 25,0 = 16,25 kN/m
Guarda-rodas (g_2)	Área transversal: 0,1895 m ²
	Peso específico: 25,0 kN/m ³
	Peso linear: 0,1895 x 25,0 = 4,74 kN/m
	Corrigindo pela influência vertical: 4,74 x (0,3779-0,0245) = 1,675 kN/m
	Corrigindo pela influência à torção: 4,74x(-0,1305-0,0048) = -0,64 kN.m/m
Pavimentação (g_2)	Pavimentação: 2,4 kN/m ² (NBR 7.187:2003)
	Recapeamento: 2,0 kN/m ² (NBR 7.187:2003)
	Corrigindo pela influência vertical: 4,4 x (2,9002-0,0434) = 12,57 kN/m
	Corrigindo pela influência à torção: 4,4x(0,4580-0,1904) = 1,18 kN.m/m
Carga permanente total – longarina 02	Esforço vertical: 52,00 kN/m
	Esforço à torção: 0,54 kN.m/m

Fonte: O autor, 2019

A Figura 6.23 apresenta a soma das cargas permanentes verticais atuantes sobre a longarina 02 encontrada na tabela 6.9.

Figura 6.23: Cargas Permanentes atuantes sobre a longarina 02



Fonte: O autor, 2019

A Figura 6.24 a seguir apresenta os trens de carga da longarina 02 referentes ao veículo tipo TB-450 resultante do processo de cálculo de Fauchart. Esses valores foram majorados pelos coeficientes prescritos na NBR 7.188:2013, ou seja, pelo CIV (coeficiente de impacto vertical) e pelo CNF (Coeficiente de número de faixas), porém ainda são valores característicos pois posteriormente será feito as combinações de ações.

Figura 6.24: Trens de carga resultante do processo de Fauchart referente a longarina 02

VEÍCULO TIPO TB-450

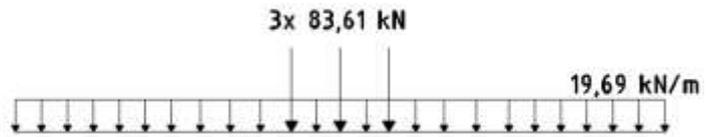
Trem de Carga Positivo L02

$$Q_k = P \times CIV \times CNF \times \text{Linha Influência}$$

$$Q_k = 60 \times 1,30 \times 1,0 \times (0,6173 + 0,4546) = 83,61 \text{ kN}$$

$$q_k = p \times CIV \times CNF \times \text{Linha Influência} + pp \times \text{linha influência}$$

$$q_k = 5 \times 1,30 \times 1,0 \times 2,9002 + 3 \times 0,2800 = 19,69 \text{ kN/m}$$



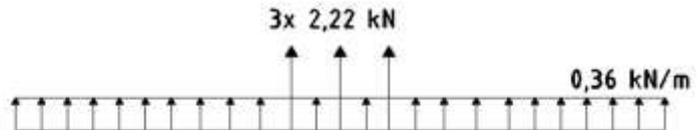
Trem de Carga Negativo L02

$$Q_k = P \times CIV \times CNF \times \text{Linha Influência}$$

$$Q_k = 60 \times 1,30 \times 1,0 \times (0,0022 + 0,0263) = 2,22 \text{ kN}$$

$$q_k = p \times CIV \times CNF \times \text{Linha Influência} + pp \times \text{linha influência}$$

$$q_k = 5 \times 1,30 \times 1,0 \times 0,0434 + 3 \times 0,0245 = 0,36 \text{ kN/m}$$



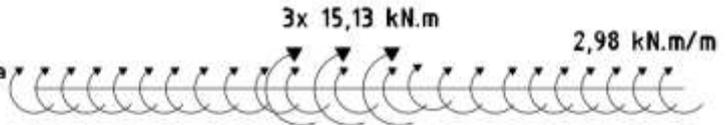
Trem de Carga de Torção Positivo L02

$$T_k = P \times CIV \times CNF \times \text{Linha Influência}$$

$$T_k = 60 \times 1,30 \times 1,0 \times (0,1215 + 0,0725) = 15,13 \text{ kN.m}$$

$$t_k = p \times CIV \times CNF \times \text{Linha Influência} + pp \times \text{linha influência}$$

$$t_k = 5 \times 1,30 \times 1,0 \times 0,4580 + 3 \times 0 = 2,98 \text{ kN.m/m}$$



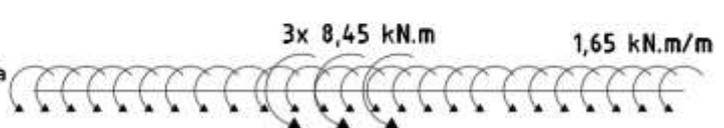
Trem de Carga de Torção Negativo L02

$$T_k = P \times CIV \times CNF \times \text{Linha Influência}$$

$$T_k = 60 \times 1,30 \times 1,0 \times (0,1344 - 0,0260) = 8,45 \text{ kN.m}$$

$$t_k = p \times CIV \times CNF \times \text{Linha Influência} + pp \times \text{linha influência}$$

$$t_k = 5 \times 1,30 \times 1,0 \times 0,1904 + 3 \times 0,1377 = 1,65 \text{ kN.m/m}$$



Fonte: O autor, 2019

Com os esforços característicos permanentes e os trens de carga característicos que influenciam a longarina 02, é necessário o cálculo das suas reações de apoio características.

Para cálculo da estrutura fez-se uso do *software* SAP2000®, e os resultados estão apresentados nas Tabelas 6.10 para os esforços permanentes e 6.11 para os esforços decorrentes do carregamento móvel.

Tabela 6.10: Esforços característicos resultantes das ações permanentes para a longarina 02

Ações	F_{g0k}		F_{g1k}		F_{g2k}			F_{gk} (total)		
	V kN	M kN.m	V kN	M kN.m	V kN	M kN.m	T kN.m	V kN	M kN.m	T kN.m
Apoio	215,0	0,0	162,50	0,0	142,45	0,0	5,40	519,95	0,0	5,40
Centro	0,0	1.075,0	0,0	812,50	0,0	712,25	0,0	0,0	2.599,75	0,0

Fonte: O autor, 2019

Onde,

V: Esforço Cortante;

M: Momento Fletor;

T: Momento Torçor.

Tabela 6.11: Esforços característicos resultantes das ações variáveis para a longarina 02

Ações	F_{gk} (máx)			F_{gk} (mín)		
	V kN	M kN.m	T kN.m	V kN	M kN.m	T kN.m
Apoio	428,92	0,0	71,79	-9,76	0,0	-39,95
Centro	155,83	2.113,24	26,74	-3,73	-47,97	-14,90

Fonte: O autor, 2019

Com os valores característicos dos carregamentos permanentes e das ações variáveis, faz-se as combinações de ações prescritas na ABNT NBR 8.681:2003, seguindo as equações apresentadas no item 5.3.2. Dessa forma, os esforços característicos são transformados em esforços de projeto conforme valores apresentados nas Tabelas 6.12 a 6.15.

Tabela 6.12: Esforços de cálculo da combinação E.L.U. referente a longarina 02

Seção	V (mín) kN	V (máx) kN	M (mín) kN.m	M (máx) kN.m	T (mín) kN.m	T (máx) kN.m
Apoio	505,31	1.345,31	0,00	0,00	-54,52	114,98
Centro	-5,60	233,75	2.527,80	6.679,52	-5,60	40,11

Fonte: O autor, 2019

Tabela 6.13: Esforços de cálculo da combinação frequente referente a longarina 02

Seção	V (mín) kN	V (máx) kN	M (mín) kN.m	M (máx) kN.m	T (mín) kN.m	T (máx) kN.m
Apoio	515,07	734,43	0,00	0,00	-14,58	41,25
Centro	-1,87	77,92	2.575,76	3.656,37	-7,45	13,37

Fonte: O autor, 2019

Tabela 6.14: Esforços de cálculo da combinação quase permanente referente a longarina 02

Seção	V (mín) kN	V (máx) kN	M (mín) kN.m	M (máx) kN.m	T (mín) kN.m	T (máx) kN.m
Apoio	517,02	648,63	0,00	0,00	-6,59	26,94
Centro	-1,12	46,75	2.585,36	3.233,72	-4,47	8,02

Fonte: O autor, 2019

Tabela 6.15: Esforços de cálculo da combinação rara referente a longarina 02

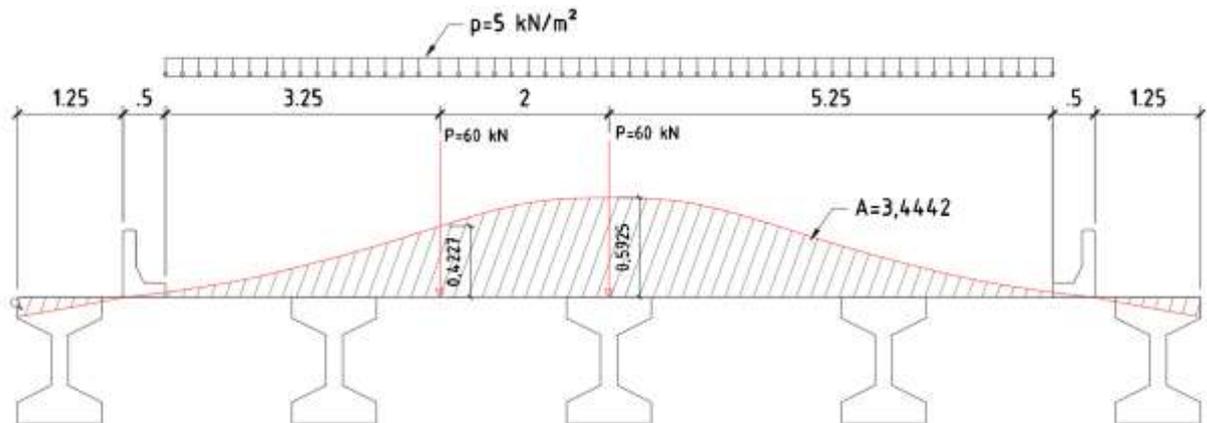
Seção	V (mín) kN	V (máx) kN	M (mín) kN.m	M (máx) kN.m	T (mín) kN.m	T (máx) kN.m
Apoio	510,19	948,87	0,00	0,00	-34,55	77,19
Centro	-3,73	155,83	2.551,78	4.712,99	-14,90	26,74

Fonte: O autor, 2019

6.1.4 Esforços da Longarina 03

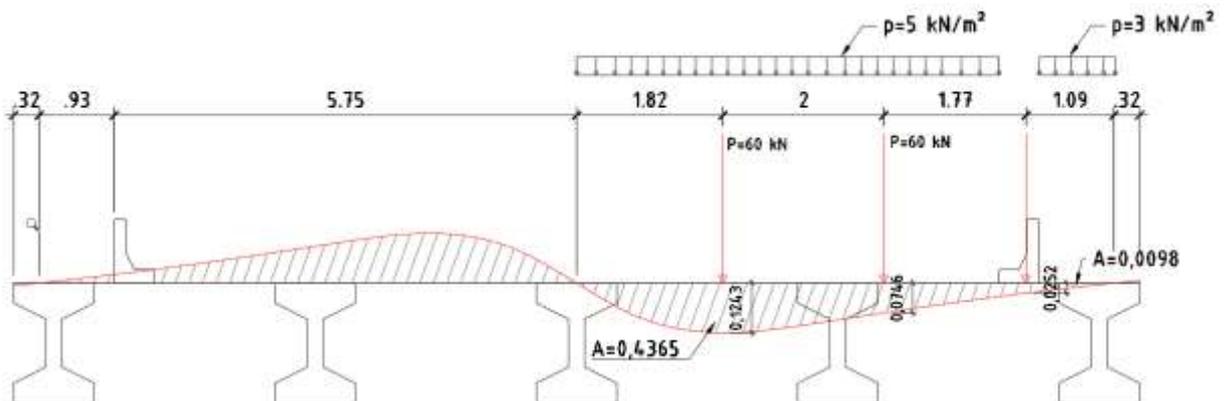
A Figura 6.25 apresenta a influência vertical e a Figura 6.26 a influência de torção da longarina 03, destacando as áreas de máxima influência positiva para utilização no cálculo da distribuição da carga da pavimentação, bem como dos carregamentos previstos na norma ABNT NBR 7.188:2013. O cálculo dos esforços na longarina 03 é feito de maneira análoga ao da longarina 01 e 02.

Figura 6.25: Posicionamento do veículo tipo na influência máxima positiva vertical da longarina 03 (dimensões em metros)



Fonte: O autor, 2019

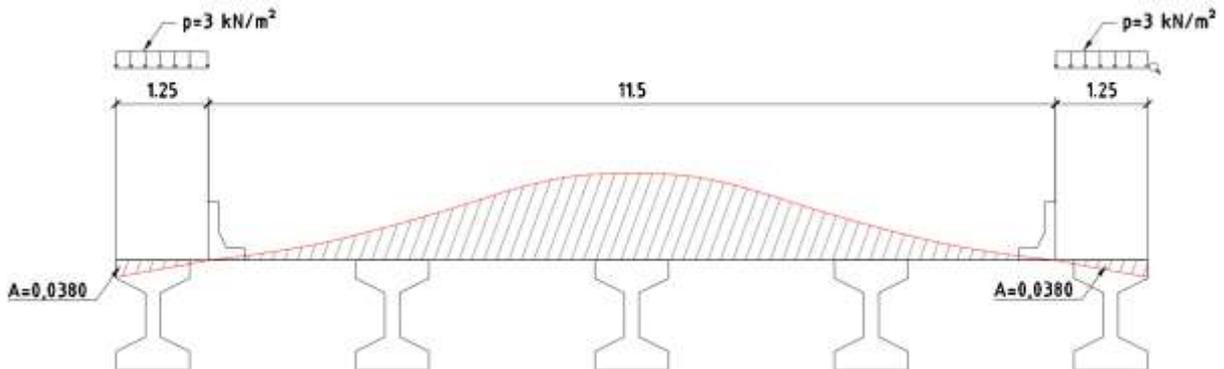
Figura 6.26: Posicionamento do veículo tipo na influência máxima positiva à torção da longarina 03 (dimensões em metros)



Fonte: O autor, 2019

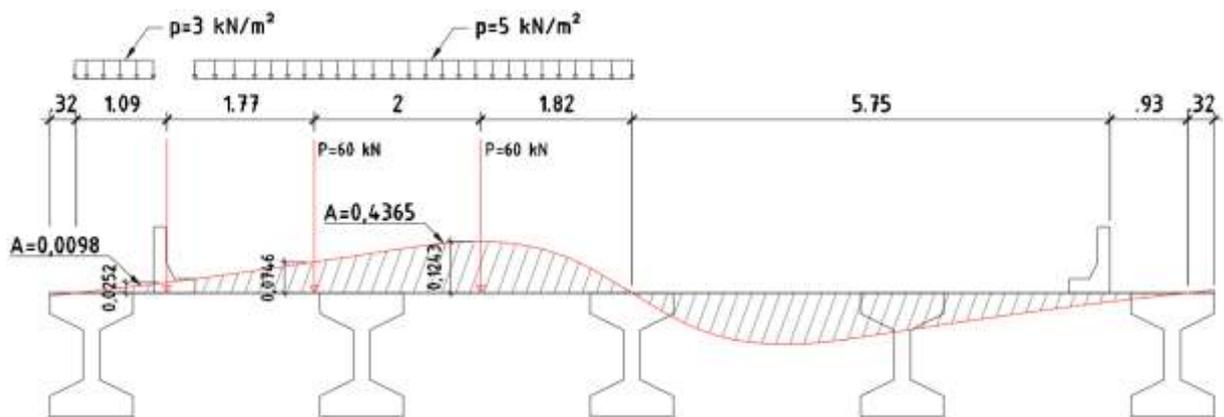
Nas Figuras 6.27 e 6.28 estão apresentadas as influências verticais e de torção da longarina 03, respectivamente. O veículo tipo também pode ser posicionado no ponto onde há influência negativa, fazendo com que haja reações contrárias ao sentido de aplicação das cargas. Assim, se obtém a influência máxima negativa que o veículo tipo consegue ocasionar na longarina 03.

Figura 6.27: Posicionamento do veículo tipo na influência máxima negativa vertical da longarina 03 (dimensões em metros)



Fonte: O autor, 2019

Figura 6.28: Posicionamento do veículo tipo na influência máxima positiva à torção da longarina 03 (dimensões em metros)



Fonte: O autor, 2019

A obtenção dos esforços através das linhas de influência é feito de maneira similar ao processo feito na longarina 01 e 02, ou seja, serão considerados os resultados da soma das três parcelas: a primeira refere ao peso próprio da longarina 02 (g_0), a segunda se dá a partir do peso próprio da laje (g_1) sobre a longarina 02 que corresponde ao trecho entre o eixo central da longarina 02 e 03 até o eixo central da longarina 03 e 04, e a terceira se dá decorrente ao peso do guarda-rodas e da pavimentação (g_2).

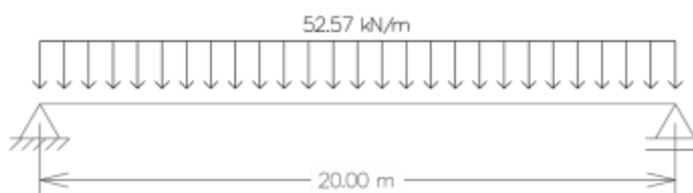
A Tabela 6.16 apresenta o resumo de cálculo dos esforços permanentes decorrentes do peso próprio que atuam sobre a longarina 03, bem como o valor final de carregamento vertical e carregamento a torção permanente.

Tabela 6.16: Cálculo do peso próprio sobre a longarina 03

Carregamento	Descrição
Longarina 03 (g_0)	Área transversal: 0,86 m ²
	Peso específico: 25,0 kN/m ³
	Peso linear: 0,86 x 25,0 = 21,50 kN/m
Laje (g_1)	Comprimento de influência: 3,25 m
	Altura da Laje: 0,20 m
	Peso específico: 25,0 kN/m ³
	Peso linear: 0,20 x 3,25 x 25,0 = 16,25 kN/m
Guarda-rodas (g_2)	Área transversal: 0,1895 m ²
	Peso específico: 25,0 kN/m ³
	Peso linear: 0,1895 x 25,0 = 4,74 kN/m
	Corrigindo pela influência vertical: 4,74 x (0) = 0,0 kN/m
	Corrigindo pela influência à torção: 4,74x(0,0252-0,0252) = 0,0 kN.m/m
Pavimentação (g_2)	Pavimentação: 2,4 kN/m ² (NBR 7.187:2003)
	Recapeamento: 2,0 kN/m ² (NBR 7.187:2003)
	Corrigindo pela influência vertical: 4,4 x (3,4442-0,0760) = 14,82 kN/m
	Corrigindo pela influência à torção: 4,4x(0,4365-0,4365) = 0,0 kN.m/m
Carga permanente total – longarina 03	Esforço vertical: 52,57 kN/m
	Esforço à torção: 0,00 kN.m/m

Fonte: O autor, 2019

A Figura 6.29 apresenta a soma das cargas permanentes verticais atuantes sobre a longarina 03 encontrada na Tabela 6.16.

Figura 6.29: Cargas Permanentes atuantes sobre a longarina 03

Fonte: O autor, 2019

A Figura 6.30 a seguir apresenta os trens de carga da longarina 03 referentes ao veículo tipo TB-450 resultante do processo de cálculo de Fauchart. Esses valores foram majorados pelos coeficientes prescritos na ABNT NBR 7.188:2013, ou seja, pelo CIV (coeficiente de impacto vertical) e pelo CNF (Coeficiente de número de

faixas), porém ainda são valores característicos pois posteriormente será feito as combinações de ações.

Figura 6.30: Trens de carga resultante do processo de Fauchart referente a longarina 03

VEÍCULO TIPO TB-450

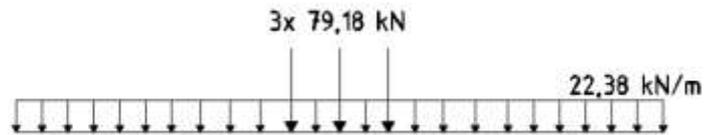
Trem de Carga Positivo L03

$$Q_k = P \times C_{IV} \times C_{NF} \times \text{Linha Influência}$$

$$Q_k = 60 \times 1,30 \times 1,0 \times (0,4227 + 0,5925) = 79,18 \text{ kN}$$

$$q_k = p \times C_{IV} \times C_{NF} \times \text{Linha Influência} + p_{px} \times \text{linha influência}$$

$$q_k = 5 \times 1,30 \times 1,0 \times 3,4442 + 3 \times 0 = 22,38 \text{ kN/m}$$



Trem de Carga Negativo L03

$$Q_k = P \times C_{IV} \times C_{NF} \times \text{Linha Influência}$$

$$Q_k = 60 \times 1,30 \times 1,0 \times (0) = 0,0 \text{ kN}$$

$$q_k = p \times C_{IV} \times C_{NF} \times \text{Linha Influência} + p_{px} \times \text{linha influência}$$

$$q_k = 5 \times 1,30 \times 1,0 \times 0 + 3 \times 0,0380 \times 2 = 0,23 \text{ kN/m}$$



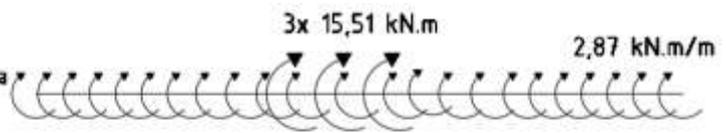
Trem de Carga de Torção Positivo L03

$$T_k = P \times C_{IV} \times C_{NF} \times \text{Linha Influência}$$

$$T_k = 60 \times 1,30 \times 1,0 \times (0,1243 + 0,0746) = 15,51 \text{ kN.m}$$

$$t_k = p \times C_{IV} \times C_{NF} \times \text{Linha Influência} + p_{px} \times \text{linha influência}$$

$$t_k = 5 \times 1,30 \times 1,0 \times 0,4365 + 3 \times 0,0098 = 2,87 \text{ kN.m/m}$$



Trem de Carga de Torção Negativo L03

$$T_k = P \times C_{IV} \times C_{NF} \times \text{Linha Influência}$$

$$T_k = 60 \times 1,30 \times 1,0 \times (0,1243 + 0,0746) = 15,51 \text{ kN.m}$$

$$t_k = p \times C_{IV} \times C_{NF} \times \text{Linha Influência} + p_{px} \times \text{linha influência}$$

$$t_k = 5 \times 1,30 \times 1,0 \times 0,4365 + 3 \times 0,0098 = 2,87 \text{ kN.m/m}$$



Fonte: O autor, 2019

Com os esforços característicos permanentes e os trens de carga característicos que influenciam a longarina 03, faz-se necessário o cálculo das suas reações de apoio características.

Para cálculo da estrutura fez-se uso do *software* SAP2000®, e os resultados estão apresentados nas Tabelas 6.17 para os esforços permanentes e 6.18 para os esforços decorrentes do carregamento móvel.

Tabela 6.17: Esforços característicos resultantes das ações permanentes para a longarina 03

Ações	F_{g0k}		F_{g1k}		F_{g2k}			F_{gk} (total)		
	V kN	M kN.m	V kN	M kN.m	V kN	M kN.m	T kN.m	V kN	M kN.m	T kN.m
Apoio	215,0	0,0	162,50	0,0	148,2	0,0	0,0	525,7	0,0	0,0
Centro	0,0	1.075,0	0,0	812,5	0,0	741,0	0,0	0,0	2.628,5	0,0

Fonte: O autor, 2019

Onde,

V: Esforço Cortante;

M: Momento Fletor;

T: Momento Torçor.

Tabela 6.18: Esforços característicos resultantes das ações variáveis para a longarina 03

Ações	F_{gk} (máx)			F_{gk} (mín)		
	V kN	M kN.m	T kN.m	V kN	M kN.m	T kN.m
Apoio	364,34	0,0	56,23	-2,30	0,0	-56,23
Centro	156,91	2.187,93	26,95	-0,58	-11,50	-26,95

Fonte: O autor, 2019

Com os valores característicos dos carregamentos permanentes e das ações variáveis, é possível fazer as combinações de ações prescritas na ABNT NBR 8.681:2003, seguindo as equações apresentadas no item 5.3.2. Dessa forma, os esforços característicos são transformados em esforços de projeto conforme valores apresentados nas tabelas 6.19 a 6.22.

Tabela 6.19: Esforços de cálculo da combinação E.L.U. referente a longarina 03

Seção	V (mín) kN	V (máx) kN	M (mín) kN.m	M (máx) kN.m	T (mín) kN.m	T (máx) kN.m
Apoio	522,25	1.256,21	0,0	0,0	-84,35	84,35
Centro	-0,87	235,37	2.611,25	6.830,37	-40,42	40,42

Fonte: O autor, 2019

Tabela 6.20: Esforços de cálculo da combinação frequente referente a longarina 03

Seção	V (mín) kN	V (máx) kN	M (mín) kN.m	M (máx) kN.m	T (mín) kN.m	T (máx) kN.m
Apoio	524,55	707,87	0,0	0,0	-28,12	28,12
Centro	-0,29	78,46	2.622,75	1.093,96	-13,48	13,48

Fonte: O autor, 2019

Tabela 6.21: Esforços de cálculo da combinação quase permanente referente a longarina 03

Seção	V (mín) kN	V (máx) kN	M (mín) kN.m	M (máx) kN.m	T (mín) kN.m	T (máx) kN.m
Apoio	525,01	635,00	0,0	0,0	-16,87	16,87
Centro	-0,17	47,07	2.625,05	3.284,88	-8,08	8,08

Fonte: O autor, 2019

Tabela 6.22: Esforços de cálculo da combinação rara referente a longarina 03

Seção	V (mín) kN	V (máx) kN	M (mín) kN.m	M (máx) kN.m	T (mín) kN.m	T (máx) kN.m
Apoio	523,40	890,04	0,0	0,0	-56,23	56,23
Centro	-0,58	156,91	2.617,00	4.816,43	-26,95	26,95

Fonte: O autor, 2019

6.1.5 Esforços de projeto atuantes na viga T invertida

Os esforços resultantes das combinações de estado de limite último (E.L.U.) das três longarinas acima calculados, serão aplicados na viga T invertida para análise, ou seja, os esforços verticais e momentos torçores que atuam nos apoios serão aplicados como carregamentos nas vigas VTI que atuam como transversinas. A Tabela 6.23 apresenta um resumo dos carregamentos citados.

Tabela 6.23: Esforços de cálculo da combinação E.L.U. nos apoios

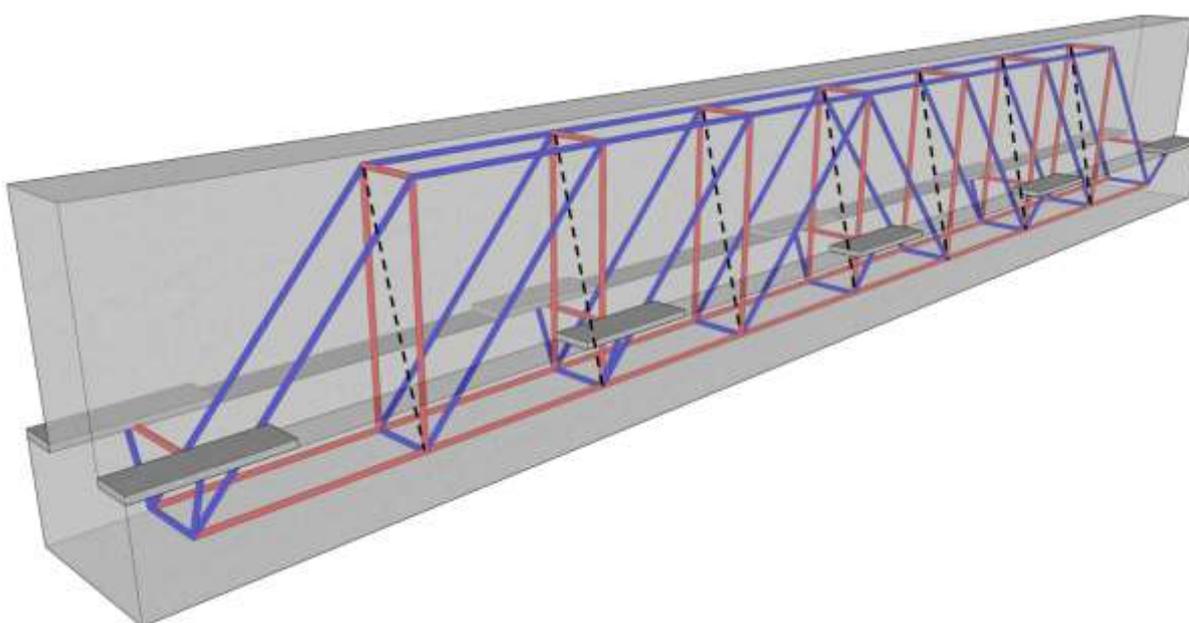
Longarina	V (mín) kN	V (máx) kN	M (mín) kN.m	M (máx) kN.m	T (mín) kN.m	T (máx) kN.m
L01 e L05	349,73	826,42	0,00	0,00	14,50	140,99
L02 e L04	505,31	1.345,31	0,00	0,00	-54,52	114,98
L03	522,25	1.256,21	0,0	0,0	-84,35	84,35

Fonte: O autor, 2019

6.2 ANÁLISE DA VIGA T INVERTIDA

A viga T invertida devido a sua complexibilidade será dimensionada utilizando o Método das Bielas. A definição de um modelo adequado de escoras e tirantes é gerado de forma a considerar todos os possíveis mecanismos de falhas. Assim, o modelo de escoras e tirantes proposto para a viga T invertida do estudo de caso em questão é apresentado na Figura 6.31, sendo este baseado nos trabalhos de Garber *et al.* (2017) e Martin (2007).

Figura 6.31: Modelo tridimensional de escoras e tirantes para a viga T invertida

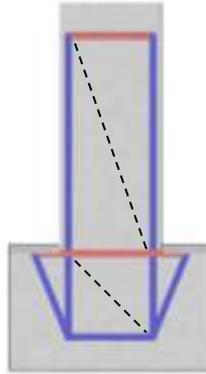


Fonte: O autor, 2019

As linhas azuis do modelo proposto apresentam regiões de compressão, ou seja, os trechos são adotados como escoras. De maneira análoga, o trecho em vermelho representa zonas tracionadas, dessa forma receberão os tirantes. As linhas tracejadas em preto são barras estabilizadoras com esforços nulos de maneira a tornar a treliça isostática. Os pontos de intersecção entre as escoras e os tirantes constituem os nós.

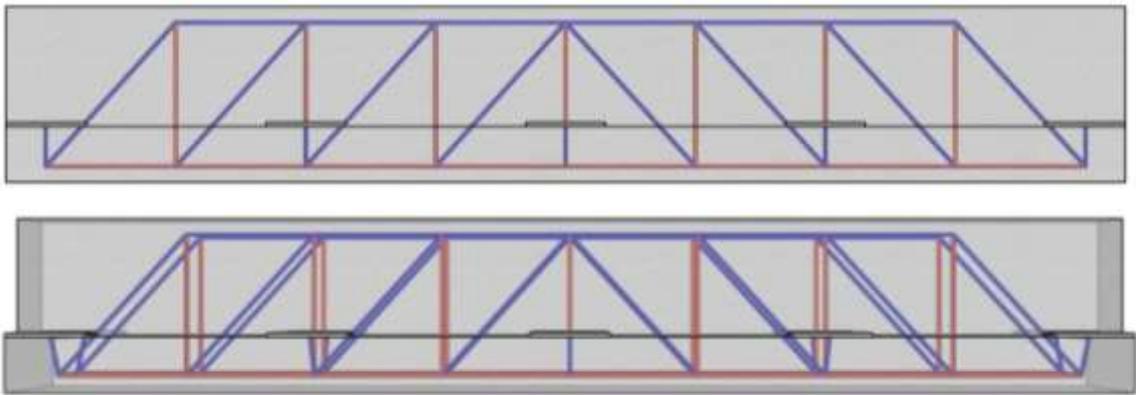
Este modelo tridimensional pode ser dividido em dois modelos bidimensionais, um com seção em corte transversal (Figura 6.32) e um em seção corte longitudinal (Figura 6.33).

Figura 6.32: Modelo bidimensional de escoras e tirantes em seção corte transversal



Fonte: O autor, 2019

Figura 6.33: Modelo bidimensional de escoras e tirantes em seção corte longitudinal



Fonte: O autor, 2019

Com o modelo de treliça proposto é possível dimensionar as armaduras da viga em questão por meio do Método das Bielas segundo a ABNT NBR 6.118:2014. O cálculo pode ser feito de maneira manual seguindo as equações apresentadas no item 2.2 ou de maneira computacional, como exemplo, utilizando o “software” CAST que é uma ferramenta computacional gráfica utilizada para dimensionar e analisar os elementos especiais de concreto armado auxiliado pelo Método das Bielas.

6.2.1 Parâmetros de Dimensionamento pelo Método das Bielas da Viga T Invertida

O dimensionamento pelo Método das Bielas é feito pela verificação das tensões máximas nas escoras e regiões nodais e pelo cálculo da área de aço necessária para os tirantes.

Para o cálculo das tensões máximas, os primeiros parâmetros a calcular são α_{v2} e f_{cd} . Sendo o f_{ck} do concreto de 35 MPa, tem-se:

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{35}{250} = 0,86 \quad (6.1)$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{35,0}{1,40} = 25,0 \text{ MPa} \quad (6.2)$$

Assim, as tensões máximas são:

$$f_{cd1} = 0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot 0,86 \cdot 25,0 = 18,28 \text{ MPa} \quad (6.3)$$

$$f_{cd2} = 0,60 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0,60 \cdot 0,86 \cdot 25,0 = 12,90 \text{ MPa} \quad (6.4)$$

$$f_{cd3} = 0,72 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0,72 \cdot 0,86 \cdot 25,0 = 15,48 \text{ MPa} \quad (6.5)$$

Observa-se pelos resultados obtidos nas Equações 6.3, 6.4 e 6.5 que, as tensões de compressão em regiões sem tração transversal (nós CCC, escoras prismáticas ou leque) precisam ser inferiores a 18,28 MPa, as regiões com tensões de tração transversal (escoras tipo garrafa, nós CTT ou TTT) devem ser menores que 12,90 MPa e em nós CCT o valor não pode ultrapassar 15,48 MPa.

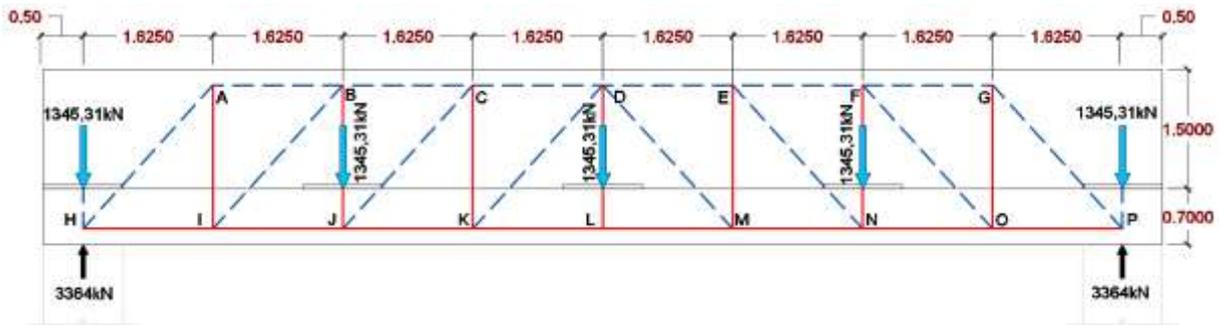
Neste ponto, cabe uma observação quanto aos parâmetros apresentados pela ABNT NBR 6.118:2014. A norma não faz diferença em relação a geometria dos elementos, ou seja, as tensões admissíveis consideradas em estruturas bidimensionais e tridimensionais são as mesmas. Ocorre que, segundo Souza (2004), há sim uma diferença entre a resistência efetiva das escoras nos casos bidimensionais e as escoras dos casos tridimensionais, ou seja, nos casos tridimensionais a resistência tende a ser maior, principalmente devido ao efeito de confinamento disponível para as escoras.

Além disso, Souza (2004) também apresenta o fato de que os parâmetros de eficiência são apresentados apenas para as escoras em casos bidimensionais. E que dessa forma, se estes parâmetros forem utilizados para os casos tridimensionais, o projetista estará sempre a favor da segurança.

O modelo de treliça idealizado para a viga T em estudo é apresentado na Figura 6.34 e 6.35. Para o modelo proposto, carregou-se os apoios das longarinas com o

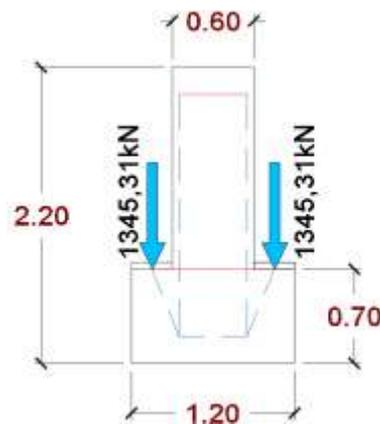
esforço obtido através da linha de influência e das combinações das ações, adotando o maior esforço para todas as vigas, ou seja, aplicado para cada longarina uma carga vertical de 1.345,31 kN.

Figura 6.34: Modelo idealizado de treliça para a viga T em análise – Vista longitudinal



Fonte: O autor, 2019

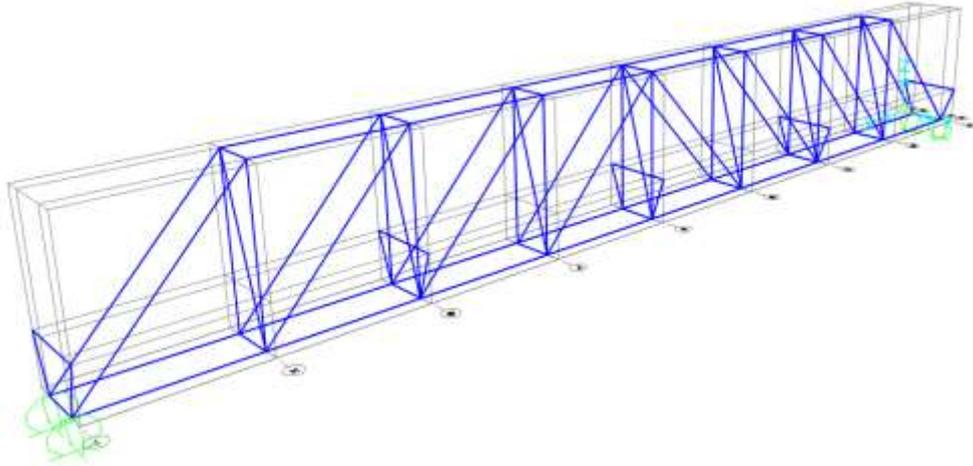
Figura 6.35: Modelo idealizado de treliça para a viga T em análise – Vista Transversal



Fonte: O autor, 2019

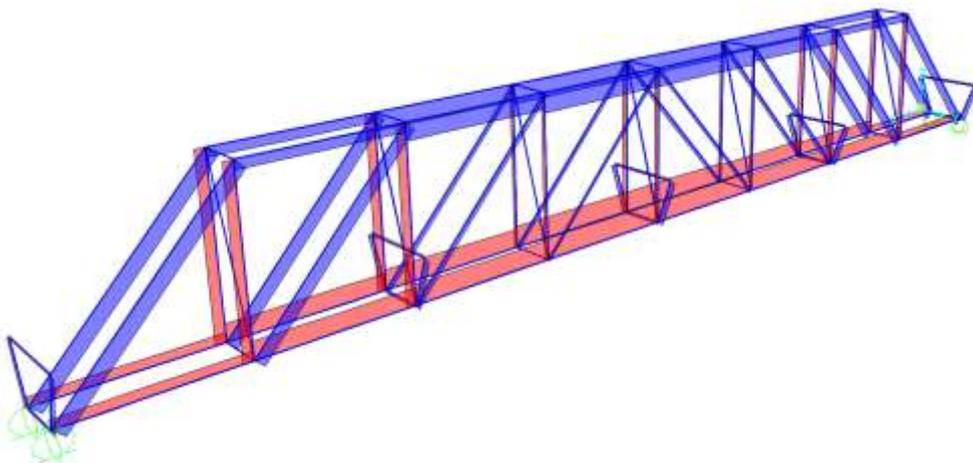
Para verificação dos nós e escoras, bem como o dimensionamento dos tirantes, faz-se necessário a obtenção dos esforços nas barras da treliça. Para isto, fez-se uso do “software” SAP2000®, no qual lançou-se a treliça espacial conforme Figura 6.36, rotulou-se a ligação de maneira a obter a treliça ideal, ou seja, com apenas esforços axiais e gerou-se o diagrama de força axial conforme Figura 6.37.

Figura 6.36: Treliza espacial lançada no SAP2000 para obtenção de esforços



Fonte: O autor, 2019

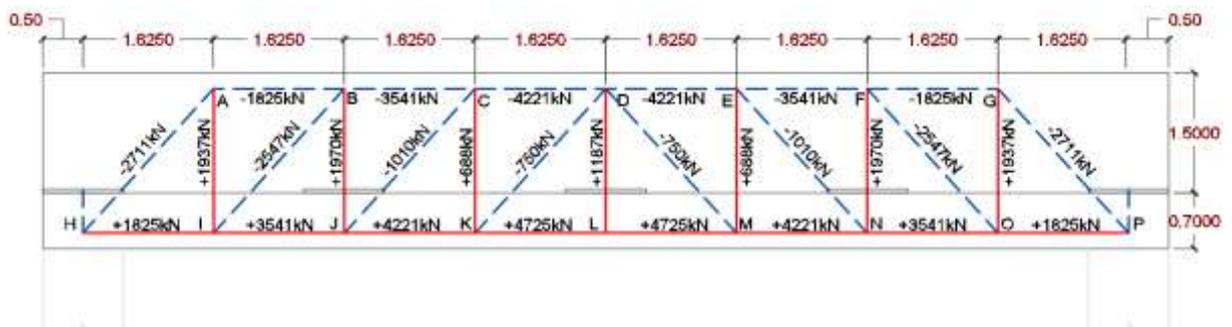
Figura 6.37: Diagrama de esforço axial da treliza espacial



Fonte: O autor, 2019

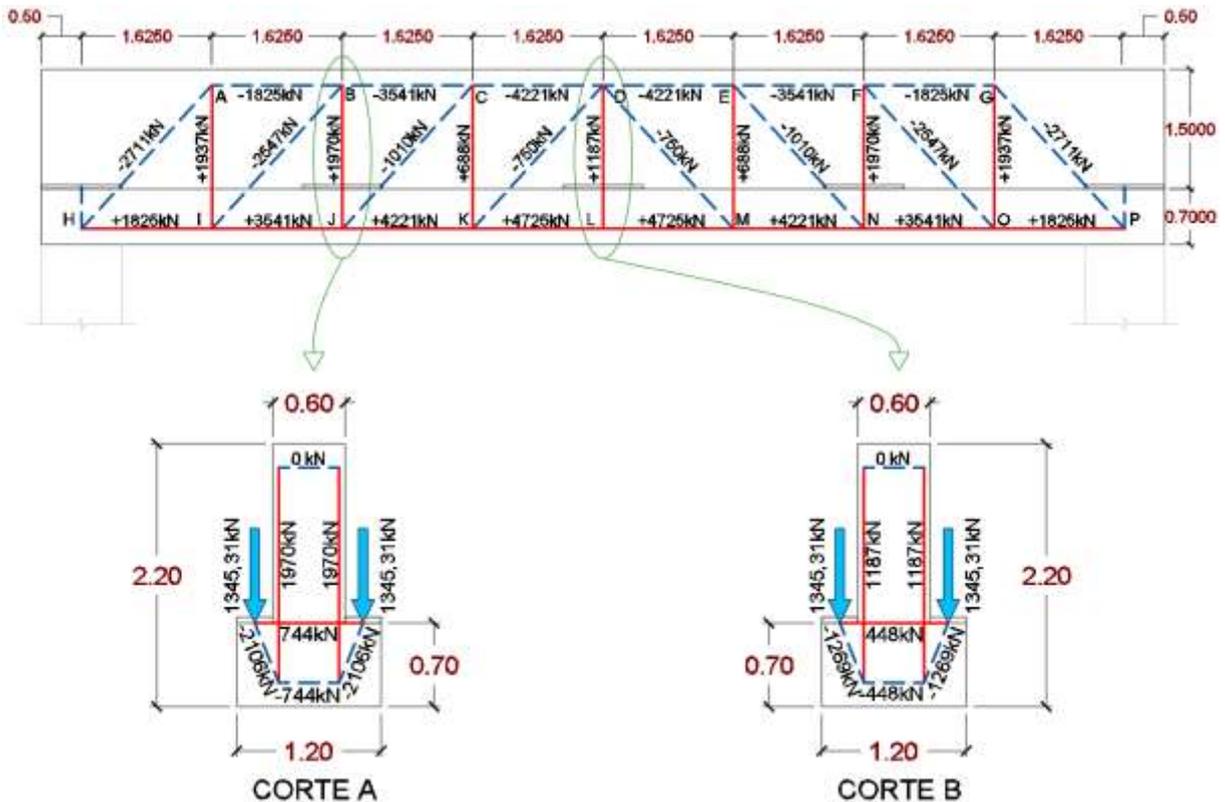
Com isso, os esforços obtidos e que serão utilizados para dimensionamento pelo MB estão representados na Figura 6.38 e 6.39.

Figura 6.38: Esforços na treliza em perfil longitudinal



Fonte: O autor, 2019

Figura 6.39: Esforços na treliça em perfil transversal no corte A e corte B (seções críticas que serão analisadas)



Fonte: O autor, 2019

Com os esforços apresentados no Corte A e no Corte B (Figura 6.39), será feita a verificação dos esforços das escoras e da armadura necessária para os tirantes, tanto o tirante horizontal (estribo da aba) de ligação entre as bordas da peça T no ponto de aplicação das longarinas, quanto dos estribos verticais, sendo que estes posteriormente serão comparados com o Modelo de Viga de maneira a adotar a armadura crítica.

6.2.2 Dimensionamento da Viga T Invertida Utilizando o CAST

Como apresentado, o programa CAST é uma ferramenta gráfica utilizada para dimensionar e analisar elementos especiais de concreto armado levando em consideração o Método das Bielas.

Assim, as primeiras requisições que o programa faz sobre o modelo estão apresentados na Figura 6.40, sendo que o primeiro campo “*D-region Thickness*” é referente a espessura da “Região D” do elemento, no caso esta propriedade foi inserida como sendo $b=1000 \text{ mm}$, para calcular a peça por metro. Abaixo, apresenta-

se as propriedades do material, tem-se para a ACI-318:2014 o valor de f_c que se refere ao valor estatístico de tensão de ruptura do concreto à compressão, para efeitos desde trabalho, será adotado o f_{ck} da ABNT NBR 6.118:2014.

A tensão de tração característica é utilizada para atribuição de elementos de concreto tracionados, sendo adotado 10% do valor característico à compressão. E por fim, o último campo, refere-se a tensão de escoamento da armadura utilizadas nos tirantes, para o presente trabalho utilizado aço CA-50, ou seja, $f_y = 500$ MPa.

Figura 6.40: Informações Iniciais - CAST

Fonte: O autor, 2019

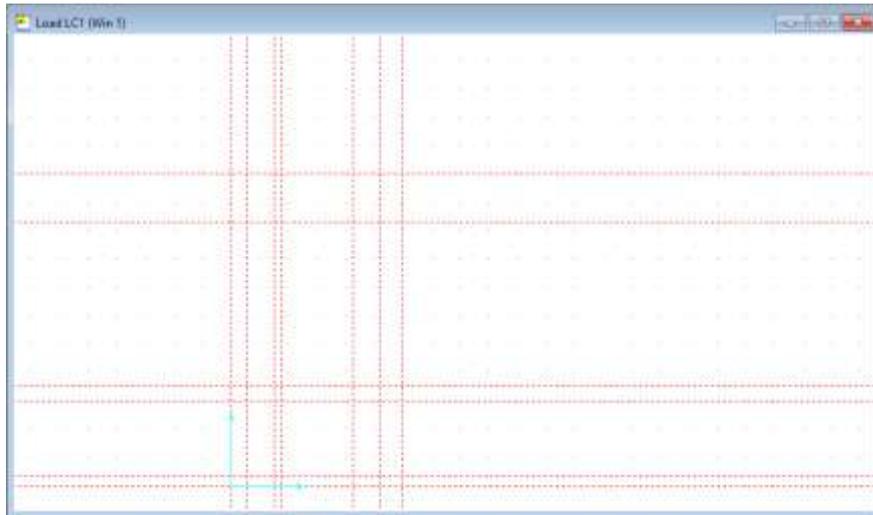
Para modelar o contorno da região a ser estudada é necessário realizar o traçado de linhas de eixo, sendo que o programa apresenta essa função em seu menu principal, ferramenta esta que pode ser manipulada pela janela apresentada na Figura 6.41.

Figura 6.41: Construção das linhas de eixo - CAST

Fonte: O autor, 2019

A interseção dos eixos relacionados na Figura 6.42, são os pontos notáveis do elemento em estudo, ou fazem parte do modelo de escoras e tirantes utilizados para representar a viga T invertida em questão, ou fazem parte do contorno da região D. A Figura 6.35 apresenta o “*model*” do programa com os eixos inseridos.

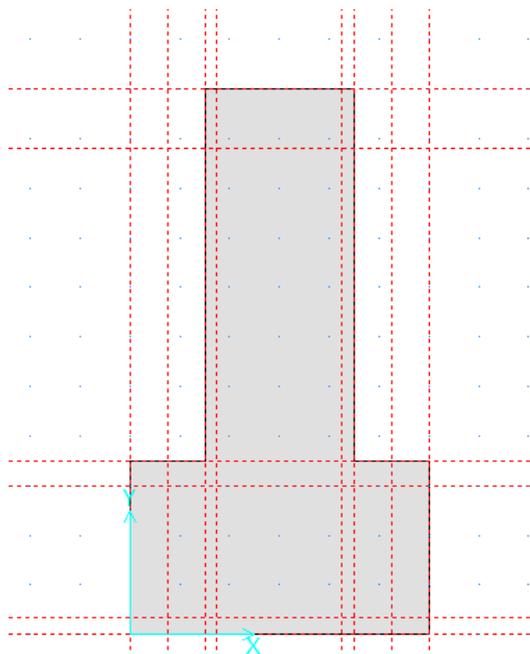
Figura 6.42: Eixos - CAST



Fonte: O autor, 2019

A ferramenta de contorno “*Construct Outer Boundary*” é utilizada para modelar a região de concreto a ser estudada, conforme apresenta-se na Figura 6.43.

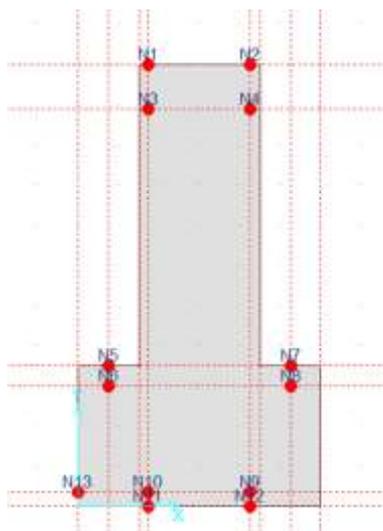
Figura 6.43: Região de Concreto - CAST



Fonte: O autor, 2019

Com a ferramenta de nós “*Add STM Nodes*” foram posicionados os nós do presente problema, como mostra a Figura 6.44. Os nós adicionados nas fronteiras do elemento de concreto serão utilizados tanto para aplicação das cargas quanto para o posicionamento dos apoios.

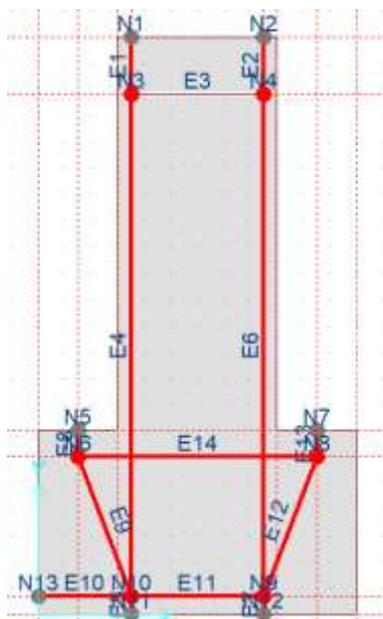
Figura 6.44: Nós do modelo CAST



Fonte: O autor, 2019

Os elementos (escoras e tirantes) são inseridos através da ferramenta “*Construct STM Elements*”. A Figura 6.45 mostra o modelo de escoras e tirantes feito no programa CAST.

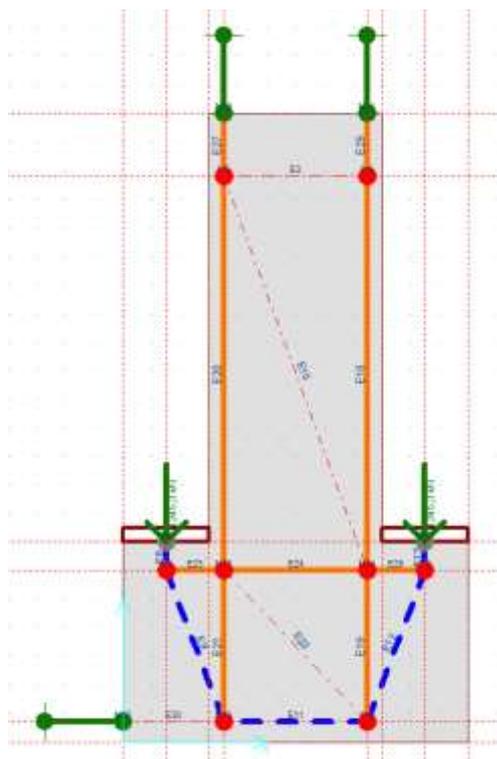
Figura 6.45: Modelo de Escoras e Tirantes - CAST



Fonte: O autor, 2019

Construída a treliça, é possível inserir os apoios e as cargas. Para garantir a distribuição dos esforços nos nós sujeitos a cargas concentradas, se faz necessário introduzir as placas de aplicação de cargas. A Figura 6.46 apresenta os apoios com as placas inseridas.

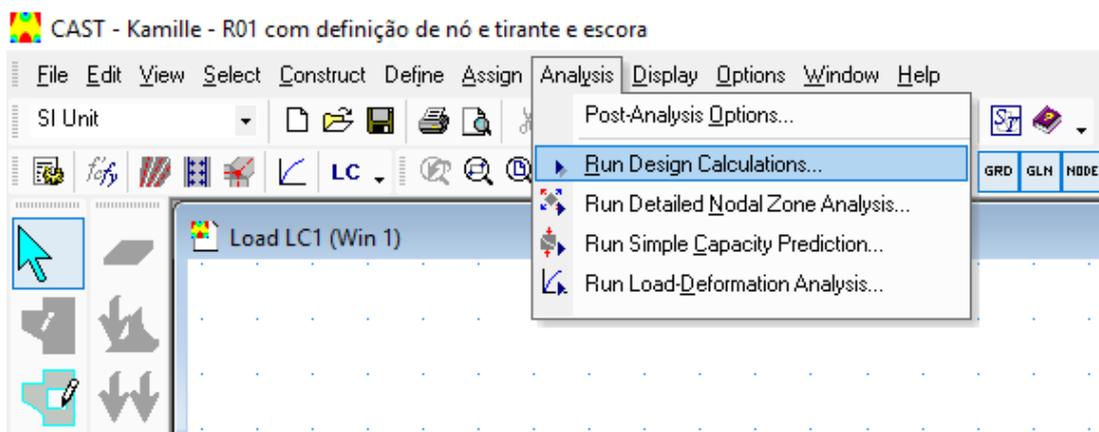
Figura 6.46: Modelo com apoio e placas de aplicação de cargas



Fonte: O autor, 2019

Com isso, se faz possível solicitar uma análise linear da presente treliça através do botão mostrado na Figura 6.47, o resultado da análise é apresentado na Figura 6.41.

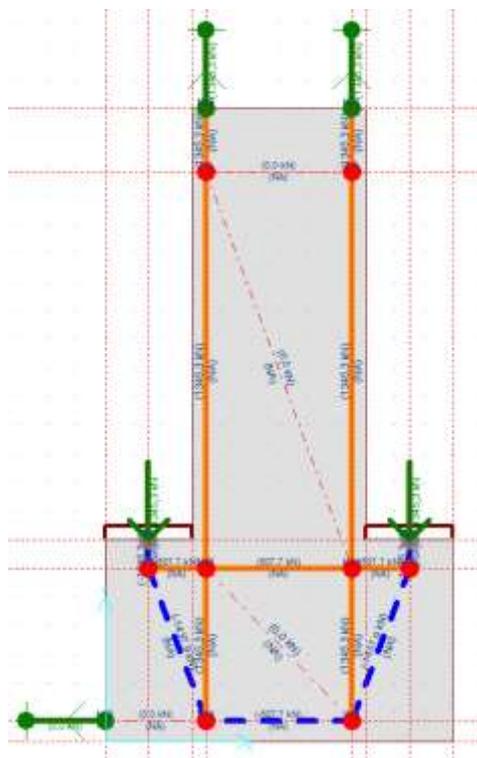
Figura 6.47: Botão de análise linear CAST



Fonte: O autor, 2019

Os resultados apresentados na Figura 6.48 refere a uma análise linear. O CAST se mostra eficiente no ponto de vista de análise e dimensionamento de elementos especiais de concreto a partir dessa análise. O espaço mostrado com o valor “N.A.” corresponde a “*Non Associated*”, ou seja, ainda não foram associadas as características aos elementos e o valor que o acompanha corresponde ao esforço atuante no elemento. Assim, para que o programa calcule essa relação é necessário que o usuário defina parâmetros de resistência dos nós e das escoras.

Figura 6.48: Resultados da análise linear CAST



Fonte: O autor, 2019

As barras pontilhadas que constituem esforço nulo são necessárias para atender as condições de equilíbrio estático, no CAST tais elementos são automaticamente reconhecidos como “*Stabilizer*” (barras estabilizadoras) por terem esforços igual a 0 como apresentado na Figura 6.49. Os esforços obtidos nas escoras e nos tirantes do CAST coincidem com os esforços obtidos pelo SAP2000®, porém, para que isso fosse possível, devido ao fato de o CAST ser um *software* de uso 2D algumas condições de contorno tiveram que serem adotadas na vinculação da estrutura de maneira a induzir um comportamento previamente esperado. Assim, para que a carga no tirante vertical fosse a carga prevista no SAP2000®, induziu-se um

carregamento de 1345,31 kN para que isso seja possível, conforme será apresentado no item 6.2.2.1 e 6.2.2.2.

Figura 6.49: Barras estabilizadoras - CAST

Fonte: O autor, 2019

Como o programa é de origem norte americana, os parâmetros configurados na versão utilizada no presente trabalho são preconizados no ACI-318 (2014). Além desses parâmetros já pré-configurados, o programa permite que o usuário utilize parâmetros propostos por alguns pesquisadores renomeados, tais como: SCHLAICH (1987), MACGREGOR (1997), e RAMIREZ & BREEN (1983). O programa permite também que o usuário configura critérios próprios (“*User-Defined*”), como apresentados na Figura 6.50.

Figura 6.50: Configuração de resistência das escoras CAST

Fonte: O autor, 2019

Para o presente trabalho foi utilizado a opção (0) “*User-Defined*”, com o objetivo de atender aos parâmetros estabelecidos pela NBR 6.118:2014. Foram configurados dois tipos de escoras: uma escora garrafa e uma escora prismática. A escora garrafa a ser utilizada foi a equivalente a um nó CCT, ou seja, uma escora com apenas um tirante passando por ela. O parâmetro “*Efficiency Factor*” apresentado na Figura 6.39 é equivalente a $0,72 \cdot \alpha_{v2}$ apresentado na Equação 2.3. Já o parâmetro “*Strength Reduction Factor*” refere-se ao coeficiente de ponderação utilizado para obter o f_{cd} , porém com valor menor que um, ou seja, o inverso do fator utilizado pela NBR 6.118:2014 (γ_c). O parâmetro apresentado em “*Stress Limit*” é equivalente ao f_{cd3} apresentado na Equação 6.5.

A Figura 6.51 apresenta a configuração de resistência da escora do tipo garrafa enquanto que a Figura 6.52 apresenta a configuração de resistência da escora prismática no CAST.

Figura 6.51: Configuração de Resistência da Escora Garrafa - CAST

Define Concrete Strut Types

Type List

Name:

Defined Types:

- Garrafa - NBR 6118
- Prismática - NBR 6118

Note: This type cannot be deleted because it has been assigned to STM Elements.

Type Properties

Concrete Compressive Strength, f'_c : MPa

Concrete Strut Strength

Strut Equation Method:

Code-Based Equations:

User-Defined or Other Methods:

Efficiency Factor (between 0 and 1):

Strength Reduction Factor (between 0 and 1):

Stress Limit: MPa

Fonte: O autor, 2019

Figura 6.52: Configuração de Resistência da Escora Garrafa - CAST

Fonte: O autor, 2019

A configuração dos parâmetros relacionados aos nós é semelhante aos das escoras anteriormente apresentados. A Figura 6.53 apresenta as configurações de nós CCC, a Figura 6.54 de nós CCT e a Figura 6.55 de nós CTT, todos segundo a ABNT NBR 6.118:2014.

Figura 6.53: Configuração do nó CCC segundo NBR 6.118:2014 - CAST

Fonte: O autor, 2019

Figura 6.54: Configuração do nó CCT segundo NBR 6.118:2014 - CAST

The screenshot shows the 'Define Node Types' dialog box. On the left, the 'Type List' has a 'Name' field containing 'CCT - NBR'. Below it, a list of 'Defined Types' includes 'CCC - NBR', 'CCT - NBR' (highlighted), and 'CTT - NBR'. There are 'Add', 'Modify', and 'Delete' buttons. A note states: 'Note: This type cannot be deleted because it has been assigned to STM Nodes.' On the right, the 'Type Properties' section is expanded. It shows 'Concrete Compressive Strength, f'c' as 35,00 MPa with a 'Modify...' button. Under 'Concrete Node Strength', the 'Node Equation Method' is set to 'User-Defined or Other Methods' with a dropdown menu showing '(0) User-Defined'. Below this, 'Efficiency Factor (between 0 and 1)' is 0,619, 'Strength Reduction Factor (between 0 and 1)' is 0,7143 with a 'Use Default' button, and 'Stress Limit' is 15,48 MPa. At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Fonte: O autor, 2019

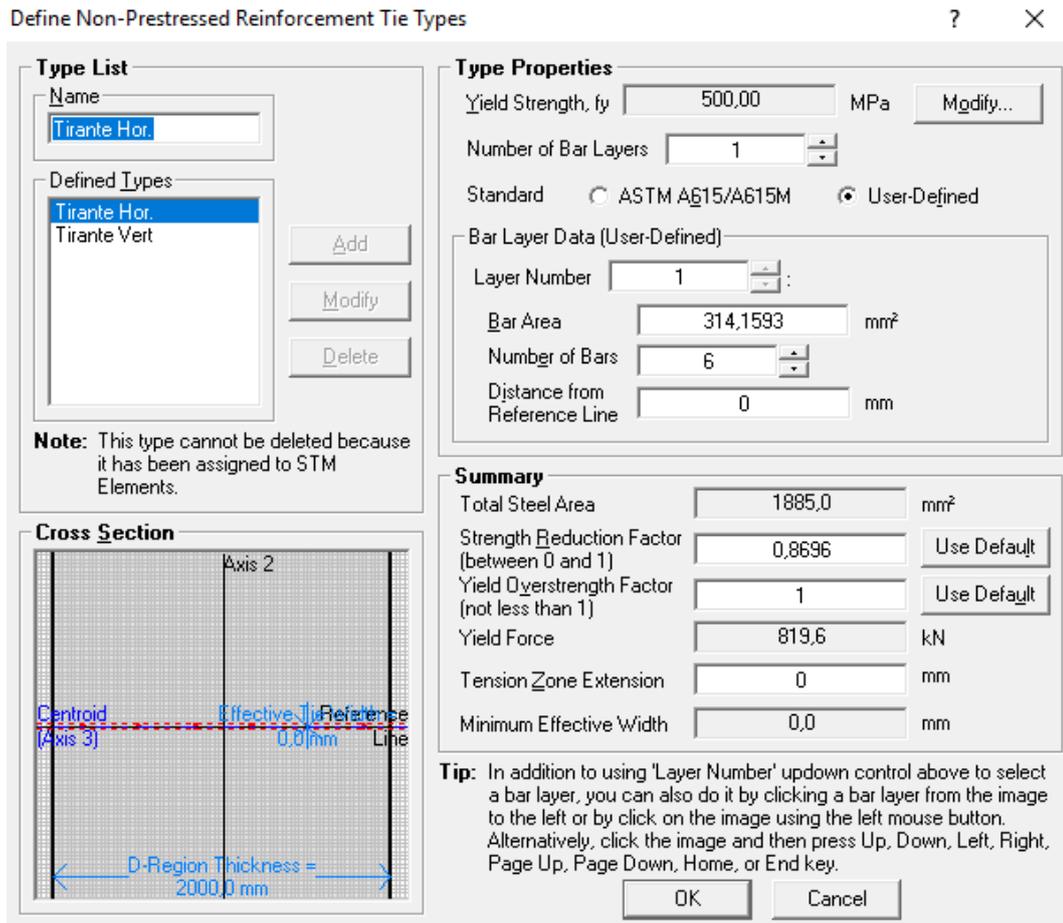
Figura 6.55: Configuração do nó CTT segundo NBR 6.118:2014 - CAST

The screenshot shows the 'Define Node Types' dialog box. On the left, the 'Type List' has a 'Name' field containing 'CTT - NBR'. Below it, a list of 'Defined Types' includes 'CCC - NBR', 'CCT - NBR', and 'CTT - NBR' (highlighted). There are 'Add', 'Modify', and 'Delete' buttons. A note states: 'Note: This type cannot be deleted because it has been assigned to STM Nodes.' On the right, the 'Type Properties' section is expanded. It shows 'Concrete Compressive Strength, f'c' as 35,00 MPa with a 'Modify...' button. Under 'Concrete Node Strength', the 'Node Equation Method' is set to 'User-Defined or Other Methods' with a dropdown menu showing '(0) User-Defined'. Below this, 'Efficiency Factor (between 0 and 1)' is 0,516, 'Strength Reduction Factor (between 0 and 1)' is 0,7143 with a 'Use Default' button, and 'Stress Limit' is 12,90 MPa. At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Fonte: O autor, 2019

Os tirantes também devem ser configurados como as escoras e os nós, ou seja, é possível utilizar diâmetros de barras preconizadas pelo ACI, ou utilizar barras personalizadas. No caso, para atender os padrões brasileiros de barras foi utilizada a opção “User Defined”, e assim informado o valor da área da barra de 20,0 mm no campo “Bar Area”, e a quantidade de barras em “Number of Bars”, conforme Figura 6.56.

Figura 6.56: Configuração do tirante CAST



Fonte: O autor, 2019

No campo “*Summary*”, o programa apresenta a área de aço total do tirante (primeiro item desabilitado para edição). O item “*Strength Reduction Factor*” está relacionado ao coeficiente de ponderação de resistência do aço (inverso de γ_s). Como $\gamma_s = 1,15$, o valor inserido no programa foi de 0,8696. O parâmetro “*Yield Overstrength Factor*” é a relação entre a deformação específica de escoamento com a deformação específica do plástico do aço.

Como os cálculos são lineares, o programa já apresenta uma força de escoamento em “*Yield Force*”, que leva em consideração o fator de ponderação, ou seja, calculada a força em questão para o escoamento acontecer em $f_{yd} = 500 \times 0,8696 = 435 \text{ MPa}$.

O programa permite que o usuário configure a posição das barras que compõem o tirante, em forma de camadas, a Figura 6.56 apresenta a configuração do

tirante principal em uma camada. No campo “*layer bar*” aparece o número um, significado que a camada corrente é a mais baixa, o desenho apresentado no campo “*Cross Section*” mostra em vermelho a camada em questão, com distância de 0 mm para baixo da linha de referência (centro geométrico do tirante).

Definida as propriedades dos elementos que compõem o Modelo de Treliça (escoras, tirantes e nós) é possível aplicar essas propriedades aos elementos modelados. Clicando com o botão direito do mouse nos elementos do modelo abre-se uma janela de configuração dos mesmos. Nessa janela o usuário tem condições de atribuir o tipo do elemento. Na Figura 6.57 é possível visualizar a atribuição das propriedades anteriormente configuradas para o tirante em estudo.

Figura 6.57: Atribuindo propriedades ao tirante

The image shows a software dialog box titled "STM Element Info (Load LC1)". It is divided into several sections:

- General Info:** ID: Tirante; Function: Strut-and-Tie.
- Connectivity:** Start STM Node: N17; End STM Node: N14.
- Properties and Results of Design Calculations:**
 - Length: 500,0 mm
 - Orientation: 360,00 deg
 - Relative Stiffness: 1
 - Tie Force: 507,7 kN
 - Thickness Scale Factor: 1
 - Property Type: Non-Prestressed Reinforcement Tie
 - Property Type Name: Tirante Hor.
 - Total Steel Area: 1520,1 mm²
 - Tie Stress: 333,96 MPa
 - Tie Force Limit: 660,9 kN
 - Stress Ratio: 0,768 (highlighted in yellow)
 - Minimum Effective Width: 0,0 mm
 - Provided Effective Width: 70 mm
- Nonlinear Properties:**
 - Stress-Strain Curve Type: (dropdown)
 - Curve Scale Factor (Greater than 0): 1

Buttons for "Show Detail...", "Use Min. Width", "Use Default", "OK", and "Cancel" are also visible.

Fonte: O autor, 2019

É possível perceber que surge um valor realçado com a cor amarelo, esse valor é a relação entre a tensão solicitante e a resistente (“*Stress Ratio*”). O valor “*Provided Effective Width*” apresentado na Figura 6.57 é utilizado para calcular a tensão atuante

no nó devido aos esforços exercido pelo tirante em questão. No caso, o valor é igual à altura de distribuição do mesmo, preconizado pela NBR 6.118:2014 em seu item 22.4.4.1.

No caso das escoras, o cálculo do “*Stress Ratio*” não se faz automaticamente, é preciso informar a largura da escora. O botão “*Use Min. Width*” apresentado na Figura 6.58 permite que o programa além de calcular a largura mínima, para que a tensão solicitante não supere a resistente, ele atribui esse valor calculado ao campo “*Provided Effective Width*”. A Figura 6.59 apresenta o valor mínimo calculado para a escora em questão, com isso o “*Stress Ratio*” fica exatamente igual a um (vermelho).

Figura 6.58: Atribuição das propriedades das escoras, antes da atribuição do valor mínimo de largura - CAST

The image shows a software dialog box titled "STM Element Info (Load LC1)". It contains the following fields and sections:

- General Info:** ID (E12), Function (Strut-and-Tie).
- Connectivity:** Start STM Node (N8), End STM Node (N9).
- Properties and Results of Design Calculations:**
 - Length: 566,5 mm
 - Orientation: 249,33 deg
 - Relative Stiffness: 1
 - Strut Force: -1437,9 kN
 - Thickness Scale Factor: 1
 - Property Type: Concrete Strut
 - Property Type Name: Garrafa - NBR 6118
 - Stress Limit: 15,48 MPa
 - Min. Effective Width: 185,8 mm
 - Provided Effective Width: 0 mm (highlighted in red)
 - Use Min. Width button
 - Strut Stress: NA MPa
 - f'c Ratio: NA
 - Stress Ratio: NA
 - Beta Ratio: NA
- Nonlinear Properties:**
 - Stress-Strain Curve Type: (dropdown)
 - Curve Scale Factor (Greater than 0): 1

Buttons: Show Detail..., Use Default, OK, Cancel.

Fonte: O autor, 2019

Figura 6.59: Atribuição das propriedades das escoras, depois da atribuição do valor mínimo de largura CAST

STM Element Info (Load LC1)

General Info

ID: E12
Function: Strut-and-Tie

Connectivity

Start STM Node: N8
End STM Node: N9

Properties and Results of Design Calculations

Length: 566,5 mm
Orientation: 249,33 deg
Relative Stiffness: 1
Strut Force: -1437,9 kN
Thickness Scale Factor: 1

Property Type: Concrete Strut
Property Type Name: Garrafa - NBR 6118

Stress Limit: 15,48 MPa
Min. Effective Width: 185,8 mm
Provided Effective Width: 185,772628922569 mm

Strut Stress: 15,48 MPa
Stress Ratio: 1,000 (O/S)

f'c Ratio: 0,442
Beta Ratio: 0,728

Nonlinear Properties

Stress-Strain Curve Type: []
Curve Scale Factor (Greater than 0): 1

Buttons: Show Detail..., OK, Cancel

Fonte: O autor, 2019

Dessa forma, com o “software” configurado, faz-se necessário a verificação das duas seções, Corte A e Corte B, apresentados no item 6.2.1. Ou seja, induziu-se um carregamento de maneira que os esforços obtidos nas barras que compõem o modelo de escoras e tirantes, seja o mesmo apresentados no corte, sendo estes obtidos através da análise 3D da estrutura no SAP2000®.

6.2.2.1 Verificação no CAST do Corte A

Para verificação do corte A, de maneira a obter os mesmos esforços previstos pelo SAP2000®, fez-se uso de condições de contorno conforme explicado anteriormente, na qual foi necessário introduzir um carregamento de maneira que o tirante vertical fosse composto por uma força de 1970 kN, o tirante horizontal de 744 kN, as escoras inclinadas com -2106 kN e a escora inferior horizontal de -744 kN, conforme esforços apresentados na Figura 6.39.

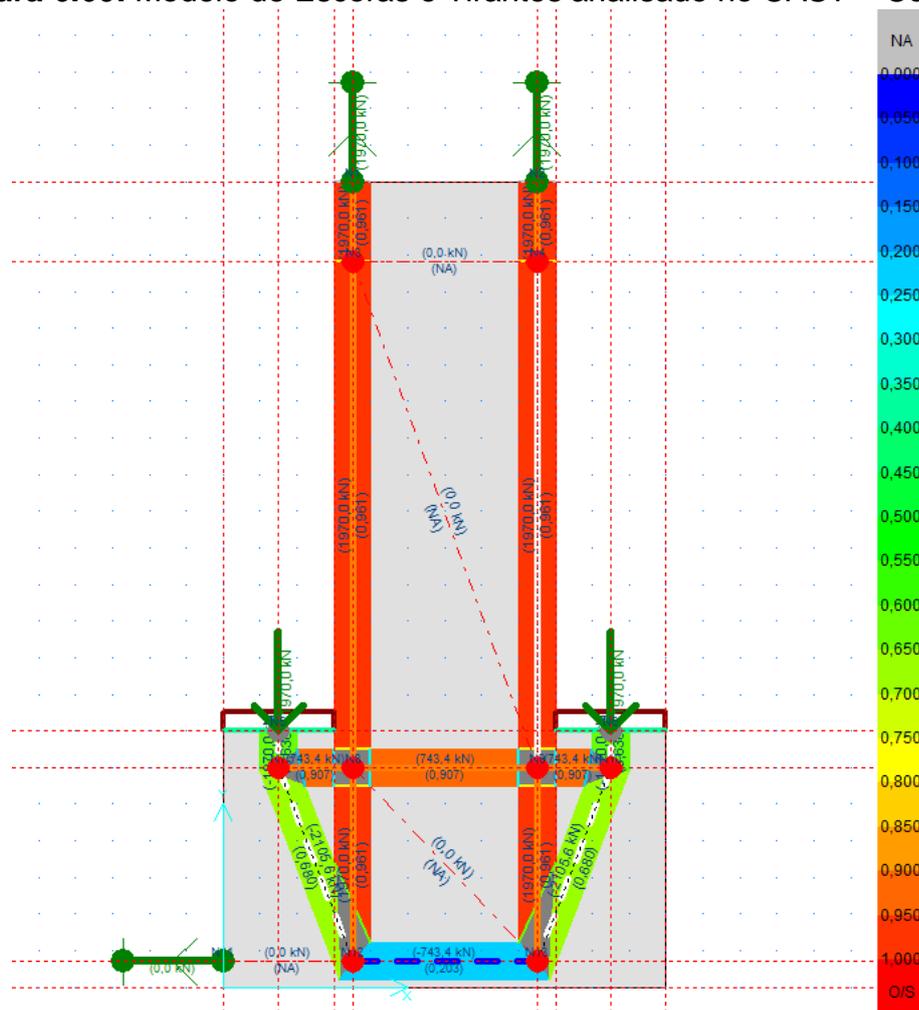
Após a inserção do carregamento, definiu-se a largura das escoras inicialmente como 200 mm, sendo posteriormente verificadas, caso a largura não seja suficiente a mesma deve ser ampliada e novamente verificada. E dimensionou-se os tirantes para as forças de tração apresentadas na barra de acordo com a Equação 2.4, obtendo assim, uma área de aço necessária para os tirantes de:

$$A_{s,\text{tirante vertical}} = \frac{1970 \text{ kN}}{43,48 \text{ kN/cm}^2} = 45,30 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Estribo de 2 ramos } 14\emptyset 16\text{mm c/ } 8\text{cm}$$

$$A_{s,\text{tirante horizontal}} = \frac{744 \text{ kN}}{43,48 \text{ kN/cm}^2} = 17,11 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Estribo de 2 ramos } 8\emptyset 12,5\text{mm c/ } 14\text{cm}$$

Com isso, as propriedades foram aplicadas nos respectivos elementos e realizou-se uma análise estática linear, a Figura 6.60 apresenta o modelo após o processamento.

Figura 6.60: Modelo de Escoras e Tirantes analisado no CAST – Corte A



Fonte: O autor, 2019

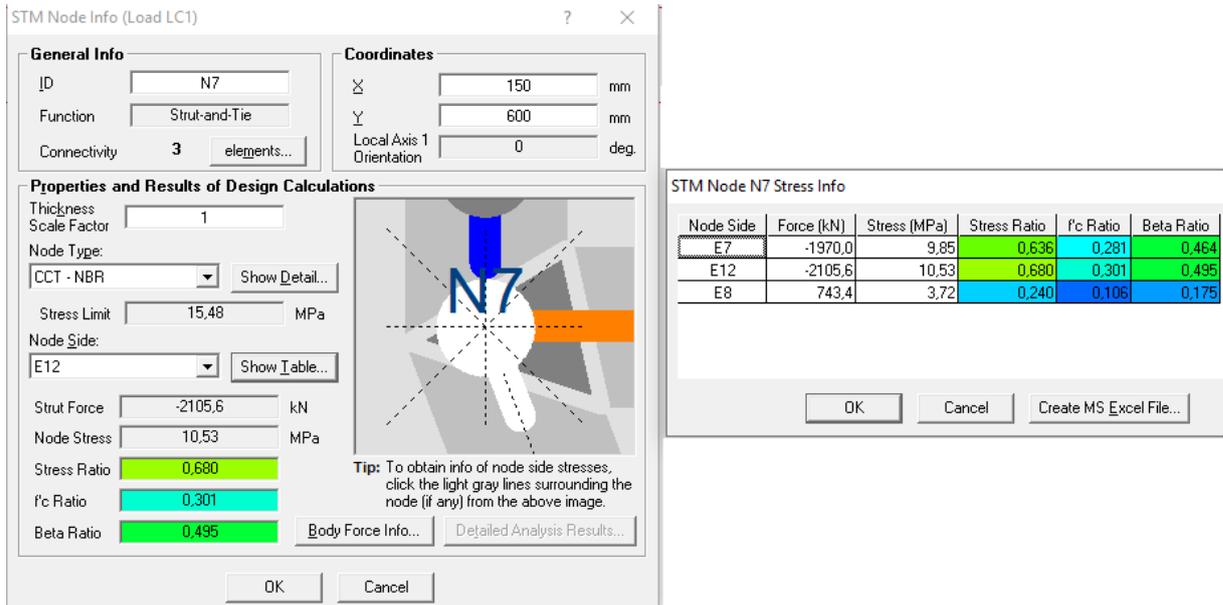
A escala de cores utilizada na Figura 6.60 é bastante útil para uma breve análise da ductilidade do elemento em estudo. Levando em consideração que a análise feita pelo CAST é elástica-linear, teoricamente o elemento que tiver o “*Stress Ratio*” mais próximo de um, ou seja, mais próximo do vermelho, será o primeiro elemento a atingir a tensão limite. Sendo assim, através dessa breve análise, é possível verificar que o tirante vertical irá atingir o escoamento antes dos elementos de concreto atingirem as suas respectivas tensões admissíveis. Portanto, de maneira praticamente automática, é possível verificar tanto as escoras quanto os tirantes e as regiões nodais.

Deve-se observar que os nós singulares devem ser frequentemente verificados e, às vezes, a definição geométrica desses nós pode ser extremamente complicada. Isso acontece porque os nós singulares encontram-se em regiões muito estreitas, onde o volume de concreto disponível para a transferência dos esforços provenientes das armaduras é muito limitado.

O programa CAST auxiliou na verificação do nível de tensão nas regiões nodais e possibilitou grande agilidade nesta etapa, que normalmente é extensa no Método das Bielas. Assim, com o botão direito do mouse sobre os elementos é possível abrir a tela de resultados dos nós, assim como mostra Figura 6.61 que apresenta o nó N7 que é simétrico ao nó N10. A Figura 6.62 apresenta a verificação do nó N8 que é simétrico ao nó N9, e finalmente a Figura 6.63 que apresenta o nó N12 que é simétrico ao nó N13.

A tabela ao lado de cada figura representa a verificação em cada lado do nó, por exemplo, a Figura 6.61 que apresenta o nó N7, apresenta a tabela de verificação do nó em relação a escora E7, a escora E12 e a escora E8.

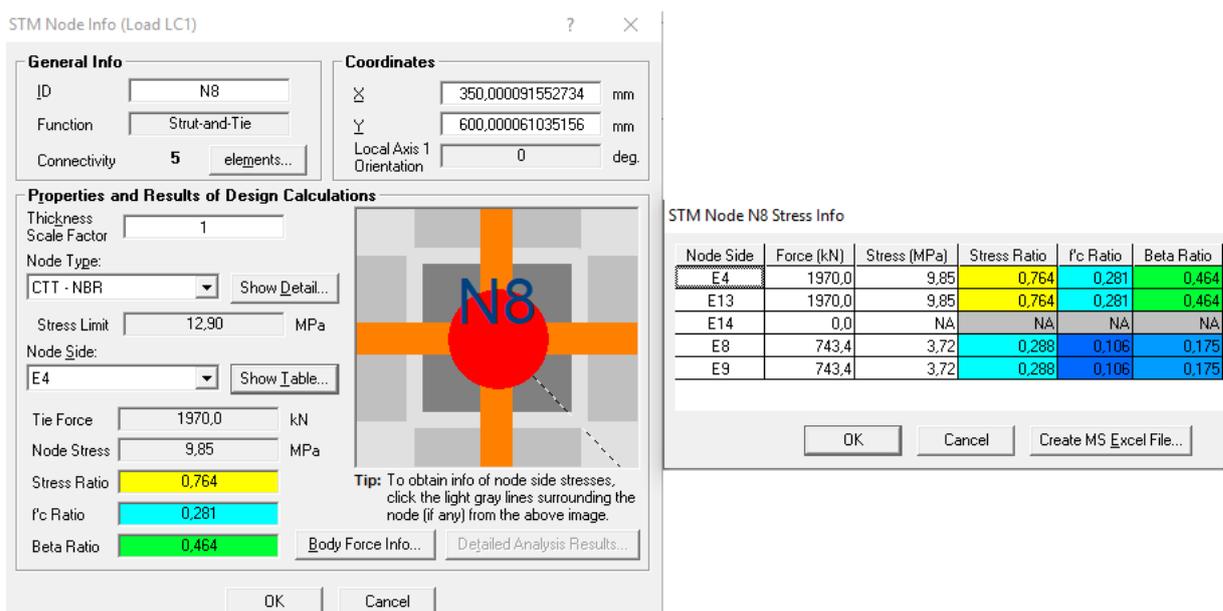
Figura 6.61: Verificação no CAST do nó N7, simétrico ao N10



Fonte: O autor, 2019

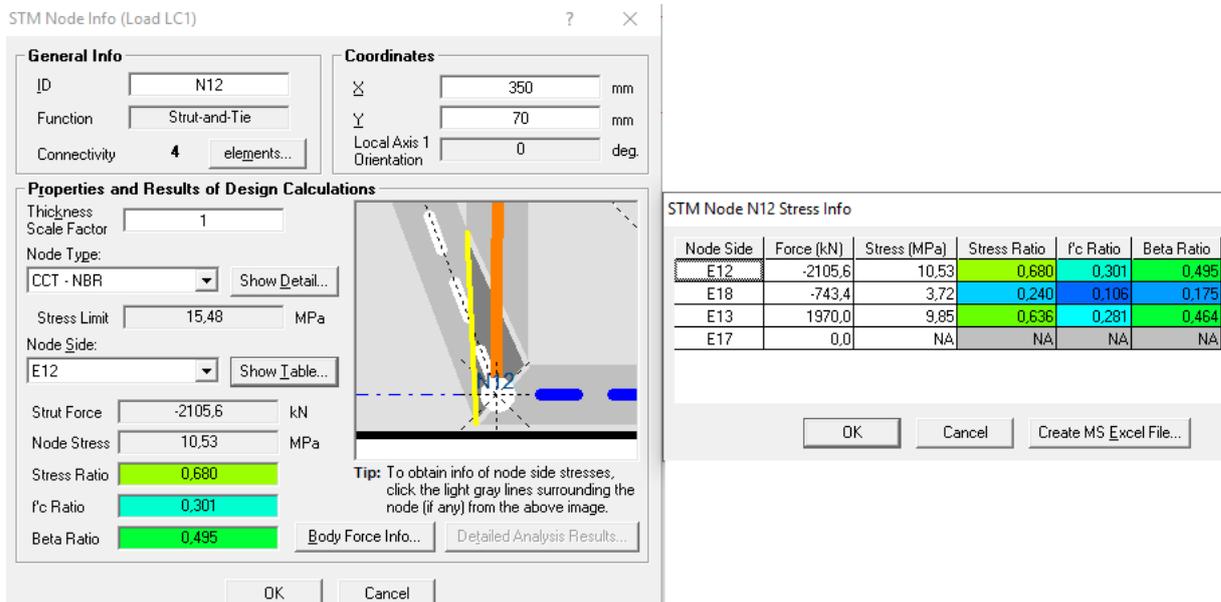
Na Figura 6.62, a tabela de verificação dos nós, apresenta que o nó N8 não foi verificado em relação a escora E14, isso se deve ao fato de que esta é apenas uma barra estabilizadora, conforme apresentado na Figura 6.42 e, portanto, o seu esforço é nulo. O mesmo será observado na Figura 6.63 com o nó N12 em relação a escora E17 que constitui uma barra estabilizadora.

Figura 6.62: Verificação no CAST do nó N8, simétrico ao N9



Fonte: O autor, 2019

Figura 6.63: Verificação no CAST do nó N12, simétrico ao N13



Fonte: O autor, 2019

Assim, em relação ao Corte A, observa-se que as escoras de largura 200 mm são suficientes para absorção da tensão solicitante visto que em nenhuma delas o “*Stress Ratio*” chega ao valor de 1,0 que significaria a ruptura da mesma, bem como todos os nós estão dentro do limite. Os tirantes estão dimensionados para a área de aço necessária por metro, visto que a largura pré-definida para seção transversal era de 1000 mm de largura.

6.2.2.2 Verificação no CAST do Corte B

Para verificação do corte B, novamente utilizou-se de condições de contorno para obtenção dos esforços desejados, introduzindo um carregamento de maneira que o tirante vertical fosse composto por uma força de 1187 kN, o tirante horizontal de 448 kN, as escoras inclinadas com -1269 kN e a escora inferior horizontal de -448 kN, conforme esforços apresentados na Figura 6.32.

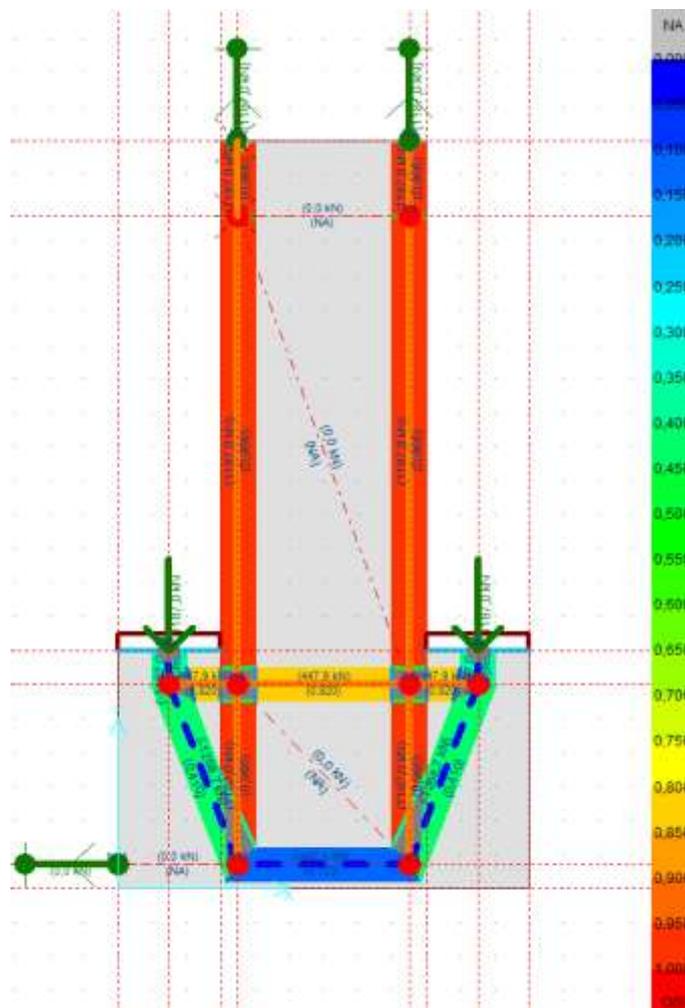
Após a inserção do carregamento, definiu-se a largura das escoras inicialmente como 200 mm, sendo estas verificadas posteriormente. E dimensionou-se os tirantes para as forças de tração apresentadas na barra de acordo com a Equação 2.4, obtendo assim, uma área de aço necessária para os tirantes de:

$$A_{s,\text{tirante vertical}} = \frac{1187 \text{ kN}}{43,48 \text{ kN/cm}^2} = 27,30 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Estribo de 2 ramos } 8\emptyset 16\text{mm c}/14 \text{ cm}$$

$$A_{s,\text{tirante horizontal}} = \frac{448 \text{ kN}}{43,48 \text{ kN/cm}^2} = 10,30 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow \text{Estribo de 2 ramos } 7\emptyset 10\text{mm c}/15\text{cm}$$

Com isso, as propriedades foram aplicadas nos respectivos elementos e realizou-se uma análise estática linear, a Figura 6.64 apresenta o modelo após o processamento.

Figura 6.64: Modelo de Escoras e Tirantes analisado no CAST – Corte B



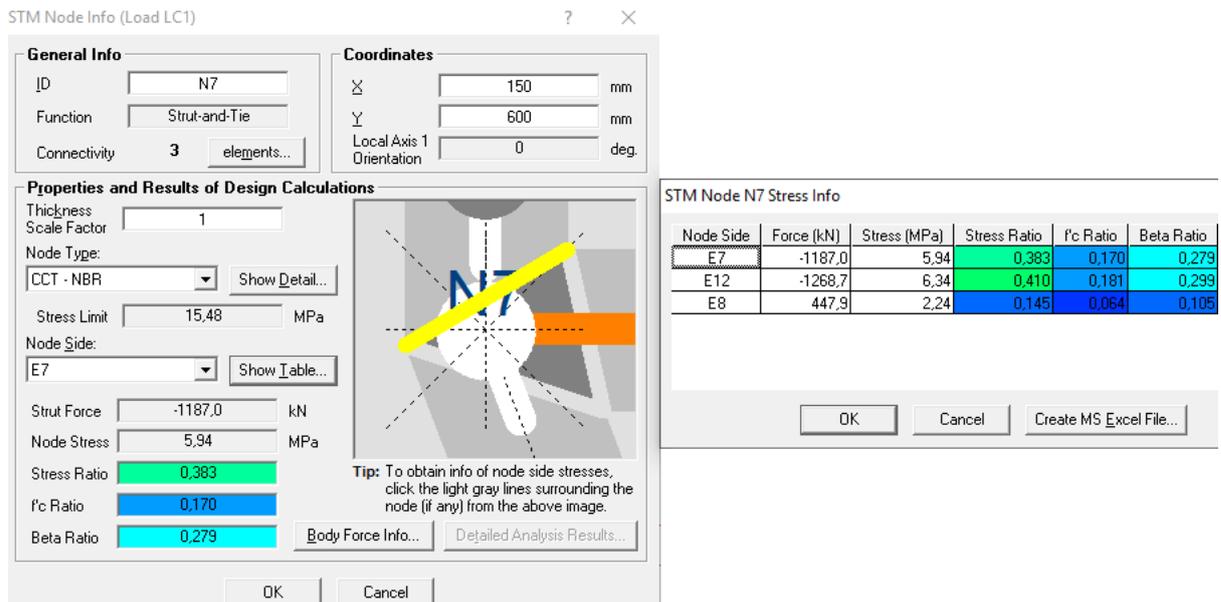
Fonte: O autor, 2019

A escala de cores utilizada na Figura 6.64 novamente é útil para uma breve análise da ductilidade do elemento em estudo. Sendo assim, através dessa breve análise, é possível verificar que o tirante vertical irá atingir o escoamento antes dos elementos de concreto atingirem as suas respectivas tensões admissíveis. Portanto,

de maneira praticamente automática, é possível verificar tanto as escoras quanto os tirantes.

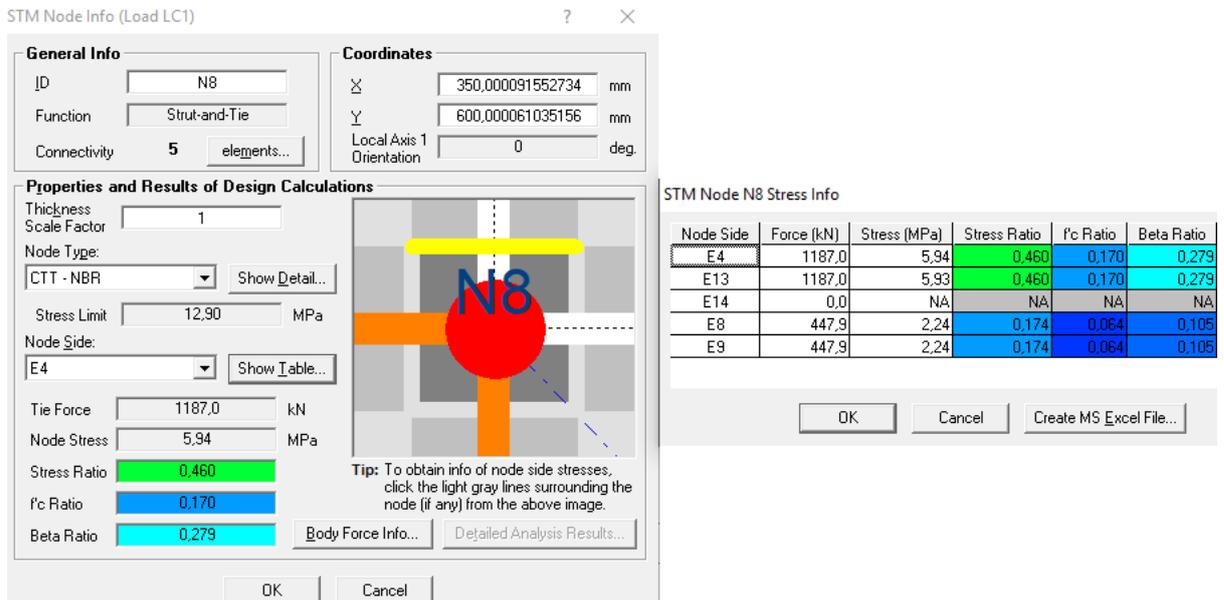
Com o botão direito do mouse sobre os elementos é possível abrir a tela de resultados dos nós, assim como mostra Figura 6.65 que apresenta o nó N7 que é simétrico ao nó N10. A Figura 6.66 apresenta a verificação do nó N8 que é simétrico ao nó N9, e finalmente a Figura 6.67 que apresenta o nó N12 que é simétrico ao nó N13.

Figura 6.65: Verificação no CAST do nó N7, simétrico ao N10



Fonte: O autor, 2019

Figura 6.66: Verificação no CAST do nó N8, simétrico ao N9



Fonte: O autor, 2019

Figura 6.67: Verificação no CAST do nó N12, simétrico ao N13

STM Node Info (Load LC1)

General Info

ID: N12
Function: Strut-and-Tie
Connectivity: 4 elements...

Coordinates

X: 350 mm
Y: 70 mm
Local Axis 1 Orientation: 0 deg.

Properties and Results of Design Calculations

Thickness Scale Factor: 1
Node Type: CCT - NBR
Stress Limit: 15,48 MPa
Node Side: E12
Strut Force: -1268,7 kN
Node Stress: 6,34 MPa
Stress Ratio: 0,410
f/c Ratio: 0,181
Beta Ratio: 0,299

Tip: To obtain info of node side stresses, click the light gray lines surrounding the node (if any) from the above image.

STM Node N12 Stress Info

Node Side	Force (kN)	Stress (MPa)	Stress Ratio	f/c Ratio	Beta Ratio
E12	-1268,7	6,34	0,410	0,181	0,299
E18	-447,9	2,24	0,145	0,064	0,105
E13	1187,0	5,93	0,383	0,170	0,279
E17	0,0	NA	NA	NA	NA

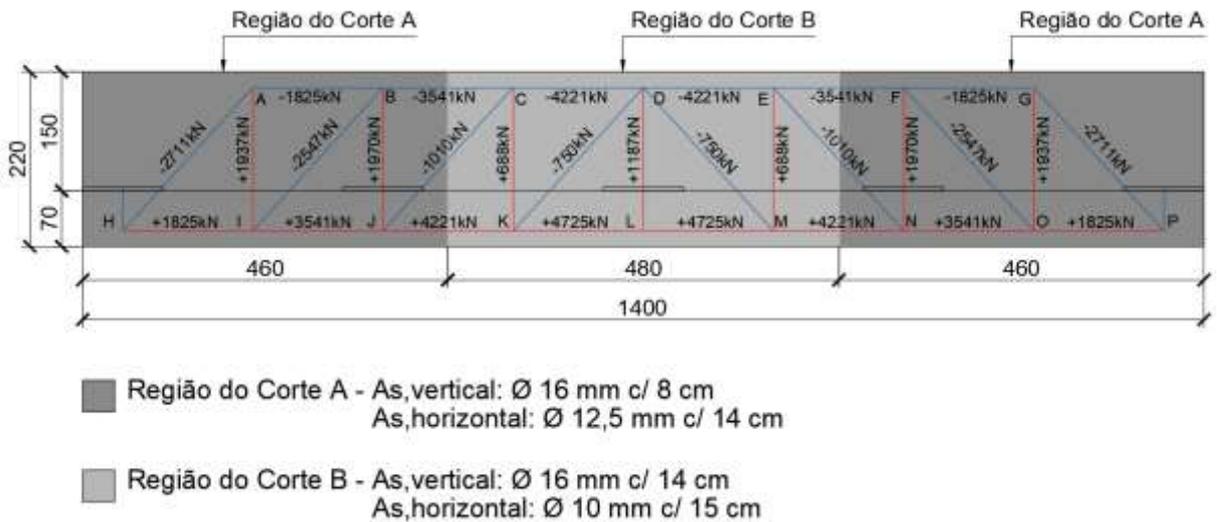
Buttons: OK, Cancel, Create MS Excel File...

Fonte: O autor, 2019

Assim, em relação ao Corte B, observa-se que as escoras de largura 200 mm são suficientes para absorção da tensão solicitante visto que em nenhuma delas o “*Stress Ratio*” chega ao valor de 1,0 que significaria a ruptura da mesma, bem como todos os nós estão dentro do limite. Os tirantes estão dimensionados para a área de aço necessária por metro, visto que a largura pré-definida para seção transversal era de 1000 mm de largura.

As seções A e B podem ser definidas nas vigas por regiões de influência, sendo possível dessa forma que de haja duas configurações de estribos para a viga VTI, tanto os verticais quanto os horizontais, de acordo com o dimensionamento e verificação feito pelo Método das Bielas sendo apresentado conforme Figura 6.68 a seguir.

Figura 6.68: Posicionamento de Estribos conforme dimensionamento pelo MB



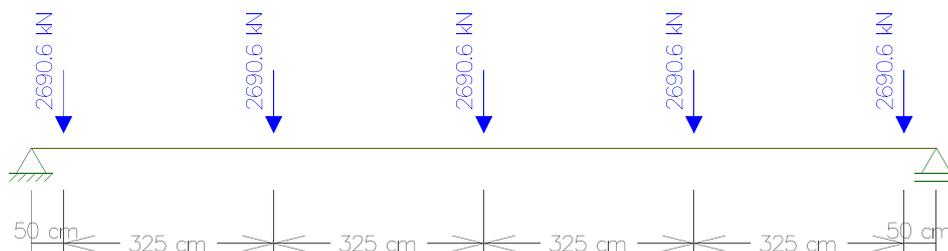
Fonte: O autor, 2019

6.2.3 Dimensionamento dos Estribos da Viga T Invertida por Modelo de Viga (ABNT NBR 6.118:2014)

Para obtenção dos esforços de força cortante e momento fletor de cálculo, na região central da viga T (seção 60x220 cm, sem as abas), transferiu-se as cargas pontuais de 1.345,3 kN das abas para o centro. Como as abas eram carregadas em ambos os lados, o momento de torção gerado devido ao deslocamento é anulado, visto que se forma um binário com mesma intensidade, porém sentidos opostos, sendo assim, a viga carregada pontualmente no centro das longarinas com o esforço de 2.690,6 kN.

Assim, a viga foi lançada no *software* Ftool, conforme Figura 6.69, sendo obtido o diagrama de momento fletor apresentado na Figura 6.70 e de força cortante na Figura 6.71. Sendo estes valores já de cálculo.

Figura 6.69: Região central da viga T invertida com o carregamento de cálculo provenientes das longarinas nas abas



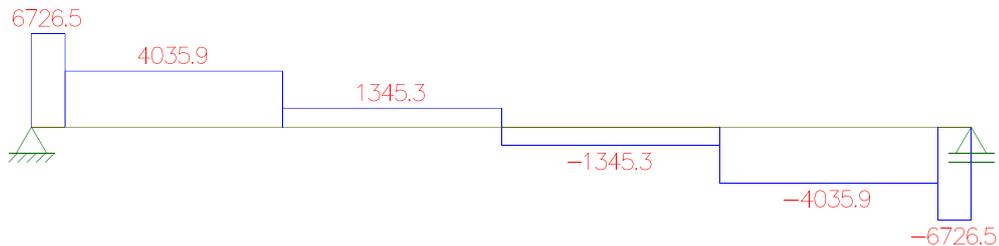
Fonte: O autor, 2019

Figura 6.70: Diagrama de Momento Fletor de Cálculo (kN.m) na região central da viga T invertida



Fonte: O autor, 2019

Figura 6.71: Diagrama de Força Cortante de Cálculo (kN) na região central da viga T invertida

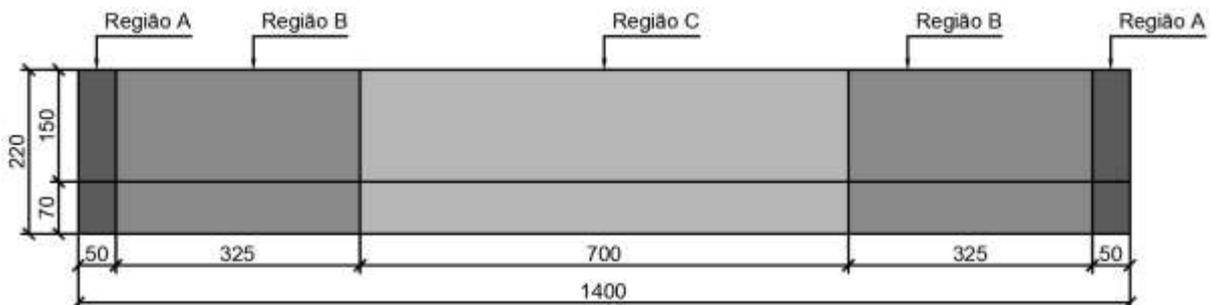


Fonte: O autor, 2019

Para o dimensionamento das armaduras transversais, a viga será dividida em três regiões, devido a variação da força cortante, de maneira que posteriormente esse esforço será comparado com o obtido através do Método das Bielas para as determinadas seções de maneira a ser adotado o maior entre eles.

A Figura 6.69 apresenta a divisão das regiões da viga T de acordo com as forças cortantes de cálculo provenientes do diagrama gerado pelo Ftool conforme mostrado na Figura 6.71 anteriormente.

Figura 6.72: Divisão de regiões de acordo com esforço cortante de cálculo



■ Região A - Força Cortante 6.726,5 kN

■ Região B - Força Cortante 4.035,9 kN

■ Região C - Força Cortante 1.345,3 kN

Fonte: O autor, 2019

○ Região A

Assumindo o Modelo de Cálculo I da ABNT NBR 6.118:2014, tem-se que as condições apresentadas a seguir devem ser satisfeitas. A verificação da segurança da escora de concreto é feita tal que a força solicitante de cálculo seja inferior a força resistente:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

A força resistente é:

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$\alpha_{v2} = 1 - f_{ck}/250 = 1 - 35/250 = 0,86$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot 0,86 \cdot \left(\frac{3,5}{1,4}\right) \cdot 60 \cdot 215 = 7.488,5 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 6.726,5 < V_{Rd2} = 7.488,5 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

Como a condição anterior, está verificada existe grande probabilidade de não ocorrer ruptura na escora. Para a determinação da área de armadura transversal é preciso determinar a parcela da força cortante a ser absorvida pelos estribos:

$$V_{sd} = 6.726,5 \text{ kN} < V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

No caso de flexão simples:

$$V_c = V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$f_{ctd} = 0,7 \cdot \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} = 0,7 \cdot \frac{3,21}{1,4} = 1,61 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,3 \cdot (35)^{\frac{2}{3}} = 3,21 \text{ MPa}$$

$$V_c = 0,6 \cdot 1,61 \cdot 60 \cdot 215 \cdot 0,1 = 1.246,1 \text{ kN}$$

A força que a armadura transversal deve absorver é igual a:

$$V_{sd} = V_c + V_{sw}$$

$$6.726,5 = 1.246,1 + V_{sw} \rightarrow V_{sw} = 5.480,4 \text{ kN}$$

A armadura transversal distribuída por unidade de comprimento é dada por:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} = \frac{5.480,4}{0,9 \cdot 2,15 \cdot 43,48} = 65,14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A armadura anterior pode ser conseguida utilizando-se estribos de dois ramos com $\emptyset 20$ mm c/ 9 cm. Para a dobra do estribo, seguindo o diâmetro mínimo do pino apresentado na Figura B.4, tem-se que para um diâmetro de 20 mm, o diâmetro mínimo do pino de dobramento do estribo deve ser de $8 \cdot \emptyset_t$, ou seja, 16 cm de diâmetro ou 8 cm de raio.

- Região B

De maneira análoga ao cálculo da região A, e usando os parâmetros em relação ao concreto já calculados, tem-se:

$$V_{Rd2} = 7.488,5 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 4.035,9 < V_{Rd2} = 7.488,5 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

Como a condição anterior, está verificada existe grande probabilidade de não ocorrer ruptura na escora. Para a determinação da área de armadura transversal é preciso determinar a parcela da força cortante a ser absorvida pelos estribos:

$$V_{sd} = 4.035,9 \text{ kN} < V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

No caso de flexão simples:

$$V_c = 1.246,1 \text{ kN}$$

A força que a armadura transversal deve absorver é igual a:

$$V_{sd} = V_c + V_{sw}$$

$$4.035,9 = 1.246,1 + V_{sw} \rightarrow V_{sw} = 2.789,8 \text{ kN}$$

A armadura transversal distribuída por unidade de comprimento é dada por:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} = \frac{2.789,8}{0,9 \cdot 2,15 \cdot 43,48} = 33,16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A armadura anterior pode ser conseguida utilizando-se estribos de dois ramos com $\varnothing 16$ mm c/ 12 cm. Para a dobra do estribo, seguindo o diâmetro mínimo do pino apresentado na Figura 6.55, tem-se que para um diâmetro de 16 mm, o diâmetro mínimo do pino de dobramento do estribo deve ser de $5 \cdot \varnothing_t$, ou seja, 8 cm de diâmetro ou 4 cm de raio.

○ Região C

De maneira análoga ao cálculo da região A, e usando os parâmetros em relação ao concreto já calculados, tem-se:

$$V_{Rd2} = 7.488,5 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 1.345,3 < V_{Rd2} = 7.488,5 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

Como a condição anterior, está verificada existe grande probabilidade de não ocorrer ruptura na escora. Para a determinação da área de armadura transversal é preciso determinar a parcela da força cortante a ser absorvida pelos estribos:

$$V_{sd} = 1.345,3 \text{ kN} < V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

No caso de flexão simples:

$$V_c = 1.246,1 \text{ kN}$$

A força que a armadura transversal deve absorver é igual a:

$$V_{sd} = V_c + V_{sw}$$

$$1.345,3 = 1.246,1 + V_{sw} \rightarrow V_{sw} = 99,2 \text{ kN}$$

A armadura transversal distribuída por unidade de comprimento é dada por:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} = \frac{99,2}{0,9 \cdot 2,15 \cdot 43,48} = 1,17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

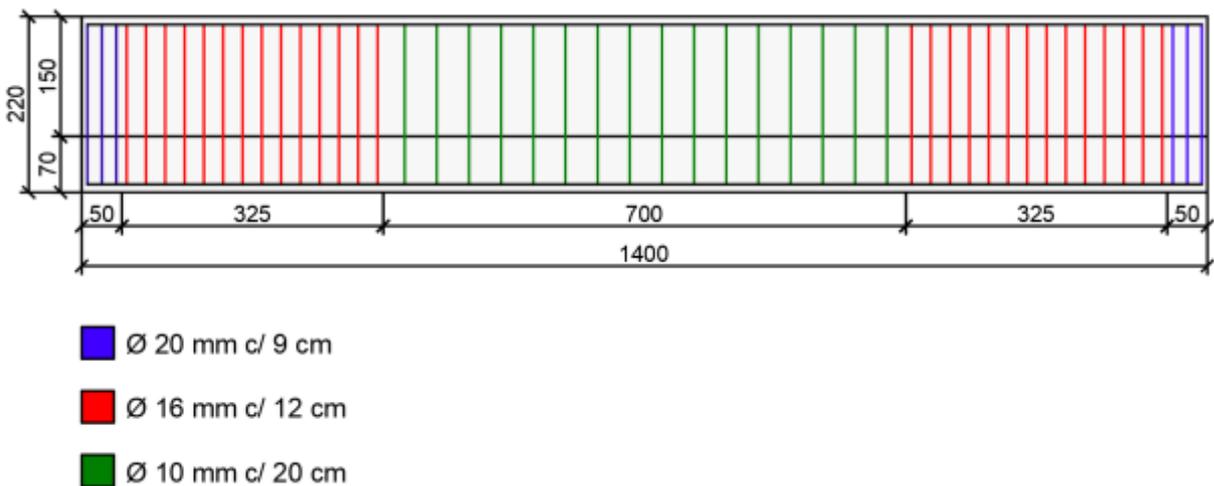
Verificando a armadura mínima, conforme apresentado na Equação 6.30

$$\frac{A_{sw}}{s} = 0,2 \cdot \frac{0,321}{50} \cdot 60 \cdot (\text{sen}90) \cdot 100 = 7,70 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{armadura adotada}$$

A armadura anterior pode ser conseguida utilizando-se estribos de dois ramos com $\varnothing 10$ mm c/ 20 cm. Para a dobra do estribo, seguindo o diâmetro mínimo da ABNT NBR 6.118:2014, tem-se que para um diâmetro de 10 mm, o diâmetro mínimo do pino de dobramento do estribo deve ser de $3 \cdot \varnothing_t$, ou seja, 3 cm de diâmetro ou 1,5 cm de raio.

Dessa forma, conforme o modelo de viga, a distribuição dos estribos de acordo com os esforços nas regiões A, B e C seria configurado conforme Figura 6.73 a seguir:

Figura 6.73: Configuração dos Estribos na Viga T conforme Modelo de Viga



Fonte: O autor, 2019

Através da análise das armaduras obtidas para os estribos pelo Método das Bielas e pelo Modelo de Cálculo I, ambos da ABNT NBR 6.118:2014, observa-se que para as armaduras com predominância de força cortante, o MB se faz mais conservador, ou seja, apresenta uma maior taxa de armadura, sendo assim a favor da segurança. Dessa forma, a Tabela 6.24 apresenta um resumo dos estribos que devem ser adotados para a viga em questão, considerando em cada região a maior armadura obtida entre o Método das Bielas e o Modelo de Viga.

Tabela 6.24: Armadura final adotada para os estribos da VTI considerando a maior taxa entre os dois métodos analisados

	Método de Dimensionamento Dominante.	A_s (cm^2/m)	Armadura adotada
Estribo Vertical na região de apoio (trecho 1: 0,50 m)	Modelo de Vigas	65,14	$\varnothing 20$ mm c/ 9 cm
Estribo Vertical na região de intermediária (trecho 2: 4,10 m)	Método das Bielas	45,30	$\varnothing 16$ mm c/ 8 cm
Estribo Vertical na região central (trecho 3: 2,40 m)	Método das Bielas	27,30	$\varnothing 16$ mm c/ 14 cm
Estribo Horizontal na região de apoio (4,60 m)	Método das Bielas	17,11	$\varnothing 12,5$ mm c/ 14 cm
Estribo horizontal na região central (4,80 m)	Método das Bielas	10,30	$\varnothing 10$ mm c/ 15 cm

Fonte: O autor, 2019

6.2.4 Dimensionamento da Armadura Longitudinal e da Armadura de Pele da Viga T Invertida por Modelo de Viga (ABNT NBR 6.118:2014)

Neste item será feito o dimensionamento da Viga T-Invertida por meio do modelo para vigas convencionais, de acordo com a ABNT NBR 6.118:2014.

6.2.4.1 Dimensionamento da Região Central da Viga VTI Utilizando Modelo de Viga

O dimensionamento das armaduras longitudinais será feito levando em consideração as recomendações da ABNT NBR 6.118:2014. Para o cálculo da armadura longitudinal serão utilizadas as equações de viga comum, região "B".

- Armadura Longitudinal Inferior (Dimensionada a flexão para o maior momento fletor)

$$d = h - c = 220 - 5 \rightarrow d = 215 \text{ cm}$$

$$x_{23} = 0,259 \cdot d = 0,259 \cdot 215 = 56 \text{ cm};$$

$$x_{34} = 0,658 \cdot d = 0,658 \cdot 215 = 142 \text{ cm};$$

$$M_d = 0,68 \cdot b_w \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)$$

$$20852,2 \cdot 100 = 0,68 \cdot 60 \cdot x \cdot \frac{3,5}{1,4} \cdot (215 - 0,4 \cdot x) \rightarrow x = 123 \text{ cm}$$

A altura da linha neutra calculada (123 cm) caracteriza estado limite último (ELU) no Domínio 3. A armadura necessária é calculada da seguinte forma:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{20852,2 \cdot 100}{43,48 \cdot (215 - 0,4 \cdot 123)}$$

$$A_s = 289,3 \text{ cm}^2 \rightarrow 36\emptyset 32 \text{ mm distribuídas em 6 camadas}$$

- Armadura Longitudinal Superior – Armadura mínima

Por ser uma viga biapoiada, será adotado na região superior da viga uma armadura mínima. Para uma largura b_w de viga de 60 cm, a Tabela 17.3 da ABNT NBR 6.118:2014 apresenta que a taxa de armadura é 0,219% da área de concreto. Assim,

$$A_{s,mínimo} = 0,219\% \cdot A_c = 0,219\% \cdot (60 \cdot 220)$$

$$A_{s,mínimo} = 28,91 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\emptyset 32 \text{ mm distribuídas em 1 camada}$$

- Armadura de Pele na Região Central

A ABNT NBR 6.118:2014 recomenda a utilização de armadura de pele para vigas com altura superior a 60 cm. Segundo o item 17.3.5.2.3 da norma em questão, a armadura de pele mínima por face deve ser 0,10% da área da seção transversal ($A_{c,alma}$) e composta por barras de alta aderência com espaçamento não maior que 20 cm, não necessitando ser maior do que 5 cm²/m. Assim, a armadura de pele por face a ser disponibilizada para a viga em análise é:

$$A_{s,pele} = \frac{0,1}{100} \cdot 60 \cdot 220 = 13,2 \text{ cm}^2 \text{ por face} > 5 \text{ cm}^2 \text{ por face, logo } \rightarrow A_{s,pele} = 5 \text{ cm}^2 / \text{face.}$$

Distribuindo a armadura de pele ao longo da altura total da viga, menos a altura de distribuição dos tirantes (70 cm pertencentes ao trecho da aba T), tem-se: 150 cm:

$$A_{s,pele,central} = 9 \emptyset 8,0 \text{ mm c/ 15 cm por face}$$

- Armadura de Pele na Aba

Segundo Martin Jr. (2007) as abas estão submetidas a um esforço de compressão, ou seja, as forças concentradas que atuam na mesma descem por uma escora comprimida até a região central da viga onde a mesma se comporta como modelo de viga e é dimensionada a flexão. Dessa forma, não há região tracionada na aba, o que implica que deve ser posicionada uma armadura mínima de controle de fissuração, ou seja, uma armadura de pele visto que a viga possui mais que 60 cm de largura.

Assim, ainda baseado na ABNT NBR 6.118:2014, a armadura de pele por face a ser disponibilizada para a aba da viga em análise é:

$$A_{s,pele} = \frac{0,1}{100} \cdot 30 \cdot 70 = 2,10 \text{ cm}^2 \text{ por face}$$

Distribuindo a armadura de pele ao longo da altura total da aba, tem-se: 60 (tirando o cobrimento da armadura):

$$A_{s,pele,aba} = 5 \text{ } \varnothing 8,0 \text{ mm c/ 15 cm por face}$$

A Tabela 6.25 apresenta as armaduras longitudinais e de pele finais adotadas para a viga através do Modelo Preconizado de Vigas pela ABNT NBR 6.118:2014.

Tabela 6.25: Armadura longitudinal final adotada para a viga

	Método de Dimens.	A_s (cm ² /m)	Armadura adotada
Armadura Longitudinal Inferior	Modelo de Viga	289,30	36Ø32 mm
Armadura Longitudinal Superior	Modelo de Viga	28,91	4Ø32 mm
Armadura de pele na aba	Modelo de Viga	2,10	5 Ø8,0 mm c/ 15 cm
Armadura de pele na alma	Modelo de Viga	5,00	9 Ø8,0 mm c/ 15 cm

Fonte: O autor, 2019

6.2.5 Dimensionamento da armadura longitudinal pelo MB

De acordo com os esforços apresentados na Figura 6.38, é possível pelo tirante inferior calcular uma armadura longitudinal que pode ser comparada com a obtida no Modelo de Vigas. O valor obtido no tirante será multiplicado por 2 devido ao fato de que há um tirante de cada lado da viga quando vista em corte transversal. Assim, de acordo com a Equação 2.4:

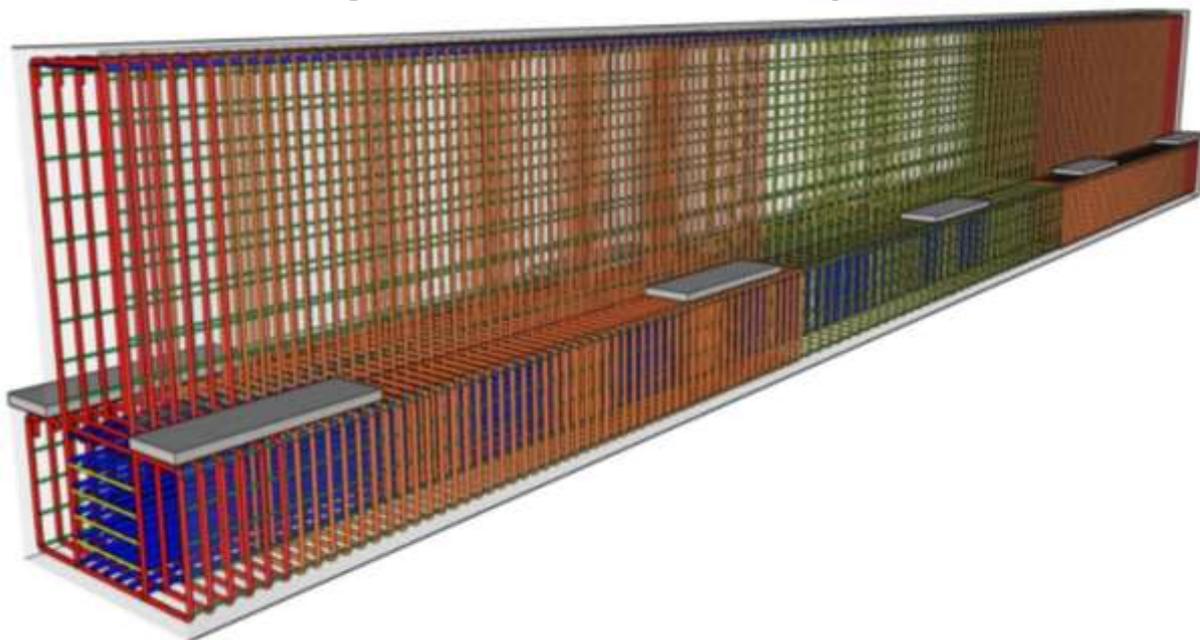
$$A_{s,longitudinal,MB} = \frac{2 \cdot 4725 \text{ kN}}{43,48 \text{ kN/cm}^2} = 217,34 \text{ cm}^2 < A_{s,modelo \text{ de viga}} = 289,3 \text{ cm}^2$$

A taxa de armadura obtida para a armadura inferior longitudinal pelo MB é inferior ao obtido pelo Modelo de Vigas. Isso mostra que para as armaduras longitudinais o dimensionamento pelo Modelo de Vigas é adequado e atende aos quesitos, sendo o modelo que se mostra mais conservador e a favor da segurança.

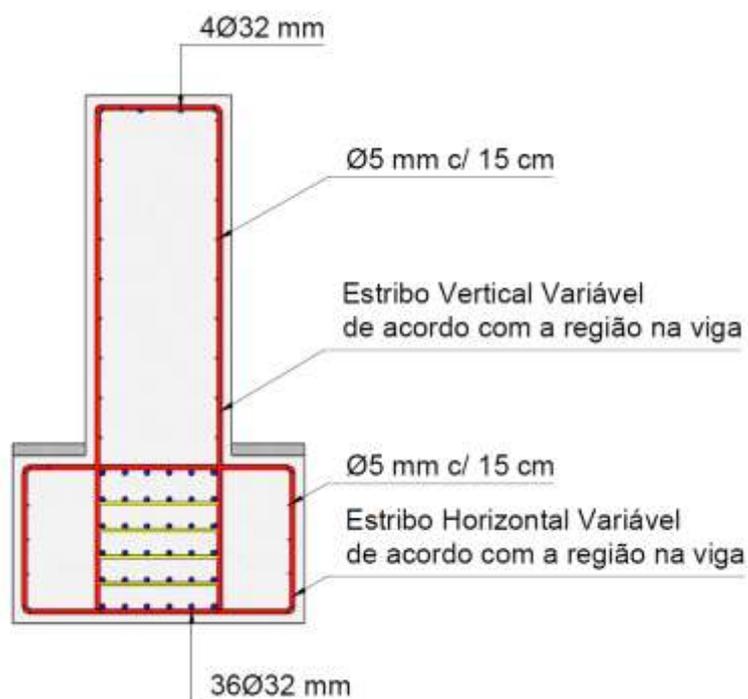
É importante salientar que tanto para a armadura longitudinal quanto para os estribos, o Modelo Convencional de Vigas e o Método das Bielas são procedimentos corretos de dimensionamento e ambos são regidos pela ABNT NBR 6.118:2014. A opção de adotar o que fornece uma maior taxa de armadura se caracteriza em ser a favor da segurança.

6.2.6 Detalhamento final da armadura

Através das armaduras apresentadas pelas Tabelas 6.24 e 6.25 realizou-se o detalhamento final da armadura que deve ser adotada para a Viga T invertida investigada. A Figura 6.74 apresenta uma imagem em 3D da armadura, bem como a Figura 6.75 apresenta um corte em uma seção genérica na qual as barras longitudinais apresentadas e a armadura de pele é fixa para a viga toda, porém os estribos verticais e horizontais variam de acordo com a região da viga.

Figura 6.74: Armadura em 3D na viga TI

Fonte: O autor, 2019

Figura 6.75: Corte Transversal da Viga em seção variável

Fonte: O autor, 2019

6.3 ANÁLISE DA ESCORA INCLINADA

As escoras provenientes do MB, como já apresentadas, possuem três configurações: escoras prismáticas, garrafas e em leque. A resistência ao esmagamento das escoras é baseado no fator efetivo de resistência à tensão de compressão. Os códigos normativos disponíveis são classificados em dois grupos, dependendo do método utilizado para o cálculo da resistência efetiva suporte das escoras.

O primeiro grupo compreende a AASHTO LRFD (2008), CSA-S6-06 (2006), CSA-A23.3-04 (2005) e AS 3600 (2009), que definem a resistência da escora em função da deformação da armadura do tirante. O segundo grupo compreende a ACI-318-11 (2011), DIN 1045-1 (2001), NZS 3101 (2006) e a ABNT NBR 6.118 (2014) que recomendam um valor efetivo para a resistência das escoras sem levar em consideração a deformação do tirantes.

As Equações 6.6 e 6.7 são fornecidas pelo AASHTO LRFD (2008) e também pela CSA A.23.3-04 (2005) para o cálculo do fator de resistências das escoras, levando em consideração a deformação do tirante e da escora. As equações são baseadas essencialmente na teoria conhecida por MCFT (*Modified Compression Field Theory*), desenvolvida por Vecchio e Collins (1986).

$$f_{cu} = \frac{f'_c}{0,8 + 170 \cdot \varepsilon_1} \leq 0,85 \cdot f'_c \quad (6.6)$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0,002) \cdot \cot^2 \theta_s \quad (6.7)$$

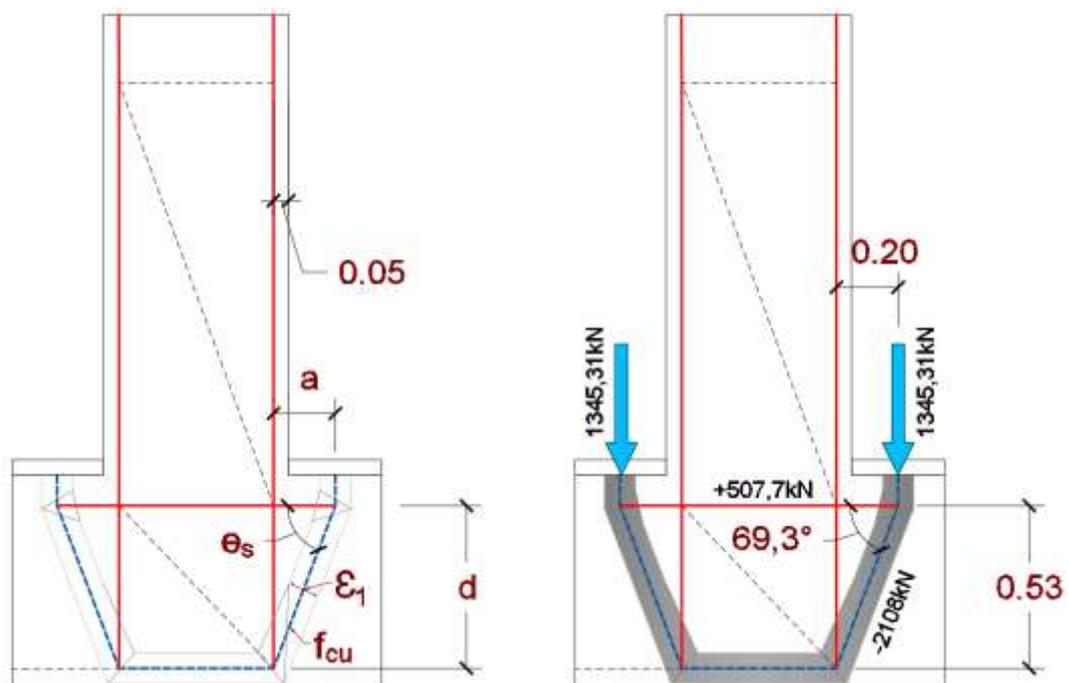
Onde,

- ε_1 Deformação principal da escora;
- ε_s Deformação da armadura tirante;
- θ_s Ângulo de inclinação entre o tirante e o eixo escora inclinada;
- f_{cu} Resistência à compressão efetiva da escora (MPa)
- f'_c Resistência à compressão do concreto especificado (MPa).

De maneira a verificar a resistência da escora inclinada da aba da viga T invertida em função dessa relação a/d , ou seja, levando em consideração o afastamento do ponto de aplicação da carga concentrada em função do apoio, mas mantendo a profundidade da aba, verificou que se a relação a/d existente na viga dimensionada é de 0,3774. Afim de verificar a influência das deformações na resistência da escora, variou-se essa relação em mais 7 valores, obtendo novos esforços para os tirantes, submetido ao mesmo carregamento pontual, com o intuito de analisar as interferências na resistência à compressão da escora.

A Figura 6.76 apresenta a posição das variáveis existentes nas Equações 6.6 e 6.7, bem como os valores para a VTI dimensionada com a relação $a/d=0,3774$. A análise das demais relações manterá a altura útil de 0,53 metros, mas terá a medida “a” variada para que a escora mude o ângulo de inclinação e conseqüentemente o tirante seja redimensionado.

Figura 6.76: VTI com valores para dimensionamento da resistência à compressão da escora inclinada



Fonte: O autor, 2019

A seguir será apresentado o cálculo da resistência da escora utilizando os códigos normativos CSA A.23.3-04 (2005) e a AASHTO LRFD (2008) para a relação a/d existente de 0,3774.

O ângulo de inclinação entre a escora e o tirante é obtido pela tangente utilizando os valores de “a” e “d” conhecidos:

$$\arctg(\theta_s) = \frac{a}{d} \rightarrow \arctg(\theta_s) = \left(\frac{0,20}{0,53}\right) \rightarrow \theta_s = 69,3254^\circ$$

Com os valores de “a” e “d” é possível carregar a viga T invertida com o tamanho de borda correto, no caso:

$$\text{borda} = 2 \cdot (a - 0,05) = 2 \cdot (0,20 - 0,05) \rightarrow \text{borda} = 0,30 \text{ m}$$

Assim, a viga foi desenhada no CAST para obtenção dos esforços nas escoras e nos tirantes. Com o esforço no tirante, foi possível calcular sua armadura:

$$A_{st} = \frac{P_{\text{tirante}}}{f_{yd}} = \frac{507,7}{43,48} \rightarrow A_{st} = 11,68 \text{ cm}^2$$

A deformação do tirante pode ser obtida pela Lei de Hooke ou pela Equação da Mecânica Clássica, sendo as duas formas apresentadas a seguir respectivamente:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \rightarrow \varepsilon_s = \frac{f_{yk}}{E_s} = \frac{500 \text{ MPa}}{210.000 \text{ MPa}} \rightarrow \varepsilon_s = 2,07 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{P_{\text{tirante}}}{A_{st} \cdot E_s} = \frac{507,7 \cdot 10^3 \text{ N}}{1168 \text{ mm}^2 \cdot 210.000 \text{ N/mm}^2} \rightarrow \varepsilon_s = 2,07 \text{ ‰}$$

Com a deformação do tirante obtém-se a deformação da escora através da Equação 6.7:

$$\varepsilon_1 = 2,07 \text{ ‰} + (2,07 \text{ ‰} + 0,002) \cdot \cot^2 69,3254 \rightarrow \varepsilon_1 = 2,650 \text{ ‰}$$

Por fim, a resistência à compressão da escora inclinada em função da deformação do tirante e da escora é calculada através da Equação 6.6:

$$f_{cu} = \frac{f_c}{0,8+170 \cdot \varepsilon_1} \leq 0,85 \cdot f'_c = \frac{35 \text{ MPa}}{0,8+170 \cdot 0,002650} \leq 0,85 \cdot 35$$

$$f_{cu} = 27,99 \leq 39,75 \rightarrow f_{cu} = 27,99 \text{ MPa}$$

Da mesma forma, repetiu-se o procedimento para as outras variações de a/d . Os esforços nas escoras e nos tirantes foram recalculados para os novos ângulos de inclinação e uma nova armadura para o tirante encontrada. Com isso, foram obtidos valores para as deformações dos tirantes, escoras e conseqüentemente as novas resistências à compressão das escoras baseadas nas Equações 6.6 e 6.7 originadas dos códigos normativos CSA A.23.3-04 (2005) e AASHTO LRFD (2008). A Tabela 6.26 apresenta os valores obtidos.

Tabela 6.26: Resistência à compressão das escoras com variação da relação a/d

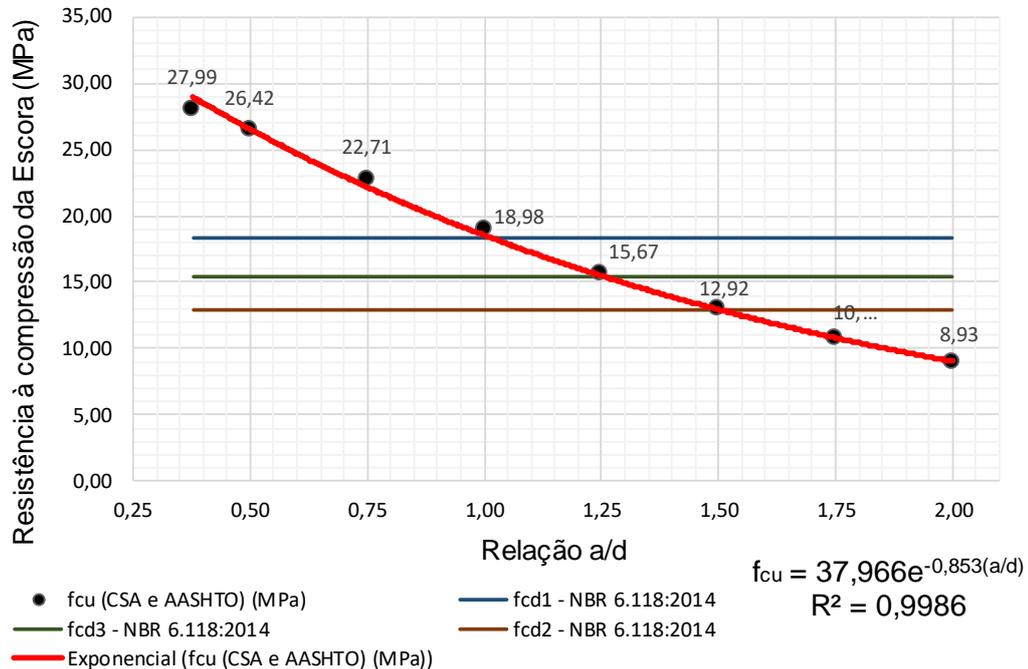
Relação a/d	a (m)	d (m)	P_{tirante} (kN)	A_{st} (cm ²)	E_s (MPa)	θ (°)	ϵ_s	ϵ_1	f_{cu} (MPa)
0,3774	0,2000	0,53	507,7	11,68	210000	69,3254	2,07 ‰	2,650 ‰	27,99
0,5000	0,2650	0,53	926,5	21,31	210000	63,4348	2,07 ‰	3,088 ‰	26,42
0,7500	0,3975	0,53	1326,3	30,50	210000	53,1300	2,07 ‰	4,360 ‰	22,71
1,0000	0,5300	0,53	1726,1	39,70	210000	44,9999	2,07 ‰	6,141 ‰	18,98
1,2500	0,6625	0,53	2124,6	48,86	210000	38,6597	2,07 ‰	8,431 ‰	15,67
1,5000	0,7950	0,53	2525,6	58,09	210000	33,6900	2,07 ‰	11,229 ‰	12,92
1,7500	0,9275	0,53	2925,4	67,28	210000	29,7448	2,07 ‰	14,536 ‰	10,70
2,0000	1,0600	0,53	3325,2	76,48	210000	26,5650	2,07 ‰	18,352 ‰	8,93

Fonte: O autor, 2019

É possível observar que a medida que a relação entre a altura útil e a distância de aplicação do carregamento aumenta (relação a/d), a resistência das escoras diminui significativamente. Isso ocorre devido ao fato de que as escoras sofrem deformações transversais de tração maiores a medida em que o ângulo diminui. Essa tendência é consistente com estudos anteriores, como o de Kong (1990), Zhang e Tan (2007) e Panjehpour *et al.* (2014).

A Figura 6.77 mostra de maneira gráfica a linha de tendência das resistências das escoras a medida que a relação a/d varia. Ainda mostra as linhas das resistências das escoras obtidas através da ABNT NBR 6.118:2014 de acordo com o tipo de escora, facilitando a visualização e comparação entre as normas estudadas.

Figura 6.77: Representação gráfica da resistência à compressão da escora em função da relação a/d para um f_{ck} de 35 MPa



Fonte: O autor, 2019

O procedimento simplificado da ABNT NBR 6.118:2014 pode não ser conservador para as escoras de concreto em que a relação a/d seja superior a 1,02 para f_{cd1} , a/d superior a 1,25 para f_{cd3} e a/d superior a 1,50 para f_{cd2} . As especificações atuais não levam em consideração o “efeito da profundidade” das regiões perturbadas (Regiões D). Estudos experimentais de Zhang e Tan (2007) e estudos analíticos de Mihaylov, Bentz e Collins (2011) mostram que esses efeitos existem em elementos profundos e que a relação a/d deve ser levada em consideração na determinação da resistência à compressão da escora.

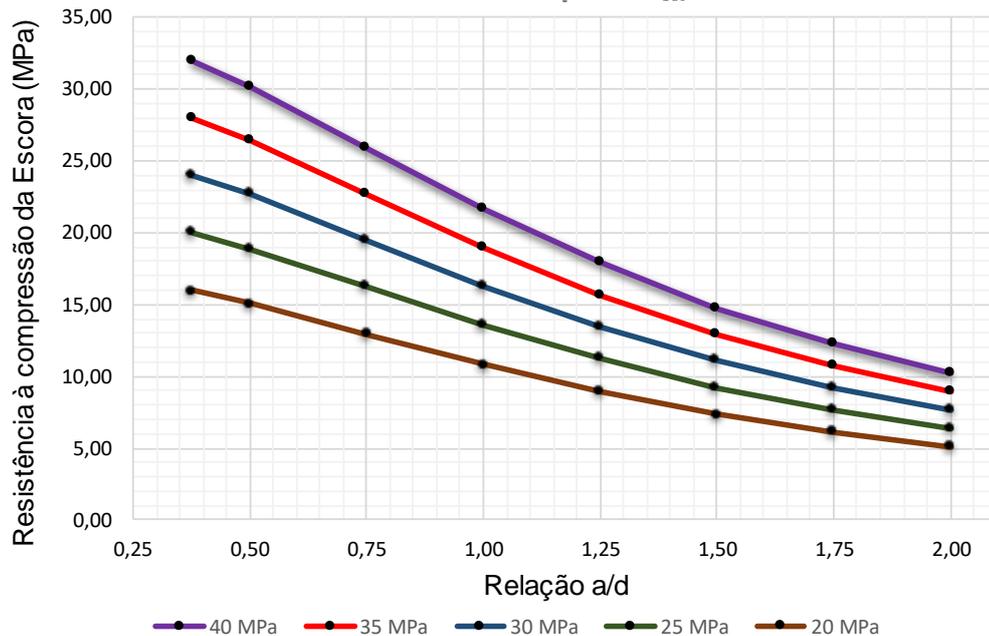
Propõe-se que o limite de utilização desse método simplificado existente seja para a/d até 1,00 e que a partir deste valor a deformação do tirante e da escora seja levado em consideração. A mudança levará a projetos mais seguros pois a capacidade de carga nas escoras será reduzida. A proposta é que uma nova equação para determinar a tensão limite de compressão nas escoras seja elaborada em função da resistência à compressão do concreto e da deformação principal da escora que varia de acordo com o ângulo de inclinação da mesma com o tirante principal.

Estudos feitos por Panjehpour, Chai e Voo (2015) mostram que os resultados do Método das Bielas recomendados pela AASHTO LRFD (2012) no intervalo de a/d

entre 0,75 e 2,0 apresentam melhor concordância com os resultados experimentais do que os resultados da ACI 318-11 que não leva em consideração as deformações impostas pelo tirante. Também relatam que para uma mesma carga aplicada, a medida que a relação a/d aumentou, aumentou-se também as fissuras diagonais.

Vale salientar que a linha de tendência de resistência à compressão da escora apresentada na Figura 6.78, bem como a sua correlação, é válida para concretos com $f_{ck} = 35$ MPa, pois a resistência da escora é diretamente ligada a resistência do concreto. Assim, para outras resistências características à compressão do concreto, novos estudos e correlações devem ser feitas. A Figura 6.78 apresenta um gráfico com f_{ck} variado para observação da perda de resistência das escoras com o aumento da relação a/d .

Figura 6.78: Representação gráfica da resistência à compressão da escora para diferentes valores de f_{ck}



Fonte: O autor, 2019

7 CONCLUSÕES

De maneira geral, as alternativas disponíveis atualmente para o dimensionamento de estruturas de concreto submetidas a descontinuidade são eficientes, apesar de ainda haver falta de consenso na comunidade científica em relação a algumas questões como o nível de tensão adequado as escoras e as regiões nodais, bem como a suas definições de geometria.

O principal objetivo deste trabalho foi apresentar, de forma didática, o procedimento de análise e dimensionamento de uma viga T invertida pelo Modelo de Escoras e Tirantes, tendo a finalidade de aplicação em estruturas do tipo Pontes e Viadutos. Para isso, realizou-se uma revisão bibliográfica sobre os carregamentos presentes em estruturas de pontes, bem como o processo de aplicação do Método das Bielas e o Modelo de Viga de acordo com a ABNT NBR 6.118:2014.

O CAST se mostrou uma ferramenta completa para o projeto de estruturas pelo MB e, por ser um programa de bastante simplicidade e dependente apenas da definição de parâmetros em relação ao concreto, armadura e tensões resistentes nas escoras e nós, pode ser utilizado em vastos escritórios de projetos. Com ele, é possível fazer análises elásticas que servirão de base ao dimensionamento, que ainda pode ser melhorado através de uma análise não-linear. A partir disso, pode-se ainda fazer estimativas da carga de ruína quando disposto um *Stress Ratio* de 1,0, ou seja, o limite de ruptura do concreto ou escoamento da armadura.

Observou-se que, para a obtenção de um dimensionamento eficiente utilizando tais metodologias é necessário, na maioria das vezes, um grande conhecimento a respeito do comportamento mecânico dos materiais empregados, do funcionamento das estruturas e da utilização de modelagens numéricas.

Em alguns casos, as armaduras mínimas podem ser maiores do que as armaduras previstas para os tirantes e com isso, o funcionamento das forças no interior da estrutura pode ser completamente diferente daquele idealizado. Essa é uma questão importante, pois é sempre necessário investigar a armadura mínima de maneira a comprovar o desenvolvimento efetivo do Modelo de Escoras e Tirantes concebidos, visto que é uma obrigatoriedade respeitar os códigos normativos impostos e conseqüentemente suas taxas mínimas de armadura.

Deve-se observar que alguns códigos normativos estabelecem a resistência da escora em função da deformação do tirante e assim a relação a/d é essencial devido ao ângulo de inclinação da escora com o tirante. Essa consideração não é feita na ABNT NBR 6.118:2014, o que implica em uma resistência para a escora fixa independente da sua inclinação. A omissão deste fator pode implicar na consideração de uma resistência superior a existente, podendo levar a uma fissuração prematura das escoras e, conseqüentemente, na obtenção de cargas de ruína menores do que as esperadas analiticamente. Esta informação é extremamente importante e a relação a/d deve ser verificada.

Conforme apresentado, a maior resistência à compressão da escora ocorre com a menor relação a/d . Procurando contribuir com futuras revisões da ABNT NBR 6.118:2014, apresentou-se no item 6.3 a influência da relação a/d e os limites aos quais ela passa a se tornar significativa de maneira a futuramente ter essas informações estudadas e consolidadas normativamente.

Por fim, observa-se que os objetivos definidos no início deste trabalho foram atingidos, sendo possível concluir que o MB é uma alternativa atrativa para análise de vigas T invertidas, sendo que estas apresentam efetividade na aplicação de Pontes e Viadutos, resultando em um processo simples e prático. Espera-se que, com isso, seja possível alavancar as pesquisas relacionadas a aplicação no método em vigas VTI em ensaios experimentais, o que de fato, falta para comprovar a eficiência do método e aplicação.

Como sugestões de trabalhos futuros, propõe a análise de uma viga do tipo L para apoio de longarinas, aplicadas a transversina ou pórticos de fechamento de extremidades, na qual o carregamento não é uniforme dos dois lados e ocasiona um esforço de torção no elemento, não considerado neste trabalho devido a uniformização da distribuição do carregamento em ambos os lados da viga TI. Da mesma forma que, é proposto uma nova análise para vigas TI, para outras aplicações, como viga de apoio a lajes alveolares em estruturas pré-moldadas, visto que este se apresenta como um grande campo de aplicação do MB devido as regiões de descontinuidades geométricas presentes nas estruturas.

8 REFERÊNCIAS

ACI Committee 318, “**Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-2005) and Commentary (ACI 318R-2002)**, APPENDIX A: Strut-And-Tie Models”. American Concrete Institute, Detroit, 2014.

ACI Committee 318, “**Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, section 10.7 and R10.7**”. American Concrete Institute, Detroit, 2011.

AHSAN R.; RANA S.; GHANI S. N. **Cost Optimum Design of Posttensioned I-Girder Bridge Using Global Optimization Algorithm**. ASCE Journal of Structural Engineering, 138: 273–284. 2012.

ALVES, E. V.; ALMEIDA, S. M. F. D.; JUDICE, F. M. D. S. **Métodos de análise estrutural de tabuleiros de pontes em vigas múltiplas de concreto protendido**. Engevista, v. 6, p. 48-58, 2004

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (ASSHTO). “**AASHTO LRFD Bridge Design Specification**, Customary U.S. Units, 6th Edition”. Washington, DC, 2012. 1661 p.

AS3600 - **Australian standard for Concrete structures**. In., p. 198. (2009) standard association of Australia, North Sydney.

AASHTO: **LRFD, bridge design specifications, customary U.S. units**: 2008 interim revisions, 4 ed. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6.118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.

_____. **NBR 7.187**: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003. 11 p.

_____. **NBR 7.188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013. 14 p.

_____. **NBR 8.681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003. 15 p.

AZEVEDO, Á. F. M. **Método dos Elementos Finitos**. 1ª. ed. Porto, Portugal: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2003. 248 p.

BARAVESCO, D. **Análise e dimensionamento de blocos de fundação destinados ao apoio de pilares de geometria complexa**. 2016. 126 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2016.

CAN/CSA-S6-06 **Canadian highway bridge design code** and S6.1-06 commentary on CAN/CSA-S6-06, Canadian Highway Bridge Design Code. (2006) Association canadienne de normalisation.

CHEN, W. F.; HAN, D. J.. **“Plasticity for Structural Engineers”**. Springer-Verlag Inc., New York, 606 p., 1988.

CLOUGH, R. W. **Original formulation of the finite element method**. Finite Elements in Analysis and Design 7, p. 89-101, 1990.

CSA-A23.3-04 - **Technical Committee on Reinforced Concrete Design**. A23.3-04 Design of Concrete Structures. Canadian Standards Association, 2005.

DIN: **Building and Civil Engineering Standards Committee**. Plain, Reinforced and Prestressed Concrete Structures, Part 1: Design and Construction (DIN 1045-1). Deutsches Institut für Normung (DIN-Normen), 2001, Berlin, Germany.

FANTI, F. D. **Concepção, métodos construtivos e dimensionamento de terminais para contêiners**. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2007. 171 p. Dissertação (Mestrado de Engenharia de Estruturas e Geotécnica).

FU, C. C. **The Strut-And-Tie Model of Concrete Structures**. Present to The Maryland State Highway Administration. August, 2001.

GALAL, K.; SEKAR, M. **Rehabilitation of RC inverted-T girders using anchored CFRP sheets**. ScienceDirect. Composites: Part B 39, p. 604-617, 2008.

GALLAGHER, R. H. **Finite element analysis: fundamentals**. Englewood Cliffs, N. J.: Prentice-Hall, 1975. p. 1-19.

GARBER, D. B.; VARNEY, N. L.; GÓMEZ, E. F.; BAYRAK, O. **Perfomance of Ledges in Inverted-T Beams**. ACI Structural Journal, v. 114, n. 2, p. 487-498, 2017.

GERE, J.M.; WEAVER JR., W. **Matrix analysis of framed structures**, Second edition, Van Nostrand Reinhold Company, Nova York, EUA, 1980.

GÓES, J. L. N. *et al.* **Programa para análise de placas ortotrópicas**. Pesquisa e Tecnologia Minerva, São Paulo, v. 3, p. 9-21, 2006.

HE, Z. Q.; LIU, Z.; MA, Z.J. **Investigation of load-transfer mechanisms in deep beams and corbels**. ACI Structural Journal, v. 109, n. 4, p. 467-476, 2012.

HEINEN, S. K. **Efeito da distribuição transversal das cargas na obtenção de linhas de influência reais usando um sistema de pesagem em movimento em pontes**. 2016. 148f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.

KLINSKY, G. E. R. G. **Uma contribuição ao estudo das pontes em vigas mistas**. 1999. 232 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - São Carlos: Universidade de São Paulo.

KONG, F. K. **Reinforced Concrete Deep Beams**. Blackie, Glasgow and London. 1990.

LEONHARDT, F. **Princípios básicos da construção de pontes de concreto**. Construções de Concreto. V. 6. 1919. Rio de Janeiro. Editora Interciência, 2013. ISBN

978-85-7193-337-8.

LOPES, A. R. **Análise Não Linear de Consolas Curtas em Betão Armado com Disposições de Armadura não Regulamentares**. 2014. 120 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.

LUCHI, L. A. R. **Reavaliação do Trem-tipo à luz das cargas reais nas rodovias brasileiras**. Tese de Doutorado. Sc. – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo. 2006.

MARTI, P.. **"Truss Models in Detailing"**. Concrete International, v.82, n.1, p. 66-73, 1985.

MARTIN, JR. B. T. **Verification and Implementation of Strut-and-Tie Model in LRFD Bridge Design Specifications**. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). November, 2007.

MASON, J. **Pontes em Concreto Armado e Protendido**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1977. 320 p.

MIHAYLOV, B. I.; BENTZ, E. C.; COLLINS, M. P. (2011) **"A Two Parameter Kinematic Theory for the Shear Behavior of Deep Beams"**. Paper scheduled for publication by ACI Structural Journal, May 2013.

MÖRSH, E. **Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung**. Verlag von Konrad Wittwer, 1908, p. 376.

MÜLLER, P.. **"Plastische Berechnung von Stahlbetonscheiben und -balken"**. Report n.83, Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule. Zürich, Switzerland, 1978.

MUTONI, A.; RUIZ, M. F. **Dimensionamiento y verificación del hormigón estructural mediante el método de los campos de tensiones**. Journal Hormigón y Acero, n. 242, 2006. ISSN: 0439-5689.

MUTTONI, A., N. KOSTIC, e M. F. RUIZ. **Champs de Contraintes et Méthode des Bielles-et-Tirants - Application dans la Conception et le Dimensionnement des Structures en Béton Armé**. Lausanne: École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2011.

NARCISO, S. P. S. **Determinação de Modelos de Escoras e Tirantes para a Análise de Estruturas de Betão Armado**. 2009. 56 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.

NAYAL, R. M. N. **Post-Tensioning the Inverted-T Bridge System for Improved Durability and Increased Span-To-Depth Ratio**. (Doctor of Philosophy), Kansas State University, Manhattan, Kansas, 2006.

NIELSEN, M. P.. **"Om Forskydningsarmering af Jernbetonbjælker"**. Bygningsstatistiske Meddelelser, v.38, n.2, pp.33-58, 1967.

NIELSEN, M. P.. “**On the Strength of Reinforced Concrete Discs**”. *Acta Polytechnica Scandinavica*, Civil Engineering and Building Construction Series, n.70, Copenhagen, 261 p., 1971.

NZS - **Concrete Design Committee P 3101 for the Standards Council. Concrete Structures Standard: Part 1-The Design of Concrete Structures (NZS 3101-1)**, 2006 Standards New Zealand, Wellington

PANJEHPOUR, M.; ALI, A. A. A.; VOO, Y. L.; AZNIETA, F. N. **Modification of strut effectiveness factor for reinforced concrete deep beams strengthened with CFRP laminates**. *Materiales de Construcción*. Vol 64, n° 314, e016, 2014.

PANJEHPOUR, M.; CHAI, H. K.; VOO, Y. L. **Refinement os Strut-and-Tie Model for Reinforced Concrete Deep Beams**. *PLoS ONE* 10(6): e0130734. Doi: 10.1371/journal.pone.0130734. 2015.

PANTOJA, J. C. **Geração automática via otimização topológica e avaliação de segurança de modelos de bielas e tirantes**. Tese de Doutorado, Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, 2012.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S. P. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2007.

RITTER, W. **Die Bauweise Hennbique**. *Schweizerische Bauzeitung*, v. XXXIII, n. 07, p. 41-61, 1899.

SCHÄFER, K.. “**Deep Beams and Discontinuity Regions. Structural Concrete – Textbook on Behaviour, Design and Performance**”, v.3, fib CEB-FIP, 1999.

SCHLAICH, J. S.; SCHÄFER, K. JENNEWEIN, M. **Towards a consistent design of reinforced concrete structures**. *Journal of the prestressed concrete institute*, v. 32, n. 03, p. 74-150, 1987.

SCHLAICH, J. SCHÄFER, K. **Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models**. *Journal of Structural Engineering*, v. 69, n. 06, p. 113-125, 1991.

SCHLAICH, M; ANAGNOSTOU, G.. “**Stress Fields for Nodes of Strut and Tie Models**”. *ASCE, Journal of Structural Engineering*, v.116, n.1, Stuttgart, p.13-23, 1990.

SOUZA, J. C. A. O.; ANTUNES, H. M. C. C. **Cargas Móveis em Estruturas Lineares**. Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos. 3ª ed. 2012.

SOUZA, R. A. “**Aplicação do Método dos Elementos Finitos e do Método das Bielas na Análise de Blocos Rígidos Sobre Estacas**”. Síntese do Estágio Pós-Doutoral – University of Illinois at Urbana-Champaign, Maringá, 2006.

SOUZA, R. A. **Análise e dimensionamento de elementos de membrana em concreto estrutural**. Maringá: Eduem, 2016, 312 p. ISBN 978-85-7628-666-0.

SOUZA, R. A. **Concreto estrutural: análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades**. 2004. 379 f. Tese (Doutorado em Estruturas) – Escola Politécnica

da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

SOUZA, R. A. **Relatório de Estágio de Pós-doutorado de Curta Duração Realizados na École Polytechnique Fédérale de Lausanne (Suíça) e na Technology University of Delft (Holanda)**. 2011. 54 f. Lausanne e Delft.

STUCCHI, F. R. **Pontes e grandes estruturas: notas de aula**. PEF-2404. 2006

TJHIN, T. N.. "**Analysis and Design Tools for Structural Concrete Using Strut-and-Tie Models**". Tese de Doutorado, University of Illinois at Urbana-Champaign, Estados Unidos, 2004.

TJHIN, T. N.; KUCHMA, D. A.. "**Computer-Based Tools for Design by Strut-and-Tie Method: Advances and Challenges**". ACI Structural Journal, v. 99, n.5, pp. 586-594, 2002.

TRENTINI, E. V. W.; MARTINS, C. H. **Cálculo dos Esforços Atuantes em Longarinas de Viadutos ou Pontes Utilizando o Processo de Fauchart e Análise por Método Dos Elementos Finitos**. Revista de Engenharia e Tecnologia, v. 7, nº. 3, p. 162-173, ago/2015. ISSN 2176-7270.

VARNEY, N. L.; FERNANDEZ-GOMEZ, E.; GARBER, D. B.; GHANNOUM, W. M.; BAYRAK, O. **Inverted-T Beams: Experiments and Strut-and-Tie Modeling**. ACI Structural Journal, v. 112, n. 2, p. 147-156, 2015.

VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P. **The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear**. ACI Structural Journal, v. 83, n.2, Mar.-April. pp. 219-231, 1986.

ZHANG, N.; TAN, K. H. "**Size effect in RC deep beams: Experimental investigation and STM verification**". Engineering Structures, V. 29, nº 12, p. 3241-3254. 2007.

APÊNDICE A – CÁLCULO DAS PROPRIEDADES FÍSICAS E GEOMÉTRICAS DAS LONGARINAS E SEUS RESPECTIVOS COEFICIENTES DE MOLA DE FAUCHART

Neste item será feito o dimensionamento das propriedades físicas e geométricas das longarinas, bem como o cálculo dos coeficientes de mola de Fauchart. Para isso será mantido a resistência adotada para o concreto de $f_{ck} = 35\text{MPa}$ e também os tamanhos das longarinas apresentados no item 6 – Estudo de Caso.

A.1 Cálculo do módulo de deformação secante do concreto

De acordo com a NBR 6.118:2014, item 8.2.8, o módulo de deformação secante do concreto pode ser estimado pela expressão A.1 a seguir:

$$E_{CS} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (\text{A.1})$$

Onde,

α_i Parâmetro de cálculo apresentado na equação A.2 a seguir;

E_{ci} Módulo de elasticidade inicial, apresentado na equação A.3;

Para cálculo do parâmetro α_i , a NBR 6.118:2014 apresenta a equação A.2 em função da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck})

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (\text{A.2})$$

O módulo de elasticidade inicial, segundo a NBR 6.118:2014, pode ser calculado pela equação apresentada em A.3, para valores de f_{ck} variando entre 20 MPa e 50 MPa.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{A.3})$$

Em que,

$\alpha_E = 1,2$ Para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$ Para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$ Para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ Para arenito.

Assim, o módulo de elasticidade inicial para o concreto com resistência característica à compressão de 35 MPa e agregado de basalto é dado por:

$$E_{ci} = 1,2 \times 5600 \times \sqrt{35} \rightarrow \boxed{E_{ci} = 39.756,06 \text{ MPa}}$$

Cálculo do parâmetro α_i :

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{35}{80} \leq 1,0 \rightarrow \boxed{\alpha_i = 0,8875}$$

Cálculo do módulo de deformação secante do concreto:

$$E_{cs} = 0,8875 \cdot 39.756,06 \rightarrow \boxed{E_{cs} = 35.283,50 \text{ MPa}}$$

A.2 Cálculo das propriedades físicas e geométricas das longarinas

Para cálculo dos coeficientes de mola de Fauchart, além do módulo de deformação secante do concreto é necessário que seja calculado os momentos de inércia das longarinas e o momento de inércia a torção (ou transversal).

A inércia longitudinal que passa pelo centroide da peça é calculada utilizando o teorema dos eixos paralelos, a inércia polar é calculada pelo princípio de Gere e Weaver (1980), apresentado na equação 6.6.

O cálculo do centroide de uma peça pode ser feito pela equação A.4:

$$\bar{y} = \frac{\sum y \cdot A}{\sum A} \quad (\text{A.4})$$

Onde,

y Posição do centroide vertical da figura analisada;

A Área da seção transversal da figura analisada;

O teorema dos eixos paralelos para o momento de inércia horizontal em torno do centroide da peça é dado pela equação A.5:

$$I = I_x + A \cdot d^2 \quad (\text{A.5})$$

Onde,

I_x Inércia em torno do eixo x;

A Área da seção transversal;

d Distância do centroide da figura analisada até o centroide geométrico da figura total.

Segundo Gere e Weaver (1980), o momento de inércia polar pode ser calculado pela equação A.6:

$$J = \beta \cdot b \cdot h^3 \quad (\text{A.6})$$

Onde,

β Um parâmetro calculado pela equação A.7;

b Maior dimensão da seção transversal;

h Menor dimensão da seção transversal.

$$\beta = \frac{1}{3} - \left(0,21 \cdot \frac{h}{b} \right) \cdot \left(1 - \frac{h^4}{12 \cdot b^4} \right) \quad (\text{A.7})$$