



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E

CONSTRUÇÃO CIVIL

ESTUDO DE PONTES COM VIGAS I SEGMENTADAS
PRÉ-FABRICADAS DE CONCRETO PROTENDIDO,
UTILIZANDO O SISTEMA DE PRÉ-TRAÇÃO E PÓS-
TRAÇÃO

Fabiano Basso

SÃO CARLOS

Setembro / 2018



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E

CONSTRUÇÃO CIVIL

ESTUDO DE PONTES COM VIGAS I SEGMENTADAS
PRÉ-FABRICADAS DE CONCRETO PROTENDIDO,
UTILIZANDO O SISTEMA DE PRÉ-TRAÇÃO E PÓS-
TRAÇÃO.

Fabiano Basso

Dissertação apresentada para defesa junto ao programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos, como requisito parcial para a obtenção de título de Mestre em Estruturas e Construção Civil.

Área de Concentração: Sistemas construtivos

Orientador: Prof. Dr. Roberto Chust Carvalho

SÃO CARLOS

Setembro / 2018



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil

Folha de Aprovação

Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Dissertação de Mestrado do candidato Fabiano Basso, realizada em 03/09/2018:



Prof. Dr. Roberto Chust Carvalho
UFSCar



Prof. Dr. Marcelo de Araujo Ferreira
UFSCar



Prof. Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera
UFU

Certifico que a defesa realizou-se com a participação à distância do(s) membro(s) Rodrigo Gustavo Delalibera e, depois das arguições e deliberações realizadas, o(s) participante(s) à distância está(ao) de acordo com o conteúdo do parecer da banca examinadora redigido neste relatório de defesa.



Prof. Dr. Roberto Chust Carvalho

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho ao meu filho Flávio Basso Neto.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de utilizar este espaço para agradecer pessoas na qual contribuíram de alguma forma para o desenvolvimento deste trabalho.

Primeiramente gostaria de destacar minha enorme gratidão, respeito e admiração ao meu amigo e orientador o professor Dr. Roberto Chust Carvalho, foram várias etapas e momentos na qual eu destaco a participação deste incrível ser humano.

Gostaria também de agradecer aos professores do PPGE Civ da Universidade Federal de São Carlos.

Não poderia deixar de esquecer a grande contribuição na qual eu tive do professor Msc. Marcos Alberto Silva, onde em vários momentos contribuiu de forma significativa para o meu ingresso no mestrado e desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço aos meus pais, Sr. Flávio Basso e a Sra. Dalva Silvia Gonçalves Basso (Em memória) por toda a base, carinho, incentivo e educação, na qual me deram ao longo da minha vida.

Agradeço a minha esposa Ariane pela paciência e por toda ajuda na qual deu durante o mestrado.

Agradecimento especial as minhas amigas Elisabete Rebeque Sartarelo, Carolina Sulzbach Lima Peroni e seu marido Sidnei, na qual me ajudaram de forma significativa em momentos cruciais para a finalização desta dissertação.

Por fim eu agradeço de forma geral a amigos e pessoas próximas na qual me incentivaram, apoiaram e principalmente acreditaram em mim, para desenvolvimento e conclusão deste mestrado.

“A Vida é uma peça de teatro que não permite ensaios. Por isso, cante, ria, dance, chore e viva intensamente cada momento de sua vida, antes que a cortina se feche e a peça termine sem aplausos.”

Charles Chaplin

RESUMO

BASSO, F. **Estudo de pontes com vigas I segmentadas pré-fabricadas de concreto protendido, utilizando o sistema de pré-tração e pós-tração**. 195 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) - Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, SP. 2018.

Nos dias atuais a fabricação de vigas I de pontes com seção de vigas múltiplas é feita no local usando a pré-moldagem. No entanto se essas vigas fossem pré-fabricadas poderiam ter mais qualidade em aspectos executivos, além de todas as vantagens que a pré-fabricação proporciona. Entende-se porem que a utilização da pré-moldagem no local da montagem, proporciona economia no transporte e na logística das mesmas. Esses dois fatores tornam-se fatores decisivos para a escolha do sistema em pré-moldado na maioria das vezes, ao invés do pré-fabricado. O grande problema em se empregar a pré-fabricação para a execução de vigas I de pontes, é o transporte, normalmente, caro e a logística do transporte, além da montagem que muitas vezes são complexas, tornando-se inviável a pré-fabricação desses elementos. Dessa maneira, o presente trabalho traz como alternativa diminuir os custos da fabricação e principalmente os de transportes nas vigas. A solução proposta é executar essas vigas de grande comprimento de forma segmentada, assim, o transporte torna-se simples, podendo não ser mais um fator decisivo na escolha entre os sistemas. Para verificar esta solução proposta, foi estudado um modelo de ponte, obtido através de uma memória de cálculo de um viaduto real. Após a adoção do modelo proposto, foi calculado na flexão simples uma viga da seção transversal para três situações diferentes de execução: pré-fabricada com pré-tração; pré-moldada no local com pós-tração e pré-fabricada de forma segmentada com montagem no local e uso da pós-tração. O estudo do dimensionamento da viga segmentada indicou ser necessária apenas armadura passiva mínima no primeiro estágio de fabricação. Quando essas vigas chegam na obra, é feita a ligação dos segmentos, utilizando então, a pós-tração para obter a viga com o vão final. A partir das geometrias obtidas fez-se um estudo técnico do transporte das vigas pré-fabricadas e as segmentadas. A simulação do custo real de transporte, envolvendo as vigas pré-fabricadas, sendo transportadas inteiras, comparando com as mesmas sendo transportadas de forma segmentada, mostrou grande economia para o segundo caso.

Palavras-chave: Pontes, Concreto protendido, Pré-fabricado, vigas I segmentadas.

ABSTRACT

BASSO, F. **Study of bridges with prefabricated prefabricated concrete beams I, using the pre-traction and post-traction system.** 195 p. Dissertation (Master in Structures and Civil Construction) - Federal University of São Carlos, SP. 2018.

Nowadays the manufacture of I beams of bridges with section of multiple beams is made in the place using the preforming. However if these beams were prefabricated they could have more quality in executive aspects, in addition to all the advantages that the prefabrication provides. It is understood, however, that the use of the preform in the place of the assembly, provides economy in the transport and the logistics of the same. These two factors become decisive factors in choosing the precast system most of the time, rather than the prefabricated one. The great problem in using prefabrication for the execution of I-beams of bridges, is the usually expensive transportation and transportation logistics, in addition to the assembly that are often complex, making it impractical to pre-fabricate these elements. In this way, the present work has as an alternative to reduce the costs of manufacturing and especially the transport of the beams. The proposed solution is to perform these long beams in a segmented way, thus, the transport becomes simple, and may no longer be a decisive factor in the choice between systems. To verify this proposed solution, we studied a bridge model, obtained through a calculation memory of a real viaduct. After the adoption of the proposed model, a cross-section beam was calculated for three different execution situations: prefabricated with pre-tension; pre-cast in place with post-traction and prefabricated segmented with on-site assembly and post-traction use. The study of the sizing of the segmented beam indicated that only minimal passive reinforcement was required in the first stage of fabrication. When these beams arrive in the work, the segments are connected, using post-traction to obtain the beam with the final span. From the obtained geometries a technical study of the transport of the prefabricated and segmented beams was carried out. The simulation of the real cost of transport, involving the prefabricated beams, being transported in full, comparing with them being transported in a segmented way, showed great savings for the second case.

Keywords: Bridges, Precast concrete, Prefabricated, Segmented I beams.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Divisão de uma ponte em superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura. 1	1
Figura 1.2 - Perspectiva esquemática de uma ponte em vigas múltiplas..... 2	2
Figura 1.3 - <i>Seção transversal típica</i> 2	2
Figura 1.4 - Execução de viga de ponte protendida (pós-tração) Pré-moldada. A viga está sendo executado no canteiro da obra próximo ao local da sua posição final. 3	3
Figura 1.5 - Execução de viga de ponte protendida (pré-tração) Pré-fabricada, executada em fábrica, não necessariamente próxima a obra, neste caso com o uso de formas metálicas. 3	3
Figura 1.6 - <i>Segmentos no primeiro estágio de fabricação de viga l segmentada</i> 4	4
Figura 1.7 – <i>Ligação dos trechos segmentados</i> 4	4
Figura 1.8 - <i>Viga segmentada montada</i> 5	5
Figura 1.9 - Execução de viga de ponte protendida (pós tração) Pré-moldada em canteiro próximo a obra..... 6	6
Figura 2.1 - Trem Tipo para a classe 45 – Geometria e cargas (cotas em cm) 12	12
Figura 2.2 - <i>A seção de ponte com seção em vigas múltiplas. Ao se isolar uma longarina (Viga longitudinal) substituindo pelo efeito de uma mola vertical e de rotação (torção) tem-se um sistema a resolver em as vigas são substituídas por molas à flexão e à torção</i> 13	13
Figura 2.3 - <i>Uma seção transversal de ponte com viga múltiplas (sete vigas no caso) e com as constantes de molas à flexão e à torção. Usando o artifício de considerar a Linha de influência de normal, ou mesmo de cortante pode-se obter o trem tipo Longitudinal das longarinas</i> 15	15
Figura 3.1 - Esquema simplificado de pista de protensão, para fabricação de peças. 18	18
Figura 3.2 - Moldagem da peça com bainha metálica 19	19
Figura 3.3 - Operação de estiramento da armadura de protensão, após o concreto da peça já apresentar a resistência a compressão necessária 20	20
Figura 3.4 - Preenchimento da bainha com nata de cimento para criar aderência entre a armadura e o concreto da peça..... 20	20
Figura 3.5 - Cordoalha de sete fios engraxada e não engraxada 24	24
Figura 3.6 -Tipos de armaduras com aço de protensão (de cima para baixo e da esquerda para direita):Fio isolado,cordões de 2 e 3 fios e cordas (cordoalhas) de 7 fios. 24	24
Figura 3.7 - Rolos de fio e cordoalha 26	26
Figura 3.8 - Diagrama tensão-deformação simplificado para aços de protensão. 29	29
Figura 3.9 - Dispositivos utilizados no sistema de pós tração aderente..... 31	31

Figura 3.10 - Equipamento Rudloff para injeção	32
Figura 3.11 - Diagrama força de protensão x tempo para peça protendida pré-tracionada.	34
Figura 3.12 - Diagrama força de protensão x tempo para peça protendida pós-tracionada.	35
Figura 3.13 - Tensões normais devidas à força de protensão e ao momento fletor externo, com tensão nula num ponto (base)	38
Figura 3.14 - Dimensão a_p no ELS-DP	38
Figura 4.1 - Etapas envolvidas na execução de pré-moldados da fábrica	46
Figura 4.2 - <i>Armazenamento de areia, brita e silo contendo cimento (Usina de concreto)</i>	47
Figura 4.3 - Ferragem armada de viga protendida	47
Figura 4.4 - <i>Peça sendo montada na forma</i>	48
Figura 4.5 - <i>Fechamento de forma</i>	48
Figura 4.6 - <i>Forma pronta para receber o concreto (Vista 1)</i>	49
Figura 4.7 - <i>Forma pronta para receber o concreto (Vista 2)</i>	49
Figura 4.8 - <i>Concretagem do elemento estrutural</i>	50
Figura 4.9 - <i>Concretagem do elemento estrutural</i>	50
Figura 4.10 - <i>Desmolde do elemento estrutural</i>	51
Figura 4.11 - <i>Detalhe do desmolde do elemento estrutural</i>	52
Figura 4.12 - Transporte do elemento estrutural do local da concretagem até o local de armazenamento	53
Figura 4.13 - <i>Peça recebendo acabamento no local armazenado</i>	53
Figura 4.14 - Peças armazenadas	54
Figura 4.15 - <i>Transporte interno final até o veículo de transporte</i>	55
Figura 4.16 - <i>Carregamento do veículo de transporte</i>	55
Figura 4.17 - <i>Transporte dos elementos pré-fabricados para a obra</i>	56
Figura 4.18 - Transporte dos elementos pré-fabricados para a obra	56
Figura 4.19 - Montagem de elementos pré-fabricados	57
Figura 4.20 - Obra de pré-fabricado parcialmente executada.....	57
Figura 5.1 - Truck carga seca	62
Figura 5.2 - Transporte de cargas com bitruck carga seca.....	62
Figura 5.3 - Semireboque carga seca	63
Figura 5.4 - Carga seca extensiva.....	63
Figura 5.5 - Dolly de arrasto.....	64
Figura 5.6 - Chegada da viga em dolly de arrasto na obra	64
Figura 5.7 - Guindaste STC 75	65

Figura 5.8 - Transporte final da viga, do caminhão até o elemento estrutural	65
Figura 6.1 - Materiais usados no preenchimento das juntas conforme sua espessura	67
Figura 6.2 - Geometria típica das amostras testadas (dimensões em mm) (a) seção transversal, (b) elevações	68
Figura 6.3 - Detalhes das juntas-chave (a) junta multi-chave, (b) junta simples e (c) junta simples	68
Figura 6.4 - A configuração do teste (as dimensões estão em mm)	69
Figura 6.5 - Configuração do teste de carga e tamanho do segmentos (as dimensões estão em mm)	70
Figura 6.6 – Imagens dos ensaios realizados	70
Figura 6.7 - Modelo de junta com micro fissuração	72
Figura 6.8 - Modelo de junta com micro fissuração	73
Figura 6.9 - Ferragem armada de viga de ponte	79
Figura 6.10 – Berço de lastro de concreto.....	86
Figura 6.11 - Transporte final da viga, do berço até o elemento estrutural	88
Figura 6.12 - Transporte final da viga, do berço até o elemento estrutural	88
Figura 6.13 - Transporte final da viga, do berço até o elemento estrutural	89
Figura 7.1 - Corte longitudinal (Cotas em cm)	91
Figura 7.2 - Corte transversal no meio do vão (Cotas em cm)	91
Figura 7.3 - Seção simples.....	92
Figura 7.4 - Seção composta	92
Figura 7.5 - Carregamento da V2 apenas com peso próprio	94
Figura 7.6 - Diagrama de momento fletor da v2 apenas com peso próprio	94
Figura 7.7 - Diagrama de esforço cortante da v2 apenas com peso próprio.....	94
Figura 7.8 - Carregamento da v2 apenas com peso da laje + capa	95
Figura 7.9 - Diagrama de momento fletor da v2 apenas com peso da laje + capa	95
Figura 7.10 - Diagrama de esforço cortante da v2 apenas com peso da laje + capa..	96
Figura 7.11 - Carregamento da viga V2 apenas com g3	97
Figura 7.12 - Diagrama de momento fletor da viga V2 apenas para g3.....	98
Figura 7.13 - Diagrama de esforço cortante da v2 apenas para g3	98
Figura 7.14 - Exemplo da tabela de "Fauchart"	100
Figura 7.15 - Esquema estrutural da viga V2 com seu respectivo trem tipo longitudinal	101
Figura 7.16 - Linha de influência de momento fletor no ponto central da viga V2.....	101
Figura 7.17 - Envoltória de momento fletor da viga V2.....	101
Figura 7.18 - Envoltória de esforço cortante da viga V2	102
Figura 7.19 - Envoltória de cortante da viga V2.....	102

Figura 8.1 - Seção simples.....	111
Figura 8.2 - Seção composta	111
Figura 9.1 - Seção simples.....	130
Figura 9.2 - Seção composta	130
Figura 9.3 - Esquema do comprimento de regularização	142
Figura 10.1 - Seção simples.....	155
Figura 10.2 - Seção composta	155
Figura 10.3 - Feixe limite da seção Seção S5	160
Figura 10.4 - Feixe limite da seção Seção S4	163
Figura 10.5 - Feixe limite da seção Seção S3	166
Figura 10.6 - Feixe limite da seção Seção S2	169
Figura 10.7 - Feixe limite da seção Seção S1	172
Figura 10.8 - Traçado longitudinal dos cabos de protensão	172
Figura 11.1 – “Fábrica móvel” executando vigas segmentadas.....	185
Figura 11.2 – “Fábrica móvel” executando vigas inteiras	186
Figura 11.3 – Carreta tipo dolly de arrasto - transportando a viga inteira	187
Figura 11.4 – Caminhão tipo truck - transportando a viga segmentada.....	188
Figura 11.5 – Carreta tipo normal (até 14m) - transportando a viga segmentada.....	188

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Cordoalhas para Protensão - especificação dos produtos	25
Tabela 2 - Acondicionamento das cordoalhas	25
Tabela 3 - Esforços de cálculo máximo da viga V2	103
Tabela 4 - Valores para cálculo de KMD	105
Tabela 5 - Tensão no aço.....	106
Tabela 6 - Tensão no aço.....	107
Tabela 7 - Perdas de protensão reais.....	116
Tabela 8 - Tensão no aço.....	117
Tabela 9 - Tensão no aço.....	118
Tabela 10 - Valores para cálculo de KMD	124
Tabela 11 - Tensão no aço.....	126
Tabela 12 - Tensão no aço.....	126
Tabela 13 – Perdas de protensão reais.....	135
Tabela 14 - Tensão no aço.....	136
Tabela 15 - Tensão no aço.....	137
Tabela 16 - Tensão no aço.....	146
Tabela 17 - Tensão no aço.....	147
Tabela 18 – Valores para cálculo de KMD.....	148
Tabela 19 - Tensão no aço.....	150
Tabela 20 - Tensão no aço.....	151
Tabela 21 - Esforços solicitantes (M_{g1} , M_{g2} e M_{g3}) nas Seções	156
Tabela 22 - Esforços máximos e mínimos da carga móvel.....	156

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Cargas dos veículos.....	11
Quadro 2 - Características dos veículos.....	12
Quadro 3 - Características das cordoalhas de sete fios com relaxação baixa	30
Quadro 4 - Tensão no aço σ_{sd} (MPa) (adaptado de VASCONCELOS)	31
Quadro 5 - Exigências de durabilidade relacionadas a fissuração a proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental.....	40
Quadro 6 - Valores dos fatores de combinação e de redução para as ações variáveis	43
Quadro 7 - Tipos de concreto pré-moldado.....	45
Quadro 8 – Comparativo entre elementos inteiros x segmentados (Continua)	81
Quadro 9 - Resumo do trem tipo longitudinal máximo da viga V2	100

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Considerações Iniciais	1
1.2	Objetivos da pesquisa	5
1.3	Justificativas	6
1.4	Metodologia	7
1.5	Estrutura do trabalho	8
2	PONTES EM VIGAS MÚLTIPLAS	10
2.1	Ações a considerar em pontes de concreto	10
2.1.1	Ações permanentes	10
2.1.2	Ações variáveis	10
2.1.3	Ações móveis	11
2.2	Determinação do trem tipo longitudinal máximo na viga	13
2.2.1	Processo de Fauchart	13
3	CONCRETO PROTENDIDO	16
3.1	Introdução	16
3.2	Aplicação do concreto protendido	16
3.3	Vantagens do concreto protendido	17
3.4	Sistemas de protensão	18
3.4.1	Pré-tração aderente	18
3.4.2	Pós tração aderente	19
3.5	Materiais	21
3.5.1	Concreto	21
3.5.2	Aço de protensão	22
3.5.3	Outros materiais e dispositivos necessários	31
3.6	Perdas de protensão	32
3.6.1	Pré-tração	34

3.6.2	Prós tração aderente.....	35
3.7	Critérios de projeto	36
3.7.1	Estado limite último (ELU).....	36
3.7.2	Estado limite de serviço (ELS)	36
4	EXECUÇÃO DE ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS ASPECTOS	
	CONSTRUTIVOS.....	44
4.1	Introdução.....	44
4.2	Execução dos elementos	46
4.2.1	Atividades envolvidas.....	46
4.2.2	Procedimentos de execução	48
4.2.3	Atividades posteriores.....	52
4.2.4	Atividades finais	54
5	TRANSPORTE RODOVIÁRIO.....	58
5.1	Introdução.....	58
5.1.1	Órgãos relacionados ao transporte terrestre no brasil	58
5.1.2	Nomenclatura e classificações.....	58
5.1.3	Transporte de carga rodoviário	59
5.1.4	Principais tipos de cargas	60
5.1.5	Veículos de transporte	60
5.1.6	Tolerância na pesagem de cargas rodoviárias	60
5.1.7	Sistemática de transbordo	61
5.1.8	Autorização especial de transporte (AET).....	61
5.1.9	Veículos utilizados para o transporte e montagem do pré-fabricado	61
6	ELEMENTOS SEGMENTADOS	66
6.1	Introdução.....	66
6.2	Emenda entre os segmentos	66
6.3	Comportamento das juntas	68

6.4	Formulação numérica para juntas em vigas segmentadas	74
6.5	VIGAS I SEGMENTADAS	75
6.5.1	PROJETO	77
6.5.2	EXECUÇÃO	77
7	MODELO ESTRUTURAL ESTUDADO	90
7.1	CONSIDERAÇÕES DO MODELO ESTRUTURAL ESTUDADO	90
7.1.1	Dimensões básicas da estrutura	90
7.1.2	Considerações e materiais.....	92
7.2	DESENVOLVIMENTO DOS CÁLCULOS	93
7.2.1	Peso próprio da viga V2 (g1)	93
7.2.2	Peso da laje + capa (g2).....	95
7.2.3	Sobre carga permanente (g3).....	96
7.2.4	Cálculo dos esforços devido as cargas móveis	98
7.2.5	Esforços solicitantes de cálculo para a viga V2	102
8	MODELO DE CÁLCULO 1- VIGA PRÉ-MOLDADA EM CANTEIRO COM PÓS-TRAÇÃO ADERENTE	104
8.1	PRÉ-Dimensionamento	104
8.1.1	ELU - $t = \alpha$ (Estado limite ultimo no tempo infinito)	104
8.1.2	ELS	108
8.2	PERDAS DE PROTENSÃO	115
8.3	Dimensionamento	116
8.3.1	ELU - $t = \alpha$ (Estado limite ultimo no tempo infinito)	116
8.3.2	ELS	119
8.3.3	ELU - $t = \text{zero}$ (Estado limite ultimo no tempo zero).....	120
9	MODELO DE CÁLCULO 2 – VIGA PRÉ-FABRICADA COM PRÉ-TRAÇÃO ADERENTE	123
9.1	PRÉ-Dimensionamento	123
9.1.1	ELU - $t = \alpha$ (Estado limite ultimo no tempo infinito)	123

9.1.2	ELS	127
9.2	PERDAS DE PROTENSÃO.....	135
9.3	Dimensionamento	135
9.3.1	ELU - $t = \alpha$ (Estado limite ultimo no tempo infinito)	136
9.3.2	ELS	138
9.3.3	ELU - $t = \text{zero}$ (Estado limite ultimo no tempo zero).....	139
10	MODELO DE CÁLCULO 3 – VIGA SEGMENTADA	145
10.1	Dimensionamento	145
10.1.1	ELU - $t = \alpha$ (Estado limite ultimo no tempo infinito).....	146
10.1.2	ELS	152
10.1.3	ELU - $t = \text{zero}$ (Estado limite ultimo no tempo zero).....	172
10.2	Verificações complementares.....	175
10.2.1	Cálculo da armadura complementar	175
10.2.2	Cálculo de armadura.....	176
10.2.3	Cálculo do momento fissuração (M_r).....	179
11	Considerações finais.....	182
11.1	Técnica.....	182
11.2	Execução	184
11.3	Transporte	187
12	Conclusão	190
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	192

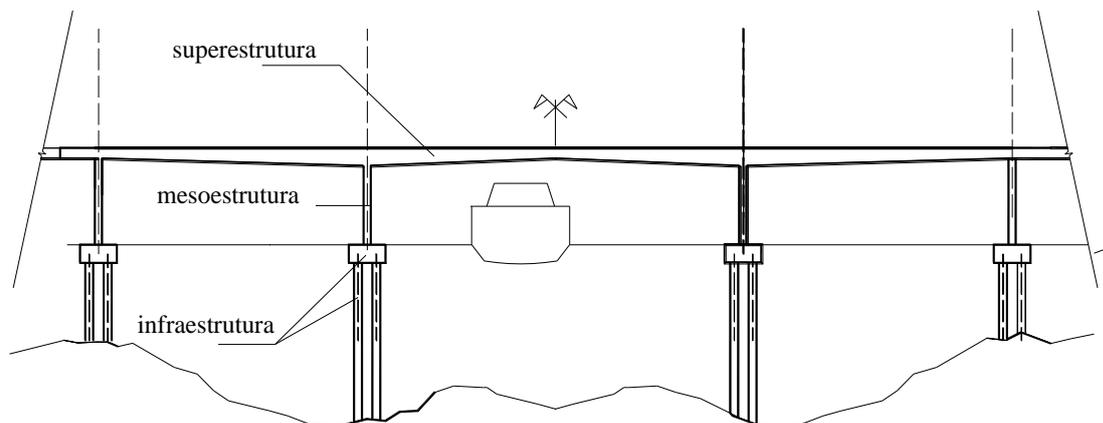
1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Pontes são obras que são projetadas e executadas para que uma via transponha um obstáculo de água (rio, lago, braço e mar etc), outra via sem interrupção de trânsito (normalmente viadutos), ou vale profundo. São obras que acompanham o homem desde seus primórdios e hoje em dia, em geral, para sua execução necessitam de grandes investimentos. O projeto de uma ponte também requer, normalmente, cálculos mais detalhados e seu projeto acaba sendo mais complexo que o de projetos de obras usuais, por exemplo, de edificações de pequeno porte. Existe já uma terminologia consagrada, usada pelos órgãos técnicos governamentais em que as pontes são referenciadas como obras de arte especiais, DNIT (2018) 1.

Para detalhar o estudo de pontes costuma-se dividir o sistema estrutural em superestrutura e subestrutura, sendo esta subdividida em mesoestrutura e infraestrutura como apresentado na Figura 1.1 a seguir.

Figura 1.1 - Divisão de uma ponte em superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura.

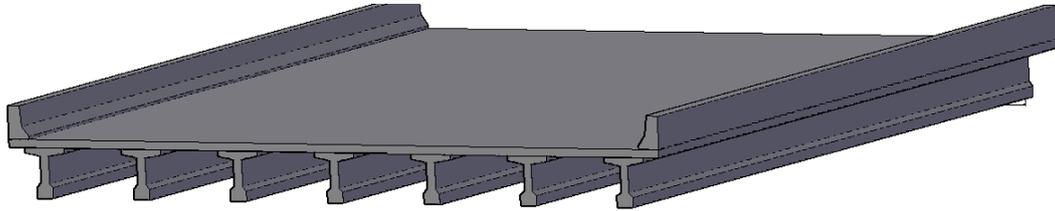


Fonte: Carvalho (2016)

A superestrutura é aquela que suporta a laje e as vigas, que por sua vez, sob o ponto de vista de sua finalidade, constitui a parte útil da obra (PFEIL, 1983). Neste trabalho procura-se estudar a superestruturas de pontes com vigas múltiplas. Na figura 1.2 é mostrada uma perspectiva esquemática de uma viga

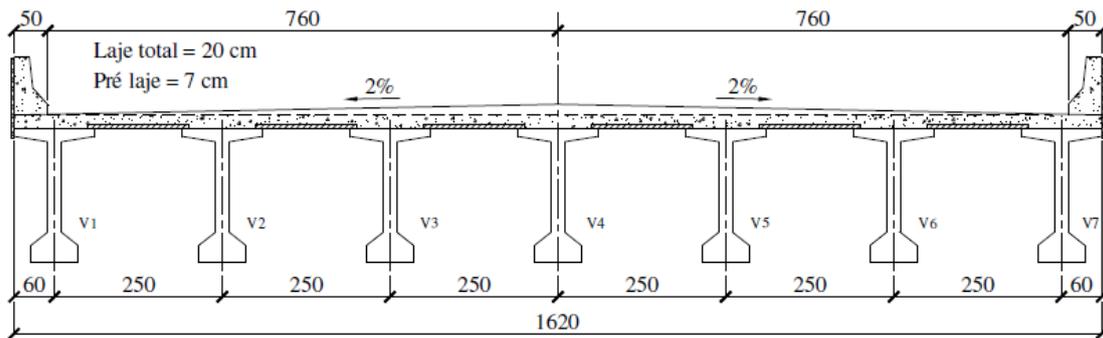
múltipla e na figura 1.3 uma seção transversal típica deste tipo de superestrutura. Nota-se que o formato da viga é em I para aproveitar a eficiência, desta forma na rigidez a flexão e facilidade de detalhamento da armadura longitudinal.

Figura 1.2 - Perspectiva esquemática de uma ponte em vigas múltiplas.



Fonte: Próprio autor (2018)

Figura 1.3 - Seção transversal típica.



Fonte: Carvalho (2018)

As vigas que compõem a superestruturas, atualmente, são executadas de forma pré-moldada (Figura 1.4) ou pré-fabricada (Figura 1.5), utilizando-se o sistema de pós tração aderente e pré-tração aderente respectivamente.

Figura 1.4 - Execução de viga de ponte protendida (pós-tração) Pré-moldada. A viga está sendo executado no canteiro da obra próximo ao local da sua posição final



Fonte: Próprio autor (2011)

Figura 1.5 - Execução de viga de ponte protendida (pré-tração) Pré-fabricada, executada em fábrica, não necessariamente próxima a obra, neste caso com o uso de formas metálicas.



Fonte: Próprio autor (2011)

Entre um sistema e o outro, na qual são executadas atualmente essas vigas, existem diversas vantagens e desvantagens. Este trabalho apresenta essas desigualdades e com isso propõe a execução dessas vigas de forma

segmentada, com a finalidade de unir as vantagens de ambos e ganhar ainda outras, assim também eliminar ao máximo as desvantagens que ambos somam.

Na Figura 1.6 pode ser visto um esquema de uma viga I, executada em três segmentos. Os segmentos podem ser feitos em pistas de protensão ou pistas sem protensão, executadas em fábricas ou canteiros próximos a obra, já com as bainhas de pós-tração devidamente posicionadas em cada segmento. Neste estágio pode ser necessário utilizar apenas armadura mínima passiva.

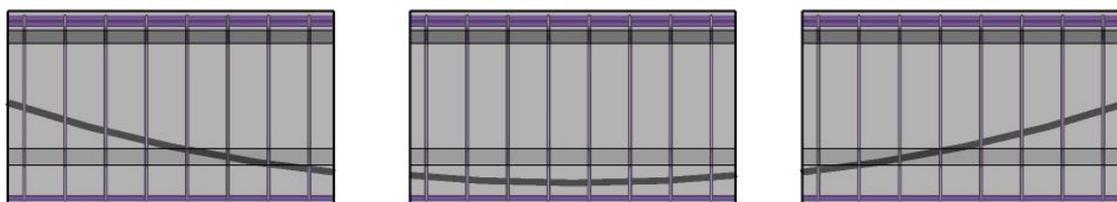
Figura 1.6 - Segmentos no primeiro estágio de fabricação de viga I segmentada.



Fonte: Próprio autor (2018)

Após a confecção são transportadas para o canteiro. No canteiro são colocadas de forma a compor a viga I final, ou seja o trecho 1 posicionado com sua interface ligada ao trecho 2 e assim consecutivamente seguindo o projeto. A Figura 1.7 ilustra esta situação em detalhes.

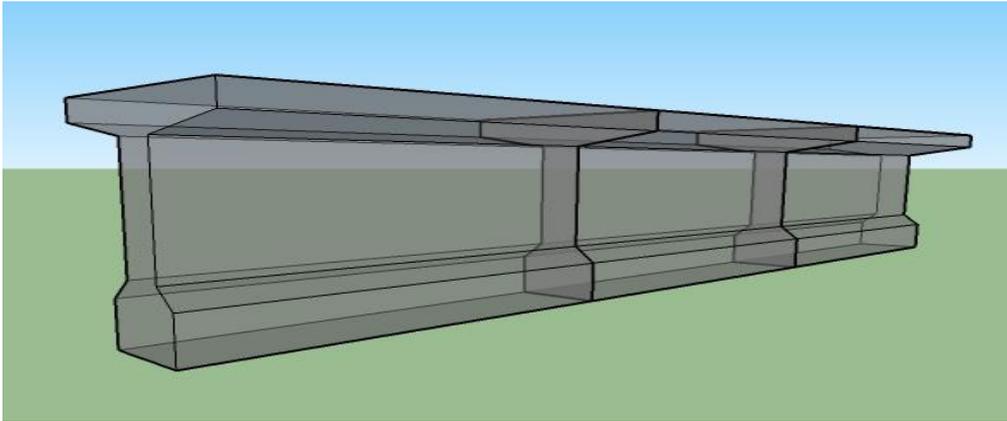
Figura 1.7 – Ligação dos trechos segmentados



Fonte: Próprio autor (2018)

Feita a ligação dos segmentos utilizando a protensão, esta viga ganha a mesma forma (figura 1.8) e integridade, como as feitas atualmente de forma pré-moldada e pré-fabricada, ambas executadas inteiras.

Figura 1.8 - Viga segmentada montada.



Fonte: Próprio autor (2018)

1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Este trabalho propõe estudar a possibilidade técnica e econômica, do uso de vigas I pré-fabricadas protendidas, de forma segmentada em pontes com superestrutura de vigas múltiplas

Além disso, o presente trabalho também tem alguns objetivos secundários, que são aprofundar os estudos a assuntos pertinentes de análise ligados a;

- Viga segmentada
 - Etapas para desenvolvimento do projeto
 - Cálculo da armadura longitudinal de flexão

- Sistemas de protensão
 - Pré tração e pós tração
 - Dimensionamento
 - Perdas de protensão
 - Detalhamento final das armaduras

- Transporte das vigas pré fabricadas
 - Logística
 - Acessibilidade
 - Custo

1.3 JUSTIFICATIVAS

Na região sudeste do Brasil, a maioria das pontes são em vigas executadas em canteiro. Segundo NIÊDO (2014), no Mato Grosso e em outros países como Estados Unidos (TRADOS, 2003 apud NIÊDO, 2014), Itália e entre outros, executam pontes em vigas pré-fabricadas. Há outras empresas no Brasil que também desenvolvem vigas I ou retangulares para pontes como são os casos da PREMAG (2018) (há 36 anos em funcionamento) e da PP Painéis (2018).

A execução da vigas pré-moldadas de pontes no canteiro tem como principal vantagem (além da economia de formas e escoramento), em relação as pré-fabricadas, a eliminação do custo de transporte da fábrica até a obra.

Há porem algumas desvantagens como pode ser visto na figura 1.9 tais como: o armazenamento dos materiais de forma inadequada, as formas de madeira com improvisos, andaimes improvisados para os operários, canteiro de obra ao lado da rodovia com risco iminente de acidentes, falta de equipamentos de maior precisão (centrais de concreto) para confeccionar o concreto entre outros.

. Executando as vigas de forma segmentada, o objetivo é facilitar a fabricação, simplificar o transporte, além de reduzir significativamente o custo destas etapas, mantendo as vantagens técnicas do processo de pré-fabricação. Com isso, as vigas de pontes pré-fabricadas, poderiam concorrer com as atuais vigas pré-moldadas em canteiro.

Figura 1.9 - Execução de viga de ponte protendida (pós tração) Pré-moldada em canteiro próximo a obra



Fonte: Próprio autor (2011)

Utilizando a pré-fabricação das vigas, tem-se um cenário totalmente diferente que o da pré moldagem no local, uma vez que o ambiente é controlado, mantendo-se a qualidade da produção, armazenamentos adequados de materiais, segurança para os operários no ambiente de trabalho, além de ferramentas e equipamentos apropriados para os mesmos utilizarem. Ainda assim as vigas pré-moldadas em fábrica precisam ser transportadas da fábrica até o local da obra. Neste caso são problemas recorrentes o custo do transporte e a dificuldade de fazê-lo (discutido em capítulo à parte). O tamanho das vigas e o peso são um grande obstáculo para o uso de equipamentos usuais, assim como acabam obrigando a obtenção de licenças especiais de transporte e idealizar percursos possíveis de se fazer o transporte com elementos de grande porte. Desta forma surgiu a ideia de se diminuir o efeito destas desvantagens usando as vigas segmentadas, diminuem o comprimento e o peso dos elementos componentes da viga. A possível desvantagem de um número maior de elementos transportados praticamente desaparece com o uso de caminhões mais simples e equipamentos de elevação de pequena capacidade. A questão principal é: É possível mesmo para um projeto feito com vigas moldadas no local adaptá-lo para vigas pré-moldadas em vigas pré-fabricadas segmentadas? Este trabalho discute e mostra, pelos para um exemplo numérico que há esta possibilidade e com um custo relativamente baixo.

1.4 METODOLOGIA

Para o desenvolvimento deste trabalho foi levantado referencial teórico em livros, revistas contendo artigos técnicos, sites, periódicos, normas e teses. Foi feito também uma pesquisa específica em relação aos transportes das vigas pré fabricadas com empresários do meio, para avaliar custo deste transporte.

Para desenvolver esta dissertação, foram necessários estudos de temas variados, assim decidiu separar cada tema em capítulos separados. Dessa forma a revisão bibliográfica é composta por cinco capítulos.

Com a revisão bibliográfica concluída foram resolvidos um exemplo numérico de três formas diferentes: utilizando o sistema de pós tração e viga pré-moldadas em canteiro, sistema de pré-tração e viga executada em fábrica e finalmente usando a pós-tração e viga constituída por segmentos construídos

em fábrica. Para esta resolução foi utilizado uma viaduto projetado e calculado por Faria (2015). Com este modelo a proposta é analisar uma situação real, possibilitando uma visão mais crítica e analítica do modelo de viga segmentada proposto, em comparação aos modelos de vigas com pós tração pré-moldadas em canteiro e vigas pré-fabricadas com pré-tração, feitas em fabrica e transportadas para o canteiro.

Portanto, o estudo é do tipo teórico e analítico, utilizando-se de revisão bibliográfica e do raciocínio dedutivo.

1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho é organizado em onze capítulos, sendo o capítulo inicial composto pelas ideias gerais que impulsionaram essa pesquisa, bem como a justificativa, o objetivo e a metodologia utilizada na mesma.

Entre os capítulos dois e seis, reúnem-se os elementos teóricos, de forma resumida, que permitem fazer a análise comparativa entre os diversos sistemas de execução da viga de uma ponte com seção em vigas múltiplas. O capítulo 2 mostra resumidamente além das ações a considerar o modelo analítico empregado para a obtenção de esforços em uma viga. O terceiro capítulo apresenta os conceitos necessários para dimensionamento da armadura longitudinal em concreto protendido. O quarto capítulo estuda a execução de estruturas em pré-fabricado, apresentando os aspectos qualitativos e executivos do sistema. O quinto capítulo estuda-se o transporte rodoviário, uma vez que esse assunto influência de forma direta os custos e por sua vez na viabilização financeira da ponte a ser executada em pré-fabricado. Por fim, o capítulo 6 estuda a segmentação das vigas.

No sétimo capítulo apresenta-se o modelo estrutural estudado. A partir deste modelo resolvido, desenvolveu-se os diferentes modelos de cálculo apresentados nos capítulos posteriores.

Os capítulos oito, nove e dez, são feito as diferentes resoluções de cálculo da armadura longitudinal. Começando pelo capítulo oito, resolveu a viga do exemplo como são feitas pré-moldadas no canteiro de obra, utilizando o sistema de pós-tração. No capítulo nove calcula-se a mesma viga, mas executada como

pré-fabricada, utilizando-se a pré-tração. Já no décimo capítulo é estudada a viga de forma segmentada.

O capítulo onze apresenta a conclusão deste estudo. Apresenta-se essa conclusão de forma técnica, executiva e as considerações do transporte das vigas estudadas. De forma geral é feita uma análise sobre os resultados obtidos no presente estudo, assim também sugestões para futuros estudos sobre o tema.

2 PONTES EM VIGAS MÚLTIPLAS

Este capítulo apresenta os conceitos necessários para desenvolvimento do cálculo das ações em vigas de pontes com seção transversal de vigas múltiplas.

2.1 AÇÕES A CONSIDERAR EM PONTES DE CONCRETO

A NBR 7187:2003 define as ações a serem consideradas em pontes de concreto armado e protendido.

As ações a serem consideradas são classificadas como permanentes, variáveis e móveis. Há diversos tipos de ações a se considerar em estruturas de pontes, porém só são citados aqueles que interferem diretamente no cálculo das armaduras das vigas. As ações horizontais com empuxo de terra, ação de vento embora sejam necessárias para o cálculo da meso e infraestrutura não são aqui tratadas. A seguir é feita uma descrição de cada tipo de ação.

2.1.1 Ações permanentes

As ações permanentes são consideradas como constantes ao longo da vida útil da obra de arte ou que crescem no tempo tendendo a um valor constante.

As ações permanentes a serem consideradas em uma ponte são:

- Peso próprio,
- Pavimentação,
- Revestimentos,
- Guarda-corpos,
- Forças de protensão,

2.1.2 Ações variáveis

Além das ações permanentes, devem ser consideradas em um projeto de pontes as ações variáveis, que são:

- Cargas verticais,
- Efeito dinâmico das cargas móveis.

2.1.3 Ações móveis

A diferença das pontes em relação às demais estruturas são as ações móveis, não somente pela intensidade assim como pela possibilidade de ocorrerem em diversas posições da estrutura e ainda pelo fato de serem dinâmicas, o que requer normas específicas para o seu uso e processos mais detalhados de cálculo.

As ações móveis nas pontes são de grande intensidade, se comparadas, por exemplo, as de edificações residenciais. Desta forma, são necessárias normas específicas que regulamentam, para efeito de cálculo e fiscalização de uso, valores máximos de cargas móveis (ou acidentais) que poderão estar atuando nas obras de arte (pontes e viadutos). A NBR 7188 (ABNT, 2013) é a norma que especifica as ações móveis máximas chamadas também de trenstipos.

As cargas móveis de pontes rodoviárias são especificadas pela NBR 7188/2013 em duas classes:

- classe 45 (rodovias classe I)
- classe 30 (rodovias classe II)

Os valores das referidas classes representam os pesos em toneladas-força dos veículos de cálculo, como apresentado a seguir:

- 45 (450 kN),
- 30 (300 kN)

Os Quadros 1 e 2 apresentam as classes de pontes com os respectivos pesos e cargas distribuídas.

Quadro 1- Cargas dos veículos

Classe das pontes	Veículo		Carga uniformemente distribuída		
	Tipo	Peso Total	q	q'	Disposição da carga
		kN	kN/m ²	kN/m ²	
45	45	450	5	3	Carga q em toda a pista. Carga q' nos passeios.
30	30	300	5	3	

Fonte: ABNT (2013)

Quadro 2 - Características dos veículos

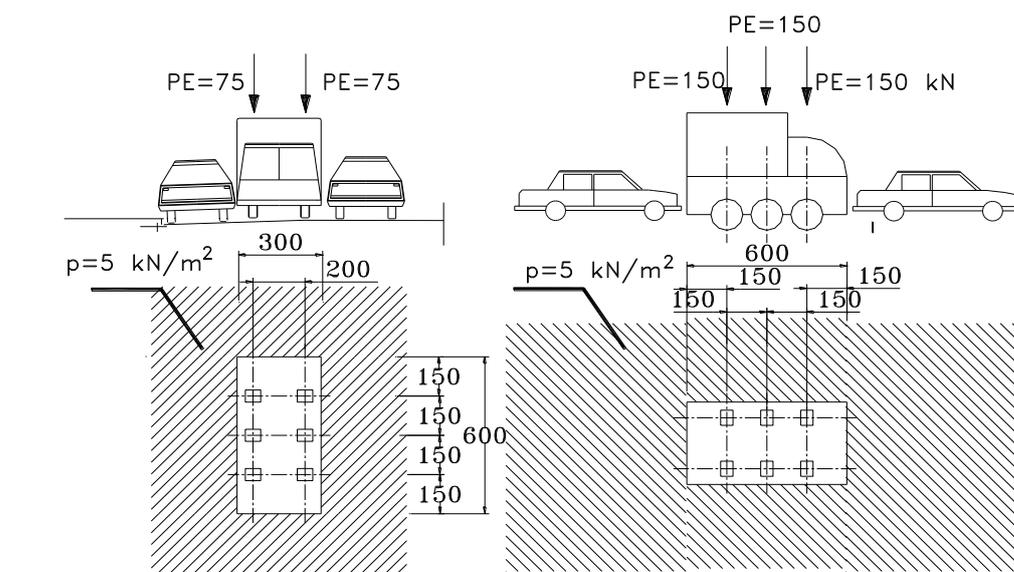
Descrição	Unidade	Tipo 45	Tipo 30
Quantidade de eixos	Eixo	3	3
Peso total do veículo	kN	450	300
Peso de cada roda dianteira	kN	75	50
Peso de cada roda traseira	kN	75	50
Peso de cada roda intermediária	kN	75	50
Largura de contato b_1 de cada roda dianteira	m	0,50	0,40
Largura de contato b_3 de cada roda traseira	m	0,50	0,40
Largura de contato b_2 de cada roda intermediária	m	0,50	0,40
Comprimento de contato de cada roda	m	0,20	0,20
Área de contato de cada roda	m ²	0,20*b	0,20*b
Distância entre os eixos	m	1,50	1,50
Distância entre os eixos de roda de cada eixo	m	2,00	2,00

Fonte: ABNT (2013)

Segundo Carvalho (2016), o trem tipo sempre é considerado na direção do tráfego e na posição mais desfavorável da estrutura, e a carga distribuída é aplicada em toda a pista descontando a posição do veículo tipo.

Na Figura 2.1 é apresentada, em elevação e planta, o trem tipo visto de frente e lateralmente da classe 450 kN, que corresponde a um veículo com 6 m de comprimento, 3 m de largura, com distância de 1,5 m entre seus eixos e com carga concentrada de 150 kN em cada eixo.

Figura 2.1 - Trem Tipo para a classe 45 – Geometria e cargas (cotas em cm)



Fonte: Carvalho (2016)

2.2 DETERMINAÇÃO DO TREM TIPO LONGITUDINAL MÁXIMO NA VIGA

Para determinação do trem tipo longitudinal máximo das vigas há alguns processos nos quais são utilizados para resolver este problema. Entre os métodos destaca-se o de Fauchart, o qual é utilizado neste trabalho.

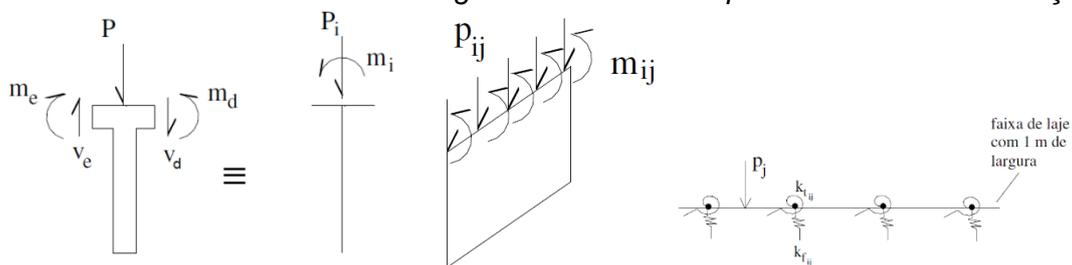
2.2.1 Processo de Fauchart

De acordo com STUCCHI (2006), para o método de cálculo simplificado de Fauchart, para pontes de vigas múltiplas sem transversinas intermediárias, através do sistema de grelhas, devem ser adotadas as seguintes hipóteses:

- As longarinas trabalham de acordo com a Resistência do Materiais;
- As longarinas são biapoiadas e tem inércia constante;

Esquemáticamente o que se está fazendo é o indicado na figura 2.2

Figura 2.2 - A seção de ponte com seção em vigas múltiplas. Ao se isolar uma longarina (Viga longitudinal) substituindo pelo efeito de uma mola vertical e de rotação (torção) tem-se um sistema a resolver em as vigas são substituídas por molas à flexão e à torção.



Fonte: Carvalho (2018)

- O trabalho longitudinal das lajes pode ser desprezado;
- Da superestrutura considerada, isola-se uma viga i.

A Equação 2.1 fazendo referência à direita e esquerda da viga

$$p_i = p + v_d - v_e \text{ e } m_i = m_d - m_e, \quad (2.1)$$

A equação 2.2, da Resistência dos Materiais obtém-se:

$$\frac{d^4 y_i}{dx^4} = \frac{p_i}{EI_t} e \frac{d^2 \theta_i}{dx^2} = - \frac{m_i}{GI_{ti}} \quad (2.2)$$

Ainda baseado em STUCCHI (2006), desenvolvendo as carga p_i e m_i em uma série de Fourier e com os deslocamento y_i e θ_i é possível transformar ambas as equações diferenciais anteriores em equações algébricas. Isso permitirá transformar a situação em um problema unidimensional (z).

Nas equações 2.3, 2.4, 2.5 e 2.6, considerando-se as condições de contorno para vigas bi apoiadas e engastadas à torção nos apoios, e escolhendo a série adequada, tem-se:

$$p_i = \sum_j p_{ij} \text{sen} \frac{j\pi x}{l} \quad (2.3)$$

$$m_i = \sum_j m_{ij} \text{sen} \frac{j\pi x}{l} \quad (2.4)$$

$$y_i = \sum_j y_{ij} \text{sen} \frac{j\pi x}{l} \quad (2.5)$$

$$\theta_i = \sum_j \theta_{ij} \text{sen} \frac{j\pi x}{l} \quad (2.6)$$

Assim, apresenta-se na equação 2.7 e 2.8 para cada termo j , tem-se:

$$p_{ij} = k_{f_{ij}} y_{ij} e m_{ij} = k_{t_{ij}} \theta_{ij} \quad (2.7)$$

Com;

$$k_{f_{ij}} = \left(\frac{j\pi}{l}\right)^4 EI_i e k_{t_{ij}} = \left(\frac{j\pi}{l}\right)^4 GI_{ti} \quad (2.8)$$

Dessa forma, para cada termo j da série o problema se reduz a calcular uma faixa unitária da laje.

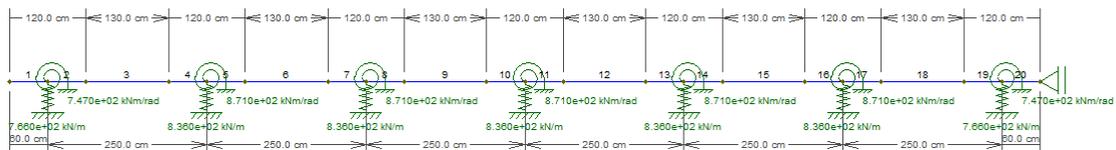
Transforma-se assim um problema bidimensional em uma série de unidimensionais. Ocorre que o primeiro termo da série já é suficiente, assim tem-se um único problema unidimensional, com $j=1$. Apresentado nas equações 2.9 e 2.10.

$$K_{fij} = \left(\frac{\pi}{\ell}\right)^4 \cdot EI_i \quad (2.9)$$

$$K_{tij} = \left(\frac{\pi}{\ell}\right)^4 \cdot GI_{ii} \quad (2.10)$$

Assim ao se aplicar as equações 2.9 e 2.10 para cada longarina da seção transversal da ponte tem-se um sistema de equações lineares a resolver para obter a linha de influência de ações na vigas quando uma carga unitária se movimentar ao longo da seção transversal. Finalmente para resolver a hiperestaticidade do problema pode-se usar o Ftool como indica a figura 2.3.

Figura 2.3 - Uma seção transversal de ponte com viga múltiplas (sete vigas no caso) e com as constantes de molas à flexão e à torção. Usando o artifício de considerar a Linha de influência de normal, ou mesmo de cortante pode-se obter o trem tipo Longitudinal das longarinas



Fonte: Próprio autor (2018)

3 CONCRETO PROTENDIDO

Este capítulo apresenta a teoria, resumida, necessária para o dimensionamento à flexão das vigas I das pontes de vigas múltiplas.

3.1 INTRODUÇÃO

“Considera-se que os elementos de Concreto Protendido são aqueles nos quais parte das armaduras são previamente alongadas por equipamentos especiais de protensão com a finalidade de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura e propiciar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência no ELU (estado limite último)” (ABNT NBR 6114, 2014, p.3).

Normativamente, o princípio do concreto protendido ao se introduzir tensões de compressão em regiões é diminuir a fissuração do concreto, no qual que por conta de outras ações no elemento estrutural, existem tensões de tração. Como o concreto simples possui uma baixa resistência a tração, ao projetar-se uma estrutura de concreto protendido, o objetivo é eliminar todas ou quase todas as tensões de tração no concreto, atendendo assim todas as combinações de ações possíveis na estrutura (CARVALHO, 2017).

3.2 APLICAÇÃO DO CONCRETO PROTENDIDO

Segundo Carvalho (2017), a aplicação do concreto protendido se estende a vários tipos de estruturas. O concreto protendido, é utilizado em elementos onde se necessita aplicar uma carga de protensão para se levar a compressão em regiões onde se tem tensões indesejáveis de tração. Esses elementos podem ser:

- Pilares pré-fabricados,
- Vigas de estruturas pré-fabricadas,
- Vigas de pontes moldadas ou pré-fabricadas,
- Lajes de pavimentos utilizando o sistema de pós-tração não aderente,
- Silos,

- Reservatórios cilíndricos,
- Tirantes,
- Grampeamento de solo com protensão,
- Cortinas atirantadas,
- Monumentos,
- Elementos de fundações,
- Lajes alveolares e entre outros

Portanto, o uso da protensão é bem abrangente e destina-se a vários tipos de elementos estruturais em situações variadas.

3.3 VANTAGENS DO CONCRETO PROTENDIDO

Segundo o catalogo da Rudloff (2015) utilizar uma estrutura de concreto protendido é fazer uso de uma tecnologia inteligente, eficaz e duradoura. Quando se diz inteligente, é pelo fato de se utilizar o máximo da capacidade dos seus materiais, o aço e o concreto, assim gerando estruturas mais econômicas; sendo eficaz, devido à sua superioridade técnica sobre soluções convencionais, proporcionando estruturas seguras e confortáveis; duradoura, porque possibilita longa vida útil aos seus elementos. Entre essas vantagens, pode-se destacar também o seu ótimo custo benefício, além de permitir outras características como:

- Grandes vãos;
- Controle e redução de deformações e da fissuração;
- Possibilidade de uso em ambientes agressivos;
- Projetos arquitetônicos ousados;
- Aplicação em peças pré-fabricadas;
- Recuperação e reforço de estruturas;

Carvalho (2017) apresenta outro argumento importante no qual os aços de protensão nem sempre alcançam a máxima tensão, devido às perdas imediatas e ao longo do tempo sofridas nos sistemas protendidos. O autor

também comenta outras vantagens advindas da protensão como, por exemplo, a diminuição da fissuração que compensam estas perdas e que não são encontradas nos sistemas de concreto armado.

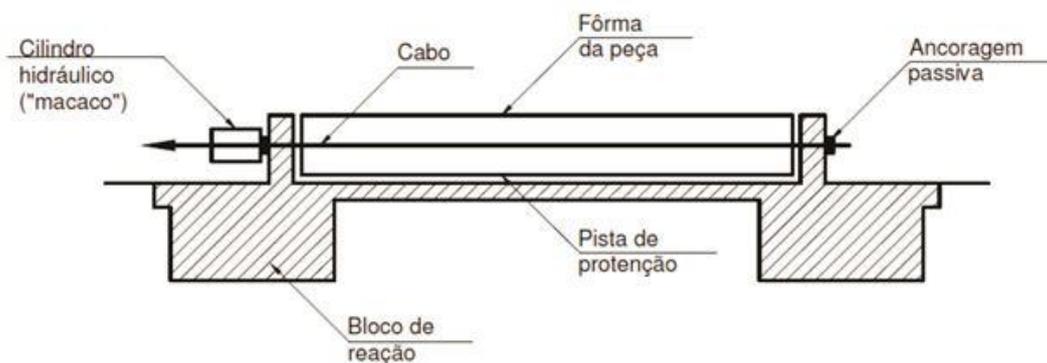
3.4 SISTEMAS DE PROTENSÃO

Embora existam outros sistemas de protensão, para a presente pesquisa foram abordados os sistemas de pré-tração aderente e de pós-tração aderente, os quais são detalhados nos itens seguintes.

3.4.1 Pré-tração aderente

O sistema em pré-tração aderente ou também chamado de concreto de protensão de aderência inicial, é executado utilizando apoios desvinculados do elemento estrutural a ser protendido, como pode ser observado na Figura 3.1.

Figura 3.1 - Esquema simplificado de pista de protensão, para fabricação de peças



Fonte: Bastos (2015)

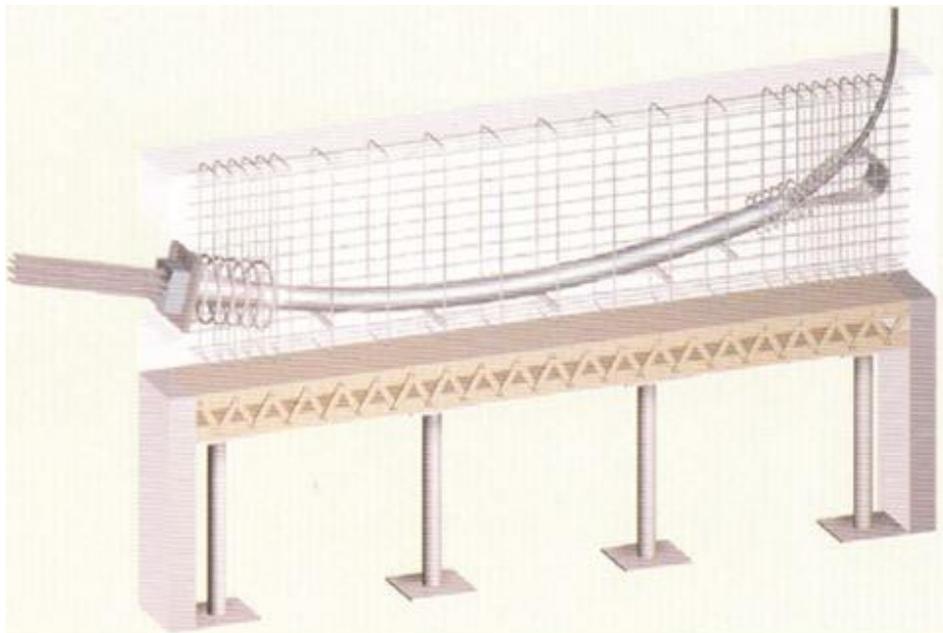
Após a montagem da forma, com as devidas armaduras passivas, passam-se as cordoalhas de protensão, como indicado no projeto. Realiza-se um pré-alongamento inicial nesses cabos com o objetivo de não deixá-los soltos na pista e, principalmente, para ser realizada uma referência nos cabos para poder ter o alongamento final do cabo, como forma de conferir com o alongamento teórico calculado. Após ser realizado o processo de protensão é realizada a concretagem do elemento, assim após obter o f_{ck} mínimo para liberação dos cabos dos apoios, é feito o corte dos cabos, tendo, a partir deste

momento, o início da ação da protensão, através da aderência obtida com o concreto já endurecido (BUCHAIM, 2007).

3.4.2 Pós tração aderente

O sistema de pós-tração aderente ou também chamado de concreto com protensão de aderência posterior, é executado, inicialmente, concretando o elemento estrutural, de acordo com as prescrições em projeto, contendo suas devidas armaduras passivas, nichos, ancoragens e principalmente as bainhas metálicas exatamente posicionadas como no projeto (Figura 3.2).

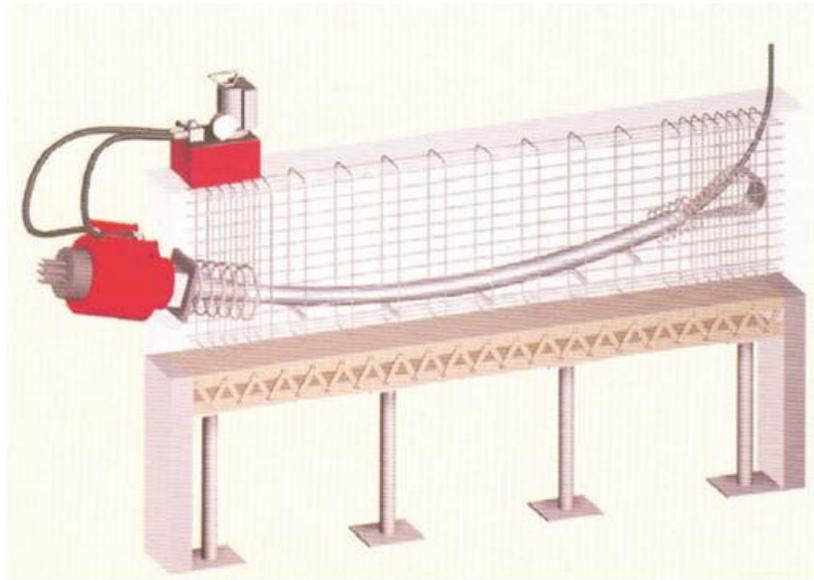
Figura 3.2 - Moldagem da peça com bainha metálica



Fonte: Rudloff (2016)

Assim, tendo o elemento concretado e curado, e atingindo-se o f_{ck} especificado, é realizada a execução da protensão, como apresenta a Figura 3.3. Essa execução pode ser realizada utilizando-se uma ancoragem ativa e uma passiva ou duas ancoragens ativas, por exemplo; como também, dois macacos simultâneos ou protender um lado de cada vez. Esta decisão é única e exclusiva do projetista.

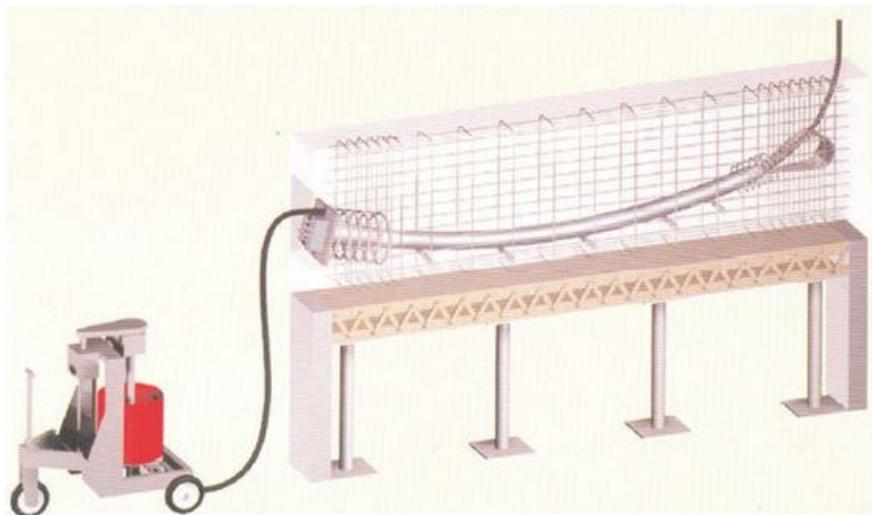
Figura 3.3 - Operação de estiramento da armadura de protensão, após o concreto da peça já apresentar a resistência a compressão necessária



Fonte: Rudloff (2016)

Após o término da protensão é inserida a nata de cimento dentro das bainhas metálicas até seu total enchimento, como apresentado na Figura 3.4.

Figura 3.4 - Preenchimento da bainha com nata de cimento para criar aderência entre a armadura e o concreto da peça



Fonte: Rudloff (2016)

Ao endurecer a nata, o aço e o concreto passam a trabalhar por aderência, tendo a partir deste instante a finalização do processo de protensão e assim, o

início do trabalho do sistema do concreto com protensão de aderência posterior (BUCHAIM, 2007).

3.5 MATERIAIS

O concreto protendido é composto de concreto de alta resistência, com resistência característica mínima à compressão de 25 MPa e aço especial de protensão, armadura passiva, dispositivos de ancoragem, bainhas metálicas, cunhas, emendas, nichos plásticos entre outros, dependendo do sistema de protensão a ser adotado.

3.5.1 Concreto

As obras de concreto protendido exigem um controle de qualidade mais rigoroso do concreto. A resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) normalmente fica entre 30 e 50 MPa, obtendo-se estruturas com menos peso próprio e maiores vãos, quando comparadas as de concreto armado. É muito comum na pré-fabricação de elementos protendidos, utilizar concretos de resistência superior a 50 MPa.

Segundo Bastos (2015), concreto com resistências elevadas são desejáveis pelos seguintes motivos:

- a) As solicitações prévias causadas pela força de protensão podem ser muito elevadas;
- b) Permitem a redução das dimensões das peças, diminuindo o peso próprio, importante nos grandes vãos e peças pré-moldadas;
- c) Possuem maiores módulos de elasticidade (E_c), o que diminui as deformações imediatas, a deformação lenta e a retração, ou seja, as flechas e as “perdas de protensão” são menores;
- d) Geralmente são mais impermeáveis, o que é importante para diminuir a possibilidade de corrosão da armadura de protensão, que, por estar sob tensões muito elevadas, são mais suscetíveis à corrosão. A

aplicação do cimento CP V ARI é muito comum, porque possibilita a aplicação da força de protensão num tempo menor, no caso da pós-tensão. Especialmente nas peças de Concreto Protendido, a cura do concreto deve ser cuidadosa, afim de possibilitar a sua melhor qualidade possível. A cura térmica a vapor é freqüente na fabricação das peças pré-fabricadas, para a produção de maior quantidade de peças. Como exemplo, cita-se o próprio cimento CPV ARI, no qual, utilizando-se a cura a vapor, consegue-se, em 12 h, cerca de 70 % da resistência à compressão aos 28 dias de cura normal.

No projeto das estruturas de Concreto Protendido, os seguintes parâmetros são importantes, e devem ser especificados pelo projetista:

- Resistências características à compressão (f_{ckj}) e à tração (f_{ctj}), na idade j da aplicação da protensão e na idade de 28 dias;
- Módulo de elasticidade do concreto na idade t_0 (E_{ci}), quando se aplica uma ação permanente importante, como a força de protensão, bem como também aos 28 dias de idade;
- Relação a/c do concreto.

3.5.2 Aço de protensão

Por conta das perdas que ocorrem nas armaduras protendidas, devido à fluência, à retração e à relaxação, os aços de protensão tem alta resistência. Isto ficou claro por volta do ano de 1940 com os estudos de FREYSSINET, que para poder aplicar a protensão e continuar tendo estas tensões mesmo após um grande período de tempo, seria necessário aço de grande resistência, mesmo que para isso fosse preciso ultrapassar o valor do alongamento específico de 1%, limite para se manter a aderência entre o concreto e o aço, no sistema de concreto armado. Com isso, os aços de armadura ativa têm os valores de escoamento bem maiores do que os usados, por exemplo, no concreto armado (CARVALHO, 2017).

3.5.2.1 Tipos de aço

Os aços de armadura ativa são identificados pela sigla CP (concreto protendido), seguido do valor em kgf/mm², da tensão aproximada de ruptura do aço que compõem a cordoalha, cordões ou fio. Adiciona-se ainda na denominação as siglas RN ou RB indicando se o aço é de relaxação normal ou baixa (CARVALHO, 2017).

Os aços de protensão podem ser fornecidos em barras, fios, cordões e cordas (cordoalhas). Assim pode-se classificar da seguinte maneira:

- **Barras**

Elementos fornecidos em segmentos retos com comprimento normalmente compreendido entre 10 e 12 m.

- **Fios**

Elementos de diâmetro nominal não maior que 12 mm cujo processo de fabricação permita o fornecimento em rolo, com grande comprimento, devendo o diâmetro do rolo ser, pelo menos, igual a 250 vezes o diâmetro do fio.

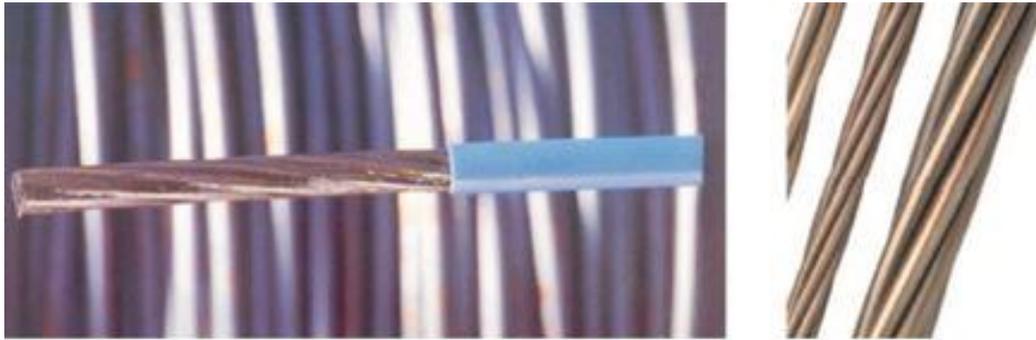
- **Cordões**

Os grupamentos de 2 ou 3 fios enrolados em hélice com passo constante e com eixo longitudinal comum. Na revisão de 2005 a norma já especifica a designação de cordoalha de 3 fios.

- **Cordoalhas**

Grupamento de pelo menos 6 fios enrolados em uma ou mais camadas, em torno de um fio cujo eixo coincida com o eixo longitudinal do conjunto. Na prática costuma-se designar as cordas por cordoalhas. No Brasil as cordoalhas são fabricadas com 7 fios, conforme Figura 3.5.

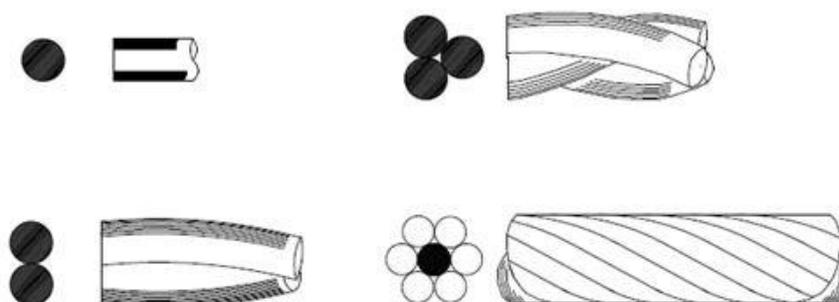
Figura 3.5 - Cordoalha de sete fios engraxada e não engraxada



Fonte: ArcelorMittal (2016)

Segundo Carvalho (2017), os fios de protensão são indicados apenas pelo seu diâmetro, enquanto que os demais conjuntos são chamados genericamente de cordoalhas de dois e três fios pela designação, por exemplo, de 2x2,00 (cordoalhas de dois fios de diâmetro de 2mm) e 3x3,00 (cordoalha de 3 fios de 3mm de diâmetro). As cordoalhas de sete fios possuem um fio central, normalmente, com diâmetro cerca de 2% maior que os demais, e mais seis outros enrolados em forma de hélice e são denominadas como cordoalhas de diâmetro igual ao diâmetro do círculo circunscrito a todos e, portanto não permite que se calcule a área da seção transversal de forma direta pois, é preciso conhecer o diâmetro do fio central e dos fios periféricos da cordoalha. Desta maneira uma cordoalha de Φ de $\frac{1}{2}$ " (aproximadamente 12,7 mm) não tem a área de 1,25 cm² e sim de 1,01 cm². A Figura 3.6 mostra os tipos diferentes de aço de protensão.

Figura 3.6-Tipos de armaduras com aço de protensão (de cima para baixo e da esquerda para direita):Fio isolado, cordões de 2 e 3 fios e cordas (cordoalhas) de 7 fios.



Fonte: Carvalho (2017)

Um cabo é formado por várias cordoalhas acondicionadas dentro de uma bainha, por exemplo, uma bainha que abrigue 12 cordoalhas de 12,7mm recebe a designação de cabo de 12 Φ 1/2". A Tabela 1 apresenta o tamanho das bainhas com sua respectiva designação.

Tabela 1 - Cordoalhas para Protensão - especificação dos produtos

Produto	Diâmetro nominal (mm)	Área aprox. (mm ²)	Área mínima (mm ²)	Massa aprox. (Kg/1.000m)	Carga mínima de ruptura (KN)	Carga mínima a 1% de deformação (KN)	Alongamento após ruptura (%)
Cordoalhas 3 fios CP 190							
Cord. CP 190 RB 3x 3,0	6,5	22	22	171	41	37	3,5
Cord. CP 190 RB 3x 3,5	7,6	30	30	238	57	51	
Cord. CP 190 RB 3x 4,0	8,8	38	38	304	71	64	
Cord. CP 190 RB 3x 4,5	9,6	47	46	366	88	79	
Cord. CP 190 RB 3x 5,0	11,1	67	66	520	125	112	
Cordoalhas 7 fios CP 190							
Cord. CP 190 RB 9,50	9,5	56	55	441	104	94	3,5
Cord. CP 190 RB 12,70	12,7	101	99	792	187	169	
Cord. CP 190 RB 15,20	15,2	143	140	1.126	266	239	
Cord. CP 190 RB 15,70	15,7	150	147	1.172	279	246	
Cordoalhas de 7 fios CP 210							
Cord. CP 210 RB 12,70*	12,7	101	99	792	203	183	3,5
Cord. CP 210 RB 15,20*	15,2	143	140	1.126	288	259	

*Os fios podem ser fabricados sob consulta. As cordoalhas CP 210 serão cintadas com cinta metálica cinza azulada

Fonte: ArcelorMittal (2016)

3.5.2.2 Acondicionamento

Na Tabela 2 são apresentados os dados de acondicionamento das cordoalhas, conforme catálogo da fabricante ArcelorMittal.

Tabela 2 - Acondicionamento das cordoalhas

Acondicionamento de cordoalhas nuas para protensão					
Tipo de cordoalha	Peso (Kg)		Diâmetro interno (cm)	Diâmetro externo (cm)	Largura do rolo (cm)
3 e 7 fios	1.800	3.000	76	120	80

Fonte: ArcelorMittal (2016)

A Figura 3.7 mostra como são os rolos de fio e cordoalhas.

Figura 3.7 - Rolos de fio e cordoalha



Fonte: ArcelorMittal (2016)

3.5.2.3 Quanto ao tratamento

Como visto anteriormente, os aços de protensão vêm com a denominação RN ou RB, siglas que indicam se o aço é de relaxação normal ou baixa. Os aços de relaxação baixa são obtidos através de procedimento de fabricação em que recebem um alongamento com temperatura controlada permitindo uma menor perda devido à relaxação (CARVALHO, 2017).

Segundo Bastos (2015), a relaxação é a perda de tensão com o tempo em um aço estirado, sob comprimento e temperatura constantes. Quanto maior a tensão ou a temperatura, maior a relaxação do aço:

- Aço de relaxação normal (RN);
- Aço de relaxação baixa (RB): são aqueles que tem suas características elásticas melhoradas para reduzir as perdas de tensão por relaxação, que é cerca de 25 % da relaxação do aço RN.

3.5.2.4 Designação ou categoria do aço

A Designação ou a categoria do aço de protensão é a resistência característica mínima a tração do material. A seguir são listados exemplos de designação:

- CP – 175 RN: Aço para Concreto Protendido, com resistência característica mínima à tração (f_{ptk}) de 175 kN/cm² (1.750 MPa) e de relaxação normal;
- CP – 190 RB: Aço para Concreto Protendido, com resistência característica mínima à tração (f_{ptk}) de 190 kN/cm² (1.900 MPa) e de relaxação baixa

No Brasil as categorias fabricadas são CP145RB, CP150RB, CP170RN, CP175RB, CP175RN, CP190RB, e CP210RB. Já no caso de uso em pontes estaiadas tem-se os CP177RB e CP210 RB.

3.5.2.5 Normas brasileiras

As normas brasileiras que regulamentam sobre os aços de protensão são apresentadas a seguir:

- NBR 6349:2008: “Barras, cordoalhas e fios de aço para armaduras de protensão – Ensaio de tração” (ABNT, 2008a);
- NBR 7482: “Fios de aço para Concreto Protendido - Especificação” (ABNT, 2008b);
- NBR 7483:2008: “Cordoalhas de aço para Concreto Protendido - Especificação” (ABNT, 2008c);
- NBR 7484:2009: “Barras, cordoalhas e fios de aço destinados a armaduras de protensão - Método de ensaio de relaxação isotérmica” (ABNT, 2009).

3.5.2.6 Massa específica, coeficiente de dilatação térmica e módulo de elasticidade

A NBR 6118:2014 adota a massa específica de 7.850 kg/m³, e o coeficiente de dilatação térmica de 10-5/°C, para intervalos de temperatura entre - 20°C e 100°C. Para o módulo de elasticidade a norma permite adotar 200 GPa (200.000 MPa = 20.000 kN/cm²) para fios e cordoalhas, quando o valor não for obtido em ensaio ou não for fornecido pelo fabricante do aço. Em seu item 8.4.6 a Norma apresenta características de ductilidade do aço e no 8.4.7 apresenta a resistência à fadiga.

3.5.2.7 Diagrama tensão-deformação

A NBR 6118:2014 (item 8.4.5) especifica que o diagrama tensão-deformação deve ser fornecido pelo fabricante ou obtido em ensaio realizado segundo a NBR 6349 (ABNT, 2008a).

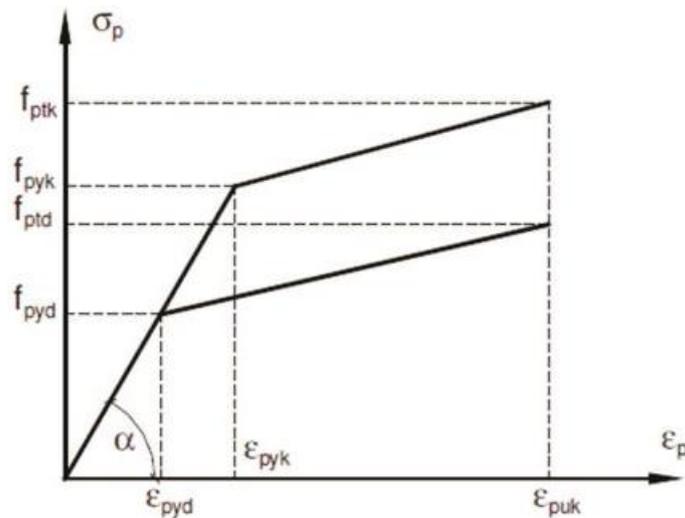
De uma maneira geral os valores últimos a serem usados para a característica do aço são dados pelas equações 3.1 e 3.2:

$$f_{pyd} = \frac{f_{pyk}}{1,15} \quad (3.1)$$

$$f_{ptd} = \frac{f_{ptk}}{1,15} \quad (3.2)$$

Na falta deles a NBR 6118:2014 permite, nos estados-limite de serviço e último, utilizar um diagrama simplificado (Figura 3.8), para intervalos de temperaturas entre - 20° C e 150° C.

Figura 3.8 - Diagrama tensão-deformação simplificado para aços de protensão.



Legenda:

$tga = E_p =$ módulo de elasticidade = 200 GPa para fios e cordoalhas (na falta de dados do fabricante e de ensaio);

f_{pyk} = resistência característica de escoamento convencional, correspondente à deformação residual de 0,2 %.

Fonte: ABNT (2014)

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) os valores característicos da resistência ao escoamento convencional f_{pyk} , da resistência à tração f_{ptk} e o alongamento após ruptura das cordoalhas, devem satisfazer aos valores mínimos estabelecidos na NBR 7483 (ABNT, 2008c). Os valores de f_{pyk} , f_{ptk} e do alongamento após ruptura ϵ_{uk} dos fios devem atender ao que é especificado na NBR 7482 (ABNT, 2008b).

Segundo Carvalho (2017), a curva de tensão do aço é apresentada nas equações 3.3, 3.4, 3.5 e 3.6.

$$\text{Para } \epsilon_p < \frac{f_{pyd}}{E_p} \quad (3.3)$$

$$\text{Tem-se: } \sigma_{pd} = E_p \cdot \epsilon_p \quad (3.4)$$

Assim:

$$\text{Para } \epsilon_p \geq \frac{f_{pyd}}{E_p} \quad (3.5)$$

$$\text{Tem-se: } \sigma_{pd} = f_{pyd} + \left(\frac{f_{pd} - f_{pyd}}{\epsilon_u - \epsilon_{yd}} \right) \cdot (\epsilon_t - \epsilon_{yd}) \quad (3.6)$$

O Ensaio de cordoalhas não resultara em tensões, mas sim em forças de escoamento e ruptura em virtude de não ser homogênea a distribuição das tensões em relação aos fios. Assim, em geral, as tensões usadas no cálculo, obtidas pela razão Força / área da armadura são convencionais. A Norma NBR 7483:2008 especifica na sua tabela 1 características para as cordoalhas de sete fios de baixa relaxação uma das mais usadas no mercado brasileiro e reproduzida em parte aqui no Quadro 3 (Carvalho, 2017).

Quadro 3 - Características das cordoalhas de sete fios com relaxação baixa

Categoria	Designação ¹	Diâmetro Nominal da Cordoalha (mm)	Tolerância no diâmetro nominal (mm)	Área da seção de aço da cordoalha nominal (mm ²)			Massa nominal kg/1 000m	Carga de ruptura mínima kN	Carga a 1% de deformação mínima ² kN	Alongamento total na ruptura mínimo ³ (%)	Relaxação máxima após 1 000 h ⁴ (%)
				Mínimo	Nominal	Máximo					
RB 190	CP 190 RB 9,5	9,5	+ 0,4 - 0,2	54,9	56,2	57,3	441,0	104,3	93,9	3,5	3,5
	CP 190 RB 12,7	12,7		98,6	100,9	102,9	792,0	187,3	168,6		
	CP 190 RB 15,2	15,2		139,9	143,4	146,3	1126,0	265,8	239,2		
RB 210	CP 210 RB 9,5	9,5		54,9	56,2	57,3	441,0	115,3	103,8		
	CP 210 RB 12,7	12,7		98,6	100,9	102,9	792,0	207,0	186,3		
	CP 210 RB 15,2	15,2		139,9	143,4	146,3	1126,0	293,8	264,4		

Fonte: Carvalho (2017)

Para se determinar a tensão na armadura de protensão, no estado limite último (ELU), podem-se usar os valores propostos por Vasconcelos, Augusto Carlos (1980) apud Carvalho (2017). Vasconcelos reuniu os dados médios de diversos ensaios realizados pela Belgo Mineira (fabricante dos aços de protensão) e os apresentou conforme Quadro 4.

Quadro 4 - Tensão no aço σ_{sd} (MPa) (adaptado de VASCONCELOS)

ϵ (‰)	5,25	6,794	7,438	8,167	9,000	9,962	10,00	12,50	15,00	17,5
CP175	1025	1264	1316	1344	1365	1368	1368	1378	1388	1397
CP190	1025	1314	1411	1459	1482	1486	1486	1496	1507	1517

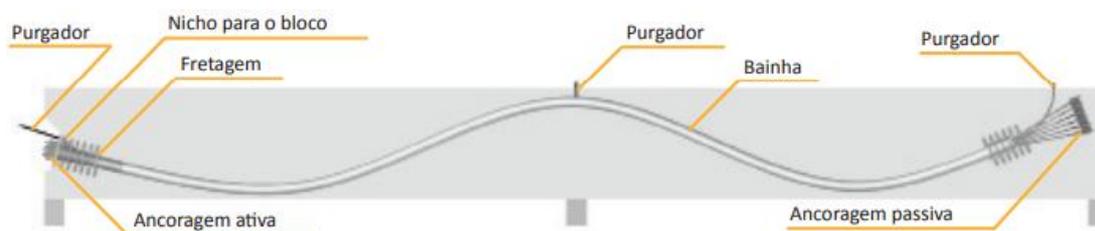
ϵ (‰)	20,00	22,50	25,00	27,5	30,00	32,50	35,00	37,50	40,00
CP175	1407	1416	1426	1436	1445	1455	1464	14,74	1484
CP190	1527	1538	15,48	1559	1569	1579	1590	1600	1611

Fonte: Carvalho (2017)

3.5.3 Outros materiais e dispositivos necessários

Além do concreto e do aço de protensão que são os principais materiais que compõem o concreto protendido, as armaduras passivas e os dispositivos de protensão como: bainhas metálicas; calda de cimento; espaçadores, ancoragens ativas e passivas; emendas; cunhas; nichos de ancoragem; macaco hidráulico etc (Figura 3.9).

Figura 3.9 - Dispositivos utilizados no sistema de pós tração aderente



Fonte: Rudloff (Concreto protendido) (2016)

Os materiais a serem utilizados na protensão, depende do sistema em que está sendo feito. Por exemplo, no caso da pré-tração, não se usa nichos, bainhas, calda de cimento e ancoragens ativas e passivas, pois são dispositivos e materiais exclusivamente para uso do sistema de pós tração.

A calda de cimento, ou a nata de cimento tem função de proteger a armadura, além de transferir os esforços entre cordoalha e concreto ao longo do elemento. Esta nata de cimento é inserida dentro das bainhas metálicas que variam de 0,1 a 0,35mm, assim são posicionadas ao longo do elemento até seu total preenchimento. Essa nata utiliza de 36 a 44 litros de água para cada 100kg

de cimento. A norma NBR 7681 (“Calda de cimento para injeção”) fixa as condições exigidas para as caldas (BASTOS, 2015). A Figura 3.10 apresenta um equipamento na qual é utilizado para injeção da nata.

Figura 3.10 - Equipamento Rudloff para injeção



Fonte: Rudloff (Concreto protendido) (2016)

3.6 PERDAS DE PROTENSÃO

“As diminuições do esforço de protensão que ocorrem ao longo dos cabos são normalmente chamadas de perdas e podem ser classificadas de imediatas e diferidas ou ao longo do tempo. As primeiras são devidas principalmente a forma como se procede a protensão as propriedades elásticas do aço e do concreto. As perdas diferidas ou ao longo do tempo se devem as propriedades visco elásticas tanto do concreto como do aço”. (CARVALHO, 2012, p. 126).

Em um sistema de protensão, tem-se dois tipos de perdas, como já citado acima. As perdas que ocorrem no instante da protensão, chamadas de perdas imediatas, são aquelas que ocorrem no instante da protensão e do término da concretagem até a cura, ou vice versa, dependendo do sistema a ser utilizado, pré-tração aderente ou a pós-tração aderente.

No caso da pré-tração aderente, os cabos são protendidos, inicialmente, e em seguida ocorre a concretagem. A primeira perda inicial ocorre neste intervalo, entre a protensão, onde o macaco ao protender os cabos até ele “solta” a cordoalha e a mesma trava na cunha, ocorrendo nesse instante a perda por deformação da ancoragem. A outra perda inicial considerada na pré-tração é a perda que ocorre na cordoalha de aço, que acontece no instante da protensão do cabo até a sua efetivação, chamada de perda por relaxação da armadura. Por fim, tem-se a perda por deformação imediata do concreto, que ocorre no momento do “corte dos cabos protendido”, causando uma deformação imediata no concreto.

No caso das perdas iniciais na pós-tração elas ocorrem da mesma maneira no caso da deformação da ancoragem e da deformação imediata do concreto que na pré-tração, portanto, exceto no caso da perda por relaxação da armadura, pois na pós-tração ela acontece por atrito (normalmente cabo-bainha e nos pontos de desvio da trajetória do cabo).

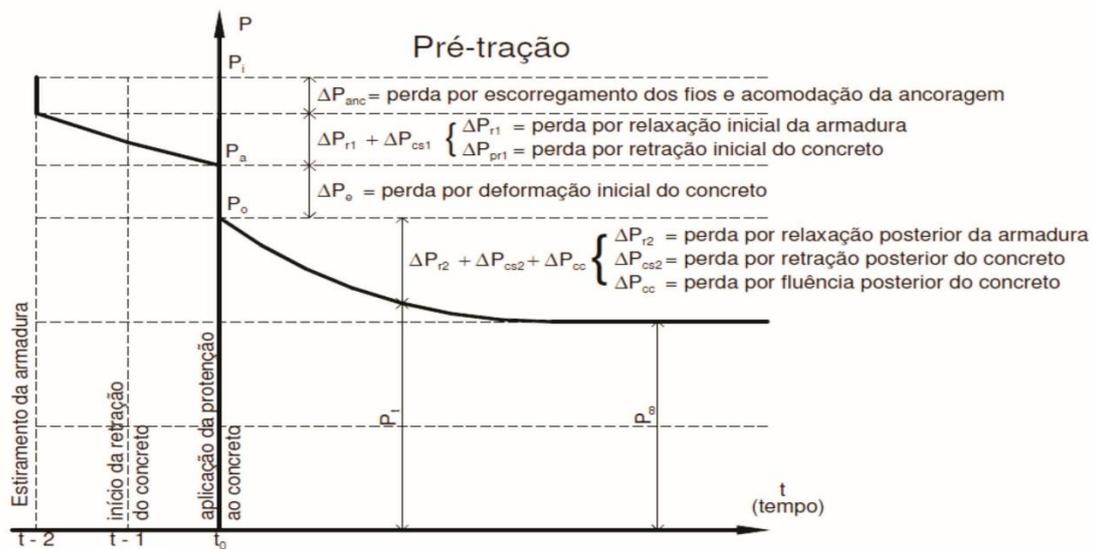
O outro tipo de perda que ocorre na protensão são as perdas ao longo do tempo ou as chamadas perdas diferidas. Neste tipo de perda, elas ocorrem da mesma maneira tanto na pré-tração quanto para a pós-tração. A primeira perda considerada é a perda pelo fenômeno da retração do concreto, que é nada menos que o encurtamento que acontece no concreto ao longo do tempo, causando perda de tensão na armadura ativa. O outro fenômeno que ocorre no concreto e que também gera a perda de tensão das armaduras ativas, é o fenômeno da fluência que também como a retração ocorre ao longo do tempo, ou seja por toda a vida útil do elemento estrutural, essa perda é então chamada de perda por fluência do concreto. Por fim, tem-se a última perda de protensão a ser considerada em ambos os sistemas que é a perda por relaxação da armadura, a qual, ao contrário da perda por relaxação considerada nas perdas imediatas que ocorre na execução da protensão, ocorre ao longo do tempo, isto é, considera-se a perda de energia de protensão ao longo do tempo.

Portanto, as perdas a serem consideradas em cada sistema são descritas nos itens seguintes.

3.6.1 Pré-tração

Esquemáticamente as perdas de protensão na pré-tração são representadas por Bastos (2015) na Figura 3.11.

Figura 3.11 - Diagrama força de protensão x tempo para peça protendida pré-traçada.



Fonte: Bastos (2015)

3.6.1.1 Perdas imediatas (instantâneas)

As perdas imediatas são as seguintes:

- Perda por deformação da ancoragem
- Perda por relaxação da armadura
- Perda por deformação imediata do concreto

3.6.1.2 Perdas diferidas (ao longo do tempo)

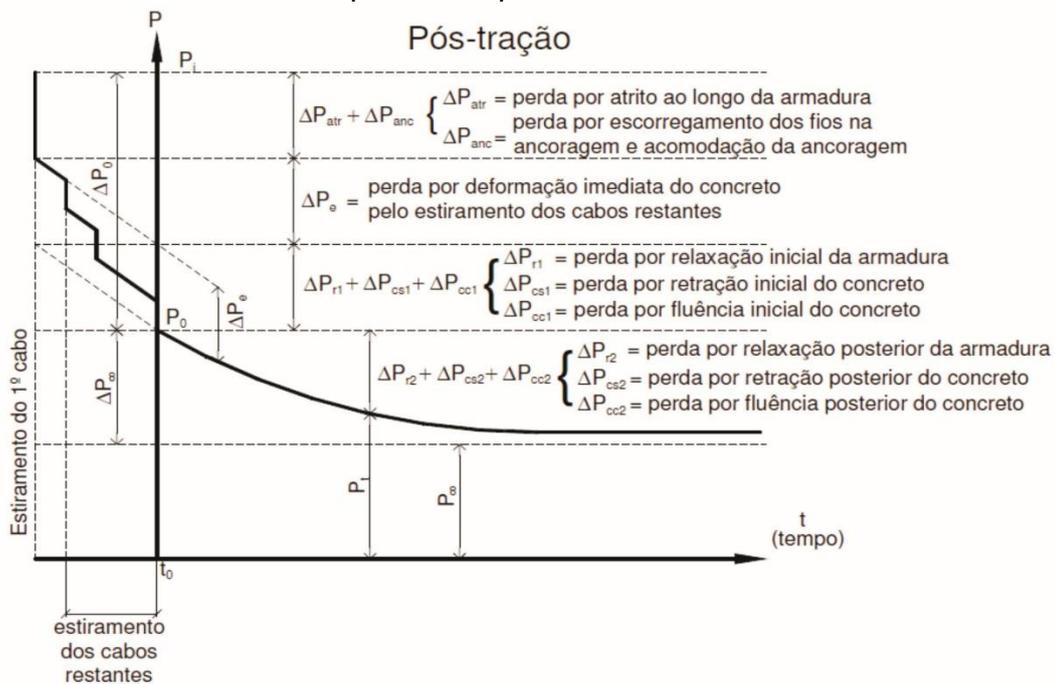
As perdas diferidas são as seguintes:

- Perda por retração do concreto
- Perda por fluência do concreto
- Perda por relaxação da armadura de protensão

3.6.2 Prós tração aderente

Esquemáticamente as perdas de protensão na pós tração são representadas por Bastos (2015) na Figura 3.12.

Figura 3.12 - Diagrama força de protensão x tempo para peça protendida pós-tracionada.



Fonte: Bastos (2015)

3.6.2.1 Perdas imediatas (instantâneas)

As perdas imediatas são as seguintes:

- Perda por atrito (normalmente cabo-bainha e nos ponto de desvio do cabo)
- Perda por deformação da ancoragem
- Perda por deformação imediata do concreto

3.6.2.2 Perdas diferidas (ao longo do tempo)

As perdas diferidas são as seguintes:

- Perda por retração do concreto

- Perda por fluência do concreto
- Perda por relaxação da armadura de protensão

3.7 CRITÉRIOS DE PROJETO

Os estados-limites devem ser considerados na verificação da segurança das estruturas em Concreto Protendido. Apresentam-se a seguir as definições dos estados-limites conforme descritos no item 3.2 a NBR 6118:2014.

3.7.1 Estado limite último (ELU)

A NBR 6118:2014 define o estado-limite último como o “estado-limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura”.

3.7.2 Estado limite de serviço (ELS)

Segundo a NBR6118:2014 os estados-limites de serviço são definidos como “aqueles relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas.

“Quando uma estrutura alcança um estado-limite de serviço, o seu uso fica impossibilitado, mesmo que ela ainda não tenha esgotada toda a sua capacidade resistente, ou seja, a estrutura não mais oferece condições de conforto e durabilidade, embora não tenha alcançado a ruína”. BASTOS (2015, p.50)

A seguir são descritos os estados limites de serviço definidos pela NBR 6118:2014 no seu item 3.2:

- **Estado limite de formação de fissuras (ELS-F)**

Estado em que se inicia a formação de fissuras. Admite-se que este estado limite é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal

for igual a $f_{ct,f}$. No item 4 da norma quando é definida a simbologia o valor da tensão é definido.

$f_{ct,f}$ – resistência do concreto à tração na flexão

Por outro lado no 17.3.1 da NBR6118:2014 esclarece que o valor da tensão de tração a ser usada na verificação ligada a fissuração é o valor de $f_{ct,inf}$ e que, finalmente, a relação entre a tensão de tração na flexão a tensão de tração direta é dada por α com:

$\alpha=1,2$ para seções T, duplo T

$\alpha=1,3$, para seções I ou T invertido

$\alpha=1,5$ para seções retangulares

Assim o limite de tensão de tração para a formação de fissuras é calculado através da equação 3.7.

$$\sigma = 0,7 \cdot \alpha \cdot f_{ct,m} \quad (3.7)$$

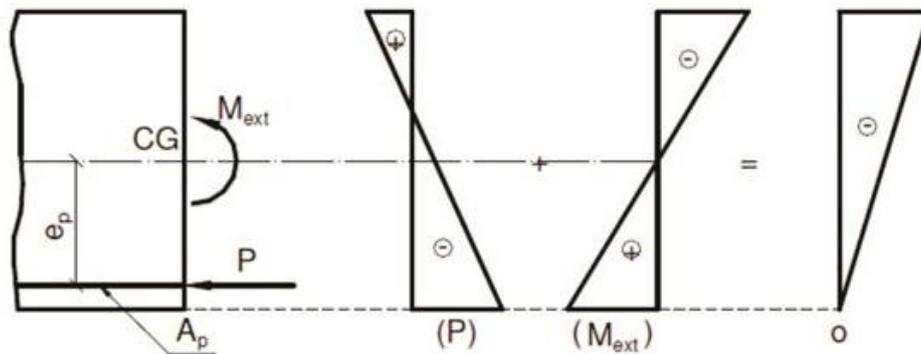
- **Estado-limite de abertura das fissuras (ELS-W)**

Este estado é alcançado quando as fissuras têm aberturas iguais aos valores máximos especificados pela norma no item 13.4.2. No caso das estruturas de Concreto Protendido com protensão parcial, a abertura de fissura característica está limitada a 0,2 mm, a fim de não prejudicar a estética e a durabilidade;

- **Estado-limite de descompressão (ELS-D)**

Estado no qual, em um ou mais pontos da seção transversal, a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da seção (representado na Figura 3.13). Situação na qual a seção comprimida pela protensão vai sendo descomprimida pela ação dos carregamentos externos, até atingir o ELS-D. Esta verificação deve ser feita no estágio I (concreto não fissurado, comportamento elástico linear dos materiais), item 17.3.4 da NBR 6118:2014.

Figura 3.13 - Tensões normais devidas à força de protensão e ao momento fletor externo, com tensão nula num ponto (base)

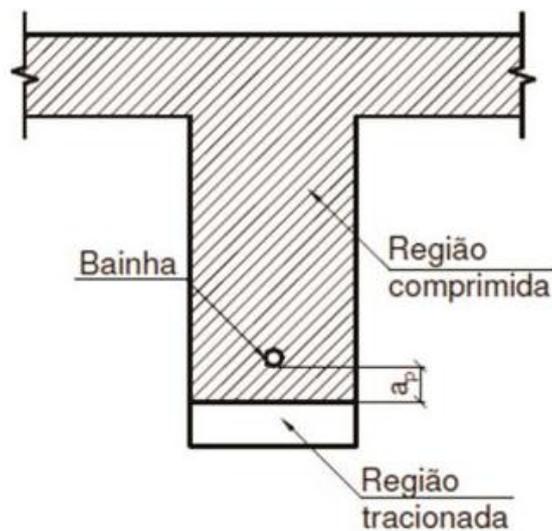


Fonte: Bastos (2015)

- **Estado limite de descompressão parcial (ELS-DP)**

Estado no qual se garante a compressão na seção transversal, na região onde existem armaduras ativas. Essa região deve-se estender até uma distância A_p da face mais próxima da cordoalha ou da bainha de protensão (Figura 3.14).

Figura 3.14 - Dimensão a_p no ELS-DP



Fonte: Bastos (2015)

- **Estado-limite de compressão excessiva (ELS-CE)**

Estado em que as tensões de compressão atingem o limite convencional estabelecido. É usual no caso de Concreto Protendido na ocasião da aplicação da protensão. Sob tensão de compressão superior a 50 % da resistência à compressão, acentua-se a micro fissuração interna do concreto. Acima de 70 % a micro fissuração fica instável. Por isso é recomendada a tensão de serviço de apenas 60 % da resistência do concreto. Para verificação simplificada no estado-limite último no ato da protensão a NBR 6118 fixa o limite de $0,7 f_{ckj}$ (item 17.2.4.3.2).

- **Estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF)**

Este estado é alcançado quando as deformações (flechas) atingem os valores limites estabelecidos para a utilização normal, dados em 13.3 da norma. Os elementos fletidos como as vigas e as lajes apresentam flechas em serviço. O cuidado que o projetista estrutural deve ter é de limitar as flechas a valores aceitáveis, que não prejudiquem a estética e causem insegurança aos usuários;

3.7.2.1 Níveis de protensão

Determinado pelo projetista a classe de agressividade e tipo de edificação (prédio público, ponte e etc) ficam fixados valores de A/C (fator água cimento máximo do concreto), f_{ck} mínimo e cobrimentos mínimos de armadura, ambos atendendo as prescrições da NBR 6118:2014. Assim, define-se o sistema de protensão a ser utilizado, pré-tração ou pós-tração, utilizando-se o item 13.4.2, Tabela 13.4, reproduzida neste trabalho no Quadro 5, encontra-se o nível de protensão ou o tipo de concreto estrutural, na qual deve-se atender as suas respectivas exigências de durabilidade previstas pela Norma.

Quadro 5 - Exigências de durabilidade relacionadas a fissuração a proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	--
Concreto armado	CAA I	ELS-W $W_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $W_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $W_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $W_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D ¹⁾	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D ¹⁾	Combinação frequente

¹⁾ A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 25$ mm (figura 3.1).

NOTAS:

1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2.

2 Para as classes de agressividade ambiental CAA-III E IV exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.

Fonte: ABNT (2014)

A seguir é apresentado as exigências para cada nível de protensão seguindo as prescrições da NBR 6118:2014:

- **PROTENSÃO PARCIAL (NÍVEL 1)**

Para elementos de Concreto Protendido pré-traçados em classe de agressividade ambiental I ou pós-traçados em ambientes I e II:

- Exigência a ser atendida:
 - Estado-limite de abertura de fissuras (ELS-W), com $w_k = 0,2$ mm, para combinação freqüente de ações.

- **PROTENSÃO LIMITADA (NÍVEL 2)**

Para elementos de Concreto Protendido pré-tracionados em classe de agressividade ambiental II ou pós-tracionados em ambientes III e IV:

- Exigências a serem atendidas:
 - Estado-limite de descompressão (A critério do projetista o ELS-D - ou ELS-DP com $A_p = 50$ mm), com combinação quase permanente de ações;
 - Estado-limite de formação de fissuras (ELS-F) com combinação freqüente de ações.

- **PROTENSÃO COMPLETA (NÍVEL 3)**

Para elementos de Concreto Protendido pré-tracionados, em classes de agressividade ambiental III e IV:

- Exigências a serem atendidas:
 - Estado-limite de descompressão (ELS-D) com combinação freqüente de ações (A critério do projetista o ELS-D pode ser substituído por ELS-DP com $a_p = 50$ mm);
 - Estado-limite de formação de fissuras (ELS-F) com combinação rara de ações.

A seguir, é realizada a descrição de cada tipo de concreto estrutural, com suas respectivas considerações, segundo Bastos (2015, p. 53):

*“a) Na **protensão completa** não se admitem tensões normais de tração, a não ser em combinações raras (ocorrência de apenas algumas horas na vida útil), até o ELS-F (sem fissuras);*

*b) Na **protensão limitada** admitem-se tensões normais de tração, sem ultrapassar o ELS-F (sem fissuras). Podem surgir fissuras somente para a combinação rara, que seriam fechadas após cessada essa combinação;*

*c) Na **protensão parcial** admitem-se tensões normais de tração e fissuras com aberturas de até 0,2”.*

3.7.2.2 Combinações de cálculo para o estado limite de serviço

Determinado o nível de protensão, são feitas as combinações de cálculo para atender as exigências do estado limite de serviço, através do item 11.8.3 da NBR 6118:2014 tem-se as seguintes combinações de ações, representadas nas equações 3.8, 3.9 e 3.10.

- **Quase permanente**

A combinação quase permanente de ações é representada na equação 3.8;

$$F_{d, ser} = \sum_{i=1}^m F_{gi, k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} \cdot F_{qj, k} \quad (3.8)$$

- **Frequentes**

A combinação frequente de ações é representada na equação 3.9;

$$F_{d, ser} = \sum_{i=1}^m F_{gi, k} + \Psi_j \cdot F_{ql, k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} \cdot F_{qj, k} \quad (3.9)$$

- **Raras**

A combinação rara de ações é representada na equação 3.10;

$$F_{d, ser} = \sum_{i=1}^m F_{gi, k} + F_{ql, k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{1j} \cdot F_{qj, k} \quad (3.10)$$

3.7.2.3 Valor das ações a considerar no estado limite de serviço

No Quadro 6 são apresentados os valores dos fatores de combinação e de redução para as ações variáveis, segundo a NBR 8684:2004.

Quadro 6 - Valores dos fatores de combinação e de redução para as ações variáveis

Ações	ψ_0	ψ_1	ψ_2 ^{3) 4)}
Cargas acidentais de edifícios			
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ¹⁾	0,5	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos			
Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
Pontes rodoviárias	0,7	0,5	0,3
Pontes ferroviárias não especializadas	0,8	0,7	0,5
Pontes ferroviárias especializadas	1,0	1,0	0,6
Vigas de rolamentos de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
¹⁾ Edificações residenciais, de acesso restrito.			
²⁾ Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.			
³⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se para ψ_2 o valor zero.			
⁴⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução ψ_2 pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.			

Fonte: ABNT (2004)

4 EXECUÇÃO DE ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS

ASPECTOS CONSTRUTIVOS

Neste capítulo é apresentado os conceitos e procedimentos da execução em pré-fabricado. A proposta deste capítulo é mostrar os aspectos qualitativos, segurança dos operários e a qualidade do produto final, quando esses são pré-fabricados.

4.1 INTRODUÇÃO

“A industrialização da construção é o emprego, de forma racional e mecanizada, de materiais, meios de transporte e técnicas construtivas, para se conseguir uma maior produtividade” (Ordóñez apud DEBS, 2000; p.5).

A estrutura pré-fabricada tem sido utilizada de forma crescente no Brasil em diversos setores: transportes, infraestrutura, habitação, indústria e comercial. Essa estrutura é solicitada sempre que a agilidade na construção e a qualidade são importantes para a viabilidade da obra (DONIAK; GUTSTEIN, 2012).

Segundo Chastre e Lúcio (2012), o processo produtivo de estruturas com elementos pré-fabricados difere significativamente das estruturas executadas em canteiro pelo fato de uma parte, ou a totalidade, dos elementos da estrutura serem produzidos em fábrica, em condições de produção melhoradas em relação às condições da obra e serem, posteriormente, transportados para a obra, onde são, finalmente montados.

A Produção de elementos pré-fabricados se dá em empresas especializadas e em ambientes protegidos das intempéries, confeccionados por mão de obra fixa e qualificada, com formação específica e aptos para procedimentos normalizados. Para estes autores, a indústria do pré-fabricado é inovadora, produzindo novos materiais e desenvolvendo novas tecnologias. A variedade de estruturas que podem ser fabricadas industrialmente em concreto abarca diversas formas, tamanhos, cores e texturas. Além disso, em fábrica é mais fácil implementar sistemas de controle de qualidade do que diretamente na

obra, oferecendo, além da qualidade, inclusive, maior durabilidade (CHASTRE; LÚCIO, 2012).

Por outro lado, um ponto levantado pelos autores é sobre a desvantagem em relação ao custo de transportes do pré-fabricado da fábrica para a obra.

Segundo DEBS (2000), existem diversos tipos de concreto pré-moldado, além do pré-fabricado (Quadro 7).

Quadro 7 - Tipos de concreto pré-moldado

	Tipos de concreto pré-moldado	
Quanto ao local de produção dos elementos	Pré-moldado de fábrica	Pré-moldado de canteiro
Quanto à incorporação de material para ampliar a seção resistente no local de utilização definitivo	Pré-moldado de seção completa	Pré-moldado de seção parcial
Quanto à categoria do peso dos elementos	Pré-moldado "pesado"	Pré-moldado "leve"
Quanto ao papel desempenhado pela aparência	Pré-moldado normal	Pré-moldado arquitetônico

Fonte: DEBS (2000)

De acordo com DEBS (2000), o pré-moldado de fábrica, também conhecido como pré-fabricado, é executado em local diferente daquele espaço onde é utilizado. Pode-se dizer que é produzido em uma fábrica e depois transportado para a obra. Já o Pré-moldado de canteiro não produz gastos com transportes em longa distância, pois é fabricado no canteiro. Este tipo de elemento não é sujeito a impostos referentes à produção.

Por outro lado, o Pré-moldado de seção completa é aquela peça que é fabricada fora do seu local definitivo. Com este tipo de execução pode ocorrer o concreto moldado no local, mas não visando ampliar a seção resistente. O Pré-moldado de seção parcial seria a peça moldada apenas com a parte resistente final, que é completada na posição definitiva com o concreto moldado no local.

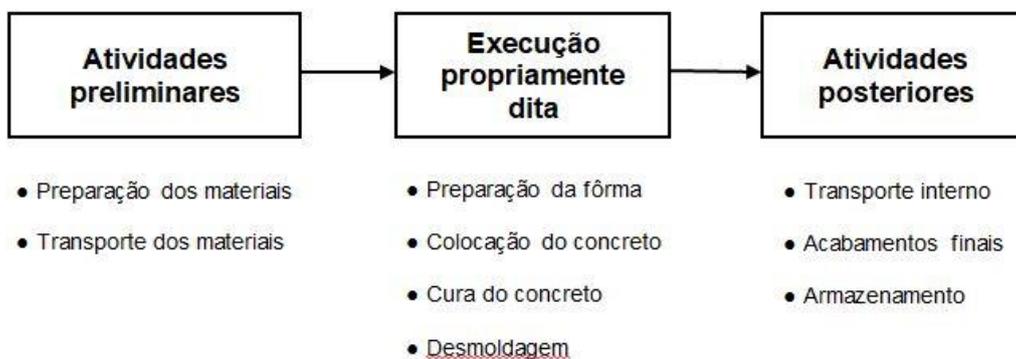
O Pré-moldado "pesado" à medida que necessitar de equipamentos especiais para montagem e o transporte dos elementos. O Pré-moldado "leve" não necessita de equipamentos especiais, podendo preparar os equipamentos para cumprir a disposição em que a montagem até possa ser de trabalho manual.

O Pré-moldado normal é aquele que não há preocupação com relação à aparência da peça. Já o moldado arquitetônico explora totalmente a aparência da peça, com suas formas, texturas que atribui com um efeito de acabamento.

4.2 EXECUÇÃO DOS ELEMENTOS

Conforme DEBS (2000) deve-se dar ênfase ao pré-moldado de fábrica, sendo que estes podem ser divididos em três fases de execução (Figura 4.1).

Figura 4.1 - Etapas envolvidas na execução de pré-moldados da fábrica



Fonte: DEBS (2000, p34)

4.2.1 Atividades envolvidas

Dentro das atividades preliminares estão os trabalhos na qual precedem os serviços de execução, como por exemplo a preparação dos materiais e o transporte interno dos materiais. A seguir é detalhada cada etapa.

4.2.1.1 Preparação dos materiais

Destaca-se nesta fase o armazenamento das matérias-primas (Figura 4.2), a dosagem e mistura do concreto, o preparo da armadura e a montagem da armadura (Figura 4.3).

Figura 4.2 - Armazenamento de areia, brita e silo contendo cimento (Usina de concreto)



Fonte: Próprio autor (2013)

Figura 4.3 - Ferragem armada de viga protendida



Fonte: Próprio autor (2013)

4.2.1.2 Transporte dos materiais ao local de trabalho

Transporte das armaduras, formas, desmoldantes, insertos metálicos, espaçadores entre outros, de acordo com a necessidade do trabalho a ser executado.

4.2.2 Procedimentos de execução

Dentro dos procedimentos de execução podemos destacar a preparação das formas, a concretagem, o processo de cura e a desmoldagem do elemento da forma. A seguir é apresentado cada etapa de forma detalhada.

4.2.2.1 Preparação da fôrma e da armadura

Limpeza da fôrma, aplicação de desmoldante, montagem da armadura na forma (Figura 4.4), inserção de peças complementares, como fechamento de forma (Figura 4.5), insertos metálicos, aplicação da pré-tração na armadura.

Figura 4.4 - Peça sendo montada na forma



Fonte: Próprio autor (2013)

Figura 4.5 - Fechamento de forma



Fonte: Próprio autor (2013)

Após o fechamento e seu devido travamento, a forma está apta a receber o concreto, como pode ser observado nas Figuras 4.6 e 4.7.

Figura 4.6 - Forma pronta para receber o concreto (Vista 1)



Fonte: Próprio autor (2013)

Figura 4.7 - Forma pronta para receber o concreto (Vista 2)



Fonte: Próprio autor (2013)

4.2.2.2 Concretagem (moldagem)

Lançamento e adensamento do concreto (Figura 4.8), acabamentos preliminares ainda na concretagem (Figura 4.9).

Figura 4.8 - Concretagem do elemento estrutural



Fonte: Próprio autor (2013)

Figura 4.9 - Concretagem do elemento estrutural



Fonte: Próprio autor (2013)

4.2.2.3 Cura do concreto

A cura corresponde ao período em que o elemento moldado fica na fôrma até atingir a resistência adequada.

4.2.2.4 Desmoldagem

Liberação da força de protensão, quando for o caso, e retirada do elemento da fôrma. É importante frisar que o desmolde das formas (Figura 4.10 e 4.11) é independente da protensão, isso é, a liberação das forças de protensão depende da resistência do concreto calculada no ato da protensão, enquanto as formas apenas uma resistência mínima para soltar as formas e não danificar a geometria dos elementos.

Figura 4.10 - Desmolde do elemento estrutural



Fonte: Próprio autor (2013)

Figura 4.11 - Detalhe do desmolde do elemento estrutural



Fonte: Próprio autor (2013)

4.2.3 Atividades posteriores

Nas atividades posteriores estão os serviços após a concretagem e a cura do elemento estrutural, como, o transporte interno, acabamentos finais e o armazenamento do elemento.

4.2.3.1 Transporte interno

O transporte interno (figura 4.12) é a fase na qual ocorre o transporte do local da concretagem até o local de armazenamento, onde a peça ficara até ser transportada para a obra.

Figura 4.12 - Transporte do elemento estrutural do local da concretagem até o local de armazenamento



Fonte: Próprio autor (2013)

4.2.3.2 Acabamentos finais

É a fase da execução na qual os elementos concretados recebem os devidos cuidados, como Inspeção, tratamentos finais, eventuais remendos e maquiagem. A figura 4.13 mostra os operários fazendo os devidos serviços.

Figura 4.13 - Peça recebendo acabamento no local armazenado



Fonte: Próprio autor (2013)

4.2.3.3 Armazenamento

Período em que os elementos permanecem em local apropriado (figura 4.14) até o transporte final para a obra.

Figura 4.14 - Peças armazenadas



Fonte: Próprio autor (2013)

4.2.4 Atividades finais

Além das etapas citadas por DEBS (2000) há ainda as etapas de carregamento, transporte e montagem da obra.

4.2.4.1 Carregamento

É a fase que o elemento estrutural é transportado pelas pontes rolantes (Figura 4.15) até o veículo de transporte (Figura 4.16), na qual o transportara até o local da montagem.

Figura 4.15 - Transporte interno final até o veículo de transporte



Fonte: Próprio autor (2013)

Figura 4.16 - Carregamento do veículo de transporte



Fonte: Próprio autor (2013)

4.2.4.2 Transporte

Esta é uma fase importante no pré-fabricado, pois muitas vezes deixa-se de executar uma peça pré-fabricada por conta dos altos custos do transporte, executando vigas de forma pré-moldada, por exemplo.

O capítulo 6 deste trabalho abordara de forma detalhada esse assunto, na qual é parte fundamental para o desenvolvimento e viabilidade deste trabalho, onde o seu objetivo principal é viabilizar os custos do pré-fabricado em relação ao pré-moldado.

A seguir as Figuras 4.17 e 4.18 apresentam exemplos de vigas pré-fabricadas sendo transportadas da fábrica até o destino de montagem.

Figura 4.17 - Transporte dos elementos pré-fabricados para a obra



Fonte: Próprio autor (2013)

Figura 4.18 - Transporte dos elementos pré-fabricados para a obra



Fonte: Próprio autor (2013)

4.2.4.3 Montagem do pré-fabricado

É a etapa onde se monta a estrutura de forma definitiva (Figuras 4.19 e 4.20), seguindo a ordem de montagem, logísticas e prazos.

Figura 4.19 - Montagem de elementos pré-fabricados



Fonte: Próprio autor (2013)

Figura 4.20 - Obra de pré-fabricado parcialmente executada



Fonte: Próprio autor (2013)

5 TRANSPORTE RODOVIÁRIO

Este capítulo apresenta o transporte rodoviário, uma vez que este é o principal meio de transporte das vigas pré-fabricadas. A importância deste tema para o desenvolvimento deste trabalho, está relacionado a logística necessária e seus custos, principalmente quando é feito transportes especiais, como por exemplo as vigas de pontes.

5.1 INTRODUÇÃO

O transporte rodoviário é um dos principais tipos de transporte do Brasil, além de ser extremamente importante para o transporte de cargas. Este tipo de transporte é composto pelas rodovias, estradas e ruas. São nelas que veículos como carros, ônibus, caminhões, dentre outros, realizam o transporte. Depois de um visão geral mostra-se como podem ser feitos o transporte de peças pré-fabricadas usando o meio rodoviário

5.1.1 Órgãos relacionados ao transporte terrestre no brasil

A Agência Nacional de Transportes Terrestres – ANTT, criada pela Lei nº 10.233 de 2001 e vinculada ao Ministério dos Transportes, é o órgão responsável pela concessão de ferrovias, rodovias e transporte ferroviário, relacionadas à infraestrutura. Realiza a permissão do transporte coletivo regular através dos meios rodoviário e ferroviário e autorização do transporte de passageiros por meio de empresa de turismo, além do transporte internacional de cargas, transporte multimodal e terminais no Brasil; e também no transporte dutoviário.

O Departamento de Infraestrutura de Transporte – DNIT é um órgão responsável pela operação, manutenção restauração/reposição e ampliação do Sistema Federal de Viação.

5.1.2 Nomenclatura e classificações

As autoestradas (ou vias expressas) são chamadas no Brasil de rodovia. Essa rede rodoviária no país é dividida em dois tipos: estradas regionais

(geralmente de menor importância e inteiramente dentro do território de um único estado) e estradas nacionais (de grande importância nacional). O termo rodovia no Brasil é geralmente empregado às estradas que ligam dois ou mais municípios, com uma distância considerável separando os extremos da estrada.

As estradas regionais do país recebem a classificação YY-XXX, onde YY é a sigla do estado onde a rodovia está localizada e XXX é um número (por exemplo, SP-280, onde SP significa que a rodovia está localizada inteiramente no estado de São Paulo). As estradas nacionais são classificadas como BR-XXX (ex: BR-101) e conectam múltiplos estados, além de serem de grande importância para a economia nacional e na ligação terrestre com países vizinhos. Segundo o DNIT (2018) 2, o significado dos números de cada rodovia são:

- Rodovia radial (000-099): significa que a estrada funciona radialmente, a partir de Brasília. É uma exceção para os casos abaixo;
- Rodovia longitudinal (100-199): significa que a rodovia foi construída no eixo norte-sul;
- Rodovia transversal (200-299): significa que a rodovia foi construída no eixo leste-oeste;
- Rodovia diagonal (300-399): significa que a estrada foi construída de forma diagonal. Rodovias com números ímpares seguem os eixos noroeste-sudeste ou nordeste-sudoeste;
- Rodovia de ligação (400-499): significa que a rodovia interliga duas importantes rodovias;

Muitas vezes as rodovias brasileiras recebem nomes (de pessoas famosas, por exemplo), mas continuam a ter um nome baseado no sistema AA/BR-XXX (exemplo: a Rodovia Castelo Branco, também denominada SP-280).

5.1.3 Transporte de carga rodoviário

O Transporte rodoviário é meio o mais utilizado no Brasil, sendo o país um dos mais dependentes desse tipo de transporte para a carga. Com o

transporte rodoviário, há mais facilidade de se chegar a maior parte do território nacional; porém, enfrentam-se ainda problemas como falta de conservação da infraestrutura (estradas esburacadas, placas de sinalização depredadas, etc.) e segurança precária. Fatores que determinam a demora nos prazos e até mesmo encarecem o frete. Os responsáveis por esse transporte são os caminhoneiros que levam os produtos e chegam em locais que outros meios de transporte não conseguem chegar (MEIO DE TRANSPORTE, 2017).

5.1.4 Principais tipos de cargas

As cargas são tipos de mercadorias inseridas em embalagens específicas para serem transportadas. Assim, as cargas são transportadas de acordo com a sua natureza que podem ser:

- Carga Geral
- Carga a Granel
- Carga Frigorificada
- Carga Perigosa

5.1.5 Veículos de transporte

A seguir são apresentados os veículos mais usuais para transporte de carga;

- Caminhões
- Veículo Urbano de Carga (V.U.C)
- Carretas

5.1.6 Tolerância na pesagem de cargas rodoviárias

Com a publicação da Resolução CONTRAN N526/2015, na fiscalização de peso dos veículos por balança rodoviária, passam a ser admitidas tolerâncias:

I – 5% (Cinco por cento) sobre os limites de pesos regulamentares para o peso bruto total (PBT) e peso bruto total combinado (PBTC);

II – 10% (dez por cento) sobre os limites de peso regulamentares por eixo de veículos transmitidos a superfície das vias públicas.

Nota: No carregamento dos veículos, a tolerância máxima prevista neste artigo não pode ser incorporada aos limites de peso previstos em regulamentação fixada pelo CONTRAN.”

5.1.7 Sistemática de transbordo

De acordo com a publicação da resolução 526/15, independentemente da natureza da carga, o veículo poderá prosseguir viagem sem remanejamento ou transbordo, desde que os excessos aferidos em cada eixo ou conjunto de eixos sejam simultaneamente inferiores a 12,5% (doze e meio por cento) do menor valor entre os pesos e capacidades máximos estabelecidos pelo CONTRAN e os pesos e capacidades indicados pelo fabricante ou importador.

5.1.8 Autorização especial de transporte (AET)

A Autorização especial de transporte (AET) é necessária para os veículos que transportam cargas indivisíveis, com pesos ou dimensões excedentes (art.101 e resolução e resolução 210/2006 do CONTRAM).

Pode ser necessário até 10 dias uteis para receber a autorização especial de transporte solicitado, nos caso de cargas não divisíveis. Os valores são variáveis, podendo variar de acordo com o peso e sua dimensão (DNIT, 2018).

5.1.9 Veículos utilizados para o transporte e montagem do pré-fabricado

Os veículos usuais para o transporte e para a montagem do pré-fabricado são apresentados nos itens seguintes, assim como imagens da montagem, utilizando, simultaneamente, dois tipos de veículos na execução da obra.

- Veículos para o transporte

A Figura 5.1 ilustra um veículo com capacidade máxima de carga de 14 toneladas, enquanto que na Figura 5.2, o Bitruck, possui capacidade máxima de

carga de 19 toneladas. As dimensões máximas na qual se pode transportar em ambos os veículos são 9 metros de comprimento por 2,50 metros de largura.

Figura 5.1 - Truck carga seca



Fonte: TORK TRANSPORTES (2017) 1

Figura 5.2 - Transporte de cargas com bitruck carga seca



Fonte: TORK TRANSPORTES (2017) 2

A carreta ou semirreboque (Figura 5.3) tem capacidade máxima de carga de 33 toneladas e dimensões máximas para transportar de 15 metros de comprimento por 2,50 metros de largura.

Figura 5.3 - Semireboque carga seca



Fonte: TORK TRANSPORTES (2017) 3

Já a carreta extensiva (Figura 5.4) tem capacidade máxima de carga de 33 toneladas e dimensões máximas de 35 metros de comprimento por 2,50 metros de largura para transportar. Destaca-se que a utilização deste veículo é por conta de seu comprimento exceder, por exemplo, o tamanho da carreta no seu tamanho original, sendo assim, necessária a solicitação da Autorização Especial de Transporte (AET) para utilização de veículo.

Figura 5.4 - Carga seca extensiva



Fonte: TORK TRANSPORTES (2017) 4

A Dolly de arrasto, apresentada na Figura 5.5, tem capacidade máxima de carga de 25 toneladas. Este veículo não tem valor máximo para transporte da carga, uma vez que fica travado no próprio elemento a ser transportado. A largura máxima a ser transportado neste veículo é de 3,20 metros. Além disso,

como citado para o veículo anterior, para a utilização da dolly de arrasto também é necessária a solicitação de AET.

Figura 5.5 - Dolly de arrasto



Fonte: TORK TRANSPORTES (2017) 5

Na Figura 5.6 é ilustrado o transporte de uma viga de ponte por meio da utilização de uma dolly de arrasto.

Figura 5.6 - Chegada da viga em dolly de arrasto na obra



Fonte: TORK TRANSPORTES (2017) 6

- Guindastes

Os guindastes da mesma forma, ou até mais importante, são indispensáveis para o transporte final dos elementos pré-fabricados ou pré-moldados. No caso estudado neste trabalho, as vigas de pontes, é indispensável a sua utilização, como para qualquer elemento pré-fabricado, pois os guindastes fazem o último transporte do elemento pré-fabricado ou pré-moldado, podendo

este estar em berços próximo a estrutura a ser executada ou em caminhões, transportando estes elementos até sua posição final na estrutura.

Na Figura 5.7 segue uma modelo de guindaste utilizado para a montagem de pré-fabricados.

Figura 5.7 - Guindaste STC 75



Fonte: TORK TRANSPORTES (2017) 7

A logística do guindaste também é muito relevante, além dos seus elevados custos que normalmente são contabilizados por horas trabalhadas ou diárias, precisa ser muito bem estudada sua utilização quanto ao acesso ao local e a sua utilização. Dependendo do local tanto por conta do acesso como por conta do difícil manuseio do guindaste por conta do seu tamanho, muitas vezes são utilizados dois guindaste de menor capacidade ao invés de um de grande capacidade, conforme Figura 5.8.

Figura 5.8 - Transporte final da viga, do caminhão até o elemento estrutural



Fonte: TORK TRANSPORTES (2017) 8

6 ELEMENTOS SEGMENTADOS

6.1 INTRODUÇÃO

Caracteriza-se a construção segmentada, a construção sendo executada por trechos da superestrutura, podendo estes segmentos ou aduelas serem pré-fabricados ou pré-moldados no local. Estes segmentos são juntados ou ligados posteriormente com o uso de protensão (PALIGA, 2015).

Cada segmento é produzido de modo que possa ser passada as armaduras contínuas, como determinado em projeto. As juntas deverão ser projetadas de forma que garantam a transmissão dos esforços ao longo da estrutura, além de garantir a estanqueidade entre as peças. Ao longo dos anos, este procedimento construtivo vem sendo aperfeiçoado, se beneficiando das novas tecnologias do mercado. Os elementos estruturais são definidos a partir do tipo de sistema construtivo de segmentação a ser utilizado, sendo esta definição associada diretamente aos fatores técnicos e econômicos do projeto (ROCHA, 2012).

Segundo Rocha (2012), no ano de 1994 foi feita uma pesquisa pela América, Bridge segmental Institut (ASBI), avaliando-se 96 pontes executadas nos Estados Unidos e no Canadá por diferentes métodos de segmentação. O resultado desta pesquisa indicou que 98% das pontes foram consideradas como satisfatória em relação à durabilidade e ao desempenho (FHWA, 2003 apud SALLED e SALLED 73 apud ROCHA, 2012). O resultado deste estudo mostrou que as pontes utilizando o sistema de segmentação são mais duráveis e economicamente viáveis que qualquer outro tipo de pontes.

6.2 EMENDA ENTRE OS SEGMENTOS

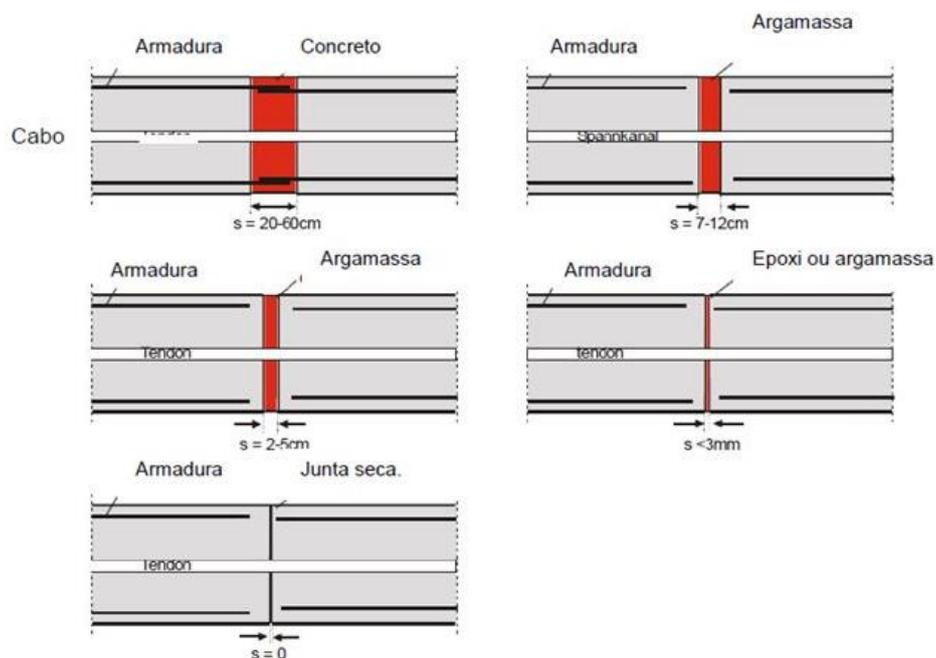
A União entre os elementos segmentados são feitos utilizando cabos de protensão, podendo estes cabos serem definitivos ou provisórios, apenas utilizados para união dos elementos. A protensão nos elementos segmentados, podem ocorrer de duas maneiras. Uma delas é a utilização da protensão externa,

onde ela é feita fora da seção concretada. No outro caso, tem-se a proteção interna, neste caso podendo ser tanto aderente como a não aderente ao concreto. Na emenda dos segmentos é utilizada para ligação cola polimerizável a base de resina epóxy, esta ligação também pode ser em junta seca, isto é sem a utilização da resina (PALIGA, 2015).

Uma das importantes funções da resina epóxi é de lubrificar as faces das juntas, estas são limpas por jateamento de área além de preencher pequenas imperfeições da superfície. Com a estrutura finalizada, o epóxi tem outras finalidades, como proteger as juntas contra a umidade, assim aumentando a vida útil do elemento estrutural. Outra importante função do epóxi é de transmitir as tensões de cisalhamento. Estas forças cisalhantes também são transmitidas através de dentes posicionados entre as juntas, no qual é chamado de dentes de cisalhamento. Este dente também além de transmitir esforços tem função de alinhar os elementos no momento de fazer a ligação entre eles (ROCHA, 2012).

Na Figura 6.1 são apresentados os materiais mais usados no preenchimento das juntas, de acordo com a sua espessura.

Figura 6.1 - Materiais usados no preenchimento das juntas conforme sua espessura

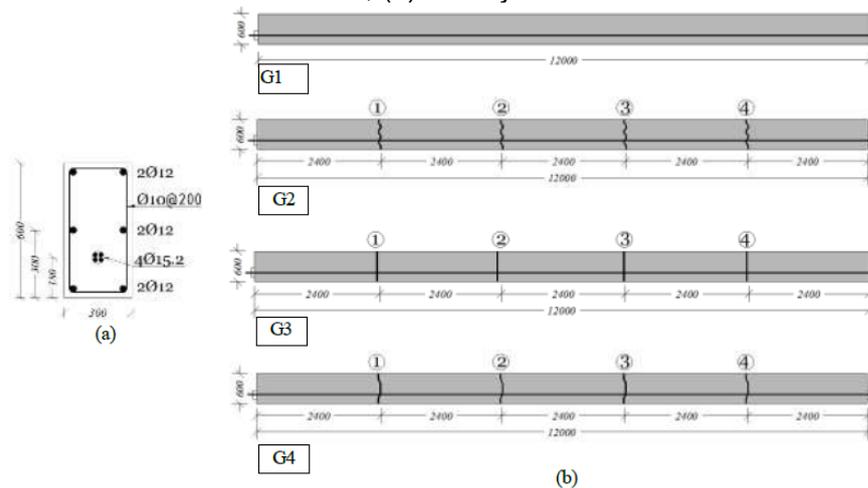


Fonte: ROMBACH apud ROCHA, 2012.

6.3 COMPORTAMENTO DAS JUNTAS

Al-Sherrawi et al (2018) fez estudos de juntas de vigas segmentadas. Nessa pesquisa foi feito 4 protótipos como apresenta a figura 6.2, denominados G1, G2, G3 e G4, ambos testados na flexão simples até a falha.

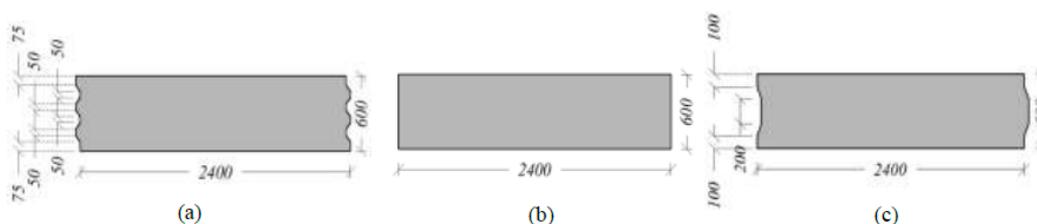
Figura 6.2 - Geometria típica das amostras testadas (dimensões em mm) (a) seção transversal, (b) elevações



Fonte: Al-Sherrawi et al (2018)

O segmento, G1, foi executado monoliticamente e usado como referência para os demais testes segmentados. As demais vigas consistiram em cinco segmentos unidos com resina Époxy usando tipos diferentes de configuração, tendo em comum cada segmento contendo comprimento de 2,40m. Os três modelos estudados de forma segmentados, foram estudados com junta multi-chave, junta simples e chave simples, respectivamente denominadas G2, G3 e G4. A figura 6.3 apresenta de forma esquemática os diferentes tipos de juntas.

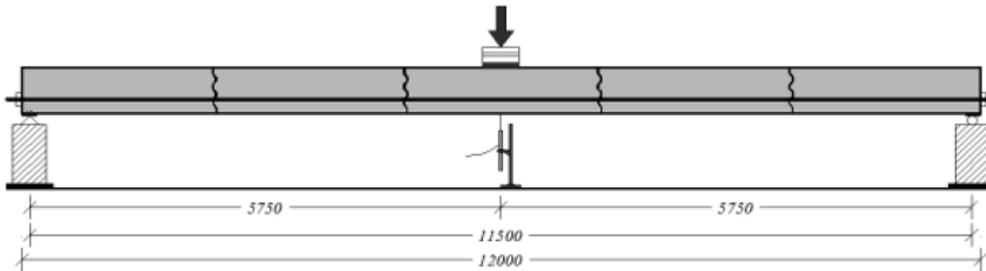
Figura 6.3 - Detalhes das juntas-chave (a) junta multi-chave, (b) junta simples e (c) junta simples



Fonte: Al-Sherrawi et al (2018)

A Figura 6.4 apresenta a configuração de como foi feito os testes de carga.

Figura 6.4 - A configuração do teste (as dimensões estão em mm)

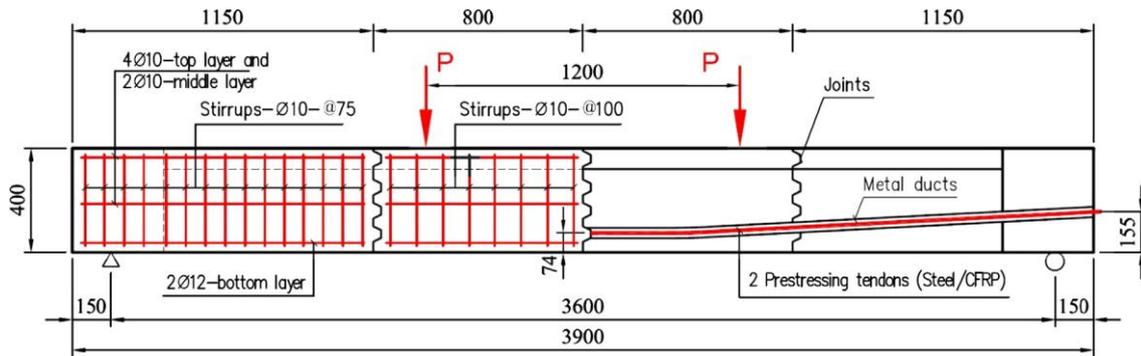


Fonte: Al-Sherrawi et al (2018)

- Os resultados obtidos nos ensaios realizados, apresentou uma semelhança com pequenas diferenças entre os quatro tipos de vigas estudadas.
- A porcentagem de mudança na carga final das vigas segmentais em comparação com o valor correspondente da viga monolítica, estava na faixa de 1,7% a 6,6%. O limite inferior deste intervalo correspondia ao segmento com juntas multi-chave, enquanto o limite superior correspondia ao segmento com juntas simples.
- Nas vigas segmentares com diferentes tipos de juntas, notou-se que as rachaduras nas juntas ocorreram na Coberturas de concreto ligadas à argamassa epóxi, que podem ser atribuídas à maior resistência à tração da argamassa epóxi em comparação com o concreto.
- Os resultados de deformação na armadura de cisalhamento da viga de referencia (G1) mostraram menos valores em comparação as vigas segmentadas. A principal razão para isso foi a continuidade do concreto, na qual contribuiu na absorção dos esforços de cisalhamento.

Nos estudos feitos por LE et al (2018), podemos notar a importância da determinação do corte ou tamanho dos segmentos. A figura 6.5 apresenta de forma esquemática os segmentos e as cargas como foram aplicadas.

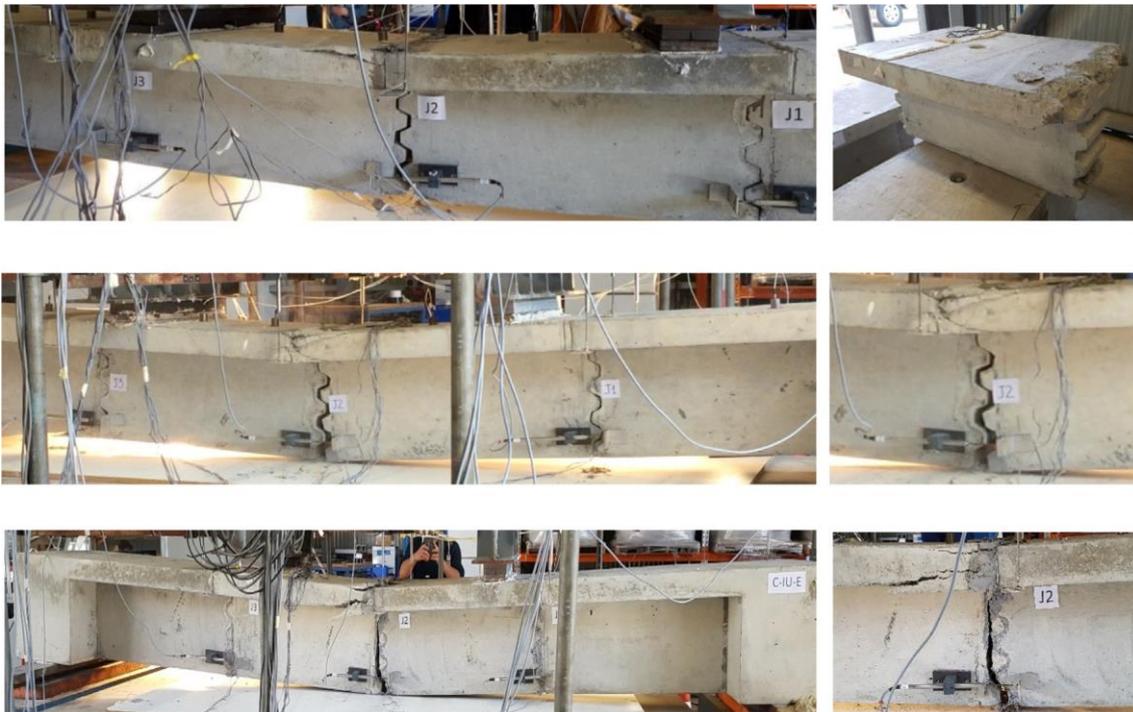
Figura 6.5 - Configuração do teste de carga e tamanho do segmentos (as dimensões estão em mm)



Fonte: LE et al (2018)

Nas imagens reais do ensaio reproduzidos a seguir na figura 6.6, notamos que praticamente houve abertura considerável na junção do meio, denominada J2, e nas demais J1 e J3, a abertura foi desprezível. Isto ocorreu para os diferentes tipos de juntas feitas neste ensaio, ou seja, juntas secas ou com Époxy como mostra na figura 6.6.

Figura 6.6 – Imagens dos ensaios realizados



Fonte: LE et al (2018)

Segundo Rocha (2012), quando a viga segmentada está submetida a uma força de compressão que mantém a seção da junta totalmente comprimida, o seu comportamento é muito parecido ao de uma viga monolítica. Quando isto não ocorre, o carregamento atuante provoca a abertura das emendas e a viga se comporta como uma estrutura fissurada em locais determinados, ou seja, as aduelas funcionam como blocos de concreto.

A seguir apresentam-se algumas conclusões relevantes de autores que estudaram a segmentação:

“Ocorrendo a abertura das juntas, o comportamento da estrutura passa a depender muito do tipo da junta (justaposta ou colada com resina epóxi) e de dimensão da abertura dessas juntas. A ductilidade (capacidade que o material tem de se deformar sem romper) e a resistência última da viga são maiores caso seja usada resina epóxi entre as juntas” (PERINGEIRO apud ROCHA, 2012; p.36).

“Em aduelas difere da viga monolítica por possuir apenas dois estados bem definidos: o primeiro de maior inclinação, correspondente ao estado de não abertura das juntas; e o segundo estado, referente à abertura das juntas e fissuração das aduelas (conforme a relação comprimento/altura dos mesmos). Assim, como na viga monolítica, este último estado é caracterizado pela perda de rigidez da viga” (ARAUJO apud ROCHA, 2012; p.36).

“Em seu estudo compara os resultados de uma viga monolítica com uma viga segmentada e conclui que não há diferenças entre os modelos, desde que todas as juntas estejam fechadas. Nas seções fora das juntas as deformações trabalham próximas do regime elástico” (ROMBACH apud ROCHA, 2012; p.36).

“Uma característica típica das vigas construídas em aduelas é a concentração de deformação nas juntas entre duelas. Observa-se que a deformação na junta tende a crescer com o incremento da carga aplicada, atingindo alta concentração de deformação nos instantes próximos da ruptura. Nas regiões mais afastadas da junta, as seções menos solicitadas” (ARAÚJO apud ROCHA, 2012; p.36).

“Após a abertura da junta, com a perda da rigidez inicial, é observado um aumento significativo da força na amadura protendida. Os resultados experimentais mostram que a variação tem tensão que ocorre nos cabos de proteção nas vigas em aduelas é menor do que a observação nas vigas monolíticas” (MARTINS apud ROCHA, 2012; p.36).

“APARÍCIO e GONZALO utilizaram um modelo numérico para avaliar a capacidade de vigas protendidas com cabos externos. Este trabalho desenvolveu uma formulação baseada no método

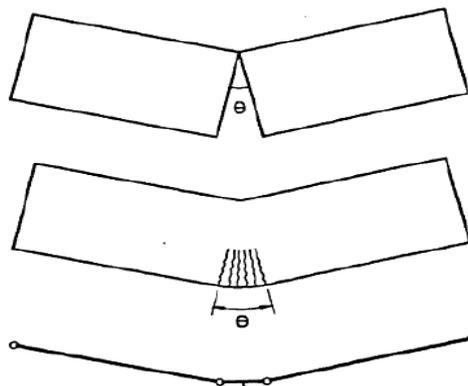
dos Elementos Finitos e teve como objetivo estudar as fases de serviços, de pré-ruptura e de pontes de concreto com protensão externa, construídas monoliticamente e com segmentos pré-fabricados. Utilizando uma formulação que incluiu os efeitos de não linearidade mecânica devido ao comportamento real dos materiais, e não linearidade geométrica. Também simularam a protensão interna aderente como um caso particular de proteção externa; assim no caso das aduelas, esta armadura era considerada passante pelas juntas analisadas neste estudo” (APARÍCIO e GONZALO apud ROCHA, 2012; p.36).

“Depois de alguns testes APARÍCIO e GONZALO chegaram a um modelo que eliminou problemas numéricos da matriz de rigidez global da estrutura. Para isso, implementaram um elemento numérico de comprimento finito, que simulava a abertura da junta, através de micro fissuração entre a junta e os segmentos de concreto” (APARÍCIO e GONZALO apud ROCHA, 2012; p.36).

“Para o caso de armadura aderente passante na junta, o comportamento era diferente, ou seja, quando a junta abre surge um aumento de tensão no cabo e este incremento de tensão se prolonga até as secções vizinhas da junta, até um determinado comprimento. Para considerar os efeitos da armadura protendida aderente na junta, os autores adotaram parâmetros de comprimento de aderência disponíveis na literatura, em função da tensão no cabo” (ROCHA, 2012; p.49).

Na Figura 6.7 é ilustrado um modelo de junta com micro fissuração.

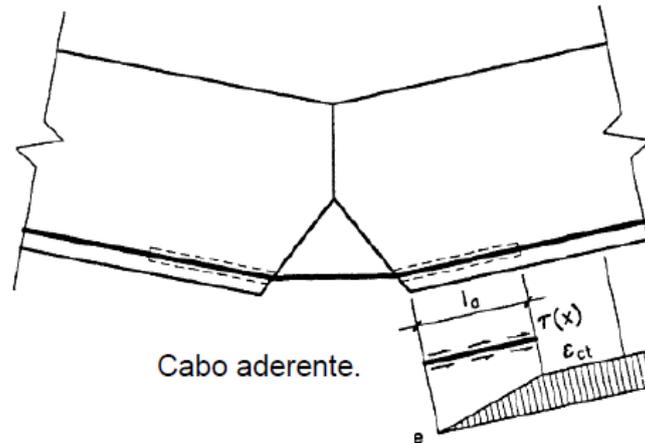
Figura 6.7 - Modelo de junta com micro fissuração



Fonte: APARÍCIO e GONZALO apud ROCHA,2012.

A Figura 6.8 ilustra o comportamento de uma junta utilizando cabo de pretensão aderente.

Figura 6.8 - Modelo de junta com micro fissuração



Fonte: APARICIO e GONZALO apud ROCHA,2012.

Os autores APARICIO e GONZALO fizeram outra importante conclusão, na qual o texto é apresentado a seguir na íntegra:

“Para validar os modelos adotados, os autores avaliaram alguns testes existentes na literatura técnica e chegaram à conclusão de que os resultados analíticos levam a previsões de comportamento muito próximos dos resultados experimentais. Este modelo permitiu estabelecer critérios de ruptura na região próxima à junta, isso permitiu identificar nas análises o instante em que ocorre esmagamento da fibra mais comprida do concreto. O modelo permite a alteração na deformação do concreto de acordo com o material existente entre as aduelas. A tensão ao longo do cabo é representada de forma satisfatória, no momento da abertura há um acréscimo de tensão no cabo, este efeito foi implementado utilizando a relação entre tensão de aderência e deslizamento. O estudo concluiu que pontes segmentadas possuem uma deformação maior quando comparadas com vigas monolíticas e a ruptura da viga é frágil” (APARÍCIO e GONZALO apud ROCHA, 2012; p.50)

6.4 FORMULAÇÃO NUMÉRICA PARA JUNTAS EM VIGAS SEGMENTADAS

O comportamento global das estruturas segmentadas sofre interferência direta das juntas ou emendas entre os elementos, como deslocamento, deflexão e tensões nas seções de concreto. As Juntas fisicamente são as regiões de interface entre aduelas consecutivas, e por representar uma região de ligação entre elementos, para implementá-la numericamente é necessário um estudo minucioso de seu comportamento utilizando dados experimentais, é muito importante também uma discretização refinada do modelo nesta região (ROCHA, 2012).

Segundo ROMBACH E SPECKER apud ROCHA, 2012, a deformação e a capacidade máxima a flexão em vigas segmentadas são determinados pelo comportamento das juntas. Ao decorrer dos testes, notou-se em seu estudo que a falha ocorre com abertura gradativa das juntas resultando no escoamento do aço e deslocamento do eixo para a zona de compressão resultando no esmagamento da laje superior.

A região de contato é de difícil solução, pois envolve a determinação de diversos parâmetros, como rigidez da superfície de contato, penetração e atrito entre os corpos. Por ser um problema que está relacionado com alterações nas restrições ou vinculação da estrutura, apresenta forte não linearidade. Podemos fazer a análise desses problemas a partir de modelos analíticos, experimentais ou simulações numéricas. Por apresentar grande complexidade física, geométrica e complexidades não lineares, fica limitada a resolução de forma analítica a este problema. As análises experimentais ficam pouco viáveis, pois para se obter um modelo, além de gastar muito tempo, tem-se um alto investimento para se realizar os ensaios necessários. Com a evolução da tecnologia, os computadores estão mais potentes, dessa forma a resolução numérica para problemas de contato vem sendo amplamente utilizadas, pois há o ganho de tempo e o baixo custo (GARCIA apud ROCHA, 2012).

Neste trabalho utiliza-se o conceito de seção monolítica, conforme Rombach apud Rocha (2012), que conclui em seu estudo que os resultados de

uma viga monolítica com uma viga segmentada são iguais. A condição para que isto aconteça é que todas as juntas estejam fechadas. Desta forma utilizar-se-á a protensão completa, ou seja, só haverá abertura de fissura na combinação rara.

6.5 VIGAS I SEGMENTADAS

Fazendo-se as vigas I segmentadas, umas das inúmeras vantagens é que pode-se mesclar os sistemas de protensão, assim absorvendo as vantagens que cada sistema oferece. Além da vantagem de utilizar ambos sistemas de protensão, a maior vantagem proposta para a utilização deste sistema está nos transportes. Utilizando a segmentação em vigas I protendidas, ou outra seção, a economia no transporte pode ser muito grande, além de não depender de tráfego especial, licenças especiais, logística complexa e transportes especiais de grande capacidade. Utilizando a segmentação, as vigas de pontes feitas in loco por conta do alto preço do transporte, ou até mesmo por conta de problemas de acessibilidade entre o local de fabricação até o local da obra, podem ser resolvidas utilizando esta técnica. No caso da execução em processo fabril em comparação da execução pré-moldada, o ganho de qualidade por conta do processo fabril é enorme. Além do controle de materiais, formas regulares e mais seguras, equipe especializada, segurança no ambiente de trabalho (Vigas de pontes pré-moldadas, contam com grande risco de acidentes, uma vez que essas são executadas à beira de uma rodovia na maioria das vezes) entre outros benefícios da pré-fabricação.

Em relação a questão técnica, é muito importante ao se fazer a divisão dos segmentos, conhecer os esforços solicitantes da viga e as suas respectivas armaduras, assim pode-se otimizar o dimensionamento de forma a fazer a fatia ideal da viga, podendo esta ter inúmeros segmentos, mas é extremamente importante serem sempre segmentos ímpares, isto é, para que a seção do meio (No caso de vigas bi apoiadas) onde atua o maior momento na viga em situação final, não estar na junta de emenda. Estes segmentos podem ser em junta seca

ou utilizando cola polimerizável a base de resina epóxi, como visto anteriormente nesta revisão bibliográfica.

Usa-se neste trabalho o conceito de seção monolítica, conforme ROMBACH apud ROCHA (2012), que conclui em seu estudo que os resultados de uma viga monolítica com uma viga segmentada são iguais. A condição para que isto aconteça é que todas as juntas estejam fechadas. Desta forma utiliza-se a protensão completa, ou seja, só haverá abertura de fissura na combinação rara.

No caso das ligações entre os segmentos, utiliza-se além da resina epóxi a protensão em pós-tração aderente, para as demais etapas, pode-se usar tanto pós-tração, pré-tração e até mesmo o uso apenas de armadura passiva, como é apresentado neste modelo a ser estudado.

No caso de vigas bi apoiada, como a do modelo estudado, os esforços máximos solicitantes estão no segmento do meio do vão, assim os demais segmentos sempre estarão com menos esforços, conseqüentemente menos armadura. Nesta etapa é onde se pode gerar economia, pois tendo-se a protensão calculada para suportar a junta de ligação, o segmento ligado está dimensionado com essa armadura pós-tracionada, neste caso, nas fases transitórias estes segmentos deverão ser verificados apenas com o peso próprio do segmento (Em situação na qual a viga é simplesmente bi apoiada) , podendo estes ser dimensionados com armadura passiva (quando calculado com armadura mínima) pré-tração ou até mesmo pós tração, tendo em vista que esta decisão é única e exclusiva do projetista, que deverá levar em conta a disponibilidade e a viabilidade econômica no local da execução.

Para estudar a viga segmentada, são feitas as seguintes considerações:

- Projeto
- Execução
- Transporte

6.5.1 PROJETO

O desenvolvimento do projeto é dividido em duas etapas:

- Escolha da divisão dos segmentos (número e localização)
- Cálculo e detalhamento
 - Cálculo das armaduras longitudinais (ELU e ELS) e armaduras mínimas
 - Cálculo e detalhamento das seções do feixe limite
 - Detalhamento dos cabos longitudinal
 - Detalhamento das emendas

6.5.1.1 Divisão dos segmentos

No caso estudado faz-se inicialmente o estudo do comprimento ideal. Neste caso deve-se levar em conta alguns critérios:

- Momentos fletores atuantes na seção
- Força Cortante na seção da junta de ligação
- Tamanho dos segmentos visando à economia no dimensionamento e nos transportes, evitando, por exemplo, o transporte especial:

6.5.1.2 Cálculo e detalhamento

Para o cálculo e detalhamento das armaduras de protensão, são atendidas as prescrições da NBR 6118:2014.

6.5.2 EXECUÇÃO

São feitas algumas considerações para a execução das vigas I segmentadas, nos itens seguintes.

6.5.2.1 Pistas de protensão

Para aplicação deste sistema construtivo, não há necessidade de ter pistas de protensão. Utilizando este modelo, a fase inicial da fabricação dos segmentos, pode-se, por exemplo, utilizar armadura passiva nesta primeira etapa, com isso, usa-se a protensão em pós tração apenas na obra, para ligação dos segmentos e complemento do dimensionamento para atender os estados limites. Dessa maneira as pistas de protensão seriam desnecessárias nas fabricas para a execução desse tipo de elemento estrutural.

As formas para executar as vigas segmentadas, podem ser do tipo mais simples, como as feitas de madeira. Neste sistema pode-se também utilizar as formas com maior tecnologia, na qual tem nas grandes fabricas de pré-fabricados. Independentemente do tipo de forma a ser utilizado, a vantagem da segmentação é a menor quantidade de formas a ser utilizada em comparação as feitas de forma integral como são feitas atualmente.

6.5.2.2 Fabricação do concreto

A fabricação do concreto também pode ser outra vantagem importante para este sistema. Em caso de fabricas o material pode ser produzido pelos misturadores contando com toda qualidade e tecnologia de controle fabril que o processo oferece. Outra solução também é a utilização de caminhões betoneiras no qual transporta o concreto usinado de outro local. Pode-se também fazer este material no local, através de betoneiras mais simples, na qual o investimento para a fabricação seria muito baixo. A vantagem dos caminhões betoneiras acoplados com caminhões bombas, é a facilidade do manuseio ao concretar, pois utiliza-se mangueiras para despejar o concreto, assim tendo pouco desperdício, com menos mão de obra necessária, para realizar os trabalhos de concretagem dos elementos estruturais.

Levando em consideração que os segmentos são executados inicialmente utilizando apenas armadura passiva (como a do modelo apresentado neste trabalho), esta etapa pode-se ganhar outra vantagem no caso da pré-fabricação, na qual utiliza-se normalmente o cimento CPV ARI (alta resistência inicial), assim

o tempo de desforma pode ser muito menor, em relação aos de uma viga protendida de grande porte. Com isso, o aumento da produtividade pode ser consideravelmente maior.

6.5.2.3 Montagem da armadura

Por se tratar de peças segmentadas, é considerável a vantagem em armar uma peça menor como as do segmento desse trabalho, em comparação as de 23 m inteiras como mostra a figura 6.9. A diferença do impacto direto no custo, pois para armar vigas de 6m comparadas as de 23m por exemplo, é necessário menos espaço, menos armadores, equipamento de baixa capacidade ou nenhum para o transporte interno dessas ferragens, além de ser mais rápida a execução, assim, dando frentes de serviços para os demais setores como a concretagem.

Figura 6.9 - Ferragem armada de viga de ponte



Fonte: DNIT (2017)

6.5.2.4 Procedimento de execução

Os procedimentos de execução são os mesmos abordados para o pré-fabricado, descritos nos item 4.2 e ilustrado na Figura 4.1 desta pesquisa.

6.5.2.5 Armazenamento de peças prontas na fábrica

O Armazenamento das peças é um grande problema no processo de pré-fabricação, na qual quando ocorrem atrasos em montagens, por exemplo, o estocamento dessas peças pode afetar de forma significativa a produção das demais peças ou outros elementos na qual se fabrica no local. Com a segmentação, este problema pode ser amenizado de forma significativa, pois apesar das peças segmentadas ocuparem o mesmo espaço físico da peça fabricada de forma integral, o ganho em relação a este processo é aproveitar os espaços de forma inteligente.

Por exemplo, uma viga feita de forma integral no caso dos exemplos a serem apresentados neste trabalho, contem 23m de comprimento. Para armazenar esta peça além do espaço físico mínimo de 23m disponível para assentar a peça, outros cuidados devem ser providenciados, como a maneira de apoiar, pois como essa peça é protendida, ela tem locais exatos de apoios (Próximo das extremidades) assim fica também limitada as quantidades de vigas sobrepostas, pois existe um eminente perigo de tombamento dessas peças, pois são esbeltas. Outro grande problema para peças grandes é o transporte delas dentro do local de fabricação, neste caso depende de potentes pontes rolantes ou até mesmo um guindaste de grande capacidade ou dois até, por conta do perigo de tombar essa peça no transporte.

No caso das vigas segmentadas como, por exemplo, as vigas apresentadas neste trabalho, a vantagem já começa pelo tamanho, pois há peças de 4,60 m e outras de 13,80 m. Além de ser mais fácil de manusear no local de armazenamento, o transporte no local delas são mais simplificados. Neste caso as Vigas 13,80m e 4,60m ainda não estão protendidas e assim podem ser apoiadas de forma simples, podendo por exemplo apoiar-las diretamente sobre toda superfície da viga.

Portanto, considerando a segmentação, por se tratar de peças menores, podendo essas ao invés de serem protendidas serem armadas nessa fase inicial por exemplo, essas peças são muito mais simples de serem armazenadas e

transportadas pela fábrica, portanto resultando em menores custos e investimentos, além de ganho de produtividade.

6.5.2.6 Fábricas

O investimento para obter uma fábrica, na qual teria capacidade para se executar vigas pretendidas de 23 m de comprimento é muito elevado. Dependem de equipamentos modernos, mão de obra treinada e um bom capital financeiro para bancar despesas provenientes de questões técnicas, trabalhistas e principalmente tributárias, na qual as fábricas são obrigadas a recolher.

Por outro lado, para se produzir os elementos segmentados o investimento é muito menor em comparação as fábricas de pré-fabricados. Isso tudo sem perder no desempenho técnico. No Quadro 8 é apresentado um comparativo direto entre uma fábrica convencional e uma para se executar vigas segmentadas.

Quadro 8 – Comparativo entre elementos inteiros x segmentados (Continua)

Elementos para a execução	Fábrica de pré-fabricados (convencional)	Fábrica de peças segmentadas
Local	Terreno amplo para acomodar todas as necessidades do processo fabril. Entre eles, locais para armazenamento de materiais, fabricação, armazenamento, escritórios, almoxarifados e etc.	Os locais a serem feitos podem ser terrenos menores, não tendo necessidade de serem em locais industriais, por exemplo, uma vez que estes segmentos vão ser executados como se fosse uma obra comum de pequeno porte.
Pistas para protensão	Depende de grande espaço e segurança, como isolamento, por conta da protensão dos cabos. Essas pistas também utilizam chapas metálicas e fundações especiais para apoio da pista e principalmente dos blocos de ancoragens na qual são fixados os cabos de protensão, no caso da pré-tração, onde é muito comum nas fábricas.	Dispensam-se pistas de protensão, pois para a segmentação, pode-se utilizar os conceitos de concreto armado e protensão em pós-tração, no qual não precisa de infraestruturas para a tal execução, em quesitos pistas especiais e ancoragens.

Quadro 8 - Comparativo entre elementos inteiros x segmentados (Continua)

Elementos para a execução	Fábrica de pré-fabricados (convencional)	Fábrica de peças segmentadas
Equipamentos de protensão	São equipamentos de extrema importância nas fabricas. Sendo necessária o uso de uma bomba e dos macacos de protensão.	No caso de equipamentos de protensão, podemos também dispensar, levando em conta que podemos armar com armadura passiva esse segmento ou até mesmo em casos que se precisar de protensão, podemos optar pela pós-tração, na qual existem diversas empresas que trabalham por empreitadas, para execução dos tais serviços.
Formas	Este sem dúvidas é um dos maiores investimento, pois o processo fabril depende muito de repetições, para se ter vantagens. Com isso as fabricas normalmente tem um grande acervo de formas especiais para a fabricação dos diversos tipos de elementos estruturais. No caso estudado, as vigas, além de precisar de grandes pistas, as formas também devem acompanhar a mesma quantidade, isso também, com variação de seções.	As Formas para a segmentação podem ser padronizadas como na pré-fabricação, mas em menor escala. Essas formas podem ser metálicas ou até mesmo em madeiras, pois são peças menores e de fácil manuseio. Dependendo da logística a se fabricar as vigas, pode-se produzir a mesma quantidade de vigas por um custo muito menor, uma vez que as peças pretendidas tem idades mínimas para se retirar da forma, enquanto que no caso do elemento segmentado, este quando armado com armadura passiva, não precisa, por exemplo, esperar pelo mesmo tempo (Resistência mínima do concreto) para desformar. Assim pode-se a partir da cura do concreto para desmoldar a peça, pode fazer outros elementos no mesmo dia.
Usinagem do concreto	Outro quesito indispensável nas fabricas, são as usinas de concreto, na qual exige a presença de silos de cimento e baias de armazenamento do material para ser carregado até o misturador. Estes equipamentos tem custo elevado, dependendo da capacidade e da tecnologia do equipamento.	A concretagem desses elementos pode ser feita no local, utilizando betoneiras ou por concreto usinado, utilizando transporte de caminhões betoneiras. Estes concretos podem conter a mesma qualidade em comparação aos feitos nas fabricas modernas, uma vez que este produto tenha boa procedência, extração de corpos de prova e boa fiscalização.

Quadro 8 - Comparativo entre elementos inteiros x segmentados (Fim)

<p>Transporte interno</p>	<p>Equipamento indispensável nas fabricas são as pontes rolantes, normalmente mais de uma. Para instalação dessas pontes, depende de trilhos fixados no solo ou pilares e vigas preparadas para a utilização destes equipamentos.</p>	<p>O Transporte interno dos segmentos é outra vantagem na qual esse sistema construtivo tem. Pois são equipamentos de menor capacidade em relação aos utilizados para os de 23m. Por exemplo, podem-se utilizar caminhões muques de baixa capacidade para mover as peças de um local ao outro ou até mesmo carregar os caminhões que transportaram as vigas até a obra final (Ponte ou viaduto).</p>
<p>Impostos</p>	<p>A empresas de pré-fabricados são obrigadas a pagar o imposto ICMS, na qual reflete no custo do produto final, elevando de forma significativa o valor do produto final.</p>	<p>Partindo do pressuposto que a segmentação pode ser feito em canteiros de obras normais, ou até mesmo fabricas moveis (Equipamentos como formas, betoneiras, cobertura provisória, contêineres de escritório, almoxarifados e outros equipamentos necessários para execução de obra), este imposto não são cobrados.</p>

Quanto aos canteiros próximos à obra, ou o caso da fábrica móvel (equipamentos como formas, betoneiras, cobertura provisória, contêineres de escritório, almoxarifados e outros equipamentos necessários para execução de obra), a ideia é não utilizar acostamentos ou locais próximos da montagem das vigas que ficam longe das cidades. Isto por conta da perda de qualidade na execução in loco em relação a fabril.

Este trabalho propõe a segmentação, de modo a obter maior qualidade como a do tipo fabril, tendo um baixo custo, como citados a cima no comparativo, pois mesmo com os canteiros adaptados e outros equipamentos de baixa capacidade, é possível se manter toda a qualidade do processo fabril, diferentemente das executadas in loco atualmente, ao lado das pontes.

Em relação à execução in loco, isso é no caso de pontes, nas próprias rodovias, o risco de acidentes é iminente, bem como os problemas de intempéries e a produção a céu aberto, demora pra chegada de materiais como o concreto, possíveis problemas com operários, na qual quando se precisar de socorro, por exemplo, o mesmo estará distante, com isso acarretara perturbações nos trabalhos realizados e etc. A má fiscalização dos serviços é outro ponto importante para este tipo de execução, quando distante das cidades.

6.5.2.7 Transportes

Quanto à pré-fabricação, o transporte pode se tornar o ponto crítico em relação ao custo final do produto. Com isso na maioria das vezes opta-se pela execução in loco, pois com esse processo construtivo, o transporte é descartado. Com a técnica de segmentar as vigas I, este problema torna-se menos nocivo.

Foi feito um estudo em relação ao transporte das vigas em questão neste trabalho. Assim foram consultadas algumas empresas que realizam este tipo de transporte, com destaque a empresa Torke transportes (<https://torktransportes.com.br/>), do empresário Gabriel Ramos, no qual gentilmente atendeu as questões impostas neste trabalho.

Em relação à logística das vigas foram propostos dois diferentes carregamentos. Um dos carregamentos seriam as vigas inteiras, isto é com os 23m protendidas, como é feito nos dias atuais quando feitas pelas fabricas, utilizando carretas extensivas, na qual obrigatoriamente necessitam de AET (Autorização especial de transporte).

A outra situação proposta para o carregamento foi das vigas segmentadas, assim seriam transporte normais, isso é, sem necessidade de obtenção de AET (Autorização especial de transporte). Outra vantagem de fazer essas vigas segmentadas, é que as peças podem apoiar-se diretamente no assoalho (pois não são protendidas) da carreta, obviamente tomando alguns cuidados importantes, como colocar algum tipo de lona protetora, espuma, neoprene ou similar entre o assoalho e as peças, a fim de amortecer o impacto.

Outro ponto importante, não para o elemento estrutural, mas para o veículo de transporte, esse analisado com o empresário e proprietário da transportadora Torke transportes, são os tipos de carregamento. Com esse tipo de carregamento distribuído, os veículos não são prejudicados, como estourar os assoalho ou entortar chassis no caso de grande cargas concentradas, que é o caso das vigas protendidas, pois elas são apoiadas em dois pontos. Nesse caso os veículos são muito prejudicados, tendo mais gastos com manutenção, assim refletindo sobre o custo deste tipo de transporte.

Outra consideração importante é a acessibilidade dos veículos, pois dependendo do trajeto, a viabilidade fica comprometida, como grandes fluxos, horários de trânsito para AET e acessos que as carretas extensivas conseguem acessar, isso por conta do seu comprimento.

- **Custo do transporte**

Foi feita uma simulação de custos, envolvendo os dois carregamentos propostos. Estes valores são de um orçamento real, realizado pela empresa Torke transportes, a qual considerou um trecho de 300Km (Araraquara-SP até São Paulo-SP). Estes valores contêm nota fiscal, e no caso das carretas extensivas a AET.

Para o tipo de carga com vigas executadas de forma integral, assim utilizando carretas extensivas, o valor orçado de cada carga é de aproximadamente R\$ 7.300,00.

Para o outro tipo de carregamento proposto, onde as vigas são de forma segmentadas, resulta em cargas de carretas normais, sendo o valor orçado de cada carga igual a R\$ 2.100,00, aproximadamente.

Em relação ao custo direto dos dois tipos de carregamentos, tem-se uma diferença expressiva de mais de 3 vezes, que pode ser maior já que, tendo-se as vigas segmentadas, os espaços do veículo de transporte podem ser otimizados e as quantidades de carga reduzidas, em relação as vigas inteiras.

6.5.2.8 Montagem dos segmentos

Os segmentados ao chegarem à obra devem ser interligados, assim formando-se a peça original, na qual é montada na ponte ou o viaduto em questão.

- **Berço de infraestrutura**

Os berços de infraestrutura, extremamente importante para este sistema construtivo, devem ser realizados ao lado da estrutura a ser montada, sendo

muito importante garantir a resistência da base e o alinhamento para montagem dos segmentos.

Este berço pode ser feito utilizando dormentes de madeiras sobre um solo compactado e com britas. Encima dos dormentes pode-se montar com formas provisórias de chapas metálicas, assim formando um assoalho, na qual os segmentos são colocados na ordem de montagem e alinhados entre si. Outra maneira é, ao executar as vigas pré-moldadas, utiliza-se uma base compactada, um lastro de concreto onde a viga é apoiada (Figura 6.10).

Figura 6.10 – Berço de lastro de concreto



Fonte: FORMA TEC FORMAS, 2017.

As duas alternativas são válidas, sendo que a primeira pode ser reutilizada para outras obras, enquanto que a de lastro de concreto é perdida. Em ambos os tipos de berço apresentados, é muito importante aplicar algum produto lubrificante, sobre essa base, para a peça quando for ligada através da protensão, deslizar de forma suave, sem qualquer tipo de resistência por atrito.

- Ligação dos segmentos

A proposta deste trabalho para a ligação dos segmentos é utilizar a própria protensão para interligar os segmentos. Desta maneira, ao descer os segmentos do transporte, posiciona-se sobre os berços de formas próximas e o mais alinhado possível, em seguida são passados os cabos de protensão, como

proposto no projeto. Assim, iniciaria a protensão pelos cabos na qual atendem apenas o segmento do meio. Finalizando a protensão deste trecho central, na qual não tem ligação com os demais segmentos, repete-se o procedimento para os demais trechos.

Ao passar os devidos cabos entre os segmentos a se ligar, o operador do macaco de protensão, deve de forma cuidadosa, aplicar a protensão, de forma a aproximar as peças (Lembrando que na pós tração os cabos são ancorados nas próprias peças), assim alinhando as peças, na qual terá um guia no próprio segmento de macho e fêmea. Feito este alinhamento e de forma passiva encaixar os segmentos através da protensão (Lembrando que para esta operação, a carga de protensão é muito baixa, pois os segmentos estarão deslizando sobre os berços, na qual terá algum tipo de lubrificante, assim não gerando resistência na operação).

Encaixado os segmentos, e devidamente alinhados através dos guias do próprio segmento, dá-se continuidade nos trabalhos de protensão. Ao finalizar a protensão, é inserida a nata de cimento nas bainhas. Ao atingir a resistência necessária de projeto dessa nata, a peça está pronta para ser montada de forma segura.

No caso de utilizar a resina epóxi, esta resina deverá ser passada antes de se iniciar a ligação dos segmentos através da protensão.

6.5.2.9 Montagem final da obra

A montagem da obra ocorre da mesma forma no qual é feita atualmente. A partir da utilização de um guindaste de capacidade compatível ao elemento a ser montado, este guindaste retira a peça dos berços e leva até o local de montagem da mesma (Figuras 6.11 a 6.13).

Figura 6.11 - Transporte final da viga, do berço até o elemento estrutural



Fonte: RADIO SENTINELA, 2017

Figura 6.12 - Transporte final da viga, do berço até o elemento estrutural



Fonte: Pellegrino (2012)

Figura 6.13 - Transporte final da viga, do berço até o elemento estrutural



Fonte: Pellegrino (2012)

7 MODELO ESTRUTURAL ESTUDADO

Neste capítulo são calculados os esforços de flexão de uma viga de uma ponte com seção em vigas múltiplas. A partir desta resolução, são feitos os dimensionamentos da armadura da viga, nos capítulos posteriores.

7.1 CONSIDERAÇÕES DO MODELO ESTRUTURAL ESTUDADO

Para realizar a comparação dos processos de protensão, escolheu-se aplicar a teoria conhecida, para calcular a armadura de uma viga de um viaduto real, projetado, originalmente em pós-tração, refazendo os cálculos da armadura na situação de pré-tração. Neste último caso utilizaram-se como referência, além da norma NBR6118 (2014), os trabalhos de Inforsato (2009) e Trevizoli (2015). No caso da pós-tração utilizou-se, além das prescrições normativas, as presentes em Carvalho (2017). Por fim adota-se os resultados colhidos para elaborar o projeto da mesma viga de maneira segmentada.

O projeto real realizado por Faria (2015) é de um viaduto no sistema de vigas múltiplas projetado com pós-tração. Para desenvolvimento dos cálculos, foi escolhida apenas uma das vigas deste viaduto.

O viaduto utilizado tem uma extensão de 24,0m e é constituído por um tabuleiro (laje) em concreto armado com largura de 16,0m, apoiado em vigas múltiplas (sete vigas) em concreto protendido. A laje tem espessura final de 20cm, é constituída por pré-lajes de 7,0cm, apoiadas nas vigas e com capeamento de 13,0cm. As vigas são em concreto protendido, com altura total de 1,40m (incluído a espessura da laje de 0,20m). Os encontros possuem lajes de aproximação e muros de ala contíguos às paredes.

7.1.1 Dimensões básicas da estrutura

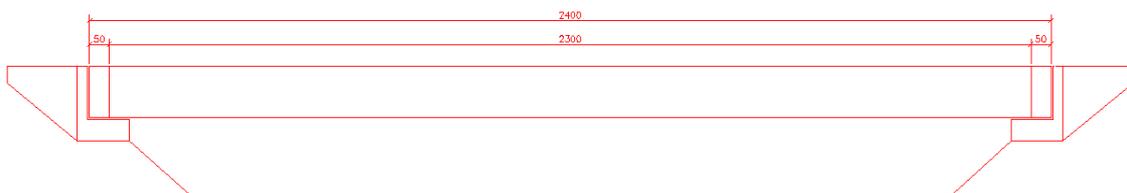
As dimensões básicas da estrutura são apresentadas a seguir:

- Altura Livre: $h = 5,50\text{m}$

- Vão total no sentido do tráfego da rodovia: $l_{\text{long}} = 24,0\text{m}$
- Vão livre no sentido do tráfego da rodovia: $l_{\text{long}} = 23,0\text{m}$
- Largura total no sentido transversal: $l_{\text{transv}} = 16,8\text{m}$
- Largura livre no sentido transversal: $l_{\text{transv}} = 16,0\text{m}$

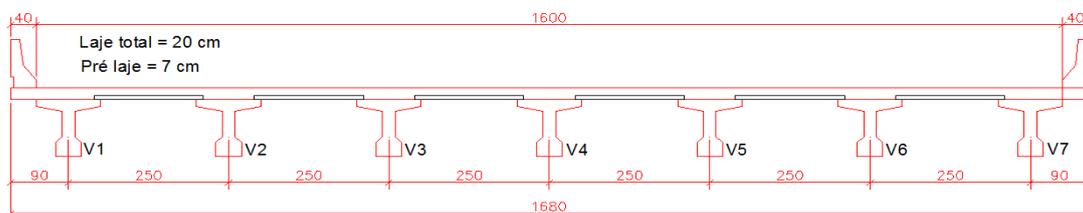
Nas Figuras 7.1 e 7.2 são apresentadas, respectivamente, as seções seção longitudinal e transversal da estrutura estuda.

Figura 7.1 - Corte longitudinal (Cotas em cm)



Fonte: Próprio autor (2018)

Figura 7.2 - Corte transversal no meio do vão (Cotas em cm)

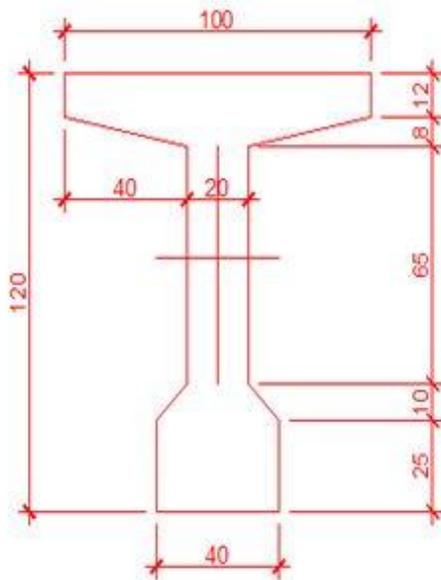


Fonte: Próprio auto (2018)

A viga escolhida para ser estudada nos exemplos posteriores é a viga V2, ou seja, a segunda da esquerda para a direita, conforma Figura 7.2.

Para efetuar os cálculos das características geométricas da seção pré-moldada (ou pré-fabricada) denominada simples e, na fase final a denominada, já funcionando com a laje do tabuleiro, composta são apresentadas as medidas da seção transversal nas Figuras 7.3 e 7.4,

Figura 7.3 - Seção simples

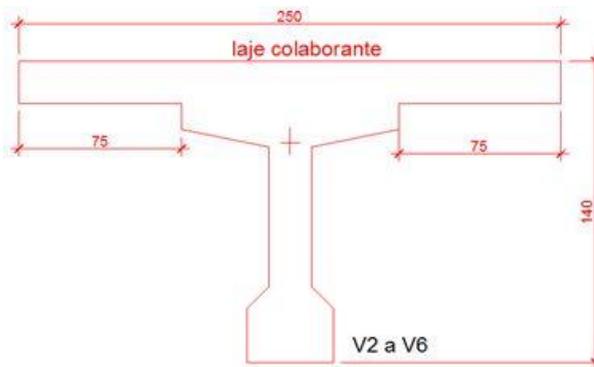


Fonte: Próprio autor (2018)

Características geométricas da viga V2 em seção simples:

- $A = 0,4280 \text{ m}^2$
- $I = 0,0724 \text{ m}^4$
- y_s (superior) = 0,5079 m
- y_i (inferior) = 0,6921 m
- W_s (superior) = 0,1425 m^3
- W_i (inferior) = 0,1046 m^3

Figura 7.4 - Seção composta



Fonte: Próprio autor (2018)

Características geométricas da viga V2 em seção composta:

- $A = 0,9280 \text{ m}^2$
- $I = 0,1593 \text{ m}^4$
- y_s (superior) = 0,3804 m
- y_i (inferior) = 1,0196 m
- W_s (superior) = 0,41884 m^3
- W_i (inferior) = 0,1562 m^3

7.1.2 Considerações e materiais

A Ponte estudada encontra-se em região urbana, com indústrias a sua volta, com ambiente de alto índice de poluição, assim pela tabela 6.1 da NBR 6118:2014, considera-se a classe de agressividade ambiental como sendo a III. Desta forma, em virtude da tabela 7.2 da NBR 6118:2014, é preciso usar um

concreto com $f_{ck} = 35,0$ MPa e fator água cimento $A/C \leq 0,55$. O aço adotado para armadura ativa é o CP 190 RB: $f_{ptk} = 1900$ MPa.

7.2 DESENVOLVIMENTO DOS CÁLCULOS

É discriminada a viga V2, para determinação dos esforços solicitantes e conseqüentemente o dimensionamento estrutural desta nos capítulos posteriores.

7.2.1 Peso próprio da viga V2 (g1)

Através das equações 7.1 e 7.2 é determinado o peso próprio da viga V2. Nota-se dois valores diferentes de área, isso é por conta da geometria da viga, na qual altera a largura no decorrer da viga. Assim como podemos notar nos apoio a área da seção é $0,496$ m² e no vão é $0,428$ m².

- **Seção do apoio da viga V2:**

$$g_{1,1} = \gamma_c \cdot A_c = 25 \cdot 0,4960 = 12,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (7.1)$$

- **Seção do vão da viga V2:**

$$g_{1,1} = \gamma_c \cdot A_c = 25 \cdot 0,4280 = 10,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (7.2)$$

Para facilitar o entendimento da resolução e dos cálculos, é feita uma média entre os valores, como mostra a equação 7.3. Essa média não altera de forma significativa os resultados do exercício, pois a diferença é absolutamente pequena.

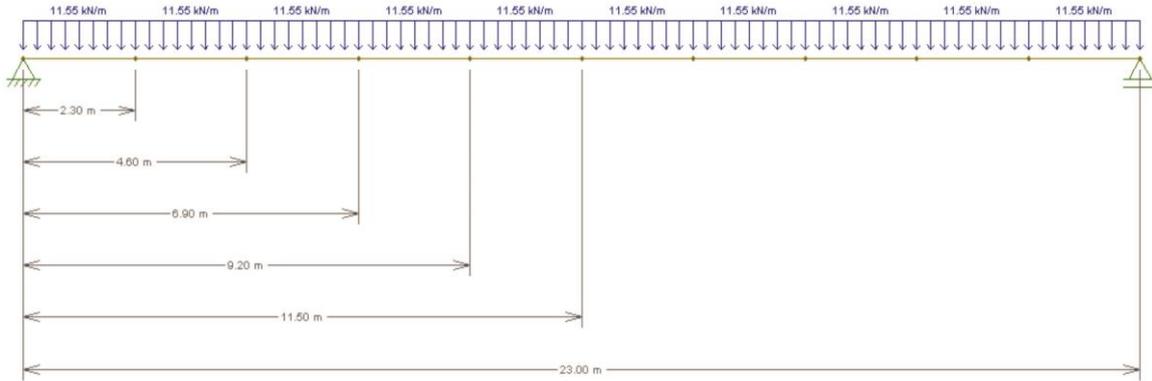
- **Seção média (tamanho constante) da viga V2:**

$$g_1 = \frac{10,7 + 12,4}{2} \rightarrow g_1 = 11,55 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (7.3)$$

Após calculado o valor do carregamento da viga V2 por metro linear, é calculado através do programa desenvolvido por Martha (2012), comercialmente

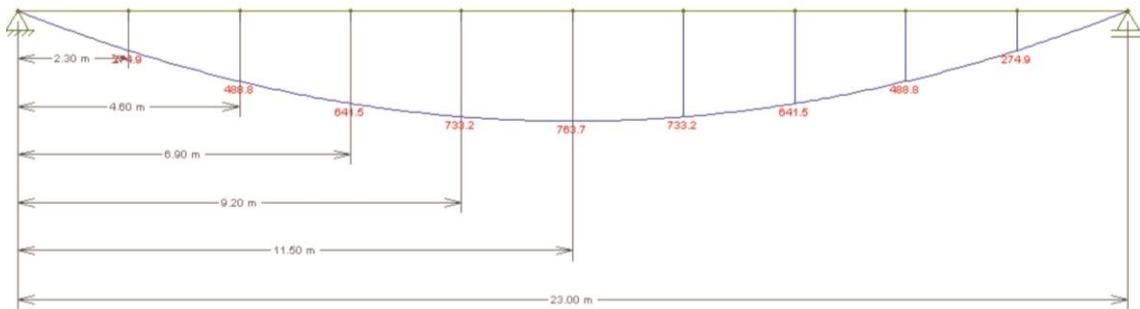
conhecido como Ftool os esforços solicitantes referentes ao peso próprio da viga V2, como demonstrado nas figuras 7.5 a 7.7.

Figura 7.5 - Carregamento da V2 apenas com peso próprio



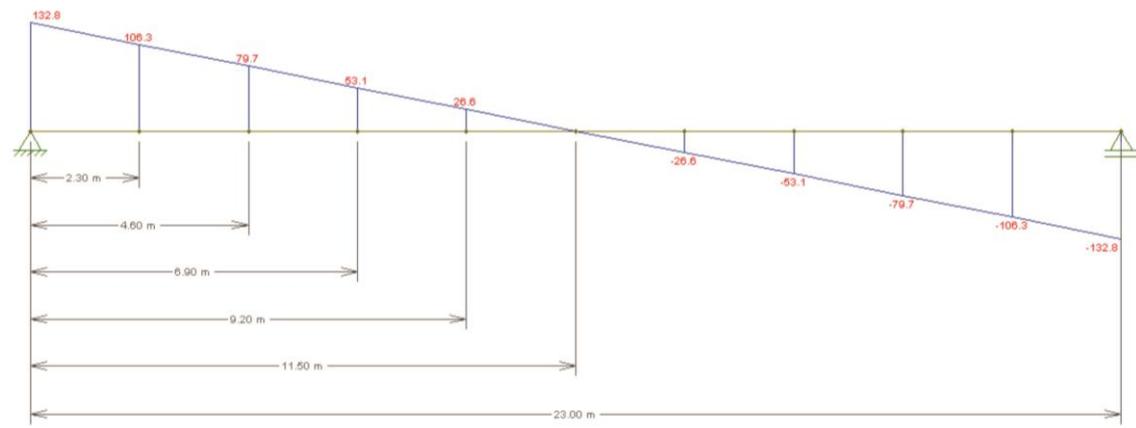
Fonte: Próprio autor (2018)

Figura 7.6 - Diagrama de momento fletor da v2 apenas com peso próprio



Fonte: Próprio autor (2018)

Figura 7.7 - Diagrama de esforço cortante da v2 apenas com peso próprio



Fonte: Próprio autor (2018)

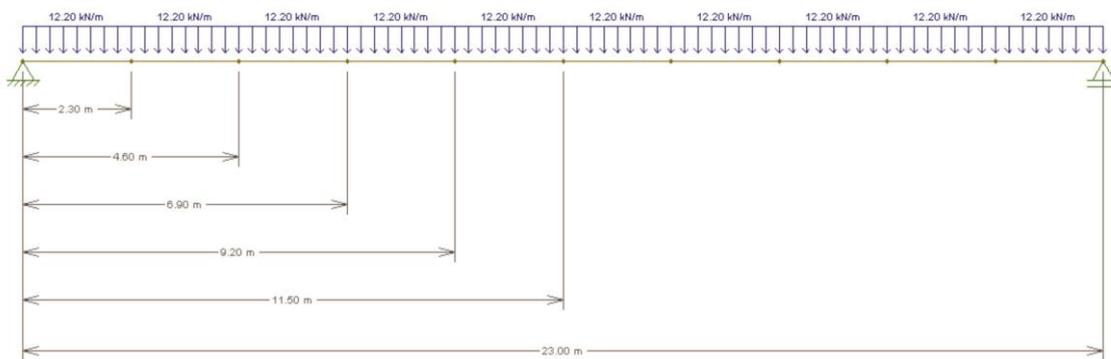
7.2.2 Peso da laje + capa (g₂)

Para cálculo do peso da laje + capa, que contribui para a viga V2, é considerada 0,07 m de pré-laje + 0,13m de capeamento, considerando uma área de contribuição de 2,50 m. Assim através da equação 7.4 calcula-se o valor do carregamento por metro linear da viga V2 referente ao peso da laje + capa.

$$g_2 = 0,20 \cdot 25 \cdot 2,50 \rightarrow g_2 = 12,20 \frac{kN}{m} \quad (7.4)$$

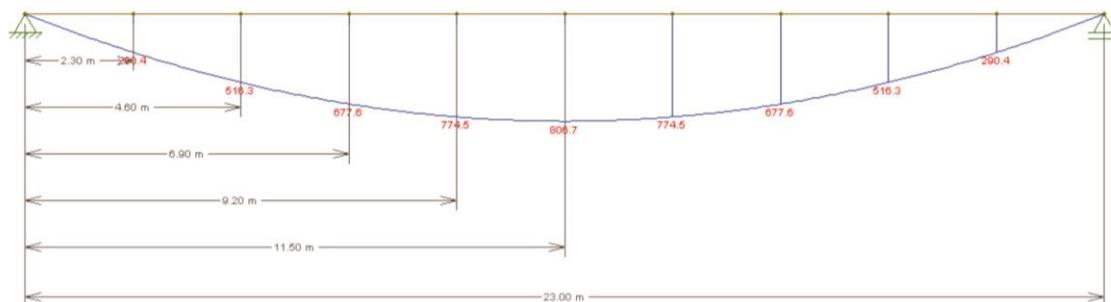
Após calculado o valor do carregamento g₂ da viga V2 por metro linear, é calculado através do programa Ftool, os esforços solicitantes referentes ao peso próprio da laje + capa na qual contribuem para a viga V2, como demonstrado nas Figuras 7.8 a 7.10.

Figura 7.8 - Carregamento da v2 apenas com peso da laje + capa



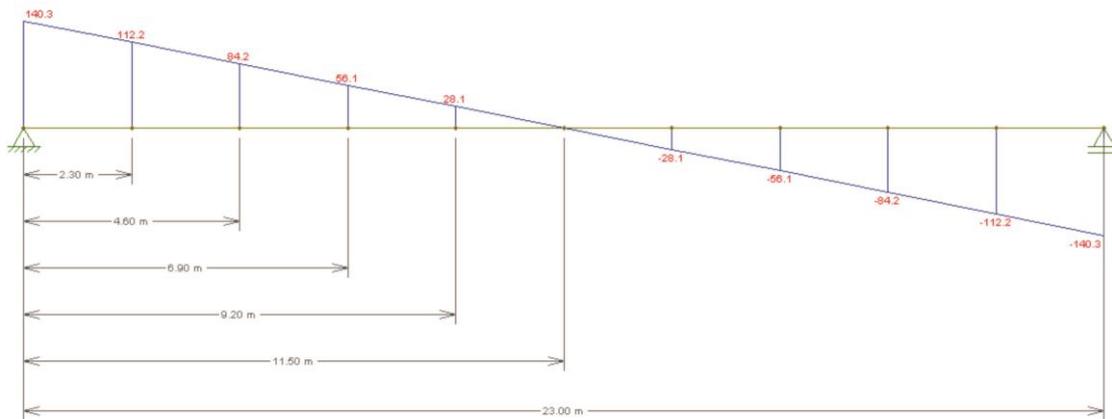
Fonte: Próprio autor (2018)

Figura 7.9 - Diagrama de momento fletor da v2 apenas com peso da laje + capa



Fonte: Próprio autor (2018)

Figura 7.10 - Diagrama de esforço cortante da v2 apenas com peso da laje + capa



Fonte: Próprio autor (2018)

7.2.3 Sobre carga permanente (g_3)

O carregamento da pavimentação e do recapeamento é considerado como sendo kN/m^2 , assim as reações de apoio sobre as vigas são em kN/m :

- **Guarda corpo (guarda rodas)**

A contribuição do guarda rodas para a viga V2, é calculado através da equação 7.5. Para o cálculo é considerada a área do guarda corpo multiplicado pela massa específica do concreto armado;

$$g_{3,1} = A_{gcorp} \cdot \gamma_c \rightarrow g_{3,1} = 0,2138 \cdot 25 \rightarrow g_{3,1} = 5,35 \frac{kN}{m} \quad (7.5)$$

- **Pavimentação**

Para o cálculo da pavimentação é considerado a espessura do pavimento multiplicado pela massa específica do pavimento. Assim através da equação 7.6 tem-se:

$$g_{3,2} = e_{pav} \cdot \gamma_{pav} \rightarrow g_{3,2} = 0,07 \cdot 24 \rightarrow g_{3,2} = 1,68 \frac{kN}{m^2} \quad (7.6)$$

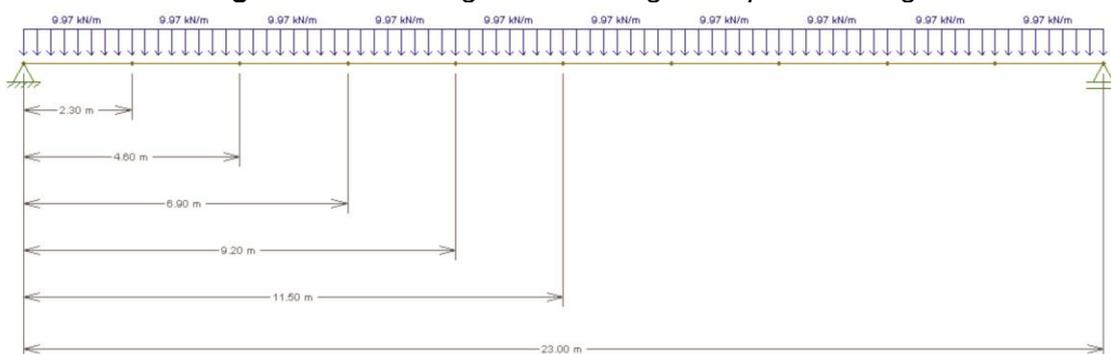
- **Recapeamento**

Segundo a NBR 7187:2003, no seu item 7.1.2 é considerado um carregamento de $2,0 \frac{kN}{m^2}$ para consideração do recapeamento. Assim, soma-se os três itens acima mencionados e calculados, chegando no valor final de g_3 , portanto através da equação 7.7 tem-se:

$$\begin{aligned}
 \text{Guarda corpo} &= 5,35 \frac{kN}{m} \\
 + \\
 g_3 = \text{Pavimentação} &= 1,68 \frac{kN}{m^2} = 9,97 \frac{kN}{m} \\
 + \\
 \text{Recapeamento} &= 2,00 \frac{kN}{m^2}
 \end{aligned} \tag{7.7}$$

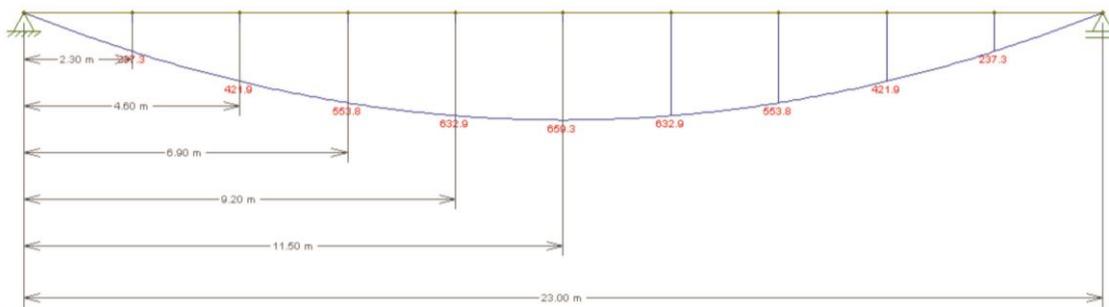
Depois de calculado o valor do carregamento g_3 da viga V2 por metro linear, é calculado através do programa Ftool, os esforços solicitantes referentes a sobre carga permanente na qual contribuem para a viga V2, como demonstrado nas figuras 7.11 a 7.13.

Figura 7.11 - Carregamento da viga V2 apenas com g_3



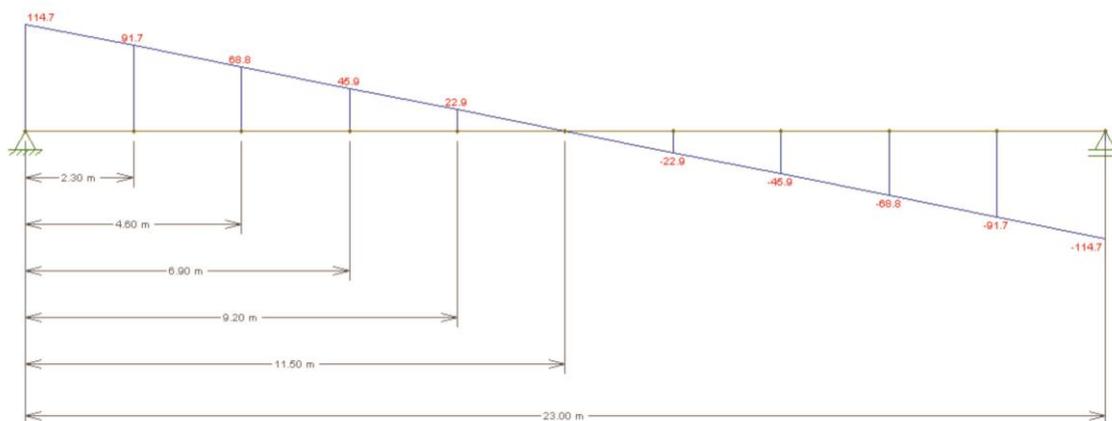
Fonte: Próprio autor (2018)

Figura 7.12 - Diagrama de momento fletor da viga V2 apenas para g3



Fonte: Próprio autor (2018)

Figura 7.13 - Diagrama de esforço cortante da v2 apenas para g3



Fonte: Próprio autor (2018)

7.2.4 Cálculo dos esforços devido as cargas móveis

A norma atual para carga móvel em pontes é a NBR 7188 (1984).

7.2.4.1 Determinação do trem tipo longitudinal

Para o cálculo do trem tipo longitudinal máximo, referente as ações de cargas móveis, é considerado o TB45 (Veículo para classe 45). Assim, calcula-se através das equações 7.8 e 7.9 os valores de Q e q.

$$Q = p \cdot CIV \cdot CNF \cdot CIA \quad (7.8)$$

$$q = p \cdot CIV \cdot CNF \cdot CIA \quad (7.9)$$

- Coeficiente de impacto vertical (CIV)

Para calcular o coeficiente de impacto de pontes de vãos entre 10 e 200 metros, utiliza-se a equação 7.10.

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{L_{iv} + 50} \right) \quad (7.10)$$

Resolvendo a equação 7.10, obtêm-se o valor de CIV = 1,29.

- Coeficiente do número de faixas (CNF)

Para o cálculo do coeficiente do número de faixas, é utilizada a equação 7.11.

$$CNF = 1,0 - 0,05 \cdot (n - 2) > 0,9 \quad (7.11)$$

Considerando-se $n = 3$, na equação 7.11, obtêm-se o CNF = 0,95.

- Coeficiente de impacto adicional (CIA)

Para obras em concreto ou mistas, a ser utilizado em juntas estruturais e na extremidade da obra o valor do CIA = 1,25.

Encontrado os valores dos coeficientes de impacto vertical, do número de faixas e impacto adicional, substitui os valores nas equações 7.8 e 7.9, o que resulta nas equações 7.12 e 7.13, respectivamente.

$$Q = 1,29 \cdot 0,95 \cdot P = 1,23 \cdot P \quad (7.12)$$

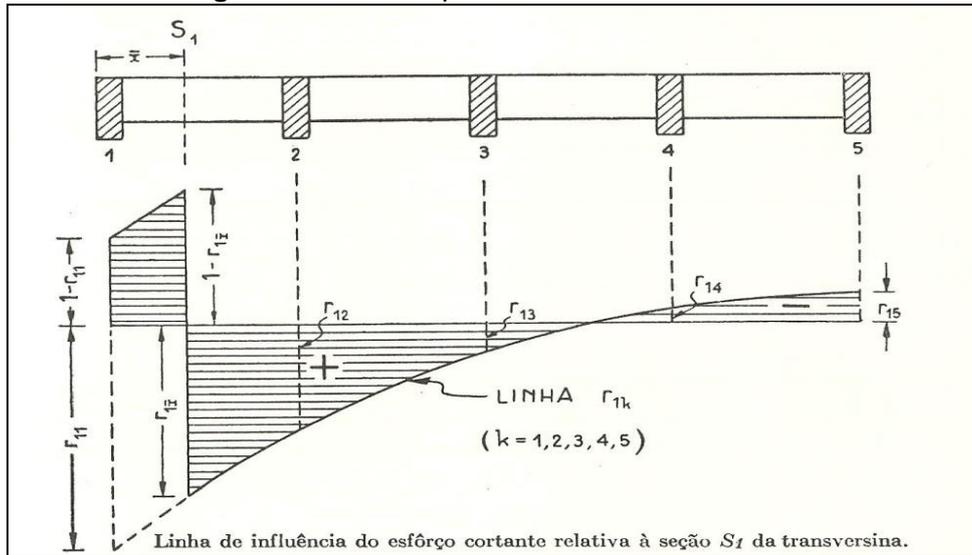
$$q = 1,29 \cdot 0,95 \cdot p = 1,23 \cdot p \quad (7.13)$$

Dessa forma, através dos valores obtido nas equações 7.12 e 7.13 pode-se determinar o trem tipo longitudinal, na qual é utilizado para determinar os esforços máximos e mínimos referente a carga móvel no tabuleiro da ponte.

7.2.4.2 Determinação do trem tipo longitudinal através do processo de “Fauchart”

Após serem calculados os valores máximos e mínimos do tabuleiro, é utilizado o processo de “Fauchart” (Figura 7.14), para determinar o quanto de esforços da carga móvel vai para cada viga que compõe o tabuleiro da ponte.

Figura 7.14 - Exemplo da tabela de “Fauchart”



Fonte: Faria (2015)

Desta maneira, são obtidos os esforços solicitantes da viga V2, apresentados no Quadro 9.

Quadro 9 - Resumo do trem tipo longitudinal máximo da viga V2

Tipo de carregamento	Carga
Carga por eixo (kN)	78,22
Multidão ao lado do veículo (kN/m)	3,59
Multidão fora do veículo (kN/m)	9,72

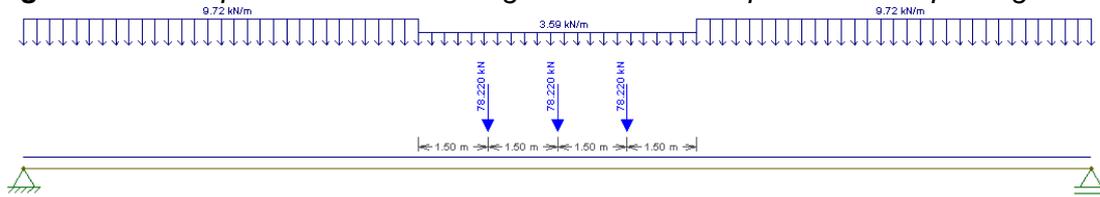
Fonte: Próprio autor (2018)

7.2.4.3 Cálculo dos esforços solicitantes referente à carga móvel

Com os valores do trem tipo longitudinal determinado para a viga V2, é feita, através do programa Ftool, a análise de esforços solicitantes. A Figura 7.15

apresenta a viga com seus respectivos carregamentos referente ao trem tipo longitudinal.

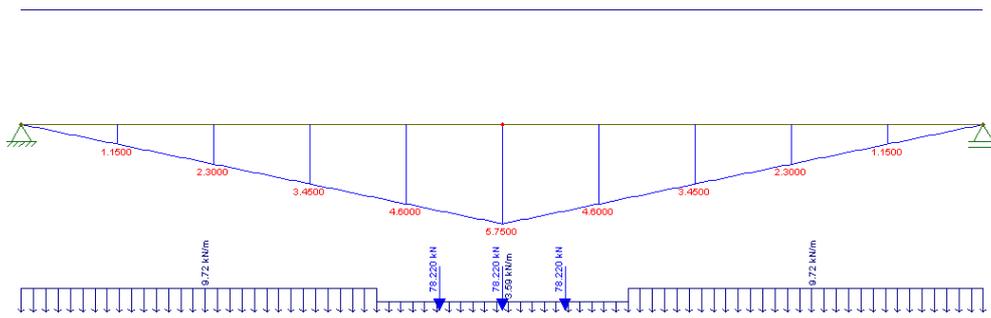
Figura 7.15 - Esquema estrutural da viga V2 com seu respectivo trem tipo longitudinal



Fonte: Próprio autor (2018)

A Figura 7.16 apresenta a linha de influência de momento fletor no ponto central da viga, com os posicionamentos para o cálculo de valores máximos e mínimos, obtidos pelo Ftool.

Figura 7.16 - Linha de influência de momento fletor no ponto central da viga V2



Fonte: Próprio autor (2018)

Desta maneira, utilizando o programa Ftool, apresenta-se através da Figura 7.17, a envoltória de momento fletor da viga V2.

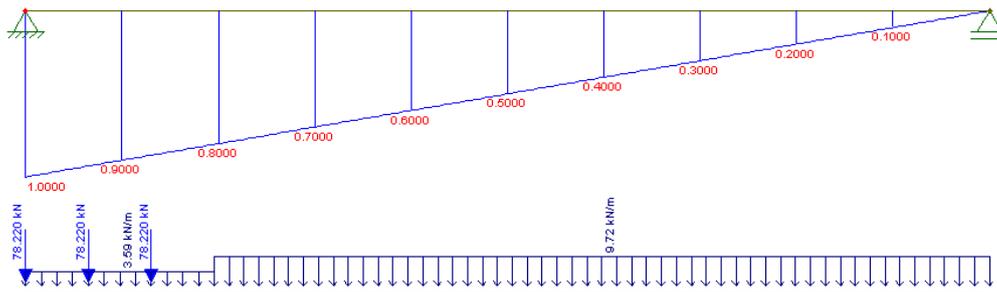
Figura 7.17 - Envoltória de momento fletor da viga V2



Fonte: Próprio autor (2018)

A Figura 7.18 apresenta a linha de influência de esforço cortante no ponto da extremidade da viga, com os posicionamentos para o cálculo de valores máximos e mínimos, obtidos pelo Ftool.

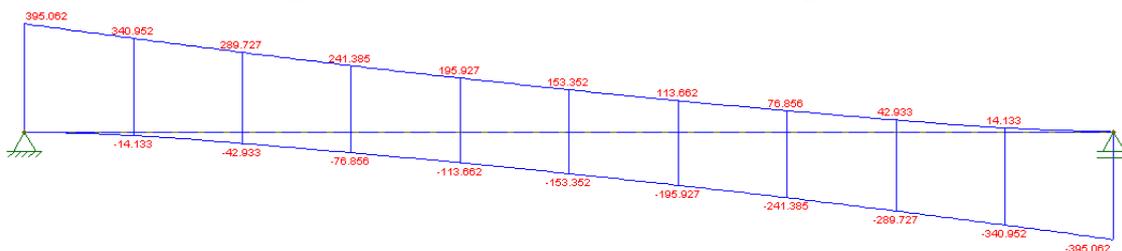
Figura 7.18 - Envoltória de esforço cortante da viga V2



Fonte: Próprio autor (2018)

Desta maneira, utilizando o programa Ftool, apresenta-se através da Figura 7.19, a envoltória de esforço cortante da viga V2.

Figura 7.19 - Envoltória de cortante da viga V2



Fonte: Próprio autor (2018)

7.2.5 Esforços solicitantes de cálculo para a viga V2

Na Tabela 3 são apresentados os valores de cada carregamento considerado para o cálculo dos esforços e as respectivas combinações de cálculo consideradas.

Para estes valores estão sendo considerados os coeficientes de impacto vertical CIV = 1,29, de majoração da carga permanente = 1,35 e de majoração de carga móvel = 1,50, assim, obtém-se os valores de ruptura da viga V₂.

Tabela 3 - Esforços de cálculo máximo da viga V2

Seção	x(m)	Mg1 - kN.m	Mg2 - kN.m	Mg3 - kN.m	CIV. Mq.Max	CIV. Mq.Min	1,35 . (Mg1+Mg2+Mg3)	1,0 . (Mg1+Mg2+Mg3)	1,35 . (Mg1+Mg2+Mg3) + 1,5. CIV.mq.max	1,35 . (Mg1+Mg2+Mg3) + 1,5. CIV.mq.min	1,0 . (Mg1+Mg2+Mg3) + 1,5. CIV.mq.max	1,0 . (Mg1+Mg2+Mg3) + 1,5. CIV.mq.min
S0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
S1	2,3	274,9	290,4	237,3	797,5	0	1083,51	802,6	2279,76	1083,51	1998,85	802,6
S2	4,6	488,8	516,3	421,9	1402,3	0	1926,45	1427	4029,9	1926,45	3530,45	1427
S3	6,9	641,5	677,6	553,8	1823,4	0	2528,415	1872,9	5263,515	2528,415	4608	1872,9
S4	9,2	733,2	774,5	632,9	2089,2	0	2889,81	2140,6	6023,61	2889,81	5274,4	2140,6
S5	11,5	763,7	806,7	659,3	2181,1	0	3010,095	2229,7	6281,745	3010,095	5501,35	2229,7
S6	13,8	733,2	774,5	632,9	2089,2	0	2889,81	2140,6	6023,61	2889,81	5274,4	2140,6
S7	16,1	641,5	677,6	553,8	1823,4	0	2528,415	1872,9	5263,515	2528,415	4608	1872,9
S8	18,4	488,8	516,3	421,9	1402,3	0	1926,45	1427	4029,9	1926,45	3530,45	1427
S9	20,7	274,9	290,4	237,3	797,5	0	1083,51	802,6	2279,76	1083,51	1998,85	802,6
S10	23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	

Fonte: Próprio autor (2018)

8 MODELO DE CÁLCULO 1- VIGA PRÉ-MOLDADA EM CANTEIRO COM PÓS-TRAÇÃO ADERENTE.

Para o modelo de cálculo 1 é considerado a execução em pré-moldado, utilizando o sistema de pós-tração aderente. Dessa forma, o objetivo deste modelo é reproduzir de forma íntegra as considerações quando as vigas de pontes que são executadas in loco.

Para resolução deste modelo, são, inicialmente, apresentados os dados para ser realizado o dimensionamento da viga em questão. A seguir é feito o pré-dimensionamento da viga, o cálculo das perdas de protensão, e finalmente é verificado os ELU e ELS com as perdas reais calculadas.

Para simplificar o entendimento, são apresentados os dados e as equações a serem usadas para o cálculo. Em relação as perdas de protensão, são apresentados apenas os valores finais calculados.

8.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

É feito o pré-dimensionamento da viga para este modelo, considerando os seguintes dados:

Considerando CAA II, pós-tração:

$f_{ck} = 35,0$ MPa;

Aço CP 190-RB;

$M_d = 6281,75$ kN.m (momento máximo na seção do meio do vão)

$d' = 0,15$ m (*Assim é adotado o valor de $d = 1,25$ m*)

Perdas de protensão imediatas (adotadas) = 10%

Perdas de protensão progressivas (adotadas) = 15%

8.1.1 ELU - $t_{=\alpha}$ (Estado limite último no tempo infinito)

Através da equação 8.1 calcula-se o valor de k_{md} :

$$k_{md} = \frac{Md}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \rightarrow \frac{6281,75}{2,50 \cdot 1,255^2 \cdot \left(\frac{35000}{1,4}\right)} \quad (8.1)$$

$$k_{md} \approx 0,0626$$

Assim, pela tabela 6.2 em Carvalho (2012, p. 202), apresenta-se os valores através da tabela 4;

Tabela 4 - Valores para cálculo de KMD

$$k_{M_d} = 0,0626 \rightarrow \text{tabela} \rightarrow \begin{cases} k_x = 0,096 \\ k_z = 0,962 \\ \varepsilon_c = 1,06\% \\ \varepsilon_s = 10,0\% \end{cases}$$

Fonte: Carvalho (2012)

- **Linha neutra**

O próximo passo é verificar onde a linha neutra está passando na viga. Sendo assim, se há linha neutra estiver passando dentro da mesa ($x \leq hf$), calcula-se como seção retangular, caso contrário, como seção T. Através da equação 8.2, é feito a verificação.

$$k_x = \frac{x}{d} \rightarrow x = k_x \cdot d \rightarrow 0,096 \cdot 1,25 \quad (8.2)$$

$$x = 0,120\text{m}$$

Portanto, a linha neutra está passando dentro da mesa ($hf=0,20\text{m}$), dessa forma, calcula-se como seção retangular.

- **Tensões iniciais**

Segundo a NBR 6118:2014 no seu item 9.6.1.2.1 no caso da armadura pós-tracionada, por ocasião da aplicação da força de P_i , a tensão σ_{pi} da

armadura de protensão na saída do aparelho de tração deve respeitar os limites para cada tipo de cordoalha, segundo mostra as equações 8.3 e 8.4;

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,74 \cdot f_{tk} \\ 0,87 \cdot f_{yk} \end{cases} \quad \text{– Para aço RN} \quad (8.3)$$

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,74 \cdot f_{tk} \\ 0,82 \cdot f_{yk} \end{cases} \quad \text{– Para aço RB} \quad (8.4)$$

Portanto, para o cabo RB, utiliza-se a equação 8.4 apresentada acima, assim verifica-se o menor valor obtido através das equações 8.5 e 8.6.

$$\sigma_{pi} \leq 0,74 \cdot f_{ptk} = 0,74 \cdot 1900 = 1406 \text{ MPa} \quad (8.5)$$

$$\sigma_{pi} \leq 0,82 \cdot f_{pyk} = 0,82 \cdot (0,90 \cdot 1900) = 1402,2 \text{ MPa} \quad (8.6)$$

O menor valor obtido através da equação 8.6 é:

$$\sigma_{pi} = 1402 \text{ MPa}$$

- **Cálculo de σ_{pta}**

Considerando perdas finais de protensão na ordem de 25% (sendo 10% imediatas e 15% progressivas) através da equação 8.7, obtém-se o valor de σ_{pta} :

$$\sigma_{pta} = \sigma_{pi} \cdot (1 - \text{perdas finais}) \rightarrow 1402 \cdot (1 - 0,25) \quad (8.7)$$

$$\sigma_{pta} = 1052 \text{ MPa} \rightarrow 1050 \text{ MPa}$$

Utilizando-se a tabela de Vasconcelos apresentada em Carvalho (2012, p.197), reproduzida de forma parcial na Tabela 5, calcula-se a deformação do aço.

Tabela 5 - Tensão no aço

$\epsilon \%$	5,25	x	6,794
CP 190	1025	1050	1314

Fonte: Próprio autor (2018)

Interpolando os valores na tabela acima, obtém-se o valor de $x = 5,385$, ou seja:

$$\varepsilon_p = 5,385 \%$$

Assim através da equação 8.8 calcula-se o valor da deformação total do aço.

$$\varepsilon_t = \varepsilon_s + \varepsilon_p \rightarrow 10,00 + 5,385 \quad (8.8)$$

$$\varepsilon_t = 15,385 \%$$

Assim utiliza-se a tabela de Vasconcelos novamente em Carvalho (2012, p.197), representada abaixo na Tabela 6. Portanto, interpolam-se os valores e, assim, encontra-se a tensão de cálculo.

Tabela 6 - Tensão no aço

$\varepsilon \%$	15,00	15,385	17,50
CP 190	1507	x	15,17

Fonte: Próprio autor (2018)

Interpolando os valores na tabela acima, obtém-se o valor de $x = 1508,1$ ou seja:

$$\sigma_{pd} = 1508,1 \text{ MPa (tensão de cálculo)}$$

- **Cálculo da área de aço de protensão (A_p)**

Através da equação 8.9 é calculada a área de protensão necessária.

$$A_p = \frac{Md}{kz \cdot d \cdot f_{yd}} \rightarrow \frac{6281,75}{0,962 \cdot 1,25 \cdot 150,81} \quad (8.9)$$

$$A_p = 33,68 \text{ cm}^2$$

- **Cálculo do número de cabos (n cordoalhas)**

A seguir na equação 8.10 é calculado o número de cabos necessários. Foi adotado cordoalhas CP190RB $\Phi 15,2\text{mm}$, na qual a área é $1,40\text{cm}^2$.

$$n \text{ cordoalhas} = \frac{A_p}{A (\Phi 15,2\text{mm})} \rightarrow \frac{33,68}{1,40} \quad (8.10)$$

$$n \text{ cordoalhas} = 24,06$$

Portanto é necessário 4 cabos contendo 6 cordoalhas de CP190RB $\Phi 15,2\text{mm}$, para atender o estado limite ultimo no tempo infinito ($\text{ELU}_{-t=\infty}$).

8.1.2 ELS

A Condição anterior refere-se ao ELU. Agora, é preciso verificar as condições de estado limite de serviço (ELS). Com as perdas arbitradas, são calculadas as forças normais de protensão, e desta maneira a armadura necessária de forma que atendam as condições de protensão.

Como apresentado neste trabalho no capítulo 7, a estrutura estudada é considerada construída em um ambiente cuja classe de agressividade é a III. Assim, através da tabela 13.4 NBR 6118:2014, é exigida para o sistema em pós-tração a protensão limitada.

No caso da protensão limitada, as tensões no concreto precisam atender, simultaneamente, as duas condições dadas: o estado-limite de descompressão (ELS-D) com a combinação quase permanente de ações; e o estado-limite de formação de fissuras (ELS-F) com a combinação frequente de ações.

- **O Estado Limite de Serviço De Formação de Fissuras (ELS-F)**

É aquele em que se inicia a abertura de fissuras no concreto. Admite-se que este estado é atingido quando a tensão normal de tração máxima é igual a $f_{ct,f}$ (resistência do concreto à tração na flexão). Para este tipo de verificação (abertura de fissuras) usa-se o valor da resistência inferior de tração. Desta

forma, considerando que se tem já a resistência à compressão do concreto os valores a se utilizar são os dados nas equações 8.11 e 8.12;

$$f_{ck,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} \quad (8.11)$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (8.12)$$

Portanto os limites de tensão normal para o estado limite de serviço de formação de fissura (ELS-F), considerando também a compressão excessiva ($0,7 \cdot f_{ck}$), a serem utilizados são dados na equação 8.13:

$$-0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \leq \sigma_{lim} \leq 0,7 \cdot f_{ck} \quad (8.13)$$

$$-2247,0 \frac{kN}{m^2} \leq \sigma_{lim} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

É apresentado nas equações 8.14 e 8.15 as verificações a serem feitas para as bordas inferiores e superiores respectivamente, ambas considerando a combinação frequente (ELS-F). Para as tensões de tração é usado o sinal negativo e para tensões de compressão o sinal positivo.

Combinação frequente (ELS-F)

Borda inferior

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} \mp \frac{N_p \cdot e}{W_{i,simples}} \pm \frac{M_{g1+g2}}{W_{i,simples}} \pm \frac{M_{g3} + \psi_1 \cdot M_q}{W_{i,composta}} \quad (8.14)$$

Borda superior

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} \mp \frac{N_p \cdot e}{W_{s,simples}} \pm \frac{M_{g1+g2}}{W_{s,simples}} \pm \frac{M_{g3} + \psi_1 \cdot M_q}{W_{s,composta}} \cdot y_k \quad (8.15)$$

• Estado Limite de Serviço de Descompressão (ELS-D)

É o estado no qual, em um ou mais pontos da seção transversal, a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da mesma. Os limites a serem considerados é dado pela equação 8.16:

$$0 \leq \sigma_{lim} \leq 0,7 \cdot f_{ck} \quad (8.16)$$

$$0 \frac{kN}{m^2} \leq \sigma_{lim} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

É apresentado nas equações 8.17 e 8.18 as verificações a serem feitas para as bordas inferiores e superiores respectivamente, ambas considerando a combinação quase permanente (ELS-D). Para as tensões de tração é usado o sinal negativo e para tensões de compressão o sinal positivo.

Combinação quase permanente (ELS-D)

Borda inferior

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} \mp \frac{N_p \cdot e}{W_{i,simples}} \pm \frac{M_{g1+g2}}{W_{i,simples}} \pm \frac{M_{g3} + \psi_2 \cdot M_q}{W_{i,composta}} \quad (8.17)$$

Borda superior

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} \mp \frac{N_p \cdot e}{W_{s,simples}} \pm \frac{M_{g1+g2}}{W_{s,simples}} \pm \frac{M_{g3} + \psi_2 \cdot M_q}{W_{s,composta}} \cdot \gamma_k \quad (8.18)$$

Utilizando a NBR 6118:2014 são feitas as combinações de ações prescritas na tabela 11.4 utilizando os coeficientes de ponderações das ações no estado limite de serviço (λf_2), indicados no item 11.7.2 da mesma Norma. Assim, pela NBR 8681:2004, os valores dos fatores de combinação e de redução para as ações variáveis (Ψ), no caso de pontes rodoviárias são:

$\lambda f_2 = \Psi_1 = 0,5$ para combinações frequentes

$\lambda f_2 = \Psi_2 = 0,3$ combinações quase permanentes:

$\lambda f_2 = 1$ Combinações raras

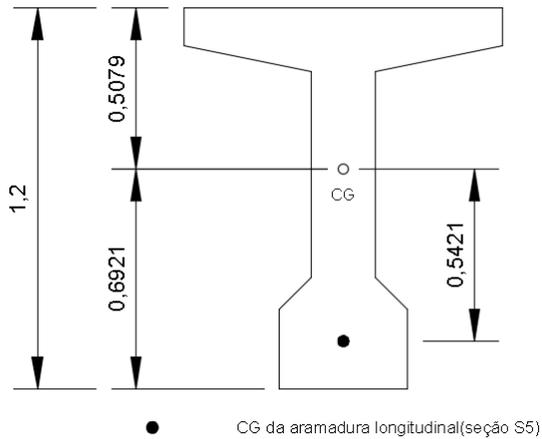
Observação:

Ψ_1 = Fator de redução de combinação frequente para ELS

Ψ_2 = Fator de redução de combinação quase permanente para ELS

Apresenta-se na Figura 8.1 a seção simples e na Figura 8.2 a seção composta, com seus respectivos dados.

Figura 8.1 - Seção simples

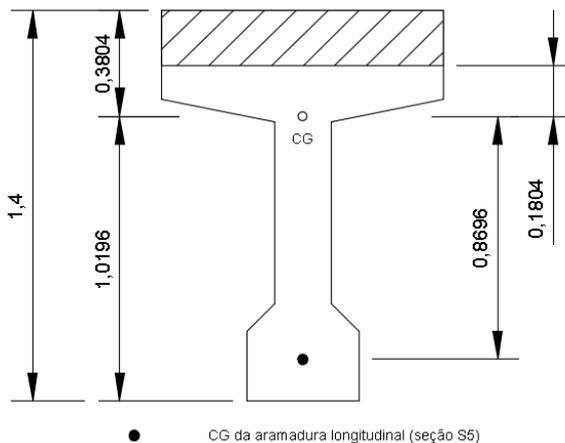


Dados:

- $A = 0,4280 \text{ m}^2$
- $I = 0,0724 \text{ m}^4$
- $y_s \text{ (superior)} = 0,5079 \text{ m}$
- $y_i \text{ (inferior)} = 0,6921 \text{ m}$
- $W_s \text{ (superior)} = 0,1425 \text{ m}^3$
- $W_i \text{ (inferior)} = 0,1046 \text{ m}^3$
- $e = 0,5421$

Fonte: Próprio autor (2018)

Figura 8.2 - Seção composta



Dados:

- $A = 0,9280 \text{ m}^2$
- $I = 0,1593 \text{ m}^4$
- $y_s \text{ (superior)} = 0,3804 \text{ m}$
- $y_i \text{ (inferior)} = 1,0196 \text{ m}$
- $W_s \text{ (superior)} = 0,41884 \text{ m}^3$
- $W_i \text{ (inferior)} = 0,1562 \text{ m}^3$
- $e = 0,1804$

Fonte: Próprio autor (2018)

• **Esforços solicitantes na seção S5**

Segue abaixo as informações dos esforços solicitantes referente à seção S5 da viga V2.

$$mg_1 = 763,74 \text{ kN.m}$$

$$mg_2 = 806,73 \text{ kN.m}$$

$$mg_3 = 659,27 \text{ kN.m}$$

$$\text{CIV} \cdot \text{CNF} \cdot m q^{m\acute{a}x} = 2181,1 \text{ kN.m}$$

$$\text{CIV} \cdot \text{CNF} \cdot m q^{mim} = 0,00 \text{ kN.m}$$

- **Tensão no cabo**

A equação 8.19 apresenta a máxima tensão inicial considerando as perdas finais de 25% adotadas inicialmente.

$$\sigma p_{\alpha} = 0,75 \cdot 1402 \rightarrow \sigma p_{\alpha} = 1050 \text{ MPa} \quad (8.19)$$

- **Cálculo do ELS-F (Combinação frequente)**

Substituindo os dados nas equações 8.17 e 8.18 calcula-se o ELS-F com combinação frequente.

Borda inferior M_{qmax}

$$\sigma_{i,s} = \frac{N_p}{0,428} + \frac{N_p \cdot 0,5421}{0,1046} - \frac{763,74 + 806,73}{0,1046} - \frac{659,27 + 0,5 \cdot 2181,1}{0,1562} \geq -2247 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_p \geq 3144,67 \text{ kN}$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{N_p}{0,428} + \frac{N_p \cdot 0,5421}{0,1046} - \frac{763,74 + 806,73}{0,1046} - \frac{659,27 + 0,5 \cdot 2181,1}{0,1562} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_p \leq 6701,90 \text{ kN}$$

Borda inferior M_{qmin}

$$\sigma_{i,s} = \frac{N_p}{0,428} + \frac{N_p \cdot 0,5421}{0,1046} - \frac{763,74 + 806,73}{0,1046} - \frac{659,27 + 0,5 \cdot 0}{0,1562} \geq -2247 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_p \geq 2259,3 \text{ kN}$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{N_p}{0,428} + \frac{N_p \cdot 0,5421}{0,1046} - \frac{763,74 + 806,73}{0,1046} - \frac{659,27 + 0,5 \cdot 0}{0,1562} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_p \leq 5817,0 \text{ kN}$$

Borda superior M_{qmax}

$$\sigma_{i,s} = \frac{N_p}{0,428} - \frac{N_p \cdot 0,5421}{0,1425} + \frac{763,74 + 806,73}{0,1425} + \frac{659,27 + 0,5 \cdot 2181,1}{0,4188} \cdot 0,1804 \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_p \geq -8684,82 kN$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{N_p}{0,428} - \frac{N_p \cdot 0,5421}{0,1425} + \frac{763,74 + 806,73}{0,1425} + \frac{659,27 + 0,5 \cdot 2181,1}{0,4188} \cdot 0,1804 \geq -2247 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_p \leq 9538,16 kN$$

Borda superior M_{qmin}

$$\sigma_{i,s} = \frac{N_p}{0,428} - \frac{N_p \cdot 0,5421}{0,1425} + \frac{763,74 + 806,73}{0,1425} + \frac{659,27 + 0,5 \cdot 0}{0,4188} \cdot 0,1804 \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_p \geq -8990,0 kN$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{N_p}{0,428} - \frac{N_p \cdot 0,5421}{0,1425} + \frac{763,74 + 806,73}{0,1425} + \frac{659,27 + 0,5 \cdot 0}{0,4188} \cdot 0,1804 \geq -2247 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_p \leq 9233,0 kN$$

• **Cálculo do ELS-D (Combinação Quase Permanente)**

Novamente substituindo os dados nas equações 8.17 e 8.18, agora calcula-se o ELS-D com combinação quase permanente.

Borda inferior M_{qmax}

$$\sigma_{i,s} = \frac{N_p}{0,428} + \frac{N_p \cdot 0,5421}{0,1046} - \frac{763,74 + 806,73}{0,1046} - \frac{659,27 + 0,3 \cdot 2181,1}{0,1562} \geq 0 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_p \geq 3089,36 kN$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{N_p}{0,428} + \frac{N_p \cdot 0,5421}{0,1046} - \frac{763,74 + 806,73}{0,1046} - \frac{659,27 + 0,3 \cdot 2181,1}{0,1562} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_p \leq 6347,75 kN$$

Borda inferior M_{qmin}

$$\sigma_{i,s} = \frac{N_p}{0,428} + \frac{N_p \cdot 0,5421}{0,1046} - \frac{763,74 + 806,73}{0,1046} - \frac{659,27 + 0,3 \cdot 0}{0,1562} \geq 0 \frac{kN}{m^2} \quad (8.30)$$

$$N_p \geq 2558,1 kN$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{N_p}{0,428} + \frac{N_p \cdot 0,5421}{0,1046} - \frac{763,74 + 806,73}{0,1046} - \frac{659,27 + 0,3 \cdot 0}{0,1562} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_p \leq 5817,0 kN$$

Borda superior M_{qmax}

$$\sigma_{i,s} = \frac{N_p}{0,428} - \frac{N_p \cdot 0,5421}{0,1425} + \frac{763,74 + 806,73}{0,1425} + \frac{659,27 + 0,3 \cdot 2181,1}{0,4188} \cdot 0,1804 \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_p \geq -8806,90 kN$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{N_p}{0,428} - \frac{N_p \cdot 0,5421}{0,1425} + \frac{763,74 + 806,73}{0,1425} + \frac{659,27 + 0,3 \cdot 2181,1}{0,4188} \cdot 0,1804 \geq 0 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_p \leq 7885,20 kN$$

Borda superior M_{qmin}

$$\sigma_{i,s} = \frac{N_p}{0,428} - \frac{N_p \cdot 0,5421}{0,1425} + \frac{763,74 + 806,73}{0,1425} + \frac{659,27 + 0,3 \cdot 0}{0,4188} \cdot 0,1804 \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_p \geq -8990,00 kN$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{N_p}{0,428} - \frac{N_p \cdot 0,5421}{0,1425} + \frac{763,74 + 806,73}{0,1425} + \frac{659,27 + 0,3 \cdot 0}{0,4188} \cdot 0,1804 \geq 0 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_p \leq 7702,0 kN$$

- **Resumo dos limites da força normal de protensão (N_p) para atender o ELS na seção s5**

$$3144,67 \text{ KN} \leq N_{\text{lim}} \leq 5817,0 \text{ KN}$$

Assim, calcula-se o número de cabos através da equação 8.20 para atender o ELS:

$$NP = N^\circ \text{ cabos} \cdot \text{área } \phi 15,2\text{mm} \cdot \sigma_{pta} \quad (8.20)$$

Considerando o valor arbitrado das perdas de protensão de 25% é calculado os limites inferior e superior através da equação 8.20.

$$\sigma_{pta} = 1050 \text{ MPa}$$

$$3144,67 = n \text{ cordoalhas} \cdot 1,40 \times 10^{-4} \cdot 1050000 \rightarrow 21,39 \text{ cordoalhas}$$

$$5817,00 = n \text{ cordoalhas} \cdot 1,40 \times 10^{-4} \cdot 1050000 \rightarrow 39,57 \text{ cordoalhas}$$

Portanto o número de cabos para atender o ELS fica no intervalo de 22 a 40 cordoalhas CP190 $\phi 15,2\text{mm}$.

8.2 PERDAS DE PROTENSÃO

Após realizar o pré-dimensionamento do número de cabos necessários para atender as condições do ELS e ELU - $t = \alpha$, utilizando perdas protensão arbitradas, é feito o cálculo real das perdas.

Foi considerado para o cálculo das perdas as prescrições da NBR 6118:2014. Não é apresentado neste trabalho a memória de cálculo das perdas de protensão, pois são muito extensas. Assim é apresentado de forma resumida os valores calculados na Tabela 7.

Tabela 7 - Perdas de protensão reais

Perdas iniciais	13,48%
Perdas progressivas	9,32%
Perdas totais	22,86%

Fonte: Próprio autor (2018)

No pré-dimensionamento da estrutura, foi considerado perdas totais de 25% (10% imediatas e 15% ao longo do tempo), o que se verificou foi uma perda de 22,8% (13,48% imediatas e 9,32% ao longo do tempo).

Com as perdas reais calculadas, é novamente calculado os Estado Limites Ultimo e Serviço.

8.3 DIMENSIONAMENTO

Obtida as perdas de protensão reais, é calculado os estados limites Ultimo e Serviço, considerando os seguintes dados:

Considerando CAA II, pós-tração:

$f_{ck} = 35,0$ MPa;

Aço CP 190-RB;

$M_d = 6281,75$ kN.m (momento máximo na seção do meio do vão)

$d' = 0,15$ m (*Assim é adotado o valor de $d = 1,25$ m*)

Perdas de protensão imediatas (calculadas) = 13,48%

Perdas de protensão progressivas (calculadas) = 9,32%

8.3.1 ELU - $t = \alpha$ (Estado limite ultimo no tempo infinito)

Com as perdas reais calculadas no valor de 22,8% (sendo 13,48% imediatas e 9,32% progressivas) através da equação 8.21, obtém-se o valor de σ_{pta} :

- **Cálculo de σ_{pta}**

$$\sigma_{pi} = 1402 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{pta} = \sigma_{pi} \cdot (1 - \text{perdas finais}) \rightarrow 1402 \cdot (1 - 0,228) \quad (8.21)$$

$$\sigma_{pta} = 1082 \text{ MPa}$$

Utilizando-se a tabela de Vasconcelos apresentada em Carvalho (2012, p.197), reproduzida de forma parcial na Tabela 8 abaixo, calcula-se a deformação do aço.

Tabela 8 - Tensão no aço

$\varepsilon \%$	5,25	x	6,794
CP 190	1025	1082	1314

Fonte: Próprio autor (2018)

Interpolando os valores na tabela acima, obtém-se o valor de $x = 5,41$, ou seja:

$$\varepsilon_p = 5,41 \%$$

Assim através da equação 8.22 calcula-se o valor da deformação total do aço.

$$\varepsilon_t = \varepsilon_s + \varepsilon_p \rightarrow 10,00 + 5,41 \quad (8.22)$$

$$\varepsilon_t = 15,41 \%$$

Assim utiliza-se a tabela de Vasconcelos novamente em Carvalho (2012, p.197), representada abaixo na Tabela 9. Portanto, interpolam-se os valores, encontrando-se assim a tensão de cálculo.

Tabela 9 - Tensão no aço

ε ‰	15,00	15,41	17,50
CP 190	1507	x	15,17

Fonte: Próprio autor (2018)

Interpolando os valores na tabela acima, obtém-se o valor de $x = 1508$, ou seja:

$$\sigma_{pd} = 1508 \text{ MPa (tensão de cálculo)}$$

- **Cálculo da área de aço de protensão (A_p)**

Através da equação 8.23 é calculada a área de protensão necessária.

$$A_p = \frac{Md}{kz \cdot d \cdot f_{yd}} \rightarrow \frac{6281,75}{0,962 \cdot 1,25 \cdot 150,8} \quad (8.23)$$

$$A_p = 33,69 \text{ cm}^2$$

- **Cálculo do número de cabos (n cordoalhas)**

A seguir na equação 8.24 é calculado o número de cabos necessários. Foi adotado cordoalhas CP190RB $\Phi 15,2\text{mm}$, na qual a área é $1,40\text{cm}^2$.

$$n \text{ cordoalhas} = \frac{A_p}{A (\Phi 15,2\text{mm})} \rightarrow \frac{33,69}{1,40} \quad (8.24)$$

$$n \text{ cordoalhas} = 24,06$$

Portanto é necessário 4 cabos contendo 6 cordoalhas de CP190RB $\Phi 15,2\text{mm}$, para atender o estado limite ultimo no tempo infinito ($ELU_{-t=\infty}$).

8.3.2 ELS

Obtidas perdas reais finais calculadas no valor de 22,8%, verifica-se os valores de tensão no ELS:

- **Verificação dos limites de tensão**

Os valores limites da força normal de protensão (NP) para atender o ELS na seção S5 (Meio do vão) são apresentados abaixo:

$$3144,67 \text{ KN} \leq N_{\text{Plim}} \leq 5817,0 \text{ KN}$$

Assim, o número de cabos para atender o ELS é apresentada na equação 8.25:

$$NP = n \text{ cordoalhas} \cdot \text{área } \phi 15,2\text{mm} \cdot \sigma_{pta} \quad (8.25)$$

Considerando o valor real das perdas de protensão de 22,8%, é calculado o limite inferior e superior através da equação 8.25.

$$\sigma_{pta} = 1082 \text{ MPa}$$

$$3144,67 = n \text{ cordoalhas} \cdot 1,40 \times 10^{-4} \cdot 1082000 \rightarrow 20,75 \text{ cordoalhas}$$

$$5817,00 = n \text{ cordoalhas} \cdot 1,40 \times 10^{-4} \cdot 1082000 \rightarrow 38,38 \text{ cordoalhas}$$

Portanto o número de cabos para atender o ELS fica no intervalo de 21 a 38 cordoalhas CP190 $\phi 15,2\text{mm}$.

Nota-se a pequena diferença no valor estimado inicialmente para o valor real calculado, na qual o intervalo de cabos era entre 22 a 40 cordoalhas. Essa pequena diferença é por conta do valor adotado inicial ter sido praticamente o mesmo do valor real calculado.

8.3.3 ELU - t = zero (Estado limite ultimo no tempo zero)

Verifica-se o Estado Limite Ultimo no tempo zero, ou também chamado “Ato da protensão”. É feito através da equação 8.26 a verificação na seção do meio.

$$\sigma = \frac{NP}{AC} \pm \frac{NP \cdot e}{wsimples} \pm \frac{(mg1)}{wsimples} \quad (8.26)$$

e = Variável para cada seção a ser verificada

Generalidades segundo o item 17.2.4.3.1 da NBR 6118:2014:

Para esta verificação, admitem-se os seguintes valores para os coeficientes de ponderação, com as cargas que efetivamente atuarem nessa ocasião:

$$\gamma_c = 1,2$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\gamma_p = 1,0 \text{ (na pré-tração)}$$

$$\gamma_p = 1,1 \text{ (na pós-tração)}$$

$$\gamma_f = 1,0 \text{ (para ações desfavoráveis)}$$

$$\gamma_f = 0,9 \text{ (para ações favoráveis)}$$

- **Cálculo dos limites de tensões**

Na pós-tração, diferentemente da pré tração, a resistência do concreto considerada para se fazer esta verificação, é a resistência final, ou seja, usa-se o f_{ck} de projeto e não f_{cj} como é utilizado na pré-tração. Assim calculam-se os limites de tensão através da equação 8.27:

$$- 1,2 \cdot f_{ctm} \leq \sigma_{lim} \leq 0,7 \cdot f_{ck} \quad (8.27)$$

$$- 0,2 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \leq \sigma_{lim} \leq 0,7 \cdot f_{ck}$$

$$-0,2 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{35^2} \leq \sigma_{lim} \leq 0,7 \cdot 35$$

$$-3852 \frac{kN}{m^2} \leq \sigma_{lim} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

○ Verificação na seção S5

Utilizando a equação 8.28 é feito a verificação da borda superior e em seguida a borda inferior ambos na seção S5. A primeira equação verifica-se os limites de resistencia a tração e a segunda equação com o limite de resistencia a compressão do concreto:

$$\sigma_s = \frac{NP.1,1}{AC} \pm \frac{NP.1,1 \cdot e}{wsimples} \pm \frac{(mg1 S5)}{wsimples} \quad (8.28)$$

▪ Borda superior

$$\frac{Np.1,1}{0,428} - \frac{Np.1,1 \cdot 0,5421}{0,1425} + \frac{763,74}{0,1425} \geq -3852 \frac{KN}{M^2} \rightarrow Np \leq 5705,40 \text{ KN}$$

$$\frac{Np.1,1}{0,428} - \frac{Np.1,1 \cdot 0,5421}{0,1425} + \frac{763,74}{0,1425} \leq 24500 \frac{KN}{M^2} \rightarrow Np \geq - 11854,55 \text{ KN}$$

▪ Borda inferior

$$\frac{Np.1,1}{0,428} + \frac{Np.1,1 \cdot 0,5421}{0,1046} - \frac{763,74}{0,1046} \geq -3852 \frac{KN}{M^2} \rightarrow Np \geq 417,06 \text{ KN}$$

$$\frac{Np.1,1}{0,428} + \frac{Np.1,1 \cdot 0,5421}{0,1046} - \frac{763,74}{0,1046} \leq 24500 \frac{KN}{M^2} \rightarrow Np \leq 3844,96 \text{ KN}$$

Portanto os limites para atender o ELU- t = zero;

- Meio do vão

$$417,06 \text{ kN} \leq \sigma_{\text{lim}} \leq 3844,96 \text{ kN}$$

O valor de 417,06 kN significa que é necessário a utilização de cordoalhas para atender os quesitos de tração no concreto.

Com as perdas iniciais reais em 13,50% calcula-se através da equação 8.29:

$$\sigma_{pt=0} = \sigma_{pti} \cdot (1 - \text{perdas iniciais}) \quad (8.29)$$

$$\sigma_{pt=0} = 1402,2 \cdot (1 - 0,135) \rightarrow \sigma_{pt=0} = 1212,90 \text{ MPa}$$

Calculada a tensão máxima no ato da protensão no valor de 1212,90MPa, calcula-se através da equação 8.30 as quantidades mínimas e máximas de cordoalhas.

$$NP = n \text{ cordoalhas} \cdot \text{área } \phi 15,2\text{mm} \cdot \sigma_{pt=0} \quad (8.30)$$

$$417,06 = 1,40 \times 10^{-4} \cdot 1212900 \rightarrow 2,46 \text{ cordoalhas } \Phi 15,2\text{mm CP190}$$

$$3844,96 = 1,40 \times 10^{-4} \cdot 1212900 \rightarrow 22,64 \text{ cordoalhas } \Phi 15,2\text{mm CP190}$$

No meio do vão é necessário o intervalo de 3 a 22 cordolhas para atender os quesitos de tensão no ato da protensão.

9 MODELO DE CÁLCULO 2 – VIGA PRÉ-FABRICADA COM PRÉ-TRAÇÃO ADERENTE

Para o modelo de cálculo 2 é considerado a execução em pré-fabricado, utilizando o sistema de pré-tração aderente. Dessa forma, o objetivo deste modelo é reproduzir de forma íntegra, as condições quando essas vigas de pontes são executadas em fábricas.

Para a resolução deste modelo, será inicialmente apresentado os dados para ser realizado o dimensionamento da viga em questão. A seguir é feito o pré-dimensionamento da viga, o cálculo das perdas de protensão, e finalmente é verificado os ELU e ELS com as perdas reais calculadas.

Para simplificar o entendimento, são apresentados os dados e as equações a serem usadas para o cálculo.

9.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

É feito o pré-dimensionamento da viga para este modelo, considerando os seguintes dados:

Considerando CAA III, pré-tração:

$f_{ck} = 35,0$ MPa;

Aço CP 190-RB;

$M_d = 6281,75$ kN.m (momento máximo na seção do meio do vão)

$d' = 0,15$ m (*Assim é adotado o valor de $d = 1,25$ m*)

Perdas de protensão imediatas (adotadas) = 8%

Perdas de protensão progressivas (adotadas) = 17%

9.1.1 ELU - $t \rightarrow \infty$ (Estado limite último no tempo infinito)

Através da equação 9.1 calcula-se o valor de k_{md} :

$$k_{md} = \frac{Md}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \rightarrow \frac{6281,75}{2,50 \cdot 1,255^2 \cdot \left(\frac{35000}{1,4}\right)} \quad (9.1)$$

$$k_{md} \approx 0,0626$$

Assim, pela tabela 6.2 em Carvalho (2012, p. 202), tem-se os dados apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 - Valores para cálculo de KMD

$$k_{M_d} = 0,0626 \rightarrow \text{tabela} \rightarrow \begin{cases} k_x = 0,096 \\ k_z = 0,962 \\ \varepsilon_c = 1,06\% \\ \varepsilon_s = 10,0\% \end{cases}$$

Fonte: Carvalho (2012)

- **Linha neutra**

O próximo passo é verificar onde a linha neutra está passando na viga. Sendo assim, se há linha neutra estiver passando dentro da mesa ($x \leq hf$), calcula-se como seção retangular, caso contrário, como seção T. Através da equação 9.2, é feito a verificação.

$$k_x = \frac{x}{d} \rightarrow x = k_x \cdot d \rightarrow 0,096 \cdot 1,25 \quad (9.2)$$

$$x = 0,120\text{m}$$

Portanto, a linha neutra está passando dentro da mesa ($hf = 0,20\text{m}$), dessa forma, calcula-se como seção retangular.

- **Tensões iniciais**

Segundo a NBR 6118:2014, no seu item 9.6.1.2.1, no caso da armadura pós-tracionada, por ocasião da aplicação da força de P_i , a tensão σ_{pi} da

armadura de protensão na saída do aparelho de tração deve respeitar os limites para cada tipo de cordoalha, segundo mostra as equações 9.3 e 9.4:

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,77 \cdot f_{tk} \\ 0,90 \cdot f_{yk} \end{cases} \quad \text{– Para aço RN} \quad (9.3)$$

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,77 \cdot f_{tk} \\ 0,85 \cdot f_{yk} \end{cases} \quad \text{– Para aço RB} \quad (9.4)$$

Portanto, para o cabo RB, utiliza-se a equação 9.4 apresentada acima, assim verifica-se o menor valor obtido através das equações 9.5 e 9.6.

$$\sigma_{pi} \leq 0,77 \cdot f_{ptk} = 0,77 \cdot 1900 = 1463 \text{ MPa} \quad (9.5)$$

$$\sigma_{pi} \leq 0,85 \cdot f_{pyk} = 0,85 \cdot (0,90 \cdot 1900) = 1453 \text{ MPa} \quad (9.6)$$

O menor valor obtido através da equação 9.6 é:

$$\sigma_{pi} = 1453 \text{ Mpa}$$

- **Cálculo de σ_{pta}**

Considerando perdas finais de protensão na ordem de 25% (sendo 8% imediatas e 17% progressivas) através da equação 9.7, obtém-se o valor de σ_{pta} :

$$\sigma_{pta} = \sigma_{pi} \cdot (1 - \textit{perdas finais}) \rightarrow 1453 \cdot (1 - 0,25) \quad (9.7)$$

$$\sigma_{pta} = 1089,75 \text{ MPa}$$

Utilizando-se a tabela de Vasconcelos apresentada em Carvalho (2012, p.197), reproduzida de forma parcial na Tabela 11, calcula-se a deformação do aço;

Tabela 11 - Tensão no aço

ε ‰	5,25	x	6,794
CP 190	1025	1089,75	1314

Fonte: Próprio autor (2018)

Interpolando os valores na tabela acima, obtém-se o valor de $x = 5,60$ ou seja:

$$\varepsilon_p = 5,60 \text{ ‰}$$

Assim através da equação 9.8 calcula-se o valor da deformação total do aço.

$$\varepsilon_t = \varepsilon_s + \varepsilon_p \rightarrow 10,00 + 5,60 \quad (9.8)$$

$$\varepsilon_t = 15,60 \text{ ‰}$$

Assim utiliza-se a tabela de Vasconcelos novamente em Carvalho (2012, p.197), representada abaixo na Tabela 12. Portanto, interpolam-se os valores encontrando se assim a tensão de cálculo.

Tabela 12 - Tensão no aço

ε ‰	15,00	15,60	17,50
CP 190	1507	x	15,17

Fonte: Próprio autor (2018)

Interpolando os valores na tabela acima, obtém-se o valor de $x = 1509,4$ ou seja:
 $\sigma_{pd} = 1509,4$ MPa (tensão de cálculo)

- **Cálculo da área de aço de protensão (A_p)**

Através da equação 9.9 é calculada a área de protensão necessária.

$$A_p = \frac{Md}{kz \cdot d \cdot f_{yd}} \rightarrow \frac{6281,75}{0,962 \cdot 1,25 \cdot 150,94} \quad (9.9)$$

$$A_p = 33,65 \text{ cm}^2$$

- **Cálculo do número de cabos (n)**

A seguir na equação 9.10 é calculado o número de cabos necessários. Foi adotado cordoalhas CP190RB $\Phi 15,2\text{mm}$, na qual a área é $1,40\text{cm}^2$.

$$n \text{ cordoalhas} = \frac{A_p}{A (\Phi 15,2\text{mm})} \rightarrow \frac{33,65}{1,40} \quad (9.10)$$

$$n \text{ cordoalhas} = 24,04$$

Portanto é necessário 4 cabos contendo 6 cordoalhas de CP190RB $\Phi 15,2\text{mm}$, para atender o estado limite ultimo no tempo infinito ($\text{ELU}_{-t=\infty}$).

9.1.2 ELS

Agora são verificadas as condições no estado limite de serviço (ELS). Com perdas arbitradas, são calculadas as forças normais de protensão, assim a quantidade de armadura deverá atender as condições de protensão completa (Pré-tração) como determina a NBR 6118:2014. A Estrutura estudada é considerada construída em um ambiente cuja classe de agressividade é a III. Assim, através da tabela 13.4 da NBR 6118:2014 é exigido para a pré-tração a protensão completa.

No caso da protensão completa exige-se o atendimento simultâneo das tensões no concreto do estado-limite de formação de fissuras (ELS-F) com a combinação de ações rara; e o estado-limite de descompressão (ELS-D) com a combinação de ações frequente de ações:

• Estado Limite de Serviço De Formação de Fissuras (ELS-F)

É aquele em que se inicia a abertura de fissuras no concreto. Admite-se que este estado é atingido quando a tensão normal de tração máxima é igual a $f_{ct,f}$ (resistência do concreto à tração na flexão). Para este tipo de verificação (abertura de fissuras) usa-se o valor da resistência inferior de tração. Desta forma, considerando que se tem já a resistência à compressão do concreto os valores a se utilizar são os dados nas equações 9.11 e 9.12:

$$f_{ck,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} \quad (9.11)$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (9.12)$$

Portanto os limites de tensão normal para o estado limite de serviço de formação de fissura (ELS-F), considerando também a compressão excessiva ($0,7 \cdot f_{ck}$), a serem utilizados são dados na equação 9.13:

$$-0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \leq \sigma_{lim} \leq 0,7 \cdot f_{ck} \quad (9.13)$$

$$-2247,0 \frac{kN}{m^2} \leq \sigma_{lim} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

É apresentado nas equações 9.14 e 9.15 as verificações a serem feitas para as bordas inferiores e superiores respectivamente, ambas considerando a combinação rara (ELS-F). Para as tensões de tração é usado o sinal negativo e para tensões de compressão o sinal positivo.

Combinação rara (ELS-F)

Borda inferior

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} \mp \frac{N_p \cdot e}{W_{i,simples}} \pm \frac{M_{g1+g2}}{W_{i,simples}} \pm \frac{M_{g3} + 1 \cdot M_q}{W_{i,composta}} \quad (9.14)$$

Borda superior

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} \mp \frac{N_p \cdot e}{W_{s,simples}} \pm \frac{M_{g1+g2}}{W_{s,simples}} \pm \frac{M_{g3} + 1 \cdot M_q}{W_{s,composta}} \cdot y_k \quad (9.15)$$

- **Estado Limite de Serviço de Descompressão (ELS-D)**

É o estado no qual, em um ou mais pontos da seção transversal, a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da mesma. Os limites a serem considerados é dado pela equação 9.16:

$$0 \leq \sigma_{lim} \leq 0,7 \cdot f_{ck} \quad (9.16)$$

$$0 \frac{kN}{m^2} \leq \sigma_{lim} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

É apresentado nas equações 9.17 e 9.18 as verificações a serem feitas para as bordas inferiores e superiores respectivamente, ambas considerando a combinação frequente (ELS-D). Para as tensões de tração é usado o sinal negativo e para tensões de compressão o sinal positivo.

Combinação frequente (ELS-D)

Borda inferior

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} \mp \frac{N_p \cdot e}{W_{i,simples}} \pm \frac{M_{g1+g2}}{W_{i,simples}} \pm \frac{M_{g3} + \psi_1 \cdot M_q}{W_{i,composta}} \quad (9.17)$$

Borda superior

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} \mp \frac{N_p \cdot e}{W_{s,simples}} \pm \frac{M_{g1+g2}}{W_{s,simples}} \pm \frac{M_{g3} + \psi_1 \cdot M_q}{W_{s,composta}} \cdot y_k \quad (9.18)$$

Utilizando a NBR 6118:2014 são feitas as combinações de ações prescritas na tabela 11.4 utilizando os coeficientes de ponderações das ações no estado limite de serviço (λf_2), indicados no item 11.7.2 da mesma Norma. Assim, pela NBR 8681:2004, os valores dos fatores de combinação e de redução para as ações variáveis (Ψ), no caso de pontes rodoviárias são:

$\lambda f_2 = \Psi_1 = 0,5$ para combinações frequentes

$\lambda f_2 = \Psi_2 = 0,3$ combinações quase permanentes:

$\lambda f_2 = 1$ Combinações raras

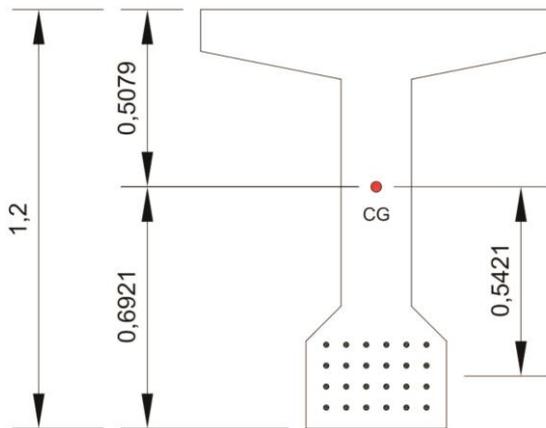
Observação:

Ψ_1 = Fator de redução de combinação frequente para ELS

Ψ_2 = Fator de redução de combinação quase permanente para ELS

Apresenta-se na Figura 9.1 a seção simples e na Figura 9.2 a seção composta, com seus respectivos dados.

Figura 9.1 - Seção simples

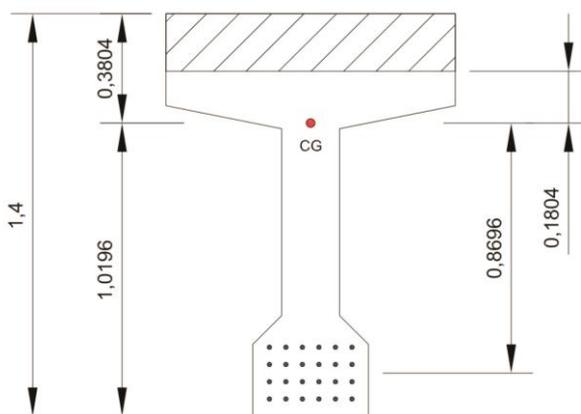


Dados:

- $A = 0,4280 \text{ m}^2$
- $I = 0,0724 \text{ m}^4$
- y_s (superior) = $0,5079 \text{ m}$
- y_i (inferior) = $0,6921 \text{ m}$
- W_s (superior) = $0,1425 \text{ m}^3$
- W_i (inferior) = $0,1046 \text{ m}^3$
- $e = 0,5421$

Fonte: Próprio autor (2018)

Figura 9.2 - Seção composta



Dados:

- $A = 0,9280 \text{ m}^2$
- $I = 0,1593 \text{ m}^4$
- y_s (superior) = $0,3804 \text{ m}$
- y_i (inferior) = $1,0196 \text{ m}$
- W_s (superior) = $0,41884 \text{ m}^3$
- W_i (inferior) = $0,1562 \text{ m}^3$
- $e = 0,1804$

Fonte: Próprio autor (2018)

• **Esforços solicitantes na seção S5**

Segue abaixo as informações dos esforços solicitantes referente à seção S5 da viga V2.

$$mg_1 = 763,74 \text{ kN.m}$$

$$mg_2 = 806,73 \text{ kN.m}$$

$$mg_3 = 659,27 \text{ kN.m}$$

$$CIV . CNF . mq^{m\acute{a}x} = 2181,1 \text{ kN.m}$$

$$CIV . CNF . mq^{mim} = 0,00 \text{ kN.m}$$

- **Tensão no cabo**

A equação 9.19 apresenta a máxima tensão inicial considerando as perdas finais de 25% adotadas inicialmente.

$$\sigma p_\alpha = 0,75 . 1453 \rightarrow \sigma p_\alpha = 1089,75 \text{ MPa} \quad (9.19)$$

- **Cálculo do ELS-F (combinação rara)**

A seguir trocando os dados das equações 9.14 e 9.15 é feita as verificações do ELS-F com combinação rara.

Borda inferior $M_{q\acute{m}ax}$

$$\sigma_{i,s} = \frac{N_p}{0,428} + \frac{N_p \cdot 0,5421}{0,1046} - \frac{763,74 + 806,73}{0,1046} - \frac{659,27 + 1 \cdot 2181,1}{0,1562} \geq -2247 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_p \geq 4030,0 \text{ kN}$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{N_p}{0,428} + \frac{N_p \cdot 0,5421}{0,1046} - \frac{763,74 + 806,73}{0,1046} - \frac{659,27 + 1 \cdot 2181,1}{0,1562} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_p \leq 7587,3 \text{ kN}$$

Borda inferior M_{qmin}

$$\sigma_{i,s} = \frac{N_p}{0,428} + \frac{N_p \cdot 0,5421}{0,1046} - \frac{763,74 + 806,73}{0,1046} - \frac{659,27 + 1 \cdot 0}{0,1562} \geq -2247 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_p \geq 2259,3 \text{ kN}$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{N_p}{0,428} + \frac{N_p \cdot 0,5421}{0,1046} - \frac{763,74 + 806,73}{0,1046} - \frac{659,27 + 1 \cdot 0}{0,1562} \leq 24500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$N_p \leq 5817,0 \text{ kN}$$

Borda superior M_{qmax}

$$\sigma_{i,s} = \frac{N_p}{0,428} - \frac{N_p \cdot 0,5421}{0,1425} + \frac{763,74 + 806,73}{0,1425} + \frac{659,27 + 1 \cdot 2181,1}{0,4188} \cdot 0,1804 \leq 24500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$N_p \geq -8380,0 \text{ kN}$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{N_p}{0,428} - \frac{N_p \cdot 0,5421}{0,1425} + \frac{763,74 + 806,73}{0,1425} + \frac{659,27 + 1 \cdot 2181,1}{0,4188} \cdot 0,1804 \geq -2247 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$N_p \leq 9843,0 \text{ kN}$$

Borda superior M_{qmin}

$$\sigma_{i,s} = \frac{N_p}{0,428} - \frac{N_p \cdot 0,5421}{0,1425} + \frac{763,74 + 806,73}{0,1425} + \frac{659,27 + 1 \cdot 0}{0,4188} \cdot 0,1804 \leq 24500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$N_p \geq -8990,0 \text{ kN}$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{N_p}{0,428} - \frac{N_p \cdot 0,5421}{0,1425} + \frac{763,74 + 806,73}{0,1425} + \frac{659,27 + 1 \cdot 0}{0,4188} \cdot 0,1804 \geq -2247 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$N_p \leq 9233,0 \text{ kN}$$

- **Cálculo do ELS-D (Combinação frequente)**

A seguir trocando os dados das equações 9.17 e 9.18 é feita as verificações do ELS-D com combinação frequente.

Borda inferior $M_{q\text{máx}}$

$$\sigma_{i,s} = \frac{N_p}{0,428} + \frac{N_p \cdot 0,5421}{0,1046} - \frac{763,74 + 806,73}{0,1046} - \frac{659,27 + 0,5 \cdot 2181,1}{0,1562} \geq 0 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_p \geq 3444,0 kN$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{N_p}{0,428} + \frac{N_p \cdot 0,5421}{0,1046} - \frac{763,74 + 806,73}{0,1046} - \frac{659,27 + 0,5 \cdot 2181,1}{0,1562} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_p \leq 6701,9 kN$$

Borda inferior $M_{q\text{min}}$

$$\sigma_{i,s} = \frac{N_p}{0,428} + \frac{N_p \cdot 0,5421}{0,1046} - \frac{763,74 + 806,73}{0,1046} - \frac{659,27 + 0,5 \cdot 0}{0,1562} \geq 0 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_p \geq 2558,1 kN$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{N_p}{0,428} + \frac{N_p \cdot 0,5421}{0,1046} - \frac{763,74 + 806,73}{0,1046} - \frac{659,27 + 0,5 \cdot 0}{0,1562} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_p \leq 5817,0 kN$$

Borda superior $M_{q\text{max}}$

$$\sigma_{i,s} = \frac{N_p}{0,428} - \frac{N_p \cdot 0,5421}{0,1425} + \frac{763,74 + 806,73}{0,1425} + \frac{659,27 + 0,5 \cdot 2181,1}{0,4188} \cdot 0,1804 \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_p \geq -8685,0 kN$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{N_p}{0,428} - \frac{N_p \cdot 0,5421}{0,1425} + \frac{763,74 + 806,73}{0,1425} + \frac{659,27 + 0,5 \cdot 2181,1}{0,4188} \cdot 0,1804 \geq 0 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_p \leq 8007,0 kN$$

Borda superior M_{qmin}

$$\sigma_{i,s} = \frac{N_p}{0,428} - \frac{N_p \cdot 0,5421}{0,1425} + \frac{763,74 + 806,73}{0,1425} + \frac{659,27 + 0,5 \cdot 0}{0,4188} \cdot 0,1804 \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_p \geq -8990,00 kN$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{N_p}{0,428} - \frac{N_p \cdot 0,5421}{0,1425} + \frac{763,74 + 806,73}{0,1425} + \frac{659,27 + 0,5 \cdot 0}{0,4188} \cdot 0,1804 \geq 0 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_p \leq 7702,0 kN$$

- **Resumo dos limites da força normal de protensão (n_p) para atender o ELS na seção s5**

$$4030,0 \text{ KN} \leq N_{plim} \leq 5817,0 \text{ KN}$$

Assim, calcula-se o número de cabos através da equação 9.20 para atender o ELS:

$$NP = n \text{ cordoalhas} \cdot \text{área } \phi 15,2\text{mm} \cdot \sigma_{pta} \quad (9.20)$$

Considerando o valor arbitrado das perdas de protensão de 25% é calculado os limites inferior e superior através da equação 9.20.

$$\sigma_{pta} = 1089,75 \text{ MPa}$$

$$4030,00 = n \text{ cordoalhas} \cdot 1,40 \times 10^{-4} \cdot 1089750$$

$$n \text{ cordoalhas} = 27 \text{ cordoalhas}$$

$$5817,00 = n \text{ cordoalhas} \cdot 1,40 \times 10^{-4} \cdot 1089750$$

$$n \text{ cordoalhas} = 38 \text{ cordoalhas}$$

Portanto o número de cabos para atender o ELS fica no intervalo de 27 a 38 cordoalhas CP190 ϕ 15,2mm.

9.2 PERDAS DE PROTENSÃO

Após realizar o pré dimensionamento do número de cabos necessários para atender as condições do ELS e ELU - $t = \alpha$, utilizando perdas protensão arbitradas, é feito o cálculo real das perdas.

Foi considerado para o cálculo das perdas as prescrições da NBR 6118:2014. Não é apresentado neste trabalho a memória de cálculo das perdas de protensão, pois são muito extensas. Assim são apresentados, de forma resumida, os valores calculados na Tabela 13.

Tabela 13 – Perdas de protensão reais

Perdas iniciais	17,99%
Perdas progressivas	13,28%
Perdas totais	31,27%

Fonte: Próprio autor (2018)

No pré-dimensionamento da estrutura, foi considerado perdas totais de 25% (8% imediatas e 17% ao longo do tempo), o que se verificou foi uma perda de 31,27% (17,99% imediatas e 13,28% ao longo do tempo).

Com as perdas reais calculadas, é novamente calculado os Estado Limites Ultimo e Serviço.

9.3 DIMENSIONAMENTO

Obtida as perdas de protensão reais, são calculados os estados limites Ultimo e Serviço, considerando os seguintes dados:

Considerando CAA III, pré-tração:

$f_{ck} = 35,0$ MPa;

Aço CP 190-RB;

$M_d = 6281,75 \text{ kN.m}$ (momento máximo na seção do meio do vão)

$d' = 0,15 \text{ m}$ (Assim é adotado o valor de $d = 1,25 \text{ m}$)

Perdas de protensão imediatas (calculadas) = 17,99%

Perdas de protensão progressivas (calculadas) = 13,28%

9.3.1 ELU - t = ∞ (Estado limite ultimo no tempo infinito)

Com as perdas reais calculadas no valor de 31,27% (sendo 17,99% imediatas e 13,28% progressivas) através da equação 9.21, obtém-se o valor de σ_{pta} :

- **Cálculo de σ_{pta}**

$$\sigma_{pi} = 1453 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{pta} = \sigma_{pi} \cdot (1 - \text{perdas finais}) \rightarrow 1453 \cdot (1 - 0,3127) \quad (9.21)$$

$$\sigma_{pta} = 998,65 \text{ MPa}$$

Utilizando-se a tabela de Vasconcelos apresentada em Carvalho (2012, p.197). O valor calculado não se encontra na tabela, assim adotou-se mais próximo. A tabela foi reproduzida de forma parcial na Tabela 14, calcula-se a deformação do aço.

Tabela 14 - Tensão no aço

$\epsilon \%$	5,25
CP 190	1025

Fonte: Próprio autor (2018)

Dessa maneira obtém-se: $\epsilon_p = 5,41 \%$

Assim através da equação 9.22 calcula-se o valor da deformação total do aço.

$$\epsilon_t = \epsilon_s + \epsilon_p \rightarrow 10,00 + 5,25 \quad (9.22)$$

$$\epsilon_t = 15,25 \%$$

Assim utiliza-se a tabela de Vasconcelos novamente em Carvalho (2012, p.197), representada abaixo na Tabela 15. Portanto, interpolam-se os valores encontrando se assim a tensão de cálculo.

Tabela 15 - Tensão no aço

ε ‰	15,00	15,25	17,50
CP 190	1507	x	15,17

Fonte: Próprio autor (2018)

Interpolando os valores na tabela acima, obtém-se o valor de $x = 1507$, ou seja:

$$\sigma_{pd} = 1507 \text{ MPa (tensão de cálculo)}$$

- **Cálculo da área de aço de protensão (A_p)**

Através da equação 9.23 é calculada a área de protensão necessária.

$$A_p = \frac{Md}{kz \cdot d \cdot f_{yd}} \rightarrow \frac{6281,75}{0,962 \cdot 1,25 \cdot 150,7} \quad (9.23)$$

$$A_p = 34,66 \text{ cm}^2$$

- **Cálculo do número de cordoalhas (n)**

A partir da equação 9.24 é calculado o número de cordoalhas necessário. Foram adotadas cordoalhas CP190RB $\Phi 15,2$ mm, na qual a área é $1,40 \text{ cm}^2$.

$$n \text{ cordoalhas} = \frac{A_p}{A (\Phi 15,2\text{mm})} \rightarrow \frac{34,66}{1,40} \quad (9.24)$$

$$n \text{ cordoalhas} = 24,76$$

Portanto é necessário 4 cabos contendo 6 cordoalhas de CP190RB $\Phi 15,2\text{mm}$, para atender o estado limite ultimo no tempo infinito ($\text{ELU}_{-t=\infty}$).

9.3.2 ELS

Obtidas perdas reais finais calculadas no valor de 31,27%, verifica-se os valores de tensão no ELS:

- **Verificação dos limites de tensão**

Os valores limites da força normal de protensão (NP) para atender o ELS na seção S5 (Meio do vão) são apresentados abaixo:

$$4030,0 \text{ KN} \leq N_{\text{Plim}} \leq 5817,0 \text{ KN}$$

Assim, o número de cabos para atender o ELS é apresentada na equação 9.25:

$$NP = n \text{ cordoalhas} \cdot \text{área } \phi 15,2\text{mm} \cdot \sigma_{pta} \quad (9.25)$$

Considerando o valor real das perdas de protensão de 31,27%, é calculado os limites inferior e superior através da equação 9.25.

$$\sigma_{pta} = 998,65 \text{ MPa}$$

$$4030,0 = n \text{ cordoalhas} \cdot 1,40 \times 10^{-4} \cdot 998650$$

$$n \text{ cordoalhas} = 29 \text{ cordoalhas}$$

$$5817,0 = n \text{ cordoalhas} \cdot 1,40 \times 10^{-4} \cdot 998650$$

$$n \text{ cordoalhas} = 42 \text{ cordoalhas}$$

Portanto o número de cabos para atender o ELS fica no intervalo de 29 a 42 cordoalhas CP190 $\phi 15,2\text{mm}$.

9.3.3 ELU - t = zero (Estado limite ultimo no tempo zero)

É feito a verificação do Estado Limite Ultimo no tempo zero, ou também chamado “Ato da protensão”. É feito através da equação 9.26 a verificação na seção do meio e posteriormente a da extremidade.

$$\sigma = \frac{NP}{AC} \pm \frac{NP \cdot e}{wsimples} \pm \frac{(mg1)}{wsimples} \quad (9.26)$$

e = Variável para cada seção a ser verificada

Generalidades segundo o item 17.2.4.3.1 da NBR 6118:2014;

Para esta verificação, admitem-se os seguintes valores para os coeficientes de ponderação, com as cargas que efetivamente atuarem nessa ocasião:

$\gamma_p = 1,0$ (na pré-tração)

- **Cálculo dos limites de tensões**

Nota-se que na pré-tração é considerado o valor de $f_{cj} = 30$ Mpa, diferentemente da pós-tração, na qual foi utilizado o valor do $f_{ck} = 35$ Mpa. Assim calculam-se os limites de tensão através da equação 9.27.

$$-1,2 \cdot f_{ctm} \leq \sigma_{lim} \leq 0,7 \cdot f_{ck} \quad (9.27)$$

$$-0,2 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \leq \sigma_{lim} \leq 0,7 \cdot f_{ck}$$

$$-0,2 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{30^2} \leq \sigma_{lim} \leq 0,7 \cdot 30$$

$$-3476 \frac{kN}{m^2} \leq \sigma_{lim} \leq 21000 \frac{kN}{m^2}$$

- Verificação na seção S5

Utilizando a equação 9.28 é feito a verificação da borda superior e em seguida a borda inferior ambos na seção S5. A primeira equação verifica-se os

limites de resistencia a tração e a segunda equação com o limite de resistencia a compressão do concreto:

$$\sigma_s = \frac{NP}{AC} \pm \frac{NP \cdot e}{wsimples} \pm \frac{(mg1 S5)}{wsimples} \quad (9.28)$$

▪ Borda superior

$$\frac{Np}{0,428} - \frac{Np \cdot 0,5421}{0,1425} + \frac{763,74}{0,1425} \geq -3476 \frac{KN}{M^2} \rightarrow Np \leq 6019,76 KN$$

$$\frac{Np}{0,428} - \frac{Np \cdot 0,5421}{0,1425} + \frac{763,74}{0,1425} \leq 21000 \frac{KN}{M^2} \rightarrow Np \geq - 10655,97 KN$$

▪ Borda inferior

$$\frac{Np}{0,428} + \frac{Np \cdot 0,5421}{0,1046} - \frac{763,74}{0,1046} \geq -3476 \frac{KN}{M^2} \rightarrow Np \geq 508,78KN$$

$$\frac{Np}{0,428} + \frac{Np \cdot 0,5421}{0,1046} - \frac{763,74}{0,1046} \leq 21000 \frac{KN}{M^2} \rightarrow Np \leq 3763,98 KN$$

○ Próximo ao apoio

É calculado o local mais critico da viga para verificação do ato da protensão. Neste local considera-se que o peso próprio da viga é mínimo e a carga referente a protensão é máxima. Assim, através da equação 9.29 calcula-se o valor de f_{bpd} :

$$F_{bpd} = \eta p1 \cdot \eta p2 \cdot 0,21 \cdot \frac{\sqrt[3]{fck^2}}{\gamma_c} \quad (9.29)$$

Segundo o item 9.2.1 da NBR6118:2014 são definidos dois valores diferentes para os tipos de aço a ser utilizado:

$\eta p1 = 1,2$ (para cordoalhas)

$\eta p2 = 1,0$ (boa aderência)

Assim, trocando os valores na equação 9.29 obtém-se o valor de f_{bpd} :

$$f_{bpd} = 1,2 \cdot 1,0 \cdot 0,21 \cdot \frac{\sqrt[3]{30^2}}{1,4}$$

$$f_{bpd} = 1,74$$

- **Comprimento de transferência (l_{bpt})**

Segundo o item 9.4.5.2 da NBR 6118:2014 através da equação 9.30 é calculado o comprimento de transferência (l_{bpt}):

$$l_{bpt} = 0,5 \cdot t_{bp} \cdot \sigma_{pt0} \cdot 1,25 \quad (9.30)$$

$$l_{bpt} = \frac{7 \cdot \phi \cdot f_{pyd}}{36 \cdot f_{bpd}} \rightarrow l_{bpt} = \frac{0,5 \cdot 7 \cdot \phi \cdot f_{pyd} \cdot \sigma_{pt0}}{36 \cdot f_{bpd} \cdot f_{pyd}} \cdot 1,25 \rightarrow l_{bpt} = \frac{4,375 \cdot \phi \cdot \sigma_{pt0}}{36 \cdot f_{bpd}}$$

$$l_{bpt} = \frac{4,375 \cdot 0,0152 \cdot 1233,31}{36 \cdot 1,74} \rightarrow l_{bpt} = 1,31\text{m}$$

- **Comprimento de regularização (l_{bpd})**

Segundo o item 9.4.5.3 da NBR 6118:2014 através da equação 9.31 é calculado o comprimento de regularização (l_{bpd}):

$$l_{bpd} = \sqrt{h^2 + (0,6 \cdot l_{bpt})^2} \quad (9.31)$$

$$l_{bpd} = \sqrt{1,20^2 + (0,6 \cdot 1,31)^2} \rightarrow l_{bpd} = 1,44\text{m}$$

Assim tem-se:

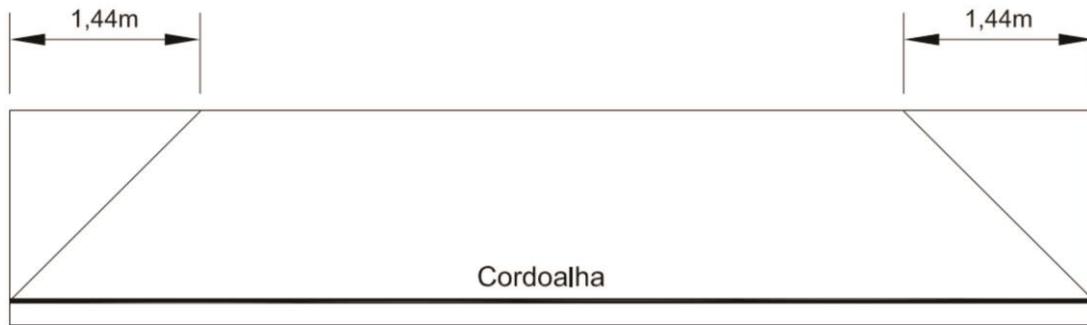
$$l_{bpd} > l_{bpt}$$

Portanto utiliza-se o maior valor obtido entre os dois. Assim o ponto mais crítico da viga está a 1,44m da extremidade.

- **Cálculo do momento a 1,44 m da extremidade**

A figura 9.3 apresenta a posição onde o peso próprio é mínimo e a carga de protensão é máxima na viga.

Figura 9.3 - Esquema do comprimento de regularização



Fonte: Próprio autor (2018)

Através da equação 9.32 é calculado o momento atuante na seção 1,44m da extremidade:

$$M_{prox.} = \frac{g1 \cdot l}{2} \cdot lbpd - \frac{g1 \cdot lbpd^2}{2} \quad (9.32)$$

$$M_{prox.} = \frac{11,55 \cdot 23}{2} \cdot 1,44 - \frac{11,55 \cdot 1,44^2}{2} \quad \rightarrow \quad M_{prox.} = 179,29 \text{ KN.m}$$

○ Verificação da extremidade (1,44m)

Utilizando a equação 9.33 é feito a verificação da borda superior e em seguida a borda inferior ambos na seção proxima ao apoio. A primeira equação verifica-se os limites de resistencia a tração e a segunda equação com o limite de resistencia a compressão do concreto:

$$\sigma = \frac{NP}{AC} \pm \frac{NP \cdot e}{wsimples} \pm \frac{(mg1 \text{ prox apoio})}{wsimples} \quad (9.33)$$

▪ Borda superior

$$\frac{Np}{0,428} - \frac{Np \cdot 0,5421}{0,1425} + \frac{179,29}{0,1425} \geq -3476 \frac{KN}{M^2} \quad \rightarrow \quad Np \leq 3225,44 \text{ KN}$$

$$\frac{Np}{0,428} - \frac{Np \cdot 0,5421}{0,1425} + \frac{179,29}{0,1425} \leq 21000 \frac{KN}{M^2} \quad \rightarrow \quad Np \geq -13450,3 \text{ KN}$$

▪ Borda inferior

$$\frac{Np}{0,428} + \frac{Np \cdot 0,5421}{0,1046} - \frac{179,29}{0,1046} \geq -3476 \frac{KN}{M^2} \quad \rightarrow \quad Np \geq -234,33 \text{ KN}$$

$$\frac{Np}{0,428} + \frac{Np \cdot 0,5421}{0,1046} - \frac{179,29}{0,1046} \leq 21000 \frac{KN}{M^2} \quad \rightarrow \quad Np \leq 3020,87 \text{ KN}$$

Portanto os limites para atender o ELU- t = zero;

○ Meio do vão

$$508,78 \text{ KN} \leq \sigma_{lim} \leq 3763,98 \text{ KN}$$

O valor de 508,78 kN significa que é necessário a utilização de cordoalhas para atender os quesitos de tração no concreto.

○ Próximo do apoio (1,44m)

$$0 \text{ KN} \leq \sigma_{lim} \leq 3020,87 \text{ KN}$$

O valor de zero obtido no cálculo do limite inferior, significa que não há necessidade de utilização de cordoalhas para atender os requisitos de tração no concreto na extremidade a 1,44m, na verificação do ato da protensão.

Com as perdas iniciais reais em 17,99% calcula-se através da equação 9.34:

$$\sigma_{pt=0} = \sigma_{pti} \cdot (1 - \text{perdas iniciais}) \quad (9.34)$$

$$\sigma_{pt=0} = 1453 \cdot (1 - 0,1799) \rightarrow \sigma_{pt=0} = 1191,61 \text{ MPa}$$

Calculada a tensão máxima no ato da protensão no valor de 1212,90MPa, calcula-se através da equação 9.35 as quantidades mínimas e máximas de cordoalhas.

$$NP = n \text{ cordoalhas} \cdot \text{área } \phi 15,2\text{mm} \cdot \sigma_{pt=0} \quad (9.35)$$

- Meio do vão

$$508,78 = n \text{ cordoalhas} \cdot 1,40 \times 10^{-4} \cdot 1191610$$

$$n \text{ cordoalhas} = 3 \text{ cordoalhas } \Phi 15,2\text{mm CP190}$$

$$3763,98 = n \text{ cordoalhas} \cdot 1,40 \times 10^{-4} \cdot 1191610$$

$$n \text{ cordoalhas} = 22 \text{ cordoalhas } \Phi 15,2\text{mm CP190}$$

No meio do vão é necessário o intervalo de 3 a 22 cordolhas para atender os quesitos de tensão no ato da protensão.

- Extremidade 1,44m

$$3020,87 = n \text{ cordoalhas} \cdot 1,40 \times 10^{-4} \cdot 1191610$$

$$n \text{ cordoalhas} = 18 \text{ cordoalhas } \Phi 15,2\text{mm CP190}$$

Na extremidade a 1,44m não é necessário a utilização de corodoalhas para atender os quesitos de tração enquanto que para atender a compressão, o número de cabos máximos permitido é de 18 cordoalhas.

10 MODELO DE CÁLCULO 3 – VIGA SEGMENTADA

No modelo de cálculo 3 é estudada a viga de forma segmentada, utilizando o sistema de pós tração aderente. Dessa forma, considera-se a viga executada e transportada de forma segmentada, sendo somente montada e protendida no local da montagem da mesma. Para a fase transitória, é utilizado armadura passiva no dimensionamento.

Neste modelo a primeira etapa a se fazer é verificar as condições do ELU e ELS na situação final. Sabendo-se o número de cabos para atender os estados limites na situação final (Segmentos montados) faz-se as verificações das peças de forma individual, ou seja, por segmentos isolados.

Separando os segmentos nas seções S2 e S8 é feito o cálculo e o dimensionamento do elemento, calcula-se os momentos máximos nas emendas destas seções segmentadas, assim podemos otimizar o dimensionamento. O Momento máximo é calculado na Seção S5, pois é onde teremos o máximo momento atuante na situação final da viga V2.

Para este exemplo dividiu-se os segmentos nas seções S2 e S8. Assim obtém-se 3 peças, sendo uma de 13,80m e duas com 4,60m, uma em cada extremidade.

Utilizando-se os dados do modelo de cálculo 1, na qual são os mesmos para este modelo na situação final, é feito o dimensionamento utilizando as perdas reais calculado neste modelo. Assim não é feito o pré-dimensionamento como nos modelos anteriores apresentados.

10.1 DIMENSIONAMENTO

Obtida as perdas de protensão reais, são calculados os estados limites Ultimo e Serviço, considerando os seguintes dados:

Considerando CAA III (protensão completa para tender o conceito de seção monolítica, segundo ROMBACH), pós-tração aderente:

$f_{ck} = 35,0 \text{ MPa}$;

Aço CP 190-RB;

$M_d = 6281,75 \text{ kN.m}$ (momento máximo na seção do meio do vão)

$d' = 0,15 \text{ m}$ (*Assim é adotado o valor de $d = 1,25 \text{ m}$*)

Perdas de protensão imediatas (calculadas) = 13,48%

Perdas de protensão progressivas (calculadas) = 9,32%

10.1.1 ELU - $t = \alpha$ (Estado limite ultimo no tempo infinito)

Com as perdas reais calculadas no modelo 1 apresentado, no valor de 22,8% (sendo 13,48% imediatas e 9,32% progressivas) através da equação 10.1, obtém-se o valor de σ_{pta} :

- **Cálculo de σ_{pta}**

$$\sigma_{pi} = 1402 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{pta} = \sigma_{pi} \cdot (1 - \text{perdas finais}) \rightarrow 1402 \cdot (1 - 0,228) \quad (10.1)$$

$$\sigma_{pta} = 1082 \text{ MPa}$$

Utilizando se a tabela de Vasconcelos apresentada em Carvalho (2012, p.197), reproduzida de forma parcial na Tabela 16, calcula-se a deformação do aço.

Tabela 16 - Tensão no aço

$\epsilon \%$	5,25	x	6,794
CP 190	1025	1082	1314

Fonte: Próprio autor (2018)

Interpolando os valores na tabela acima, obtém-se o valor de $x = 5,41$, ou seja:

$$\epsilon_p = 5,41 \%$$

Assim através da equação 10.2 calcula-se o valor da deformação total do aço.

$$\varepsilon_t = \varepsilon_s + \varepsilon_p \rightarrow 10,00 + 5,41 \quad (10.2)$$

$$\varepsilon_t = 15,41 \%$$

Assim utiliza-se a tabela de Vasconcelos novamente em Carvalho (2012, p.197), representada abaixo na Tabela 17. Portanto, interpolam-se os valores e, assim, encontra-se a tensão de cálculo.

Tabela 17 - Tensão no aço

ε %	15,00	15,41	17,50
CP 190	1507	x	15,17

Fonte: Próprio autor (2018)

Interpolando os valores na tabela acima, obtém-se o valor de $x = 1508$ ou seja:

$$\sigma_{pd} = 1508 \text{ MPa (tensão de cálculo)}$$

- **Cálculo da área de aço de protensão (A_p)**

Através da equação 10.3 é calculada a área de protensão necessária.

$$A_p = \frac{Md}{kz \cdot d \cdot f_{yd}} \rightarrow \frac{6281,75}{0,962 \cdot 1,25 \cdot 150,8} \quad (10.3)$$

$$A_p = 33,69 \text{ cm}^2$$

- **Cálculo do número de cabos (n cordoalhas)**

A seguir na equação 10.4 é calculado o número de cabos necessários. Foram adotadas cordoalhas CP190RB $\Phi 15,2\text{mm}$, na qual a área é $1,40\text{cm}^2$.

$$n \text{ cordoalhas} = \frac{A_p}{A (\Phi 15,2mm)} \rightarrow \frac{33,69}{1,40} \quad (10.4)$$

$$n \text{ cordoalhas} = 24,06$$

Portanto é necessário 4 cabos contendo 6 cordoalhas de CP190RB $\Phi 15,2mm$, para atender o estado limite ultimo no tempo infinito ($ELU_{-t=\infty}$).

O Dimensionamento do número de cabos na seção S5 já é conhecido, agora é calculado nas seções S2 e S8, onde tem-se as emendas do segmento.

O Cálculo é efetuado considerando o momento fletor máximo na seção $M_d = 4029,9 \text{ kN.m}$, que corresponde ao máximo momento fletor de cálculo nas seções S2 e S8 referente a viga V2.

Através da equação 10.5 calcula-se o valor de k_{md} :

$$k_{md} = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \rightarrow \frac{4029,9}{2,50 \cdot 1,25^2 \cdot \left(\frac{35000}{1,4}\right)} \quad (10.5)$$

$$k_{md} \approx 0,0403$$

Assim, pela tabela 6.2 em Carvalho (2012, p. 202), tem-se os dados apresentados na Tabela 18

Tabela 18 – Valores para cálculo de KMD

$$k_{M_d} = 0,0626 \rightarrow \text{tabela} \rightarrow \begin{cases} k_x = 0,0603 \\ k_z = 0,9759 \\ \varepsilon_c = 0,641\text{‰} \\ \varepsilon_s = 10,00\text{‰} \end{cases}$$

Fonte: Carvalho (2012)

- **Linha neutra**

O próximo passo é verificar onde a linha neutra está passando na viga. Sendo assim, se há linha neutra estiver passando dentro da mesa ($x \leq h_f$),

calcula-se como seção retangular, caso contrário, como seção T. Através da equação 10.6, é feita a verificação.

$$kx = \frac{x}{d} \rightarrow x = kx \cdot d \rightarrow 0,0603 \cdot 1,25 \quad (10.6)$$

$$x = 0,075\text{m}$$

Portanto, a linha neutra está passando dentro da mesa ($h_f=0,20\text{m}$), dessa forma, calcula-se como seção retangular.

- **Tensões iniciais**

Segundo a NBR 6118:2014 no seu item 9.6.1.2.1 no caso da armadura pós-tracionada, por ocasião da aplicação da força de P_i , a tensão σ_{pi} da armadura de protensão na saída do aparelho de tração deve respeitar os limites para cada tipo de cordoalha, segundo mostra as equações 10.7 e 10.8:

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,74 \cdot f_{tk} \\ 0,87 \cdot f_{yk} \end{cases} \quad \text{– Para aço RN} \quad (10.7)$$

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,74 \cdot f_{tk} \\ 0,82 \cdot f_{yk} \end{cases} \quad \text{– Para aço RB} \quad (10.8)$$

Portanto, para o cabo RB, utiliza-se a equação 10.8 apresentada acima, assim verifica-se o menor valor obtido através das equações 10.9 e 10.10.

$$\sigma_{pi} \leq 0,74 \cdot f_{ptk} = 0,74 \cdot 1900 = 1406 \text{ MPa} \quad (10.9)$$

$$\sigma_{pi} \leq 0,82 \cdot f_{pyk} = 0,82 \cdot (0,90 \cdot 1900) = 1402,2 \text{ MPa} \quad (10.10)$$

O menor valor obtido foi através da equação 10.10:

$$\sigma_{pi} = 1402 \text{ MPa}$$

- **Cálculo de σ_{pta}**

Considerando perdas finais de protensão na ordem de 22,8% (sendo 13,48% imediatas e 9,32% progressivas) através da equação 10.11, obtém-se o valor de σ_{pta} :

$$\sigma_{pta} = \sigma_{pi} \cdot (1 - \text{perdas finais}) \rightarrow 1402 \cdot (1 - 0,228) \quad (10.11)$$

$$\sigma_{pta} = 1082 \text{ MPa}$$

Utilizando-se a tabela de Vasconcelos apresentada em Carvalho (2012, p.197), reproduzida de forma parcial na Tabela 19, calcula-se a deformação do aço.

Tabela 19 - Tensão no aço

ϵ ‰	5,25	x	6,794
CP 190	1025	1082	1314

Fonte: Próprio autor (2018)

Interpolando os valores na tabela acima, obtém-se o valor de $x = 5,41$ ou seja:

$$\epsilon_p = 5,41 \text{ ‰}$$

Assim através da equação 10.12 calcula-se o valor da deformação total do aço.

$$\epsilon_t = \epsilon_s + \epsilon_p \rightarrow 10,00 + 5,41 \quad (10.12)$$

$$\epsilon_t = 15,41 \text{ ‰}$$

Assim utiliza-se a tabela de Vasconcelos novamente em Carvalho (2012, p.197), representada abaixo na Tabela 20. Portanto, interpolam-se os valores e, assim, encontra-se a tensão de cálculo.

Tabela 20 - Tensão no aço

$\epsilon \%$	15,00	15,41	17,50
CP 190	1507	x	15,17

Fonte: Próprio autor (2018)

Interpolando os valores na tabela acima, obtém-se o valor de $x = 1508$, ou seja:

$$\sigma_{pd} = 1508 \text{ MPa (tensão de cálculo)}$$

- **Cálculo da área de aço de protensão (A_p)**

Através da equação 10.13 é calculada a área de protensão necessária.

$$A_p = \frac{Md}{kz \cdot d \cdot f_{yd}} \rightarrow \frac{4029,9}{0,9759 \cdot 1,25 \cdot 150,8} \quad (10.13)$$

$$A_p = 21,38 \text{ cm}^2$$

- **Cálculo do número de cabos (n cordoalhas):**

É calculado o número de cabos necessários. Foi adotado cordoalhas CP190RB $\Phi 15,2\text{mm}$, na qual a área é $1,40\text{cm}^2$.

$$n \text{ cordoalhas} = \frac{A_p}{A (\Phi 15,2\text{mm})} \rightarrow \frac{21,38}{1,40} \quad (10.14)$$

$$n \text{ cordoalhas} = 15,27 \rightarrow 16 \text{ cordoalhas}$$

Portanto é necessário 2 cabos contendo 8 cordoalhas de CP190RB $\Phi 15,2\text{mm}$, para atender o estado limite ultimo no tempo infinito ($\text{ELU}_{-t=\infty}$), nas seções S2 e S8.

10.1.2 ELS

Agora são verificadas as condições no estado limite em serviço (ELS). A estrutura estudada é considerada construída em um ambiente cuja classe de agressividade é a III. Neste caso como determina a NBR 6118:2014 através da tabela 13.4 no caso da pós tração utiliza-se a protensão Limitada, mas como já explicado anteriormente, utilizara a protensão completa, para se atender o conceito de seção monolítica, conforme estudado por ROMBACH apud ROCHA (2012).

Com perdas reais já calculadas no exemplo anterior, são calculadas as forças normais de protensão, assim a quantidade de armadura deverá atender as condições de protensão completa como determina a NBR 6118:2014.

No caso da protensão completa exige-se o atendimento simultâneo das tensões no concreto do estado-limite de formação de fissuras (ELS-F) com a combinação de ações rara; e o estado-limite de descompressão (ELS-D) com a combinação de ações frequente de ações:

- **Estado Limite de Serviço De Formação de Fissuras (ELS-F)**

É aquele em que se inicia a abertura de fissuras no concreto. Admite-se que este estado é atingido quando a tensão normal de tração máxima é igual a $f_{ct,f}$ (resistência do concreto à tração na flexão). Para este tipo de verificação (abertura de fissuras) usa-se o valor da resistência inferior de tração. Desta forma, considerando que se tem já a resistência à compressão do concreto os valores a se utilizar são os dados nas equações 10.15 e 10.16:

$$f_{ck,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} \quad (10.15)$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (10.16)$$

Portanto os limites de tensão normal para o estado limite de serviço de formação de fissura (ELS-F), considerando também a compressão excessiva ($0,7 \cdot f_{ck}$), a serem utilizados são dados na equação 10.17:

$$-0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \leq \sigma_{lim} \leq 0,7 \cdot f_{ck} \quad (10.17)$$

$$-2247,0 \frac{kN}{m^2} \leq \sigma_{lim} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

É apresentado nas equações 10.18 e 10.19 as verificações a serem feitas para as bordas inferiores e superiores respectivamente, ambas considerando a combinação rara (ELS-F). Para as tensões de tração é usado o sinal negativo e para tensões de compressão o sinal positivo.

Combinação rara (ELS-F)

Borda inferior

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} \mp \frac{N_p \cdot e}{W_{i,simples}} \pm \frac{M_{g1+g2}}{W_{i,simples}} \pm \frac{M_{g3} + 1 \cdot M_q}{W_{i,composta}} \quad (10.18)$$

Borda superior

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} \mp \frac{N_p \cdot e}{W_{s,simples}} \pm \frac{M_{g1+g2}}{W_{s,simples}} \pm \frac{M_{g3} + 1 \cdot M_q}{W_{s,composta}} \cdot y_k \quad (10.19)$$

- **Estado Limite de Serviço de Descompressão (ELS-D)**

É o estado no qual, em um ou mais pontos da seção transversal, a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da mesma. Os limites a serem considerados é dado pela equação 10.20:

$$0 \leq \sigma_{lim} \leq 0,7 \cdot f_{ck} \quad (10.20)$$

$$0 \frac{kN}{m^2} \leq \sigma_{lim} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

É apresentado nas equações 10.21 e 10.22 as verificações a serem feitas para as bordas inferiores e superiores respectivamente, ambas considerando a

combinação frequente (ELS-D). Para as tensões de tração é usado o sinal negativo e para tensões de compressão o sinal positivo.

Combinação frequente (ELS-D)

Borda inferior

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} \mp \frac{N_p \cdot e}{W_{i,simples}} \pm \frac{M_{g1+g2}}{W_{i,simples}} \pm \frac{M_{g3} + \psi_1 \cdot M_q}{W_{i,composta}} \quad (10.21)$$

Borda superior

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} \mp \frac{N_p \cdot e}{W_{s,simples}} \pm \frac{M_{g1+g2}}{W_{s,simples}} \pm \frac{M_{g3} + \psi_1 \cdot M_q}{W_{s,composta}} \cdot y_k \quad (10.22)$$

Utilizando a NBR 6118:2014 são feitas as combinações de ações prescritas na tabela 11.4 utilizando os coeficientes de ponderações das ações no estado limite de serviço (λf_2), indicados no item 11.7.2 da mesma Norma. Assim, pela NBR 8681:2004, os valores dos fatores de combinação e de redução para as ações variáveis (Ψ), no caso de pontes rodoviárias são:

$\lambda f_2 = \Psi_1 = 0,5$ para combinações frequentes

$\lambda f_2 = \Psi_2 = 0,3$ combinações quase permanentes:

$\lambda f_2 = 1$ Combinações raras

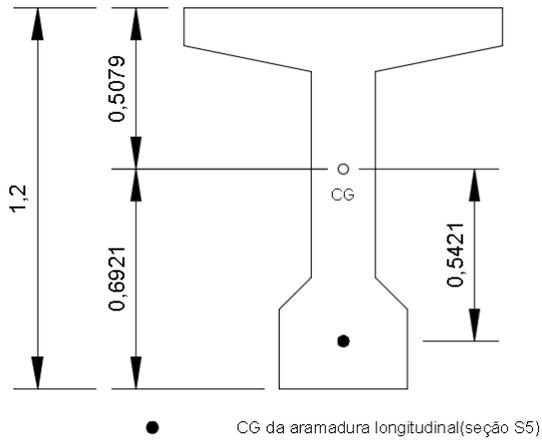
Observação:

Ψ_1 = Fator de redução de combinação frequente para ELS

Ψ_2 = Fator de redução de combinação quase permanente para ELS

Apresenta-se na figura 10.1 a seção simples e na figura 10.2 a seção composta, com seus respectivos dados.

Figura 10.1 - Seção simples

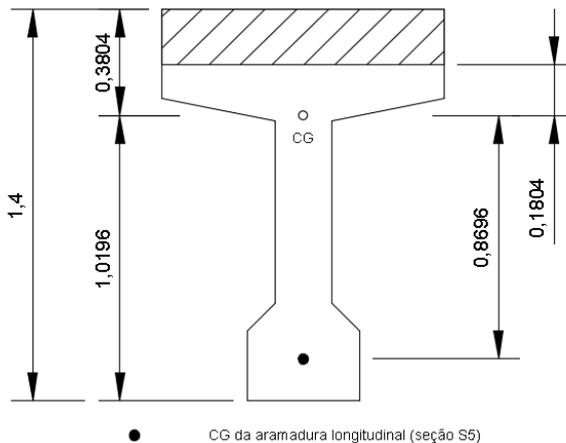


Dados:

- $A = 0,4280 \text{ m}^2$
- $I = 0,0724 \text{ m}^4$
- $y_s \text{ (superior)} = 0,5079 \text{ m}$
- $y_i \text{ (inferior)} = 0,6921 \text{ m}$
- $W_s \text{ (superior)} = 0,1425 \text{ m}^3$
- $W_i \text{ (inferior)} = 0,1046 \text{ m}^3$
- $e = 0,5421$

Fonte: Próprio autor (2018)

Figura 10.2 - Seção composta



Dados:

- $A = 0,9280 \text{ m}^2$
- $I = 0,1593 \text{ m}^4$
- $y_s \text{ (superior)} = 0,3804 \text{ m}$
- $y_i \text{ (inferior)} = 1,0196 \text{ m}$
- $W_s \text{ (superior)} = 0,41884 \text{ m}^3$
- $W_i \text{ (inferior)} = 0,1562 \text{ m}^3$
- $e = 0,1804$

Fonte: Próprio autor (2018)

• **Esforços solicitantes da viga V2**

Na tabela 21 são apresentados os esforços solicitantes (m_{g1} , m_{g2} e m_{g3}) da viga V2.

Tabela 21 - Esforços solicitantes (M_{g1} , M_{g2} e M_{g3}) nas Seções

Seção	M_{g1} (KN.m)	M_{g2} (KN.m)	M_{g3} (KN.m)
S1	274,9	290,4	237,3
S2	488,8	516,3	421,9
S3	641,5	677,6	553,8
S4	733,2	774,5	632,9
S5	763,7	806,7	659,3

Fonte: Próprio autor (2018)

Na tabela 22 são apresentados os esforços de momentos máximos e mínimos referentes à carga móvel ($M_{qmáx}$ e M_{qmin}).

Tabela 22 - Esforços máximos e mínimos da carga móvel

Seção	Momento fletor	
	Máximo kN.m	Mínimo kN.m
S0	0	0
S1	797,50	0
S2	1402,30	0
S3	1823,40	0
S4	2089,20	0
S5	2181,10	0

Fonte: Próprio autor (2018)

Com perdas finais calculadas em 22,8% e $\sigma_{pta} = 1082 \text{ MPa}$, calculam-se os limites de força normal de protensão, através da equação 10.23.

$$NP = n \text{ cordoalhas} \cdot \text{área } \phi 15,2\text{mm} \cdot \sigma_{pt} = 0 \quad (10.23)$$

Através da equação 10.23, inserindo seus respectivo numero de cabos, calcula-se os limites da força de prontenção para as seções S1, S2, S8 e S9.

$$16 \cdot 1,40 \times 10^{-4} \cdot 1082000 \rightarrow N_p = 2424,8 \text{ KN}$$

Através da equação 10.23, inserindo seus respectivo numero de cabos, calcula-se os limites da força de prontenção para as seções S3, S4, S5, S6 e S7.

$$21 \cdot 1,40 \times 10^{-4} \cdot 1082000 \rightarrow N_p = 3182,6 \text{ KN}$$

10.1.2.1 Cálculo e detalhamento do feixe limite

"Feixe limite, por definição é a região da seção transversal que o centro da aplicação da força de protensão deve estar para que as condições de fissuração estejam atendidas."(CARVALHO, 2012).

$$\text{Convenções: } \left\{ \begin{array}{l} \geq \text{Apontaparabaixo} \\ \leq \text{Apontaparacima} \\ - \text{Acimadalinhaneutra} \\ + \text{Abaixodalinhaneutra} \end{array} \right\}$$

Para a seção S0 os cabos saem do cg da seção.

- **Seção S5**

Cálculo do ELS-F (Combinação rara)

Borda inferior M_{qmax}

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} + \frac{3182,6 \cdot e}{0,1046} - \frac{763,74 + 806,73}{0,1046} - \frac{659,27 + 1 \cdot 2181,10}{0,1562} \geq -2247 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq 0,7729m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} + \frac{3182,6 \cdot e}{0,1046} - \frac{763,74 + 806,73}{0,1046} - \frac{659,27 + 1 \cdot 2181,10}{0,1562} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 1,6519m$$

Borda inferior M_{qmin}

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} + \frac{3182,6 \cdot e}{0,1046} - \frac{763,74+806,73}{0,1046} - \frac{659,27+1 \cdot 0}{0,1562} \geq -2247 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq 0,3139m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} + \frac{3182,6 \cdot e}{0,1046} - \frac{763,74+806,73}{0,1046} - \frac{659,27+1 \cdot 0}{0,1562} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 1,1930m$$

Borda superior M_{qmax}

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} - \frac{3182,6 \cdot e}{0,1425} + \frac{763,74+806,73}{0,1425} + \frac{659,27+1 \cdot 2181,10}{0,4188} \cdot 0,1804 \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq -0,2158m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} - \frac{3182,6 \cdot e}{0,1425} + \frac{763,74+806,73}{0,1425} + \frac{659,27+1 \cdot 2181,10}{0,4188} \cdot 0,1804 \geq -2247 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 0,9818$$

Borda superior M_{qmin}

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} - \frac{3182,6 \cdot e}{0,1425} + \frac{763,74+806,73}{0,1425} + \frac{659,27+1 \cdot 0}{0,4188} \cdot 0,1804 \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq -0,2579m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} - \frac{3182,6 \cdot e}{0,1425} + \frac{763,74+806,73}{0,1425} + \frac{659,27+1 \cdot 0}{0,4188} \cdot 0,1804 \geq -2247 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 0,9397m$$

Cálculo do ELS-D (Combinação frequente)

Borda inferior M_{qmax}

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} + \frac{3182,6 \cdot e}{0,1046} - \frac{763,74+806,73}{0,1046} - \frac{659,27+0,5 \cdot 2181,10}{0,1562} \geq 0 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq 0,6172m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} + \frac{3182,6 \cdot e}{0,1046} - \frac{763,74+806,73}{0,1046} - \frac{659,27+0,5 \cdot 2181,10}{0,1562} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 1,4225m$$

Borda inferior M_{qmin} ,

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} + \frac{3182,6 \cdot e}{0,1046} - \frac{763,74+806,73}{0,1046} - \frac{659,27+0,5 \cdot 0}{0,1562} \geq 0 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq 0,3878m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} + \frac{3182,6 \cdot e}{0,1046} - \frac{763,74+806,73}{0,1046} - \frac{659,27+0,5 \cdot 0}{0,1562} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 1,1930m$$

Borda superior M_{qmax}

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} - \frac{3182,6 \cdot e}{0,1425} + \frac{763,74+806,73}{0,1425} + \frac{659,27+0,5 \cdot 2181,10}{0,4188} \cdot 0,1804 \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq -0,2368m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} - \frac{3182,6 \cdot e}{0,1425} + \frac{763,74+806,73}{0,1425} + \frac{659,27+0,5 \cdot 2181,10}{0,4188} \cdot 0,1804 \geq 0 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 0,8601m$$

Borda superior M_{qmin}

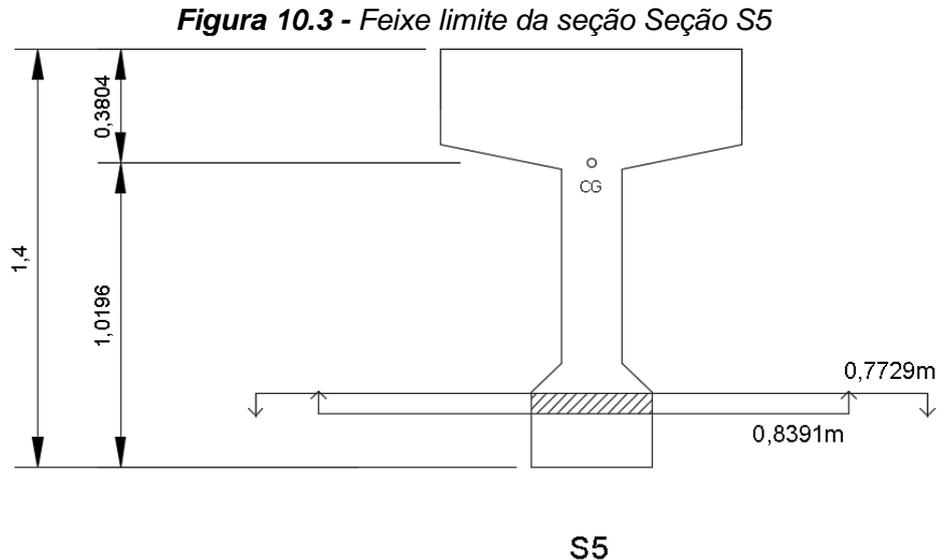
$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} - \frac{3182,6 \cdot e}{0,1425} + \frac{763,74+806,73}{0,1425} + \frac{659,27+0,5 \cdot 0}{0,4188} \cdot 0,1804 \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq -0,2579m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} - \frac{3182,6 \cdot e}{0,1425} + \frac{763,74+806,73}{0,1425} + \frac{659,27+0,5 \cdot 0}{0,4188} \cdot 0,1804 \geq 0 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 0,839 \text{ m}$$

A figura 10.3 ilustra a posição do feixe limite calculado para a seção S5.



Fonte: Próprio autor (2018)

- **Seção S4**

Cálculo do ELS-F (Combinação rara)

Borda inferior M_{qmax}

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} + \frac{3182,6 \cdot e}{0,1046} - \frac{733,2 + 774,5}{0,1046} - \frac{632,9 + 1 \cdot 2089,20}{0,1562} \geq -2247 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq 0,7282 \text{ m}$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} + \frac{3182,6 \cdot e}{0,1046} - \frac{733,2 + 774,5}{0,1046} - \frac{632,9 + 1 \cdot 2089,20}{0,1562} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 1,6073 \text{ m}$$

Borda inferior M_{qmin}

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} + \frac{3182,6 \cdot e}{0,1046} - \frac{733,2 + 774,5}{0,1046} - \frac{632,9 + 1 \cdot 0}{0,1562} \geq -2247 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq 0,2887 \text{ m}$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} + \frac{3182,6 \cdot e}{0,1046} - \frac{733,2 + 774,5}{0,1046} - \frac{632,9 + 1 \cdot 0}{0,1562} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 1,1677m$$

Borda superior M_{qmax}

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} - \frac{3182,6 \cdot e}{0,1425} + \frac{733,2 + 774,5}{0,1425} + \frac{632,9 + 1 \cdot 2089,20}{0,4188} \cdot 0,1804 \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq -0,2378m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} - \frac{3182,6 \cdot e}{0,1425} + \frac{733,2 + 774,5}{0,1425} + \frac{632,9 + 1 \cdot 2089,20}{0,4188} \cdot 0,1804 \geq -2247 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 0,9598$$

Borda superior M_{qmin}

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} - \frac{3182,6 \cdot e}{0,1425} + \frac{733,2 + 774,5}{0,1425} + \frac{632,9 + 1 \cdot 0}{0,4188} \cdot 0,1804 \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq -0,2781m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} - \frac{3182,6 \cdot e}{0,1425} + \frac{733,2 + 774,5}{0,1425} + \frac{632,9 + 1 \cdot 0}{0,4188} \cdot 0,1804 \geq -2247 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 0,9195m$$

Cálculo do ELS-D (Combinação frequente)

Borda inferior M_{qmax}

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} + \frac{3182,6 \cdot e}{0,1046} - \frac{733,2 + 774,5}{0,1046} - \frac{632,9 + 0,5 \cdot 2089,20}{0,1562} \geq 0 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq 0,5823m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} + \frac{3182,6 \cdot e}{0,1046} - \frac{733,2 + 774,5}{0,1046} - \frac{632,9 + 0,5 \cdot 2089,20}{0,1562} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 1,3875m$$

Borda inferior M_{qmin}

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} + \frac{3182,6 \cdot e}{0,1046} - \frac{733,2+774,5}{0,1046} - \frac{632,9+0,5 \cdot 0}{0,1562} \geq 0 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq 0,3625m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} + \frac{3182,6 \cdot e}{0,1046} - \frac{733,2+774,5}{0,1046} - \frac{632,9+0,5 \cdot 0}{0,1562} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 1,1677m$$

Borda superior M_{qmax}

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} - \frac{3182,6 \cdot e}{0,1425} + \frac{733,2+774,5}{0,1425} + \frac{632,9+0,5 \cdot 2089,20}{0,4188} \cdot 0,1804 \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq -0,2580m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} - \frac{3182,6 \cdot e}{0,1425} + \frac{733,2+774,5}{0,1425} + \frac{632,9+0,5 \cdot 2089,20}{0,4188} \cdot 0,1804 \geq 0 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 0,8390m$$

Borda superior M_{qmin}

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} - \frac{3182,6 \cdot e}{0,1425} + \frac{733,2+774,5}{0,1425} + \frac{632,9+0,5 \cdot 0}{0,4188} \cdot 0,1804 \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

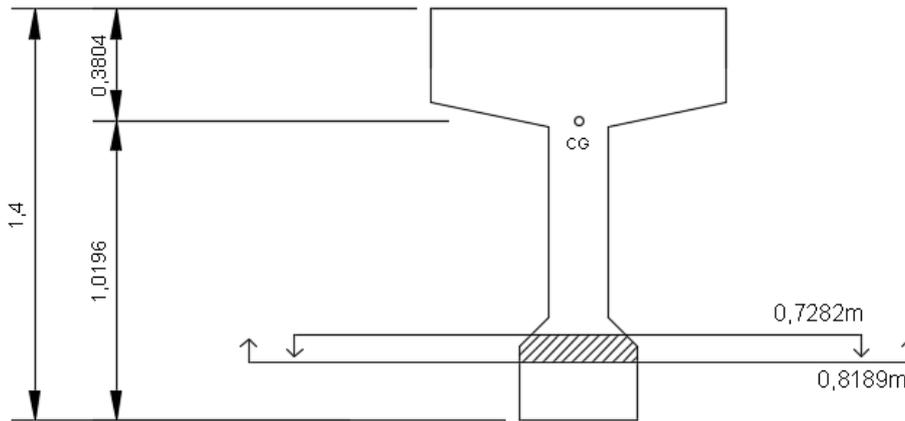
$$e \geq -0,2781m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} - \frac{3182,6 \cdot e}{0,1425} + \frac{733,2+774,5}{0,1425} + \frac{632,9+0,5 \cdot 0}{0,4188} \cdot 0,1804 \geq 0 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 0,8189m$$

A figura 10.4 ilustra a posição do feixe limite calculado para a seção S4.

Figura 10.4 - Feixe limite da seção Seção S4



S4

Fonte: Próprio autor (2018)

- **Seção S3**

Cálculo do ELS-F (Combinação rara)

Borda inferior M_{qmax}

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} + \frac{3182,6 \cdot e}{0,1046} - \frac{641,5 + 677,6}{0,1046} - \frac{553,8 + 1 \cdot 1823,40}{0,1562} \geq -2247 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq 0,5964m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} + \frac{3182,6 \cdot e}{0,1046} - \frac{641,5 + 677,6}{0,1046} - \frac{553,8 + 1 \cdot 1823,40}{0,1562} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 1,4755m$$

Borda inferior M_{qmin}

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} + \frac{3182,6 \cdot e}{0,1046} - \frac{641,5 + 677,6}{0,1046} - \frac{553,8 + 1 \cdot 0}{0,1562} \geq -2247 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq 0,2128m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} + \frac{3182,6 \cdot e}{0,1046} - \frac{641,5 + 677,6}{0,1046} - \frac{553,8 + 1 \cdot 0}{0,1562} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 1,0918m$$

Borda superior M_{qmax}

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} - \frac{3182,6 \cdot e}{0,1425} + \frac{641,5 + 677,6}{0,1425} + \frac{553,8 + 1 \cdot 1823,40}{0,4188} \cdot 0,1804 \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq -0,3037m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} - \frac{3182,6 \cdot e}{0,1425} + \frac{641,5 + 677,6}{0,1425} + \frac{553,8 + 1 \cdot 1823,40}{0,4188} \cdot 0,1804 \geq -2247 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 0,8939m$$

Borda superior M_{qmin}

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} - \frac{3182,6 \cdot e}{0,1425} + \frac{641,5 + 677,6}{0,1425} + \frac{553,8 + 1 \cdot 0}{0,4188} \cdot 0,1804 \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq -0,3389m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} - \frac{3182,6 \cdot e}{0,1425} + \frac{641,5 + 677,6}{0,1425} + \frac{553,8 + 1 \cdot 0}{0,4188} \cdot 0,1804 \geq -2247 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 0,8587m$$

Cálculo do ELS-D (Combinação frequente)

Borda inferior M_{qmax}

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} + \frac{3182,6 \cdot e}{0,1046} - \frac{641,5 + 677,6}{0,1046} - \frac{553,8 + 0,5 \cdot 1823,40}{0,1562} \geq 0 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq 0,4784m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} + \frac{3182,6 \cdot e}{0,1046} - \frac{641,5 + 677,6}{0,1046} - \frac{553,8 + 0,5 \cdot 1823,40}{0,1562} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 1,2837m$$

Borda inferior M_{qmin}

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} + \frac{3182,6 \cdot e}{0,1046} - \frac{641,5 + 677,6}{0,1046} - \frac{553,8 + 0,5 \cdot 0}{0,1562} \geq 0 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq 0,2866m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} + \frac{3182,6 \cdot e}{0,1046} - \frac{641,5 + 677,6}{0,1046} - \frac{553,8 + 0,5 \cdot 0}{0,1562} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 1,0918m$$

Borda superior M_{qmax}

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} - \frac{3182,6 \cdot e}{0,1425} + \frac{641,5 + 677,6}{0,1425} + \frac{553,8 + 0,5 \cdot 1823,40}{0,4188} \cdot 0,1804 \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq -0,3213m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} - \frac{3182,6 \cdot e}{0,1425} + \frac{641,5 + 677,6}{0,1425} + \frac{553,8 + 0,5 \cdot 1823,40}{0,4188} \cdot 0,1804 \geq 0 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 0,7757m$$

Borda superior M_{qmin}

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} - \frac{3182,6 \cdot e}{0,1425} + \frac{641,5 + 677,6}{0,1425} + \frac{553,8 + 0,5 \cdot 0}{0,4188} \cdot 0,1804 \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

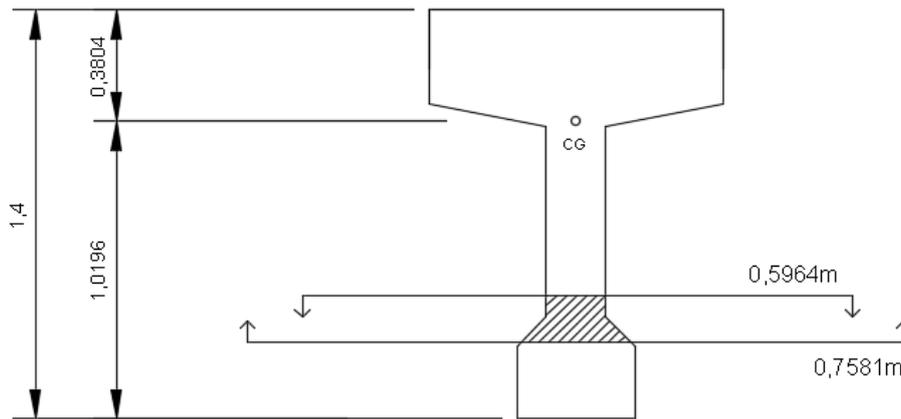
$$e \geq -0,3389m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{3182,6}{0,428} - \frac{3182,6 \cdot e}{0,1425} + \frac{641,5 + 677,6}{0,1425} + \frac{553,8 + 0,5 \cdot 0}{0,4188} \cdot 0,1804 \geq 0 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 0,7581m$$

A figura 10.5 ilustra a posição do feixe limite calculado para a seção S3.

Figura 10.5 - Feixe limite da seção Seção S3



S3

Fonte: Próprio autor (2018)

- **Seção S2**

Cálculo do ELS-F (Combinação rara)

Borda inferior $M_{q\text{máx}}$

$$\sigma_{i,s} = \frac{2424,8}{0,428} + \frac{2424,8 \cdot e}{0,1046} - \frac{488,8 + 516,3}{0,1046} - \frac{421,9 + 1 \cdot 1402,30}{0,1562} \geq -2247 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq 0,5770m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{2424,8}{0,428} + \frac{2424,8e}{0,1046} - \frac{488,8 + 516,3}{0,1046} - \frac{421,9 + 1 \cdot 1402,30}{0,1562} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 1,7308m$$

Borda inferior $M_{q\text{min}}$

$$\sigma_{i,s} = \frac{2424,8}{0,428} + \frac{2424,8 \cdot e}{0,1046} - \frac{488,8 + 516,3}{0,1046} - \frac{421,9 + 1 \cdot 0}{0,1562} \geq -2247 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq 0,1897m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{2424,8}{0,428} + \frac{2424,8 \cdot e}{0,1046} - \frac{488,8 + 516,3}{0,1046} - \frac{421,9 + 1 \cdot 0}{0,1562} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 1,3435m$$

Borda superior $M_{q\text{máx}}$

$$\sigma_{i,s} = \frac{2424,8}{0,428} - \frac{2424,8 \cdot e}{0,1425} + \frac{488,8 + 516,3}{0,1425} + \frac{421,9 + 1 \cdot 1402,30}{0,4188} \cdot 0,1804 \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq -0,6462m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{2424,8}{0,428} - \frac{2424,8 \cdot e}{0,1425} + \frac{488,8 + 516,3}{0,1425} + \frac{421,9 + 1 \cdot 1402,30}{0,4188} \cdot 0,1804 \geq -2247 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 0,9257m$$

Borda superior $M_{q\text{min}}$

$$\sigma_{i,s} = \frac{2424,8}{0,428} - \frac{2424,8 \cdot e}{0,1425} + \frac{488,8 + 516,3}{0,1425} + \frac{421,9 + 1 \cdot 0}{0,4188} \cdot 0,1804 \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq -0,6817m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{2424,8}{0,428} - \frac{2424,8 \cdot e}{0,1425} + \frac{488,8 + 516,3}{0,1425} + \frac{421,9 + 1 \cdot 0}{0,4188} \cdot 0,1804 \geq -2247 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 0,8902m$$

Cálculo do ELS-D (Combinação frequente)

Borda inferior $M_{q\text{máx}}$

$$\sigma_{i,s} = \frac{2424,8}{0,428} + \frac{2424,8 \cdot e}{0,1046} - \frac{488,8 + 516,3}{0,1046} - \frac{421,9 + 0,5 \cdot 1402,30}{0,1562} \geq 0 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq 0,4803m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{2424,8}{0,428} + \frac{2424,8 \cdot e}{0,1046} - \frac{488,8 + 516,3}{0,1046} - \frac{421,9 + 0,5 \cdot 1402,30}{0,1562} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 1,5371m$$

Borda inferior $M_{q\text{min}}$

$$\sigma_{i,s} = \frac{2424,8}{0,428} + \frac{2424,8 \cdot e}{0,1046} - \frac{488,8 + 516,3}{0,1046} - \frac{421,9 + 0,5 \cdot 0}{0,1562} \geq 0 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq 0,2866m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{2424,8}{0,428} + \frac{2424,8 \cdot e}{0,1046} - \frac{488,8 + 516,3}{0,1046} - \frac{421,9 + 0,5 \cdot 0}{0,1562} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 1,3435m$$

Borda superior M_{qmax}

$$\sigma_{i,s} = \frac{2424,8}{0,428} - \frac{2424,8 \cdot e}{0,1425} + \frac{488,8 + 516,3}{0,1425} + \frac{421,9 + 0,5 \cdot 1402,30}{0,4188} \cdot 0,1804 \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq -0,6639m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{2424,8}{0,428} - \frac{2424,8 \cdot e}{0,1425} + \frac{488,8 + 516,3}{0,1425} + \frac{421,9 + 0,5 \cdot 1402,30}{0,4188} \cdot 0,1804 \geq 0 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 0,7759m$$

Borda superior M_{qmin}

$$\sigma_{i,s} = \frac{2424,8}{0,428} - \frac{2424,8 \cdot e}{0,1425} + \frac{488,8 + 516,3}{0,1425} + \frac{421,9 + 0,5 \cdot 0}{0,4188} \cdot 0,1804 \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

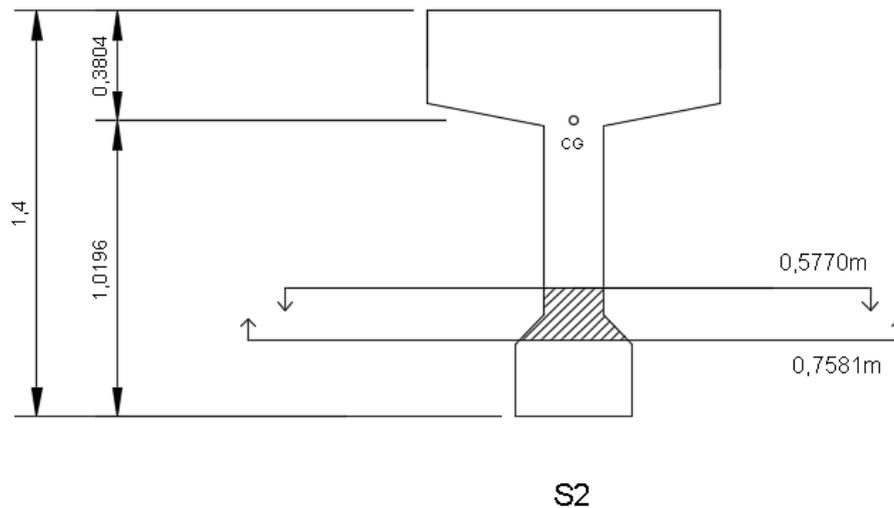
$$e \geq -0,6817m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{2424,8}{0,428} - \frac{2424,8 \cdot e}{0,1425} + \frac{488,8 + 516,3}{0,1425} + \frac{421,9 + 0,5 \cdot 0}{0,4188} \cdot 0,1804 \geq 0 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 0,7581m$$

A figura 10.6 ilustra a posição do feixe limite calculado para a seção S2.

Figura 10.6 - Feixe limite da seção Seção S2



Fonte: Próprio autor (2018)

- **Seção S1**

Cálculo do ELS-F (Combinação rara)

Borda inferior $M_{q\text{máx}}$

$$\sigma_{i,s} = \frac{2424,8}{0,428} + \frac{2424,8 \cdot e}{0,1046} - \frac{274,9 + 290,4}{0,1046} - \frac{237,3 + 1 \cdot 797,50}{0,1562} \geq -2247 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq 0,1776m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{2424,8}{0,428} + \frac{2424,8 \cdot e}{0,1046} - \frac{274,9 + 290,4}{0,1046} - \frac{237,3 + 1 \cdot 797,50}{0,1562} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 1,3314m$$

Borda inferior $M_{q\text{min}}$

$$\sigma_{i,s} = \frac{2424,8}{0,428} + \frac{2424,8 \cdot e}{0,1046} - \frac{274,9 + 290,4}{0,1046} - \frac{237,3 + 1 \cdot 0}{0,1562} \geq -2247 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq 0,0426m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{2424,8}{0,428} + \frac{2424,8 \cdot e}{0,1046} - \frac{274,9 + 290,4}{0,1046} - \frac{237,3 + 1 \cdot 0}{0,1562} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 1,1111m$$

Borda superior $M_{q\text{máx}}$

$$\sigma_{i,s} = \frac{2424,8}{0,428} - \frac{2424,8 \cdot e}{0,1425} + \frac{274,9 + 290,4}{0,1425} + \frac{237,3 + 1 \cdot 797,50}{0,4188} \cdot 0,1804 \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq -0,8475m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{2424,8}{0,428} - \frac{2424,8 \cdot e}{0,1425} + \frac{274,9 + 290,4}{0,1425} + \frac{237,3 + 1 \cdot 797,50}{0,4188} \cdot 0,1804 \geq -2247 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 0,7243m$$

Borda superior $M_{q\text{min}}$

$$\sigma_{i,s} = \frac{2424,8}{0,428} - \frac{2424,8 \cdot e}{0,1425} + \frac{274,9 + 290,4}{0,1425} + \frac{237,3 + 1 \cdot 0}{0,4188} \cdot 0,1804 \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq -0,8677m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{2424,8}{0,428} - \frac{2424,8 \cdot e}{0,1425} + \frac{274,9 + 290,4}{0,1425} + \frac{237,3 + 1 \cdot 0}{0,4188} \cdot 0,1804 \geq -2247 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 0,7041m$$

Cálculo do ELS-D (Combinação frequente)

Borda inferior $M_{q\text{máx}}$

$$\sigma_{i,s} = \frac{2424,8}{0,428} + \frac{2424,8 \cdot e}{0,1046} - \frac{274,9 + 290,4}{0,1046} - \frac{237,3 + 0,5 \cdot 797,50}{0,1562} \geq 0 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq 0,1644m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{2424,8}{0,428} + \frac{2424,8 \cdot e}{0,1046} - \frac{274,9 + 290,4}{0,1046} - \frac{237,3 + 0,5 \cdot 797,50}{0,1562} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 1,2213m$$

Borda inferior $M_{q\text{min}}$

$$\sigma_{i,s} = \frac{2424,8}{0,428} + \frac{2424,8 \cdot e}{0,1046} - \frac{274,9 + 290,4}{0,1046} - \frac{237,3 + 0,5 \cdot 0}{0,1562} \geq 0 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq 0,0543m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{2424,8}{0,428} + \frac{2424,8 \cdot e}{0,1046} - \frac{274,9 + 290,4}{0,1046} - \frac{237,3 + 0,5 \cdot 0}{0,1562} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 1,1111m$$

Borda superior M_{qmax}

$$\sigma_{i,s} = \frac{2424,8}{0,428} - \frac{2424,8 \cdot e}{0,1425} + \frac{274,9 + 290,4}{0,1425} + \frac{237,3 + 0,5 \cdot 797,50}{0,4188} \cdot 0,1804 \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \geq -0,8576m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{2424,8}{0,428} - \frac{2424,8 \cdot e}{0,1425} + \frac{274,9 + 290,4}{0,1425} + \frac{237,3 + 0,5 \cdot 797,50}{0,4188} \cdot 0,1804 \geq 0 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 0,5822m$$

Borda superior M_{qmin}

$$\sigma_{i,s} = \frac{2424,8}{0,428} - \frac{2424,8 \cdot e}{0,1425} + \frac{274,9 + 290,4}{0,1425} + \frac{237,3 + 0,5 \cdot 0}{0,4188} \cdot 0,1804 \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

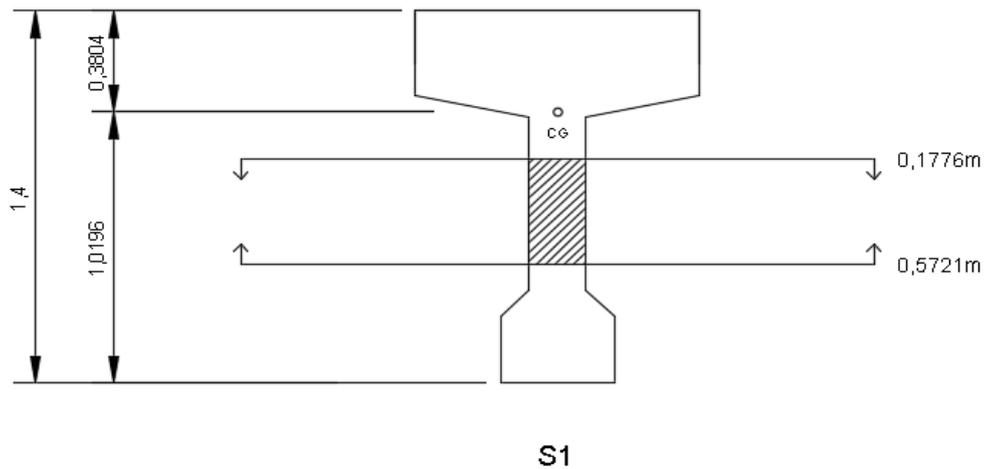
$$e \leq -0,8677m$$

$$\sigma_{i,s} = \frac{2424,8}{0,428} - \frac{2424,8 \cdot e}{0,1425} + \frac{274,9 + 290,4}{0,1425} + \frac{237,3 + 0,5 \cdot 0}{0,4188} \cdot 0,1804 \geq 0 \frac{kN}{m^2}$$

$$e \leq 0,5721m$$

A figura 10.7 ilustra a posição do feixe limite calculado para a seção S1.

Figura 10.7 - Feixe limite da seção Seção S1

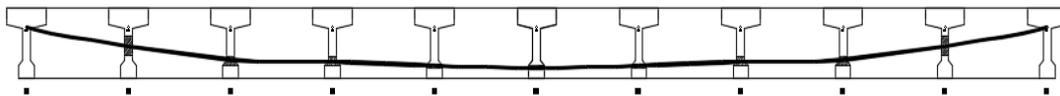


Fonte: Próprio autor (2018)

- **Traçado longitudinal dos cabos de protensão**

Na Figura 10.8 é apresentado o detalhamento longitudinal dos cabos na viga V2, atendendo os ELS .

Figura 10.8 - Traçado longitudinal dos cabos de protensão



Fonte: Próprio autor (2018)

10.1.3 ELU - $t=zero$ (Estado limite ultimo no tempo zero)

É feito a verificação do Estado Limite Ultimo no tempo zero, ou também chamado “Ato da protensão”. É feito através da equação 10.26 a verificação na seção do meio.

$$\sigma = \frac{NP}{AC} \pm \frac{NP \cdot e}{wsimples} \pm \frac{(mg1)}{wsimples} \quad (10.26)$$

e = Variável para cada seção a ser verificada

- **Generalidades segundo o item 17.2.4.3.1 da NBR 6118:2014:**

Para esta verificação, admitem-se os seguintes valores para os coeficientes de ponderação, com as cargas que efetivamente atuarem nessa ocasião:

$$\gamma_c = 1,2$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\gamma_p = 1,0 \text{ (na pré-tração)}$$

$$\gamma_p = 1,1 \text{ (na pós-tração)}$$

$$\gamma_f = 1,0 \text{ (para ações desfavoráveis)}$$

$$\gamma_f = 0,9 \text{ (para ações favoráveis)}$$

- **Cálculo dos limites de tensões**

Na pós-tração, diferentemente da pré-tração, a resistência do concreto considerada para se fazer esta verificação, é a resistência final, ou seja, usa-se o f_{ck} de projeto e não f_{cj} como é utilizado na pré-tração. Assim calculam-se os limites de tensão através da equação 10.27.

$$-1,2 \cdot f_{ctm} \leq \sigma_{lim} \leq 0,7 \cdot f_{ck} \quad (10.27)$$

$$-0,2 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \leq \sigma_{lim} \leq 0,7 \cdot f_{ck}$$

$$-0,2 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{35^2} \leq \sigma_{lim} \leq 0,7 \cdot 35$$

$$-3852 \frac{kN}{m^2} \leq \sigma_{lim} \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

- **Verificação na seção S5**

Utilizando a equação 10.28 é feito a verificação da borda superior e em seguida a borda inferior ambos na seção S5. A primeira equação verifica-se os limites de resistência a tração e a segunda equação com o limite de resistência a compressão do concreto:

$$\sigma_s = \frac{NP.1,1}{AC} \pm \frac{NP.1,1 \cdot e}{wsimples} \pm \frac{(mg1 S5)}{wsimples} \quad (10.28)$$

▪ **Borda superior**

$$\frac{Np.1,1}{0,428} - \frac{Np.1,1 \cdot 0,5421}{0,1425} + \frac{763,74}{0,1425} \geq -3852 \frac{KN}{M^2} \rightarrow Np \leq 5705,40 \text{ KN}$$

$$\frac{Np.1,1}{0,428} - \frac{Np.1,1 \cdot 0,5421}{0,1425} + \frac{763,74}{0,1425} \leq 24500 \frac{KN}{M^2} \rightarrow Np \geq - 11854,55 \text{ KN}$$

▪ **Borda inferior**

$$\frac{Np.1,1}{0,428} + \frac{Np.1,1 \cdot 0,5421}{0,1046} - \frac{763,74}{0,1046} \geq -3852 \frac{KN}{M^2} \rightarrow Np \geq 417,06 \text{ KN}$$

$$\frac{Np.1,1}{0,428} + \frac{Np.1,1 \cdot 0,5421}{0,1046} - \frac{763,74}{0,1046} \leq 24500 \frac{KN}{M^2} \rightarrow Np \leq 3844,96 \text{ KN}$$

Portanto os limites para atender o ELU - t = zero;

○ **Meio do vão**

$$417,06 \text{ KN} \leq \sigma_{lim} \leq 3844,96 \text{ KN}$$

O valor de 417,06 kN significa que é necessário a utilização de cordoalhas para atender os quesitos de tração no concreto.

Com as perdas iniciais reais em 13,50% calcula-se através da equação 10.29:

$$\sigma_{pt=0} = \sigma_{pti} \cdot (1 - \text{perdas iniciais}) \quad (10.29)$$

$$\sigma_{pt=0} = 1402,2 \cdot (1 - 0,135) \rightarrow \sigma_{pt=0} = 1212,90 \text{ MPa}$$

Calculada a tensão máxima no ato da protensão no valor de 1212,90Mpa, calcula-se através da equação 10.30 as quantidades mínimas e máximas de cordoalhas.

$$NP = N^{\circ} \text{ cordoalhas} \cdot \text{área } \phi 15,2mm \cdot \sigma_{pt=0} \quad (10.30)$$

$$417,06 = 1,40 \times 10^{-4} \cdot 1212900 \rightarrow 2,46 \text{ cordoalhas } \Phi 15,2\text{mm CP190}$$

$$3844,96 = 1,40 \times 10^{-4} \cdot 1212900 \rightarrow 22,64 \text{ cordoalhas } \Phi 15,2\text{mm CP190}$$

No meio do vão é necessário o intervalo de 3 a 22 cordoalhas para atender os quesitos de tensão no ato da protensão.

10.2 VERIFICAÇÕES COMPLEMENTARES

Nesta etapa é feito o cálculo de armadura complementar, armadura mínima considerando a viga no 1º estágio (Vigas em segmentos sem protensão) e verificação de armadura mínima para as mesmas. Assim também, é verificado o momento fissuração da viga.

10.2.1 Cálculo da armadura complementar

Cálculo de armadura passiva para complementar as armaduras de protensão, atendendo o ELU - $t = \alpha$.

Dados:

$$A_p = 22 \cdot 1,4 \text{ cm}^2$$

$$K_z = 0,962$$

$$d = 1,25\text{m}$$

$$f_{yd} = 150,8 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_d = 6281,75 \text{ kN.m}$$

Foi utilizado na viga 22 cordoalhas de 15,2mm CP190 RB. Portanto,
 $22 \cdot 1,40 = 29,40\text{cm}^2$.

Através da equação 10.31, verifica-se a quantidade necessária de armadura passiva, para complementar as de protensão na qual é necessário para atender o ELU - $t = \alpha$.

$$A_p \cdot \sigma_{pd} \cdot A_s \cdot f_{yd} = \frac{m \cdot d}{K_z \cdot d} \quad (10.31)$$

$$22 \cdot 1,40 \times 10^{-4} \cdot 1508500 + A_s \cdot \frac{500000}{1,15} = \frac{6281,75}{0,962 \cdot 1,25}$$

$$A_s = 0,000997 \text{ m}^2 \rightarrow A_s = 9,97 \text{ cm}^2$$

A quantidade necessária de armadura passiva para complementar o ELU-
 $t=\alpha = 9,97 \text{ cm}^2$ (2 Φ 25mm CA-50).

10.2.2 Cálculo de armadura

Nesta etapa, é apenas calculado armadura para as peças segmentadas, isto é, na situação inicial, na qual é fabricada e transportada até o local da obra. Nesta fase o único esforço solicitante na qual é dimensionada a armadura, é de peso próprio do elemento.

Assim como já conhecido o valor do peso próprio por metro linear, apenas calcularemos para o tamanho de cada segmento.

Depois de calculada as armaduras mínimas necessárias é verificada se a mínima de norma atende as dimensionadas para cada segmento. Em seguida é verificado o cálculo do momento de fissuração, isto é, é verificado se na fase transitória entre a fabricação, transporte e até a montagem, os elementos não abram fissuras mediante ao peso próprio. Para os devidos calculos e verificações, serão utilizados os conceitos apresentados por Carvalho (2013).

10.2.2.1 Cálculo de armadura passiva

Cálculo de armadura passiva para as vigas segmentadas para o primeiro estágio (Fabricação-seção simples).

Dados:

$$\frac{x}{d} = 0,45$$

Concreto = 30 Mpa

Aço = CA 50

d = 1,15m

Será calculado através da equação 10.32 a quantidade de armadura passiva para o segmento:

$$A_s = \frac{M_d}{z \cdot f_{yd}} \rightarrow A_s = \frac{M_d}{(d - 0,4 \cdot 0,45 \cdot d) \cdot f_{yd}} \quad (10.32)$$

- **Segmento do meio do vão**

$$M_d = 1,4 \cdot 267,04$$

$$M_d = 373,86 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{373,86}{(1,15 - 0,4 \cdot 0,45 \cdot 1,15) \cdot \frac{50}{1,15}}$$

$$A_s = 9,12 \text{ cm}^2$$

- **Segmentos das extremidades**

$$M_d = 1,4 \cdot 30,55$$

$$M_d = 42,77 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{42,77}{(1,15 - 0,4 \cdot 0,45 \cdot 1,15) \cdot \frac{50}{1,15}}$$

$$A_s = 1,04 \text{ cm}^2$$

10.2.2.2 Verificação de armadura mínima

Segundo o item 17.3.5.1 da NBR6118:2014:

“A ruptura frágil das seções transversais, quando da formação da primeira fissura, deve ser evitada considerando-se, para o cálculo das armaduras, um momento mínimo dado pelo valor correspondente ao que produziria a ruptura da seção de concreto simples, supondo que a resistência a tração do concreto seja dada por $f_{ctk,sup}$ devendo também obedecer as condições relativas ao controle da abertura de fissura dados em 17.3.3. A especificação de valores máximos para as armaduras decorre da necessidade de se assegurar condições de ductilidade e de se respeitadas o campo de validade dos ensaios que deram origem as prescrições de funcionamento do conjunto aço-concreto (ABNT, 2014).”

Pela tabela 17.3 da NBR 6118:2014, para concreto $f_{ck} = 30\text{MPa}$, tem-se o valor de $\delta_{min} = 0,150\%$.

Através da equação 10.33, calcula-se a quantidade mínima necessária de armadura passiva na viga.

$$\delta_{min} = \frac{A_{s,min}}{A_c} \quad (10.33)$$

$$\delta_{min} = \frac{0,150}{100} \cdot (4280)$$

$$A_{s,min} = 6,42 \text{ cm}^2$$

Portanto para as vigas da extremidade, a quantidade de aço a ser utilizada é a dimensionada pela armadura mínima exigida pelo item 17.3 da NBR:6118:2014 a quantidade calculada em $6,42\text{cm}^2$ ou $8 \phi 10 \text{ mm CA-50}$, pois essa é maior que a necessária para suportar o momento referente ao peso próprio do elemento. O segmento do meio do vão a armadura mínima calculada é menor do que a necessária para o momento fletor referente ao peso próprio da viga, assim a mesma terá $9,12\text{cm}^2$ ou $5 \phi 16 \text{ mm CA-50}$.

10.2.3 Cálculo do momento fissuração (M_r)

Segunda a NBR 6118:2014, no seu item 17.3.1, nos estados limites de serviço, as estruturas trabalham parcialmente no estágio I e parcialmente no estágio II. A separação entre esses dois comportamentos é definida pelo momento de fissuração. Esse momento é calculado equação 10.34:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct,m} \cdot I_c}{Y_t} \quad (10.34)$$

Sendo:

$\alpha = 1,2$ para seções T ou duplo T

$\alpha = 1,3$ para seções I ou T invertido

$\alpha = 1,5$ para seções retangulares

Onde:

α → É o fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência a tração direta.

Y_t → É a distância do centro de gravidade da seção a fibra mais tracionada.

I_c → É o momento de inercia da seção bruta de concreto.

f_{ct} → É a resistência a tração direta do concreto, conforme o item 8.2.5;

Para concretos de classes até C50; $f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$

f_{ck} e $f_{ct,m}$ são expressos em megapascal (MPa)

- **Cálculo do momento fissuração**

Abaixo segue os dados para o cálculo do momento fissuração:

$\alpha = 1,3$ para seções I

$I_c = 0,0724 \text{ m}^4$

$Y_t = 0,6921 \text{ m}$

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

$f_{ct,m} = 0,3 \cdot 30^{2/3} \rightarrow f_{ct,m} = 2,8965 \text{ MPa} \rightarrow f_{ct,m} = 2897,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

$$M_r = \frac{1,3 \cdot 2897,0,0724}{0,6921} \rightarrow M_r = 393,97 \text{ kN.m}$$

- **Peso próprio da viga com seção simples (g1):**

É calculado o momento referente ao peso próprio da viga na seção S5:

$$g1 = 11,55 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \rightarrow \frac{p \cdot l^2}{8} \rightarrow \text{Momento no meio do vão } mg1 = 763,74 \text{ kN.m}$$

- **Para o segmento do meio (Segmento correspondente entre as seções S2 Até S8) tem-se:**

É calculado o momento referente ao peso próprio da viga entre as seções S2 Até S8:

$$g1 = 11,55 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$l = 13,60\text{m}$$

$$\frac{p \cdot l^2}{8} \rightarrow \frac{11,55 \cdot 13,60^2}{8} \text{ Momento da viga do segmento do meio} = 267,04 \text{ kN.m}$$

- **Verificação do Momento de fissuração (S2 até S8)**

$$\text{Momento atuante} = 267,04 \text{ kN.m} \leq M_r = 393,97 \text{ kN.m}$$

Portanto atende.

Para os segmentos da extremidade (Segmento entre as seções S0 Até S2 e S8 até S10):

$$g1 = 11,55 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$l = 4,60\text{m}$$

$$\frac{p \cdot l^2}{8} \rightarrow \frac{11,55 \cdot 4,60^2}{8} \rightarrow \text{Momento nas vigas da extremidade} = 30,55 \text{ kN.m}$$

- **Verificação do Momento de fissuração (S0 Até S2 e S8 até S10)**

$$\text{Momento atuante} = 30,55 \text{ kN.m} \leq M_r = 393,97 \text{ kN.m}$$

Portanto atende.

Conhecendo o momento máximo dos segmentos em fase de execução, verificou-se que não há necessidade de armadura para o momento fissuração, o mesmo é atendido pela resistência a tração do próprio concreto.

11 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo procura-se resumir as conclusões possíveis de se chegar a partir dos estudos e cálculos feitos.

11.1 Técnica

No cálculo original da ponte, apresentado neste trabalho, considerando pós-tração de forma integral (23m), resultou na quantidade de 3 cabos contendo 7 cordoalhas de 15,2mm CP190RB e ainda um acréscimo de armadura passiva de 28,14cm² do tipo CA-50 (em 6 barras de 25mm).

No estudo em pré-tração, não foi possível concluir de forma satisfatória, atendendo todos os requisitos de norma. Nesta solução em pré-tração, resultou em 24 cordoalhas de 15,2mm distribuídas na mesa inferior da viga atendendo o $ELU_{-t=0}$. Para atender as condições do ELS, o número de cordoalhas necessárias estaria no intervalo de entre 29 a 42. Já para atender as condições do $ELU_{-t=0}$, o número máximo de cordoalhas no meio do vão eram de 18 cordoalhas de 15,2mm. Com isso Não foi possível atender as condições necessárias de projeto na pré-tração. Seria necessário, para atender a todas as verificações normativas, mudar a geometria da peça na fase inicial.

Já no estudo utilizando a solução da segmentação da viga, adotando os estudos de ROBACH como base da teoria da segmentação, obtém-se a mesma quantidade de aço praticamente, para atender o $ELU_{-t=0}$. Portanto, para atender o $ELU_{-t = \infty}$, ELS-F, ELS-D e o $ELU_{-t=0}$ é utilizado 2 cabos contendo 8 cordoalhas de 15,2mm CP190 RB atendendo $ELU_{-t=0}$ nas seções S0, S1, S2, S8, S9 e S10, e 1 cabo de 6 cordoalhas de 15,2mm CP190 RB no segmento do meio, indo da seção S2 até S8 somando-se com as outras 16 cordoalhas. Para o $ELU_{-t=0}$ no meio do é utilizado armadura passiva de CA-50 para completar a área de aço no qual falta para atender o dimensionamento. A quantidade de armadura CA-50 calculada é 9,97cm², portanto 2 barras de 25mm.

Portanto, para as vigas da extremidade (aqui estudadas), a quantidade de armadura passiva a ser utilizada é a dimensionada pela armadura mínima

exigida pelo item 17.3 da NBR:6118:2014 a quantidade calculada em $6,42\text{cm}^2$ ou $8 \phi 10 \text{ mm CA-50}$, pois essa é maior que a necessária para suportar o momento referente ao peso próprio do elemento. O segmento do meio do vão, a armadura mínima calculada é menor do que a necessária para o momento fletor referente ao peso próprio da viga, assim a mesma terá $9,12\text{cm}^2$ ou $5 \phi 16 \text{ mm CA-50}$.

Nota-se, portanto, que utilizando a segmentação, foi obtida uma economia de 6 cordoalhas na viga 2. Essa economia resulta em 7% de cordoalhas a menos, em relação as demais soluções, uma vez que no sistema de pós tração convencional utilizou 483m de cordoalhas (23m x 21 cordoalhas) contra 450m de cordoalhas (13,80m x 21 cordoalhas + 9,20m x 16 cordoalhas) na solução segmentada.

Em relação a armadura passiva, a diferença entre uma solução e outra, é desprezível, pois é muito pequena. Considerando que a quantidade de armadura mínima necessária para todos os modelos é a mesma, seria então de $6,42\text{cm}^2$. No caso do segmento do meio, na qual precisou-se de mais armadura para atender a fase transitória de fabricação, seria necessária a quantidade de $9,12\text{cm}^2$ de aço CA50. Esta diferença é de $2,70 \text{ cm}^2$ de área de aço CA50. Portanto é muito pequena pra ser considerada.

Nota-se que a diferença entre um sistema e outro, é muito pequena em relação a armadura longitudinal. Em favor da segmentação, foi obtida uma diferença favorável de quantidade de armadura de protensão, como vimos acima chega a 7% a menos até. Deve-se atentar se que neste modelo estudado, foi feito apenas 3 segmentos, sendo esta a quantidade mínima de segmentos a ser feito, como já argumentado anteriormente. Portanto, com mais segmentos feitos na viga, em vigas maiores, por exemplo, está economia deve aumentar, pois a cada trecho de segmentação obtido, podemos ter economia de armadura de protensão.

Quanto a armadura passiva, é muito baixa a diferença, podendo se concluir que usa se a mesma quantidade de armadura passiva, entre um sistema e outro.

Em relação ao cisalhamento, o estudo limita-se a considerar a resina epóxi como solução das emendas, uma vez que para poder considerar outros mecanismos como os dentes de cisalhamento, a armadura curva da protensão ou outro mecanismo que seja, precisa-se de mais estudos dos mesmos.

11.2 Execução

Na questão executiva, mostrou-se neste trabalho, que ao se executar a segmentação pode-se fazer economia de forma expressiva.

Primeiro que para este sistema não precisa-se de grandes investimentos, podendo assim ter um baixo custo para produção, obtendo-se melhor qualidade. Importante lembrar que na hipótese de se usar a confecção no canteiro é muito comum essas vigas serem executadas ao lado de rodovias, sendo assim, perdendo-se muito na questão de qualidade, uma vez que o controle de execução in loco é muito baixa. Neste caso as vigas são executadas a céu aberto, tendo problemas de intempéries, como chuvas, poeiras, poluição química e entre outros que diminuem a qualidade do elemento estrutural. Outro agravante é o risco iminente de acidente ao se executar essas vigas, uma vez que são feitas ao lado de acostamentos. Problemas como atrasos de materiais, como a chegada do concreto, mão de obra e outros, são muito comuns, pois normalmente a execução está afastada do grande centro, que seria um facilitador para a logística da produção em geral.

Utilizando a segmentação, ao invés de executarmos essas vigas ao lado das rodovias, essas vigas podem ser feitas dentro do município mais próximo da obra, utilizando o conceito de “fábricas móveis”, isso é, utilizando um pequeno espaço, tendo a logística de fabricação facilitada, como a chegada de materiais, ferramentas e mão de obra. A figura 11.1 ilustra a fábrica móvel, simulando a execução das vigas segmentadas.

Figura 11.1 – “Fábrica móvel” executando vigas segmentadas



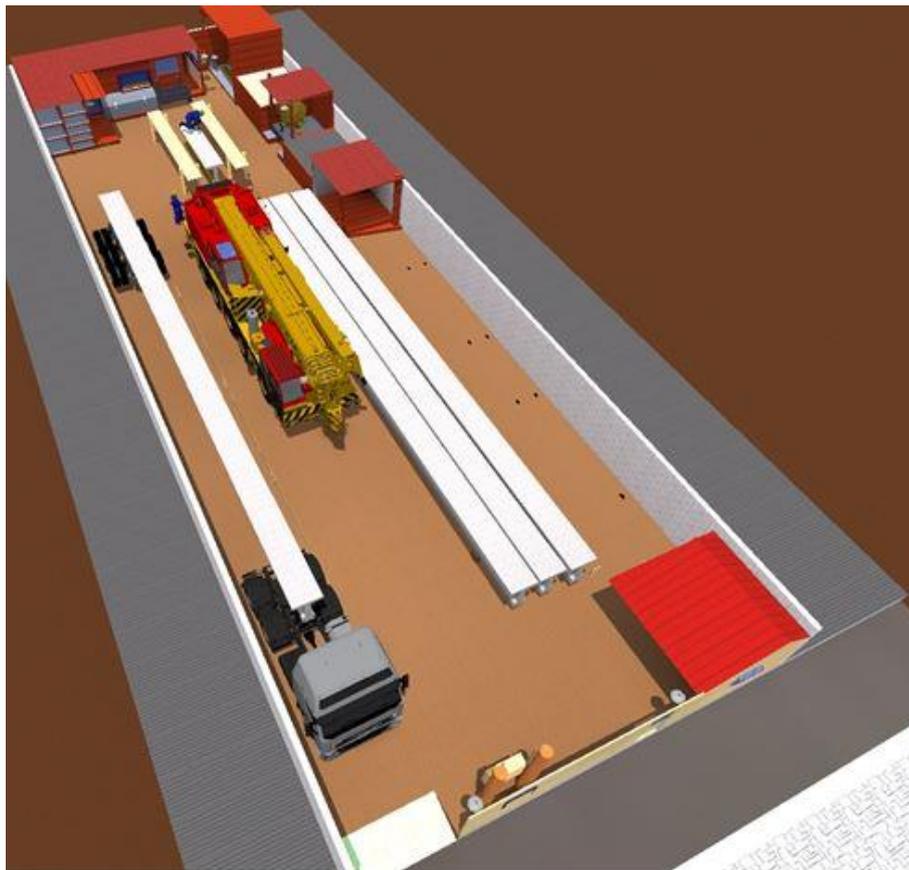
Fonte: Próprio autor (2018)

Nota-se que executando-se a viga de forma segmentada, os espaços para fabricação utilizados são pequenos, além de se utilizar equipamentos e de baixa capacidade nesta fase transitória.

O principal argumento ainda, dá se ao ganho de qualidade, um vez que utilizando este espaço para fabricação, este mesmo pode contar com melhor controle de execução e segurança para os operários, em relação aos canteiros ao lado das rodovias.

Para demonstrar de forma direta, a diferença entre a execução da viga segmentada e a viga inteira, a figura 11.2 ilustra a mesma fábrica móvel, agora simulando a fabricação dessas vigas de forma inteira.

Figura 11.2 – “Fábrica móvel” executando vigas inteiras



Fonte: Próprio autor (2018)

Nota-se a baixa produtividade, neste caso a fabricação fica comprometida, pois se utiliza o mesmo espaço na qual são armazenadas as vigas. Os equipamentos de maiores capacidades para locomoção das vigas, e claro, o comprimento do veículo de transporte.

Para esta demonstração, considerou-se um terreno de 15 metros de frente, por 45 metros de comprimento. Todos os objetos na ilustração estão em escala, inclusive as vigas, que seguem a mesma forma e medidas proposta neste trabalho.

Portanto, considerando o canteiro de obras proposto executando vigas segmentadas, foi possível executar (em relação a capacidade de armazenamento no espaço de fabricação proposto) 18 peças, enquanto que quando são feitas as peças inteiras, foi possível fabricar apenas 3 peças. Assim há uma ganho considerável de produtividade de aproximadamente 6 vezes a favor da segmentação.

11.3 Transporte

Este quesito é a maior vantagem do processo com segmentação. Nota-se no estudo feito em relação ao transporte, que esta vantagem não limita se apenas ao elemento estrutural, mais também a vida útil dos veículos de transporte, na qual sofrem com as grandes cargas concentradas quando transportam vigas protendidas.

Neste estudo foi feito um estudo de custo para o transporte das vigas, sendo feito uma simulação real na qual foi comparada o transporte das vigas de forma segmentada, com elas feita de forma integral. Ambas sendo feito pela mesma fábrica. Foi considerado que esta fábrica está localizada na região de Araraquara-SP, e o local da entrega das peças, estaria localizada em São Paulo-SP, assim o percurso orçado contém 300Km aproximadamente.

A seguir tem-se o dois tipos de carregamentos proposto, sendo o carregamento 1 contendo as vigas de 23m (Inteiras) e o carregamento 2, as vigas de forma segmentadas:

- **Carregamento 1**

Para o tipo de carga 1, no qual tem-se 7 cargas de carretas extensivas (Vigas inteiras), o valor orçado de cada carga custara aproximadamente R\$ 7.300,00. Assim totalizando-se R\$ 51.100,00 para realizar-se o transporte das 7 cargas propostas. A figura 11.3 ilustra o veículo de transporte utilizado para a carga 1.

Figura 11.3 – Carreta tipo dolly de arrasto - transportando a viga inteira



Fonte: Próprio autor (2018)

- **Carregamento 2**

Para o tipo de carga 2, no qual tem-se 6 cargas de carretas normais (Vigas segmentadas), o valor orçado de cada carga custara aproximadamente R\$ 2.100,00. Assim totalizando-se R\$ 12.600,00 para realizar-se o transporte das 6 cargas propostas. A figura 11.4 e 11.5 ilustram os veículos de transporte que podem ser utilizados para a carga 2.

Figura 11.4 – Caminhão tipo truck - transportando a viga segmentada



Fonte: Próprio autor (2018)

Figura 11.5 – Carreta tipo normal (até 14m) - transportando a viga segmentada



Fonte: Próprio autor (2018)

- **Resultados**

Com estes valores podemos analisar o impacto financeiro, na qual tem-se uma grande vantagem econômica em relação ao transporte das vigas segmentadas. Essa diferença chega a 4,05 vezes a mais do valor do transporte do carregamento 1 em relação ao carregamento 2.

Outra questão importante está relacionada a necessidade de licença especial para o transporte do carregamento 1, além de batedores, na qual tem horários determinados para rodar nas estradas e precisa-se de estudo detalhado do percurso a ser feito, por conta do comprimento da carga. Já o carregamento 2, não necessita de licença especial, assim sendo o seu transporte muito mais simples e seguro também.

12 CONCLUSÃO

Nota-se através do presente estudo a grande vantagem de se ter o sistema construtivo proposto de forma segmentada. Assim tanto o elemento sendo fabricado nas usuais fabricas de pré-fabricado ou em canteiros adaptados do tipo “fábrica móvel”, o sistema se sobressai quando comparado com o modelo de vigas executadas em canteiros ao lado das rodovias. Deve-se sempre levar em conta, a qualidade e confiabilidade do processo fabril em relação aos executados no local, em canteiros sem infraestrutura.

Portanto o presente trabalho mostrou que segmentando as vigas I de pontes, essas podem ser mais viáveis, pois além de econômicas, obtém-se vantagens técnicas e de logística em si. Feito os modelos, para um exemplo de viaduto real, no qual foram comparados os diversos sistemas, uns com os outros, nota-se que tecnicamente a viga segmentada atende todas recomendações de Norma, enquanto que os demais modelos tiveram algumas limitações ou até mesmo não podem ser atendidas todas as condições e necessitariam de algumas alterações na geometria das vigas. Além de atender as prescrições de Norma, notou-se também um dimensionamento mais econômico na viga, chegando até 7% a menos de armadura ativa. Considerando a execução das vigas sendo fabricadas de forma segmentada, obteve-se um grande ganho de produtividade (em relação a capacidade de armazenamento no espaço de fabricação proposto), chegando a 6 vezes em comparação, quando essas vigas são feitas de forma inteira, no mesmo espaço proposto. Nos aspectos referentes ao transporte das vigas segmentadas, ele torna-se simples e muito mais econômico em relação as vigas inteiras. Na simulação feita de custos de transporte, obteve-se uma economia de 4 vezes no transporte das vigas segmentadas em comparação com as inteiras.

- **Sugestões futuras**

1. Estudar as diferentes possibilidades de ligação das vigas I segmentadas, sendo essas:

- a. Com dentes de cisalhamento com resina do tipo epóxy e sem epóxy;
 - b. Utilizando barras de aço, do tipo macho e fêmea, com Epóxy e sem epóxy;
 - c. Utilizando dentes de cisalhamento, com barras de aço de transpasse do tipo macho e fêmea, com epóxy e sem epóxy;
 - d. Estudar o comportamento das juntas apenas com a protensão.
2. Estudar o comportamento da viga quando aumenta-se o número de segmentos na mesma.
 3. Estudar o detalhamento das interface das emendas.
 4. Desenvolver mecanismos que facilitem a montagem dos segmentos na obra.
 5. Estudar o comportamento da viga segmentada em relação aos esforços cortante.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARCELOR MITTAL. **Fios e cordoalhas para concreto protendido**: catálogo. 2015. 12p. Disponível em: <<http://longos.arcelormittal.com.br/pdf/produtos/construcao-civil/fios-cordoalhas/catalogo-fios-cordoalhas.pdf>>. Acesso em: 07 de Junho de 2016.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681. Ações e segurança nas estruturas**. Rio de Janeiro, 2004.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6349. Barras, cordoalhas e fios de aço para armaduras de protensão - Ensaio de tração**. Rio de Janeiro, 2008a.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7482. Fio de aço para concreto protendido**. Rio de Janeiro, 2008b.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7483. Cordoalha de aço para concreto protendido**. Rio de Janeiro, 2008c.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7484. Barras, cordoalhas e fios de aço destinados a armaduras de protensão - Método de ensaio de relaxação isotérmica**. Rio de Janeiro, 2009.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188. Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**. Rio de Janeiro, 2013.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

AL-SHERRAWI, M. H. et al. **Behavior of precast prestressed concrete segmental beams**. Civil Engineering Journal, v. 4, n. 3, p. 488-496, 2018.

BASTOS, P.S.S. **Concreto protendido**. Notas de aula, Universidade Estadual de São Paulo, 2015.

BUCHAIM, ROBERTO. **Concreto protendido: tração axial, flexão simples e força cortante**. 1º Edição, Ed. EDUEL, Londrina, 2007.

CARVALHO, R. C. **Estruturas em concreto protendido: Cálculo e detalhamento**. Ed. Pini, São Paulo, 2012.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 3º Edição, EdUFSCar, São Carlos, 2013.

CARVALHO, R. C. **Curso de Pontes, Notas de aula**, Universidade Federal de São Carlos, 2016.

CARVALHO, R. C. **Estruturas em concreto protendido: Cálculo e detalhamento**. Ed. Pini, São Paulo, 2017.

CARVALHO, R. C. **Curso de Pontes, Notas de aula**, Universidade Federal de São Carlos, 2018.

CHASTRE, C.; LÚCIO, V. **Estruturas Pré-Moldadas no Mundo**. Aplicações e Comportamento Estrutural, FFCTU NOVA de Lisboa, Brasil, 2012. 320p.

DEBS, MOUNIR KHALIL EL. **Concreto Pré-Moldado: Fundamentos e Aplicações**. Departamento de Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, 2000.

DNIT, **Começa construção de vigas na ponte do Rio Tubarão/SC**. Transportes mares do Sul, 2015. Disponível: <http://www.transportesmaresdosul.com.br/noticia/comeca-construcao-de-vigas-na-ponte-do-rio-tubarao-sc-63>. Acesso em: 01 de Novembro de 2017.

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. **Manual de Manutenção de Obras de Arte Especiais – OAES 2016**. Disponível em: <<http://ipr.dnit.gov.br/noticias/novas-normas-em-consulta-publica/minuta-manual-de-manutencao-oaes.pdf>>. Acesso em: 11 de Maio de 2018. 1

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. **Nomenclatura das rodovias federais**. Disponível em: <<http://www.dnit.gov.br/rodovias/rodovias-federais/nomeclatura-das-rodovias-federais>>. Acesso em: 15 de Março de 2018. 2

DONIAK, I. L. O.; GUTSTEIN, D. Estruturas de concreto pré-moldadas no Brasil: Normalização, sustentabilidade e aplicações. In: CHASTRE, C.; LÚCIO, V. **Estruturas Pré-Moldadas no Mundo**. Aplicações e Comportamento Estrutural, FFCTU NOVA de Lisboa, Brasil, 2012. pp. 25-35.

FARIA, A. **Memória De Cálculo – Superestrutura e Infraestrutura**. São Paulo, 2015.

FORMA TEC FORMAS, Fotos – **Obras de Arte (OAE)**. Disponível em: <<https://www.formatecformas.com.br/fotos-obras-de-arte-oe/>>. Acesso em: 01 de Novembro de 2017.

INFORSATO, T. B., **Considerações sobre o projeto, cálculo e detalhamento de vigas pré-fabricadas protendidas com aderência inicial em pavimentos de edificações**. 259 f. Dissertação (Mestrado em Ciências Exatas e da Terra) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2009.

LE, T. D. et al. **Flexural behaviour of precast segmental concrete beams internally prestressed with unbonded CFRP tendons under four-point loading**. Engineering Structures 168, p. 371-383, 2018.

MARTHA L. F. **Ftool Two-Dimensional Frame Analysis Tool** Rio de Janeiro 2012.

MEIOS DE TRANSPORTE, **Transporte de carga**. Disponível em: <<http://meios-de-transporte.info/transporte-de-carga.html>>. Acesso em: 30 de Outubro de 2017.

NIÊDO J. N., **Análise Comparativa entre Pontes de Concreto Armado e Pontes de Concreto Pré-Moldado Protendido**. Trabalho de conclusão de curso de Especialização UNICI-INBEC Cuiabá, 2014

PALIGA, A. R., **Modelagem tridimensional de estruturas compostas por aduelas pré moldadas de concreto com protensão externa, através dos métodos dos elementos finitos**. 200 f. Dissertação (Doutorado em Estruturas) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2015.

PFEIL, W. **Pontes de concreto armado: Elementos de projeto, Solicitações e Superestrutura**. Rio de Janeiro: Ed. Livros técnicos e científicos, 1983.

PREMAG. **Perfis**. Disponível em: <<http://www.premag.com.br/perfis.htm>>. Acesso em: 24 de Junho de 2018.

PP Painéis. **Vigas pré-moldadas para pontes**. Disponível em: <<https://lajes.com.br/vigas-pre-moldadas-pontes/vigas-pre-moldadas-para-pontes/>>. Acesso em: 24 de Junho de 2018.

RADIO SENTINELA, **Prefeito acompanha içamento das vigas da Ponte do Vale**, 2016. Disponível em: <<http://www.radiosentinela.com.br/?prefeito-acompanha-icamento-das-vigas-da-ponte-do-vale&ctd=19165>>. Acesso em: 01 de Novembro de 2017.

ROCHA, T. D., **Análise numérica do comportamento de juntas entre aduelas de vigas protendidas**. 224 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2012.

PELLEGRINO, ROSELY. **Montagem da ponte de barras 3 Fernando Silva**, 2012. Disponível em: <<https://roselypellegrino.files.wordpress.com/2012/08/montagem-da-ponte-de-barras-3-fernando-silva.jpg>>. Acesso em: 01 novembro 2017.

RUDLOFF. **Concreto protendido: catálogo**. São Paulo, 2015. 31p. Disponível em: <http://www.rudloff.com.br/downloads/catalogo_concreto_protendido_rev-06.pdf>. Acesso em: 07 de Junho de 2016.

STUCCHI, F. R. **Pontes e Grandes estruturas, Notas de aula**, Universidade de São Paulo (Escola Politécnica), 2006.

TORK TRANSPORTES, **Truck Carga Seca**. Disponível: <https://torktransportes.com.br/truck-carga-seca-2/>. Acesso em: 31 de Outubro de 2017. **1**

TORK TRANSPORTES, **Bitruck Carga Seca**. Disponível em:<<https://torktransportes.com.br/bitruck-carga-seca/>>. Acesso em: 31 de Outubro de 2017. **2**

TORK TRANSPORTES, **Semirreboque Carga Seca**. Disponível em:<<https://torktransportes.com.br/semirreboque-carga-seca/>>. Acesso em: 31 de Outubro de 2017. **3**

TORK TRANSPORTES, **Carga Seca Extensiva**. Disponível em:<<https://torktransportes.com.br/carga-seca-exten/>>. Acesso em: 31 de Outubro de 2017. **4**

TORK TRANSPORTES, **Dolly de Arrasto**. Disponível em:<<https://torktransportes.com.br/dolly-de-arrasto/>>. Acesso em: 31 de Outubro de 2017. **5**

TORK TRANSPORTES, **Dolly de arrasto**. Disponível em:<<https://torktransportes.com.br/wp-content/gallery/transportes-especiais/transporte-com-dolly-de-arrasto.png>>. Acesso em: 31 de Outubro de 2017. **6**

TORK TRANSPORTES, **Guindaste STC 75**. Disponível em:<<https://torktransportes.com.br/guindaste-stc-75/>>. Acesso em: 31 de Outubro de 2017. **7**

TORK TRANSPORTES, **Transportes de pré-moldado**. Disponível em:<<https://torktransportes.com.br/wp-content/gallery/transportes-especiais/transporte-de-pre-moldados.png>>. Acesso em: 31 de Outubro de 2017. **8**

TREVIZOLI, G. M., **Free program for analysis of longitudinal and transverse reinforcement of pre-tensioned beams for different sections**. 2015. 275 f. Dissertação (Mestrado em Ciências Exatas e da Terra) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2015.