

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

**"PROJETO DE SUPERESTRUTURAS DE PONTES EM CONCRETO
PROTENDIDO APLICANDO A TÉCNICA DE BALANÇOS
PROGRESSIVOS"**

VANESSA DOS SANTOS LIMA

SÃO CARLOS

2011

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

**"PROJETO DE SUPERESTRUTURAS DE PONTES EM CONCRETO
PROTENDIDO APLICANDO A TÉCNICA DE BALANÇOS
PROGRESSIVOS"**

Vanessa dos Santos Lima

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Construção Civil na Universidade Federal de São Carlos como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Construção Civil.

Área de concentração: Construção Civil

Orientador: Prof. Dr. Roberto Chust Carvalho.

SÃO CARLOS

2011

**Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da
Biblioteca Comunitária da UFSCar**

L732ps

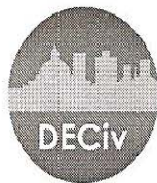
Lima, Vanessa dos Santos.

Projeto de superestruturas de pontes de concreto
protendido aplicando a técnica de balanços progressivos /
Vanessa dos Santos Lima. -- São Carlos : UFSCar, 2011.
135 p.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de São
Carlos, 2011.

1. Pontes - projetos e construção. 2. Balanço progressivo.
3. Aduela. 4. Protensão. I. Título.

CDD: 624.2 (20^a)



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
Programa de Pós-Graduação em Construção Civil
Rod. Washington Luís, Km 235
13565-905 – São Carlos – SP
Fone: (16) 3351-8261 Fax (16) 3351-8262
e-mail: ppgciv@ufscar.br site: www.ppgciv.ufscar.br

**“PROJETO DE SUPERESTRUTURAS DE PONTES EM CONCRETO PROTENDIDO
APLICANDO A TÉCNICA DE BALANÇOS PROGRESSIVOS”**

VANESSA DOS SANTOS LIMA

Dissertação de Mestrado defendida e aprovada em dezesseis de abril de 2011.

Banca Examinadora constituída pelos membros:

Prof. Dr. Roberto Chust Carvalho
Departamento de Engenharia Civil/PPGCiv/UFSCar
Orientador

Prof. Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera
Universidade Federal de Goiás/Campus Catalão
Examinador Externo

Prof. Dr. Marcelo de Araújo Ferreira
Departamento de Engenharia Civil/PPGCiv/UFSCar
Examinador Interno

“Onde houver tração que eu leve a protensão.”

Roberto Chust Carvalho

AGRADECIMENTOS

A Deus, por ter me dado a vida e inteligência para que eu pudesse estudar e me encontrar na etapa em que estou.

Aos meus pais, Wilson e Givanilde, que me apoiaram e forneceram suporte para que eu pudesse chegar até aqui.

Aos meus irmãos, Igor e Jéssyca, por me incentivarem nos momentos difíceis e serem meus exemplos nos quais me espelho para continuar a caminhada.

Ao meu orientador e amigo, Roberto Chust Carvalho, pelo incansável esforço de me ensinar sempre, me apoiar e me tornar a profissional que sou hoje.

Ao Ivan por ter estado ao meu lado, me incentivando e não permitindo que eu desistisse nos momentos difíceis.

Aos professores Marcelo de Araújo Ferreira e Fernando de Almeida pelas preciosas sugestões no meu exame de qualificação.

Aos professores Marcelo de Araújo Ferreira e Rodrigo Gustavo Delalibera por terem participado do exame final, contribuindo com o aperfeiçoamento do trabalho.

A Universidade Federal de São Carlos pelos sólidos ensinamentos transmitidos a mim, pela acolhida nos cinco anos de graduação e depois em três anos de pós-graduação.

A Leonardi Construção Industrializada Ltda. por ter me apoiado na decisão de fazer o mestrado, em especial ao Eng. Marcelo Cuadrado Marin pelas preciosas conversas técnicas que tivemos ao longo deste trabalho e pela amizade oferecida.

A Enescil Engenharia de Projetos Ltda. por ter me apoiado no fim da escrita da dissertação, em especial ao Eng. Catão Francisco Ribeiro.

A todos os meus amigos que me acompanharam nesta caminhada, em especial Camila Rodrigues pela companhia nas viagens à São Carlos e na escrita da dissertação.

RESUMO

LIMA, V. S. **Projeto de superestruturas de pontes em concreto protendido aplicando a técnica de balanços progressivos**. 135p. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, 2011.

Esta dissertação trata das principais considerações num projeto de superestruturas de pontes aplicando a técnica em balanços progressivos, fornecendo um procedimento para pré-dimensionamento deste tipo de ponte. Apresenta-se a revisão bibliográfica utilizada como base para dissertação, com as teorias já estudadas sobre o assunto. Com base nestas pesquisas elaborou-se um procedimento, envolvendo a etapa de escolha da geometria, definição do esquema estrutural, cálculo dos esforços solicitantes, cálculo das perdas de protensão, pré-dimensionamento da armadura de protensão levando em consideração o estado limite último e o estado limite de serviço, avaliação do momento de fechamento e alguns itens importantes para o detalhamento da seção com armadura. Um exemplo numérico é resolvido de forma a ilustrar a utilização dos conceitos apresentados ao longo da dissertação. Finaliza-se com as considerações sobre os resultados obtidos no exemplo e no trabalho e apresenta-se sugestões para trabalhos futuros.

Palavras chaves: Pontes, Balanços Progressivos, Aduelas, Protensão.

ABSTRACT

LIMA, V. S. **Design of prestressed concrete bridges superstructure applying the technique of cantilever balanced.** 135p. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, 2011.

This dissertation deals with main considerations on design of bridge superstructures, applying the cantilever balanced technique, bringing a procedure to be followed during pre-dimensioning this type of bridge. Presents the literature review used as the basis to dissertation, with the theories already studied on the subject. Based on these studies is drawn up the roadmap, involving the step of choosing the geometry, defining the structural scheme, the calculation of structural strain, calculating the losses of prestress, pre-dimensioning of the prestressing steel considering the ultimate limit state and the service limit state, evaluation of the moment of closure and some important items for the detail section with steel. A numerical example is solved to illustrate the use of the concepts presented throughout the dissertation. Ends with considerations on the results obtained in the example and work and presents suggestions for future work.

Key words: *Bridges, Balanced Cantilever, Segments, Pre-tensioning.*

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	OBJETIVOS	7
1.2	JUSTIFICATIVAS	8
1.3	MÉTODO DO TRABALHO	8
1.4	APRESENTAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	9
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	11
2.1	AÇÃO MÓVEL A CONSIDERAR	11
2.2	DESCRIÇÃO DE OBRAS E CARACTERÍSTICAS	21
3	DISCUSSÃO SOBRE A GEOMETRIA DA SEÇÃO E PROCESSOS DE EXECUÇÃO DAS ADUELAS	31
3.1	ESPECIFICAÇÃO DO ESQUEMA ESTRUTURAL	32
3.2	DETERMINAÇÃO DA ALTURA PARA A CONDIÇÃO DE DURABILIDADE	32
3.3	DETERMINAÇÃO DA ALTURA PARA A CONDIÇÃO DE ESTADO LIMITE ÚLTIMO NA FLEXÃO	35
3.4	PROCESSO EXECUTIVO PARA AS ADUELAS: MOLDADAS IN-LOCO OU ADUELAS PRÉ-FABRICADAS	38
4	ESFORÇOS SOLICITANTES DAS VIGAS PRINCIPAIS	44
4.1	ANÁLISE SEGUNDO A SEÇÃO TRANSVERSAL	51
4.2	ANÁLISE SEGUNDO A DIREÇÃO LONGITUDINAL	53
5	PERDAS DE PROTENSÃO	56
5.1	IMEDIATAS	56
5.1.1	PERDA POR ATRITO CABO-BAINHA	56
5.1.2	PERDA POR ACOMODAÇÃO DA ANCORAGEM	59
5.1.3	PERDA POR DEFORMAÇÃO IMEDIATA DO CONCRETO	60
5.2	AO LONGO DO TEMPO	63
5.2.1	PERDA POR RETRAÇÃO DO CONCRETO	63

5.2.2	PERDA POR EFEITO DA FLUÊNCIA DO CONCRETO	64
5.2.3	PERDA POR RELAXAÇÃO DA ARMADURA DE PROTENSÃO	69
6	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL DE PROTENSÃO	71
6.1	PROCEDIMENTO SUGERIDO PARA PRÉ-DIMENSIONAMENTO, CÁLCULO E DETALHAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL	73
6.2	DETERMINAÇÃO DE A_p NO ELU	74
6.3	DETERMINAÇÃO DE A_p NO ELS	78
7	DESLOCAMENTOS E AVALIAÇÃO DO MOMENTO DE FECHAMENTO DA ESTRUTURA	81
7.1	CÁLCULO DOS DESLOCAMENTOS NAS EXTREMIDADES DOS BALANÇOS	81
7.2	AVALIAÇÃO DO MOMENTO DE FECHAMENTO DA ESTRUTURA	84
8	ESPECIFICAÇÕES PARA O DETALHAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL	87
9	EXEMPLO NUMÉRICO	91
9.1	CÁLCULO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES	94
9.1.1	CARGA PERMANENTE (g_1)	94
9.1.2	CARGAS ACIDENTAIS E SOBRECARGAS (g_2 e q)	99
9.2	TRAÇADO DOS CABOS	104
9.3	CÁLCULO DAS PERDAS IMEDIATAS	108
9.3.1	PERDA DE PROTENSÃO POR ATRITO CABO-BAINHA	108
9.3.2	PERDA DE PROTENSÃO POR ACOMODAÇÃO DA ANCORAGEM	110
9.4	CÁLCULO DAS PERDAS AO LONGO DO TEMPO	113
9.4.1	PERDA DE PROTENSÃO POR RETRAÇÃO	114
9.4.2	PERDA DE PROTENSÃO POR FLUÊNCIA	114
9.4.3	PERDA DE PROTENSÃO POR RELAXAÇÃO DO AÇO	115
9.5	DETERMINAÇÃO DE A_p	117
9.6	AVALIAÇÃO DO MOMENTO DE FECHAMENTO	123

10	CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	__ 126
10.1	CONSIDERAÇÕES OBSERVADAS NO EXEMPLO NUMÉRICO	_____ 127
10.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	_____ 130
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	_____ 131
	ANEXO A – CÁLCULO DA PERDA DE PROTENSÃO POR RETRAÇÃO	_____ I
	ANEXO B – CÁLCULO DA PERDA DE PROTENSÃO POR FLUÊNCIA	_____ IV
	ANEXO C – CÁLCULO DE ARMADURA LONGITUDINAL DE SEÇÕES RETANGULARES	_____ VIII
	ANEXO D – PLANILHA DE CÁLCULO DO MOMENTO DE FECHAMENTO	_____ IX

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Vista lateral esquemática de etapas construtivas de ponte em balanços progressivos (Fonte: CARVALHO - 2007)	2
Figura 1.2. Treliça lançadora e aduelas pré-moldadas (Fonte: PFEIL, 1975)	2
Figura 1.3. Balanço progressivo moldado no local (Fonte: MATTOS, 2001)	3
Figura 1.4. Ponte sobre o Rio do Peixe – Santa Catarina (Fonte: THOMAZ, 2010)	3
Figura 1.5. Perfil Longitudinal e Seção Transversal da Ponte sobre o Rio do Peixe entre Joaçaba e Herve (Fonte: THOMAZ, 2010)	4
Figura 1.6. Fase Construtiva da Ponte sobre o Rio do Peixe (Fonte: THOMAZ, 2010)	4
Figura 1.7. Arranjo da Armadura da Ponte sobre o Rio do Peixe (Fonte: THOMAZ, 2010)	5
Figura 1.8. Deformação das estruturas com articulação e viga Gerber (Fonte: CARVALHO, 1987)	5
Figura 1.9. Ponte em Balanços Progressivos sobre a Represa de Guarapiranga no Rodoanel de São Paulo (Fonte: DERSA, 2010)	6
Figura 1.10. Ponte em balanço progressivo na Represa Billings, Rodoanel Mario Covas (Fonte: DERSA, 2010)	7
Figura 1.11. Ponte em balanço progressivo na Represa Billings, Rodoanel Mario Covas (Fonte: DERSA, 2010)	7
Figura 1.12. Fechamento do vão central. Ponte em balanço progressivo na Represa Billings, construção do Rodoanel Mario Covas (Fonte: DERSA, 2010)	7
Figura 2.1. Trem tipo normativo (Fonte: NBR 7188: 1984 – ABNT)	12
Figura 2.2. Exemplo de numeração da pista no caso mais geral (Fonte: BS EN 1991-2: 2003)	13
Figura 2.3. Aplicação do Load Model 1 (Fonte: BS EN 1991-2: 2003)	15
Figura 2.4. Aplicação dos Sistemas <i>Tandem</i> para verificações locais (Fonte: BS EN 1991-2: 2003)	16
Figura 2.5. Load Model 2 (Fonte: BS EN 1991-2: 2003)	16

Figura 2.6. Combinações de veículos de carga (Fonte: CONTRAN) _____	17
Figura 2.7. Probabilidade de falha e margem de segurança (Fonte: FERREIRA, 2006) _____	19
Figura 2.8. Sistemas Estruturais (Fonte: ISHII - 2006) _____	22
Figura 2.9. Odawara Blue Way Bridge (Fonte: ISHII – 2006) _____	23
Figura 2.10. Shikari Ohashi Bridge (Fonte: ISHII – 2006) _____	23
Figura 2.11. Aspecto dos cabos pendentes e mergulhados no lago depois da forte ventania de julho de 1970 (Fonte: VASCONCELOS, 2009) _____	24
Figura 2.12. Vista lateral de 1991 da ponte terminada (Fonte: VASCONCELOS, 2009) _____	25
Figura 2.13. Esquema estrutural do sistema em balanços sucessivos (Fonte: REZENDE, 2007) _____	27
Figura 2.14. Ciclo de execução de aduelas concretadas in-loco (Fonte: REZENDE, 2007) _____	28
Figura 2.15. Esquema geral e fases de execução (Fonte: REZENDE, 2007) _____	29
Figura 3.1. Determinação de h_1 _____	33
Figura 3.2. Domínios de Deformação no Estado Limite Último em uma seção transversal (Fonte: NBR 6118/ 2003) _____	35
Figura 3.3. Tipos de impermeabilização de juntas (Fonte: RIBEIRO, 2004) _____	39
Figura 3.4. Cabos provisórios em saliências no interior da seção (Fonte: BENAİM, 2008) _____	39
Figura 3.5. Chaves de cisalhamento: protuberâncias (Fonte: BENAİM, 2008) _____	40
Figura 3.6. Chave de cisalhamento: superfície rugosa (Fonte: BENAİM, 2008) _____	40
Figura 3.7. Chaves de cisalhamento em aduelas pré-fabricadas (Fonte: SÉTRA, 2007) _____	41
Figura 3.8. Esquema da concretagem de uma aduela usando uma plataforma de trabalho _____	42
Figura 3.9. Fases de concretagem de cada aduela _____	43
Figura 4.1. Fase Construtiva _____	44
Figura 4.2. Estrutura Concluída _____	44
Figura 4.3. Diagrama de Momento Fletor de Acordo com Montagem de Cada Aduela _____	45
Figura 4.4. Apresentação dos resultados utilizando a ferramenta FTOOL _____	46

Figura 4.5. Estrutura em Balanço - FTOOL _____	47
Figura 4.6. Peso Próprio (g_1) - FTOOL _____	48
Figura 4.7. Momentos Fletores devido a g_1 - Ftool _____	48
Figura 4.8. Deslocamentos devido a g_1 - Ftool _____	48
Figura 4.9. Carregamentos (g_1) no momento em que o avanço chega a aduela 4 - Ftool ____	49
Figura 4.10. Momentos fletores (g_1) no momento em que o avanço chega a aduela 4 - Ftool	49
Figura 4.11. Deslocamentos (g_1) no momento em que o avanço chega a aduela 4 - Ftool __	49
Figura 4.12. Carregamentos (g_1) no momento em que o avanço chega a aduela 8 - Ftool __	50
Figura 4.13. Momentos fletores (g_1) no momento em que o avanço chega a aduela 8 - Ftool	50
Figura 4.14. Deslocamentos (g_1) no momento em que o avanço chega a aduela 8 – Ftool __	50
Figura 4.15. Janela de determinação dos carregamentos móveis gerados – STRAP _____	51
Figura 4.16. Funcionamento da seção celular _____	52
Figura 4.17. Esquema para o cálculo do Trem Tipo Longitudinal (TTL) _____	52
Figura 4.18. Estrutura em Balanço - FTOOL _____	53
Figura 4.19. Linha de Influência de Momento Fletor – S10 _____	54
Figura 4.20. Linha de Influência de Momento Fletor – S15 _____	55
Figura 5.1. Protensão aplicada em um extremo do cabo (Fonte: SCHMID, 1998) _____	57
Figura 5.2. Protensão aplicada nos dois extremos do cabo (Fonte: SCHMID, 1998) _____	58
Figura 5.3. Cabos com diferentes raios de curvatura (Fonte: SCHMID, 1998) _____	58
Figura 5.4. Determinação do ponto k, de imobilidade por atrito (Fonte: CARVALHO, 1987) _____	59
Figura 5.5. Determinação do ponto de imobilidade por ancoragem (Fonte: CARVALHO, 1987) _____	60
Figura 5.6. Diagrama de deformações (Fonte: OYAMADA, R. N., 2004) _____	67
Figura 6.1. Domínios de Estado Limite Último de uma seção transversal (Fonte: NBR 6118: 2007) _____	76

Figura 6.2. Deformação da seção transversal após a atuação da protensão e peso próprio (Fonte: CARVALHO, 2007)	77
Figura 6.3. Seção transversal nos estados limites de descompressão e último (Fonte: CARVALHO, 2007)	77
Figura 7.1. Diagrama de momento devido esforço unitário para o cálculo de deformação vertical (Fonte: CARVALHO, 1987)	82
Figura 7.2. Diagrama de momento devido esforço unitário para o cálculo da rotação no extremo do balanço (Fonte: CARVALHO, 1987)	83
Figura 7.3. Diagramas de momentos fletores devido esforços unitários para o cálculo de deformação vertical e rotação de estrutura com um trecho bi-apoiado (Fonte: CARVALHO, 1987)	84
Figura 7.4. Diagrama de momento que ocorre devido ao impedimento de rotação das extremidades do balanço (Fonte: CARVALHO, 1987)	85
Figura 8.1. Espaçamentos mínimos – casos de pós-tração (Fonte: NBR 6118: 2007)	88
Figura 8.2. Blocos de ancoragem (Fonte: SÉTRA, 2007)	89
Figura 8.3. Distâncias entre centros e bordas de ancoragens MTAI (Fonte: PROTENDE, 2008)	89
Figura 8.4. Ancoragem tipo MTAI (Fonte: PROTENDE, 2008)	90
Figura 9.1. Seção longitudinal – trecho em escoramento direto	91
Figura 9.2. Seção longitudinal – trecho em balanço progressivo	91
Figura 9.3. Perfil longitudinal da estrutura após o fechamento do vão	92
Figura 9.4. Seção transversal	92
Figura 9.5. Carregamento g_1 em kN após a execução da aduela de disparo	95
Figura 9.6. Diagrama de momento fletor em kN.m de carga permanente após a execução da aduela de disparo	95
Figura 9.7. Deformada da estrutura após a execução da aduela de disparo	95
Figura 9.8. Carregamento g_1 em kN após a execução da aduela 4	96

Figura 9.9. Diagrama de momento fletor em kN.m de carga permanente após a execução da aduela 4 _____	96
Figura 9.10. Deformada da estrutura após o lançamento da aduela 4 _____	96
Figura 9.11. Carregamento g_1 em kN após a execução da aduela 8 _____	97
Figura 9.12. Diagrama de momento fletor em kN.m de carga permanente g_1 após a execução da aduela 8 _____	97
Figura 9.13. Deformada da estrutura após o lançamento da aduela 8 _____	97
Figura 9.14. Diagrama de momento fletor em kN.m para carga permanente g_2 _____	100
Figura 9.15. Linha de influência (L.I.) de momento fletor em S10 _____	100
Figura 9.16. Linha de influência (L.I.) de momento fletor em S15 _____	102
Figura 9.17. Trem Tipo Longitudinal (TTL) _____	103
Figura 9.18. Geometria do arco de circunferência (Fonte: CARVALHO, 2009) _____	104
Figura 9.19. Trajetória do cabo representante após o lançamento da aduela 4 (Fonte: PAN, 2009) _____	105
Figura 9.20. Representação gráfica dos cálculos efetuados para o trecho de cabo curvo (Fonte: PAN, 2009) _____	107
Figura 9.21. Representação gráfica dos cálculos efetuados para o trecho do cabo em deflexão (Fonte: PAN, 2009) _____	108
Figura 9.22. Tensões ao longo do cabo representante após perdas por atrito _____	110
Figura 9.23. Tensões ao longo do cabo representante _____	112
Figura 9.24. Seção transversal S10 _____	118
Figura 9.25. Disposição dos cabos na seção S10 _____	122
Figura 9.26. Detalhe da disposição dos cabos na seção S10 _____	122
Figura 9.27. Traçado dos cabos de protensão (Fonte: CARVALHO, 1987) _____	124
Figura 10.1. Diagrama de barras de momentos fletores em S10 para cada tipo de carga _____	128
Figura A.1. Variação de $\beta_s(t)$ (Fonte: NBR 6118: 2007) _____	II

Figura B.1. Variação de $\varepsilon_{ccf}(t)$ (Fonte: NBR 6118: 2007) _____ V

Figura B.2. Variação de $\beta_f(t)$ (Fonte: NBR 6118: 2007) _____ VI

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Cargas dos veículos (Fonte: NBR 7188: 1984 – ABNT) _____	12
Tabela 2.2. Número e largura das pistas fictícias (Fonte: BS EN 1991-2: 2003) _____	13
Tabela 2.3. Load Model 1: valores característicos (Fonte: BS EN 1991-2: 2003) _____	14
Tabela 5.1. Raio de curvatura e comprimento mínimos para cordoalhas de 7 fios Φ ½” RB (Fonte: SCHMID, 1998) _____	58
Tabela 5.2. Raio de curvatura e comprimento mínimos para cordoalhas de 7 fios Φ 5/8” RB (Fonte: SCHMID, 1998) _____	59
Tabela 5.3. Perda de protensão por deformação imediata do concreto sofrida em cada cabo quando há protensão seqüenciada (Fonte: CARVALHO, 2007) _____	61
Tabela 5.4. Valores de ψ_{1000} (em %) (para 1000 horas em 20 °C) (Fonte: SCHMID, 1998) _____	70
Tabela 6.1. Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental (Fonte: NBR 6118: 2007) _____	72
Tabela 6.2. Combinações de Serviço (Fonte: NBR 6118: 2007) _____	79
Tabela 8.1. Tipos de cabos (Fonte: PROTENDE, 2008) _____	87
Tabela 8.2. Raios mínimos para o cabo com cordoalha de 7 fios \square ½” (Fonte: SCHMID, 1998) _____	88
Tabela 8.3. Raios mínimos para o cabo com cordoalha de 7 fios \square 5/8” (Fonte: SCHMID, 1998) _____	88
Tabela 9.1. Dimensões das aduelas _____	92
Tabela 9.2. Características geométricas _____	93
Tabela 9.3. Momento fletor e tensões devido ao peso próprio (g_1) em S10 _____	98
Tabela 9.4. Momento fletor e tensões devido ao peso próprio (g_1) em S15 _____	98
Tabela 9.5. Deslocamentos devido ao carregamento g_1 _____	99
Tabela 9.6. Ordenadas da Linha de Influência de Momento Fletor para a seção S10 _____	101
Tabela 9.7. Ordenadas da Linha de Influência de Momento Fletor para a seção S15 _____	102

Tabela 9.8. Momentos fletores de carga permanente (g_2) e carga acidental (q) _____	103
Tabela 9.9. Tensão ao longo do cabo após perdas por atrito (lado esquerdo) _____	109
Tabela 9.10. Tensão ao longo do cabo após perdas por atrito (lado direito) _____	109
Tabela 9.11. Tensões ao longo do cabo representante após perdas iniciais _____	113
Tabela 9.12. Coeficientes de fluência e retração _____	114
Tabela 9.13. Perdas de protensão por relaxação _____	116
Tabela 9.14. Tensões de protensão finais e % de perdas totais _____	117
Tabela 9.15. Tensão no aço (MPa) com $E_p = 195000$ MPa (Fonte: CARVALHO, 2007) __	120
Tabela A.1. Valores numéricos usuais para determinação da fluência e da retração (Fonte: NBR 6118: 2007) _____	II
Tabela A.2. Valores da fluência e da retração em função da velocidade de endurecimento do concreto (Fonte: NBR 6118: 2007) _____	III
Tabela C.1. Valores para cálculo da armadura longitudinal de seções retangulares (Fonte: CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2007) _____	VIII
Tabela D.1. Planilha Excel para Determinação do Momento de Fechamento _____	IX

1 INTRODUÇÃO

As pontes em seção caixão com balanços progressivos são muito vantajosas quando se tem uma estrutura contínua, quando se deseja a menor altura da seção transversal de estrutura ou quando não é possível realizar escoramento.

Nas vigas com seção celular as partes inferiores das vigas principais são ligadas por uma laje. Esta laje cria uma seção celular simples, dupla ou múltipla. Estas seções têm grande resistência à torção, permitindo distribuição transversal uniforme, dos carregamentos excêntricos, entre as vigas principais.

Os vigamentos celulares de pontes são constituídos de transversinas que impedem deformações angulares relativas entre as paredes da célula.

O processo de execução de balanços progressivos consiste em lançar trechos de pequena extensão do tabuleiro, com comprimento variando de 3 a 5 m, denominados aduelas. Essas aduelas são lançadas a partir de dois pilares na direção do meio do vão ou de um pilar em direção a outro contíguo. Cada aduela é fixada à anterior através da protensão de cabos longitudinais caracterizando, pelo menos nas fases construtivas intermediárias, uma estrutura em balanço. A

Figura 1.1 ilustra a vista lateral esquemática das etapas construtivas de ponte em balanço progressivo. Na etapa 1 pode-se observar o início da execução, na etapa 2 a primeira aduela já foi lançada. Na etapa $N - 1$ falta apenas a parte central ser fechada, e finalmente na etapa N a ponte está concluída.

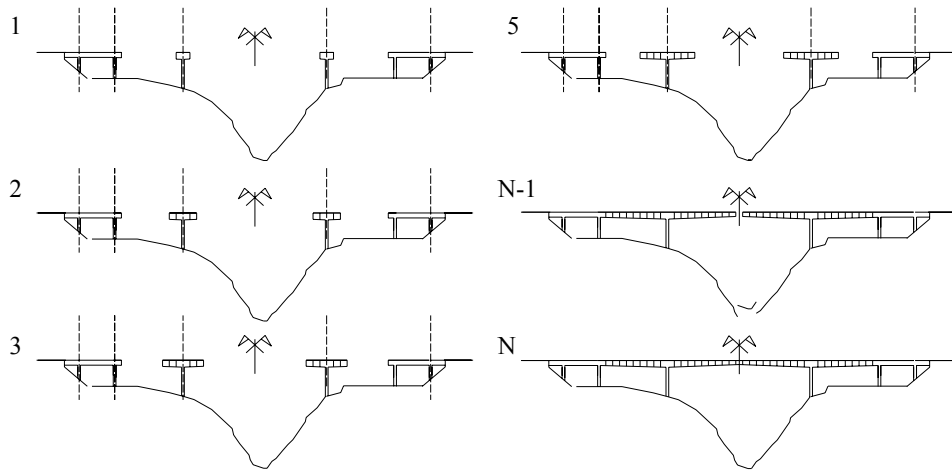


Figura 1.1. Vista lateral esquemática de etapas construtivas de ponte em balanços progressivos (Fonte: CARVALHO - 2007)

O lançamento das aduelas pré-moldadas pode ser realizado por treliças, conforme Figura 1.2. Neste caso as aduelas são pré-moldadas em um canteiro próximo a obra.

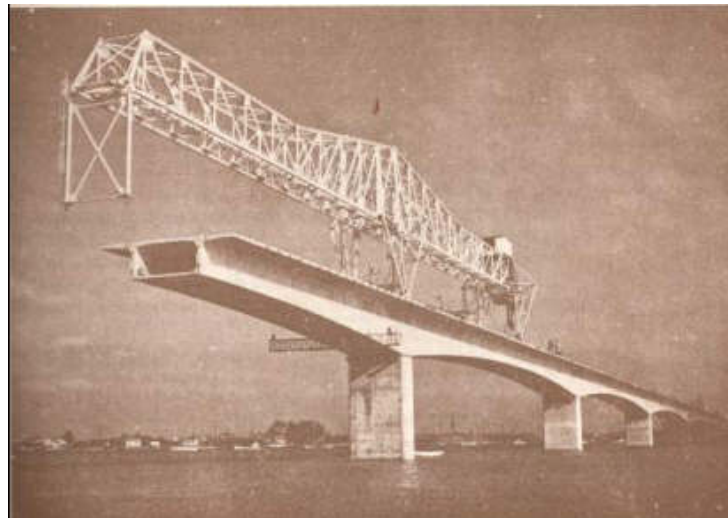


Figura 1.2. Treliça lançadora e aduelas pré-moldadas (Fonte: PFEIL, 1975)

As aduelas podem ser concretadas in-loco, utilizando um equipamento mais simples que permite a execução de uma plataforma de trabalho usada para montagem das fôrmas como pode ser visto na Figura 1.3.



Figura 1.3. Balanço progressivo moldado no local (Fonte: MATTOS, 2001)

O conceito de balanços progressivos foi idealizado e realizado por Emílio Baumgart em 1930 a partir do projeto da ponte sobre o Rio Peixe em Santa Catarina (Figura 1.4). Esta ponte possuía 68 m, foi a mais longa em viga reta do mundo na época. VASCONCELOS (2005) trata em seu trabalho desta técnica desenvolvida por Emílio Baumgart. O mesmo decidiu utilizar o processo de construção de treliças metálicas acrescentando trechos em balanço suportados pelas partes previamente instaladas. A ponte deveria transpor um rio cujo regime ocasionaria uma elevação de 11 m em apenas uma noite, assim o escoramento poderia ser carregado pelas correntezas, daí a idealização desta técnica. A Figura 1.5 mostra o perfil longitudinal e a seção transversal.

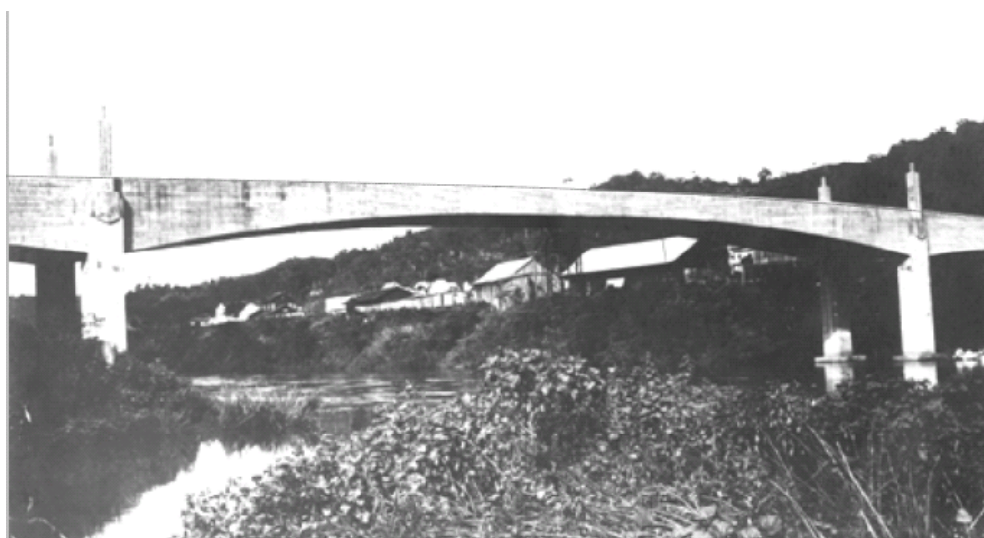


Figura 1.4. Ponte sobre o Rio do Peixe – Santa Catarina (Fonte: THOMAZ, 2010)

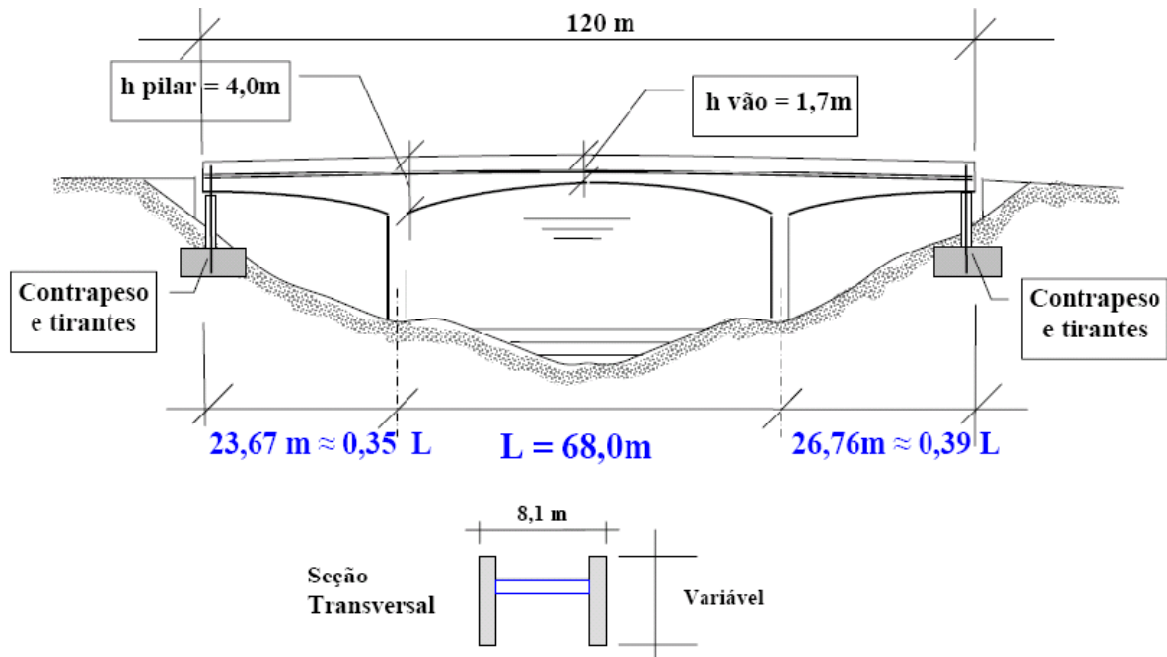


Figura 1.5. Perfil Longitudinal e Seção Transversal da Ponte sobre o Rio do Peixe entre Joaçaba e Herve (Fonte: THOMAZ, 2010)

A Figura 1.6 mostra uma fase intermediária da construção da ponte.

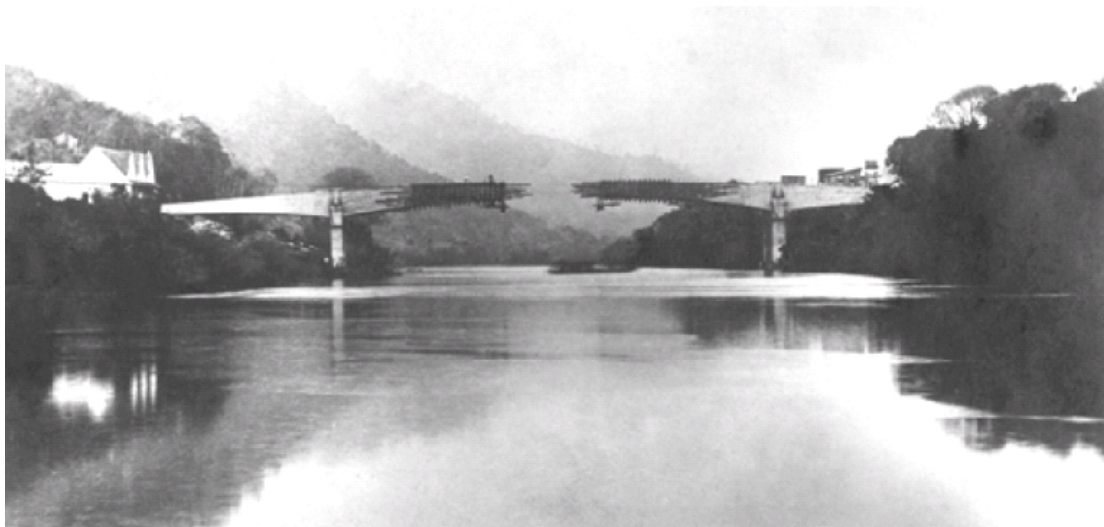


Figura 1.6. Fase Construtiva da Ponte sobre o Rio do Peixe (Fonte: THOMAZ, 2010)

Os balanços progressivos possuíam altura de 1,7 m. As transversinas foram posicionadas a cada 3 m. Foi feita uma rótula temporária para a fase de execução, após a conclusão da viga contínua com três vãos esta rótula foi preenchida com concreto, criando uma continuidade entre a viga e o pilar. Assim formou-se um quadro hiperestático, com três vãos e quatro apoios. A Figura 1.7 ilustra o arranjo da armadura da ponte.

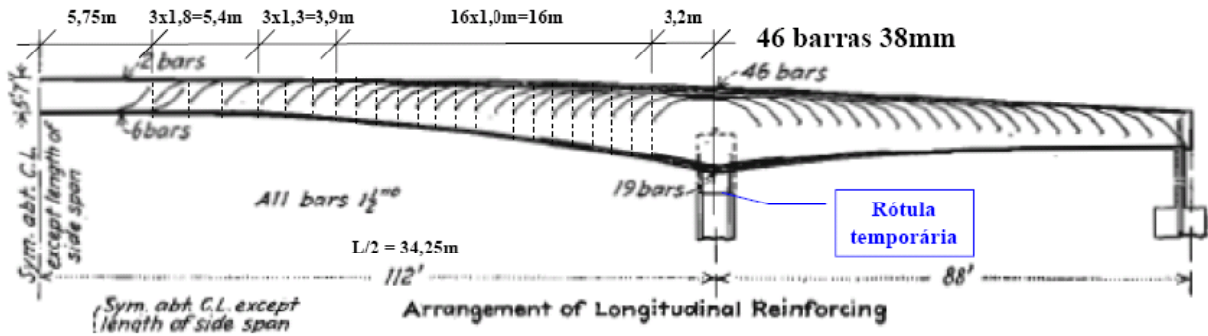


Figura 1.7. Arranjo da Armadura da Ponte sobre o Rio do Peixe (Fonte: THOMAZ, 2010)

Segundo THOMAZ, a ponte sobre o Rio do Peixe é reconhecida mundialmente como a primeira ponte de concreto construída em balanços sucessivos, sem escoramentos apoiados no terreno. Esse método construtivo não foi patenteado pelo Engenheiro Emílio Baumgart, porém sendo esta obra a pioneira não foram aceitos outros pedidos de patente deste método.

CARVALHO (1987) apresenta os possíveis esquemas estruturais de pontes em balanços progressivos. Podem ser em pórticos com ligações articuladas, pórticos isostáticos com viga Gerber, pórticos ou vigas com estabelecimento da continuidade e pórticos mistos.

As articulações neste tipo de pontes têm como função permitir as deformações decorrentes da variação de temperatura, retração e deformação lenta. Nos pórticos com articulação central, a deformação ao longo do tempo provocará um ponto anguloso no perfil longitudinal da estrutura. A Figura 1.8 ilustra esta situação.

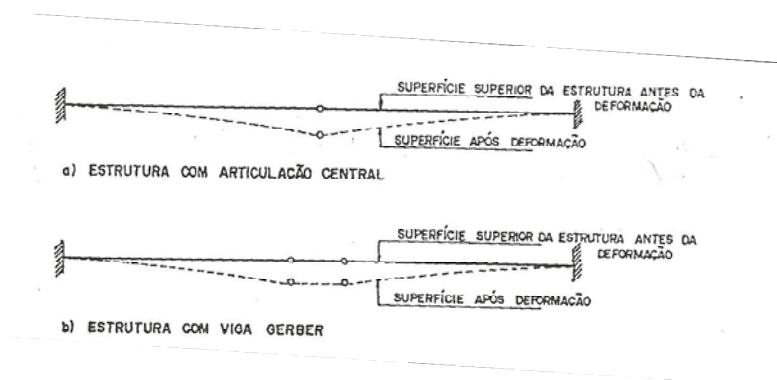


Figura 1.8. Deformação das estruturas com articulação e viga Gerber (Fonte: CARVALHO, 1987)

Quando se utiliza a viga Gerber há uma redução do momento fletor oriundo do peso próprio nas seções extremas do tramo, porém há necessidade de uma maior quantidade

de aparelhos de apoio. Geralmente quando as aduelas são moldadas in-loco não se utiliza o trecho Gerber, pois seria necessário um equipamento de lançamento específico.

O problema quando se estabelece a continuidade na estrutura está na inserção de esforços oriundos da variação de temperatura e na incerteza dos valores dos esforços introduzidos devido ao impedimento das deformações diferidas.

Quando o vão livre a ser vencido pela obra de arte é grande, torna-se antieconômico adotar uma estrutura de altura constante. Assim, nestes casos, podem-se utilizar seções com altura variável, espessura da laje inferior variável e espessura das almas das vigas também variável.

A represa Guarapiranga em São Paulo recentemente precisou ser transposta por obras do Rodoanel de São Paulo. Neste caso a solução indicada foi a de usar pontes em balanços progressivos como a mostrada na Figura 1.9.



Figura 1.9. Ponte em Balanços Progressivos sobre a Represa de Guarapiranga no Rodoanel de São Paulo (Fonte: DERSA, 2010)

A Figura 1.10 ilustra a construção da ponte com o avanço das aduelas. A Figura 1.11 destaca o encaixe de uma aduela pré-moldada à estrutura, indo de encontro ao próximo trecho, para posterior fechamento do vão.



Figura 1.10. Ponte em balanço progressivo na Represa Billings, Rodoanel Mario Covas (Fonte: DERSA, 2010)



Figura 1.11. Ponte em balanço progressivo na Represa Billings, Rodoanel Mario Covas (Fonte: DERSA, 2010)

A Figura 1.12 mostra o fechamento do vão central da ponte do Rodoanel Mario Covas sobre a represa Billings.



Figura 1.12. Fechamento do vão central. Ponte em balanço progressivo na Represa Billings, construção do Rodoanel Mario Covas (Fonte: DERSA, 2010)

1.1 OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho é apresentar um procedimento para projeto de superestruturas de pontes em concreto protendido aplicando-se a técnica de balanços progressivos de acordo com a nova norma NBR 6118:2007 (Projeto de estruturas de concreto).

Também como objetivo deseja-se fornecer um texto didático que proporcione informações atualizadas sobre este sistema estrutural.

1.2 JUSTIFICATIVAS

O Brasil é constituído de uma grande malha fluvial, com rios caudalosos de grande extensão. Além disto, é comum o uso de barragens para regularização da vazão de água dos rios, assim como suprimento de água e geração de energia elétrica. Nestas barragens há necessidade de formação de grandes espelhos d'água, verdadeiros lagos artificiais.

Devido a estes fatos prevê-se a necessidade de construção de pontes com vãos médios e grandes para a transposição dos cursos d'água. No entanto esta necessidade não representa uma tarefa simples. O escoramento das pontes deve considerar a correnteza dos rios, além da dificuldade de fixá-lo ao leito dos mesmos. A fim de se evitar esta etapa de escoramento, é possível se utilizar a pré-moldagem com vigas múltiplas, porém nesta solução a ponte pode não atingir grandes vãos, pois acarretaria a necessidade de equipamentos especiais, tornando a ponte mais cara.

Assim este estudo deve buscar como pode ser projetada a geometria de pontes, avaliando os esforços solicitantes oriundos de carga permanente, acidental e se possível com o uso de programas computacionais. Procura também fornecer novas e eficientes diretrizes de cálculo de pontes de concreto protendido em balanços progressivos levando em conta também que a maioria das novas obras de arte é pré-moldada, variando bastante a forma de cálculo e execução destas.

Como a literatura técnica brasileira neste assunto é escassa, o trabalho pretende propor procedimentos de projetos atualizados em relação às novas normas existentes, especialmente a NBR 6118:2007 (Projeto de estruturas de concreto). Para atingir o objetivo proposto é fornecido um procedimento para o projeto de pontes deste tipo, detalhando cada etapa de cálculo de esforços, verificações em cada seção transversal e detalhamento do projeto executivo da mesma.

O procedimento de cálculo deve envolver as diversas etapas de projeto e depois a estrutura funcionando na sua configuração final. Esta técnica é amplamente utilizada, mesmo assim a literatura é escassa, assim justifica-se o desenvolvimento deste trabalho.

1.3 MÉTODO DO TRABALHO

Para atingir o objetivo deste trabalho foram feitas revisões bibliográficas, reunindo informações relevantes sobre o tema, estudando as teorias, programas computacionais e modelos de cálculo existentes de pontes em balanços sucessivos.

Com base nas revisões bibliográficas foi elaborado um procedimento de pré-dimensionamento da superestrutura de pontes em balanços progressivos, finalizando com um exemplo numérico abrangendo os pontos mais importantes a serem considerados no projeto.

1.4 APRESENTAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está dividida em onze capítulos, conforme são ilustrados a seguir:

Capítulo 1 – Introdução: Trata das vantagens de utilização de pontes em balanço progressivo, esquema estrutural, processo de execução, justificativas para escolha do tema, objetivos da dissertação e metodologia aplicada no trabalho.

Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica: Apresenta explanações e teorias de dimensionamento já estudadas por outros autores, assim como as normas vigentes sobre o assunto.

Capítulo 3 – Discussões sobre a Geometria da Seção e Processo de Execução das Aduelas: Relata as principais considerações a serem feitas na definição da geometria da superestrutura de ponte em balanço progressivo, determinação da altura útil mínima, definição do esquema estrutural e processo de execução deste tipo de ponte, diferenciando entre aduelas moldadas “in-loco” e aduelas pré-moldadas.

Capítulo 4 – Esforços Solicitantes das Vigas Principais: Mostra a determinação dos esforços solicitantes na superestrutura neste tipo de ponte devido a cargas permanentes e acidentais, na seção transversal e longitudinal, assim como o esquema estrutural a ser considerado durante a fase executiva e fase de funcionamento.

Capítulo 5 – Perdas de Protensão: Apresenta as principais perdas de protensão iniciais e ao longo do tempo de acordo com a NBR 6118/ 2007 e estudo de fluência para este tipo de ponte que apresenta várias idades do concreto.

Capítulo 6 – Pré-Dimensionamento da Armadura Longitudinal de Protensão: Trata das principais etapas de pré-dimensionamento da armadura longitudinal de protensão tanto pelo estado limite último quanto pelo estado limite de serviço.

Capítulo 7 – Deformações e Avaliação do Momento de Fechamento da Estrutura: Traz as formulações para determinação de flechas, rotações e momento de fechamento em pontes de balanços progressivos.

Capítulo 8 – Detalhamento da Armadura Longitudinal: Apresenta alguns aspectos a serem considerados no detalhamento da armaura longitudinal de potência, tais como raios mínimos, disposição das bainhas, dentre outros.

Capítulo 9 – Exemplo Numérico: Apresenta um exemplo numérico da superestrutura de uma ponte executada e calculada na dissertação de CARVALHO (1987), exemplificando algumas teorias apresentadas ao longo da dissertação.

Capítulo 10 – Considerações Finais e Sugestões para Trabalhos Futuros: Mostra algumas considerações importantes num projeto de superestrutura de pontes em balanço progressivo e sugestões interessantes a serem desenvolvidas em trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nesta revisão bibliográfica foram pesquisados vários autores estudiosos em pontes, absorvendo seus principais conceitos necessários para o desenvolvimento deste trabalho. Primeiramente iniciou-se verificando o que as normas brasileiras de pontes trazem sobre o assunto.

2.1 AÇÃO MÓVEL A CONSIDERAR

A NBR 7187: 2003, norma referente a projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido, define as ações a serem consideradas para o dimensionamento de pontes. Estas ações são divididas em três grupos: permanentes, variáveis e excepcionais. As ações permanentes envolvem as cargas provenientes do peso próprio dos elementos estruturais, pavimentação, trilhos, dormentes, lastros, revestimentos, defensas, guarda-rodas e guarda-corpos, empuxos de terra e de água, forças de protensão, variação de temperatura, deformações devido à fluência e retração e deslocamentos de apoio. As ações variáveis envolvem as cargas móveis, força centrífuga, choque lateral, frenagem e aceleração, ação do vento, pressão d'água em movimento, empuxo de terra provocado por cargas móveis e cargas de construção. As ações excepcionais envolvem choques de veículos e outras que se julgarem necessárias.

A NBR 7188: 1984, norma referente à carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre prescreve os veículos a serem utilizados para o dimensionamento de pontes rodoviárias. As pontes são divididas em três classes: Classe 12, Classe 30 e Classe 45, porém a classe amplamente utilizada é a classe 45, o veículo desta classe encontra-se na Figura 2.1, e recebe este nome pelo fato do mesmo pesar 45 tf ou 450 kN. Este veículo, com as demais ações (no caso a distribuída) compõem o que se chama de trem tipo. O mesmo será considerado sempre na direção do tráfego, e apenas um de cada vez sobre a ponte. Além da carga do trem tipo é considerada uma carga de 5 kN/m² em toda a pista.

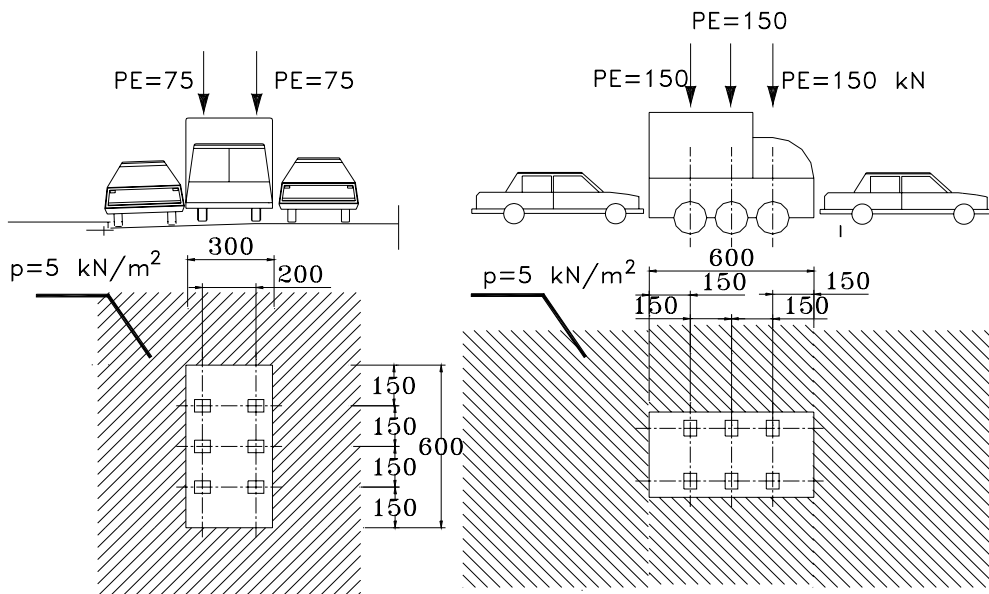


Figura 2.1. Trem tipo normativo (Fonte: NBR 7188: 1984 – ABNT)

A Tabela 2.1 ilustra as cargas das diversas classes.

Tabela 2.1. Cargas dos veículos (Fonte: NBR 7188: 1984 – ABNT)

Classe das Pontes	Veículo		Carga uniformemente distribuída				Disposição da carga	
	Tipo	Peso Total		Q		q'		
		kN	tf	kN/m ²	kgf/m ²	kN/m ²		kgf/m ²
45	45	450	45	5	500	3	300	Carga q em toda a pista.
30	30	300	30	5	500	3	300	
12	12	120	12	4	400	3	300	Carga q' nos passeios.

O BS EN 1991-2: 2003 apresenta combinações de cargas diferentes das normas brasileiras. As cargas atuais de pontes rodoviárias resultam de várias categorias de veículos e pedestres. O tráfego de veículos pode diferir entre as pontes dependendo da sua composição (porcentagem de caminhões), sua densidade (média do número de veículos por ano), suas condições e cargas por eixo de veículos. A largura da via (w) deve ser mensurada entre freios ou entre interior dos limites dos sistemas de retenção dos veículos e não devem incluir a distância fixada entre os sistemas de retenção de veículos ou freios de uma central de reserva

nem as larguras destes sistemas de retenção dos veículos. A largura w_1 das pistas fictícias de uma via e o maior conjunto possível de número n_1 dessas pistas são definidos na Tabela 2.2.

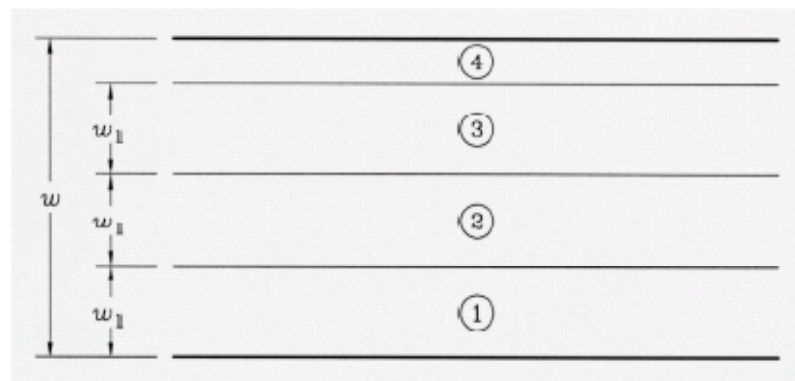
Tabela 2.2. Número e largura das pistas fictícias (Fonte: BS EN 1991-2: 2003)

Largura da faixa de rolagem w	Número de pistas fictícias	Largura de uma pista fictícia w_1	Largura da área remanescente
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3 m	$w - 3\text{m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3 m	$w - 3 \times n_1$

NOTA: Por exemplo, para uma largura de faixa de rolagem igual a 11 m, $n_1 = \text{Int}(w/3) = 3$, e a largura da área remanescente é $11 - 3 \times 3 = 2\text{m}$.

Para larguras variáveis da via, o número de pistas fictícias deve ser definido de acordo com os princípios usados na Tabela 2.2.

A Figura 2.2 mostra um exemplo de numeração de pista.



Onde: w Largura da faixa de rolamento;

w_1 Largura da pista fictícia;

1 Pista fictícia Nr. 1

2 Pista fictícia Nr. 2

3 Pista fictícia Nr. 3

4 Área remanescente

Figura 2.2. Exemplo de numeração da pista no caso mais geral (Fonte: BS EN 1991-2: 2003)

Os modelos de carregamentos descritos no BS EN 1991-2: 2003 apresenta quatro modelos de carregamentos, com amplificação dinâmica já incluída, descritos a seguir:

- **Load Model 1 (LM1):** carregamentos concentrados e distribuídos que cobrem a maior parte dos efeitos do tráfego de caminhões e carros. Este modelo deve ser usado para verificações locais e globais e consiste em dois sistemas parciais.

Um sistema é composto de cargas concentradas em eixo duplo (*sistema tandem – TS*), onde cada eixo tem o seguinte peso:

$\alpha_q Q_k$, onde α_q corresponde aos fatores de ajuste.

Só pode ser considerado um *sistema tandem* por pista fictícia.

O segundo sistema é composto de cargas uniformemente distribuídas (*UDL System*), com peso de:

$\alpha_q q_k$, onde α_q corresponde aos fatores de ajuste.

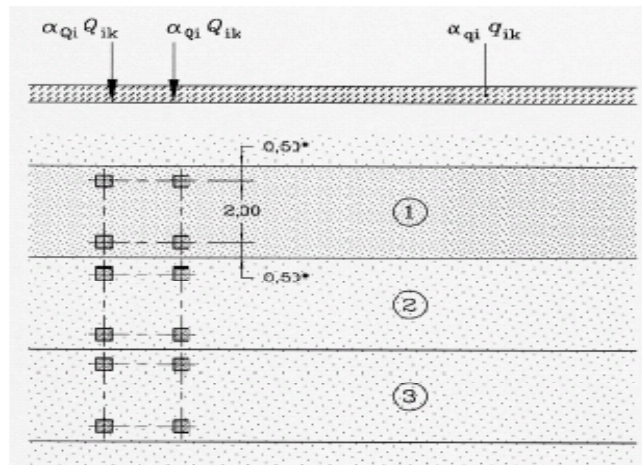
O carregamento distribuído só pode ser aplicado nas partes desfavoráveis da superfície de influência, longitudinalmente e transversalmente.

O Load Model 1 deve ser aplicado em cada faixa fictícia e áreas remanescentes de acordo com Tabela 2.3.

Tabela 2.3. Load Model 1: valores característicos (Fonte: BS EN 1991-2: 2003)

Posição	Sistema Tandem TS	Sistema UDL
	Cargas por eixo Q_{ik} (kN)	q_{1k} (ou q_{ik}) (kN/m ²)
Pista número 1	300	9
Pista número 2	200	2,5
Pista número 3	100	2,5
Outras pistas	0	2,5
Área remanescente (q_{rk})	0	2,5

A Figura 2.3 mostra a aplicação do carregamento Load Model 1.



Onde: (1) Pista Nr. 1: $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$; $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$;

(2) Pista Nr. 2: $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$; $q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$;

(3) Pista Nr. 3: $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$; $q_{3k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$;

*Para $w_1 = 3,00 \text{ m}$.

Figura 2.3. Aplicação do Load Model 1 (Fonte: BS EN 1991-2: 2003)

Para verificações locais o *Sistema Tandem* deve ser considerado na posição mais desfavorável. Quando dois *Sistemas Tandem* forem posicionados em faixas fictícias adjacentes devem ser locados o mais próximo possível, porém mantendo uma distância mínima de 0,50 m. A Figura 2.4 ilustra a disposição do modelo.

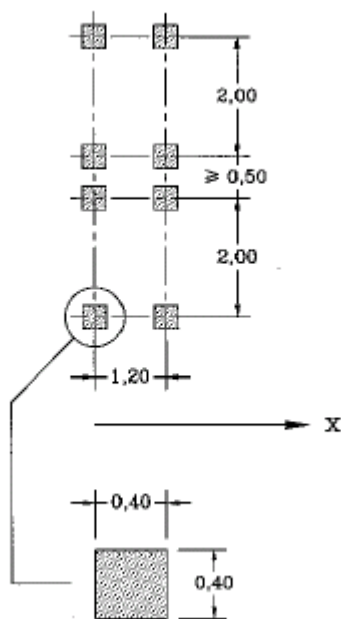


Figura 2.4. Aplicação dos Sistemas Tandem para verificações locais (Fonte: BS EN 1991-2: 2003)

- **Load Model 2 (LM2):** consiste em um eixo com peso de $\beta_q Q_{ak}$, com $Q_{ak} = 400$ kN, deve ser aplicado em qualquer local da via. No entanto, quando relevante, apenas uma roda de $200 \beta_q$ (kN) pode ser considerado. A Figura 2.5 ilustra o Load Model 2.

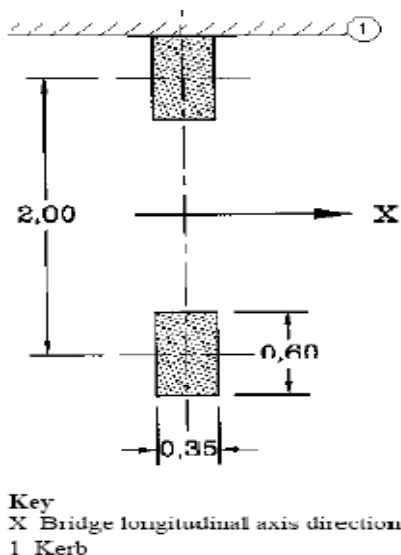


Figura 2.5. Load Model 2 (Fonte: BS EN 1991-2: 2003)

- **Load Model 3 (LM3):** Quando relevante modelos especiais de veículos devem ser definidos e considerados.

- **Load Model 4 (LM4):** consiste no carregamento correspondente a multidão, uniformemente distribuído com valor de 5 kN/ m² (já incluindo amplificação dinâmica). Este tipo de carregamento só pode ser associado com situações transitórias de projeto.

Para combinações últimas a norma europeia estabelece coeficiente de majoração $\gamma_f = 1,5$.

A resolução do CONTRAN (Conselho Nacional de Trânsito) mostra inúmeras possibilidades de variação das combinações de veículos de carga (CVC's), algumas delas são mostradas na Figura 2.6.

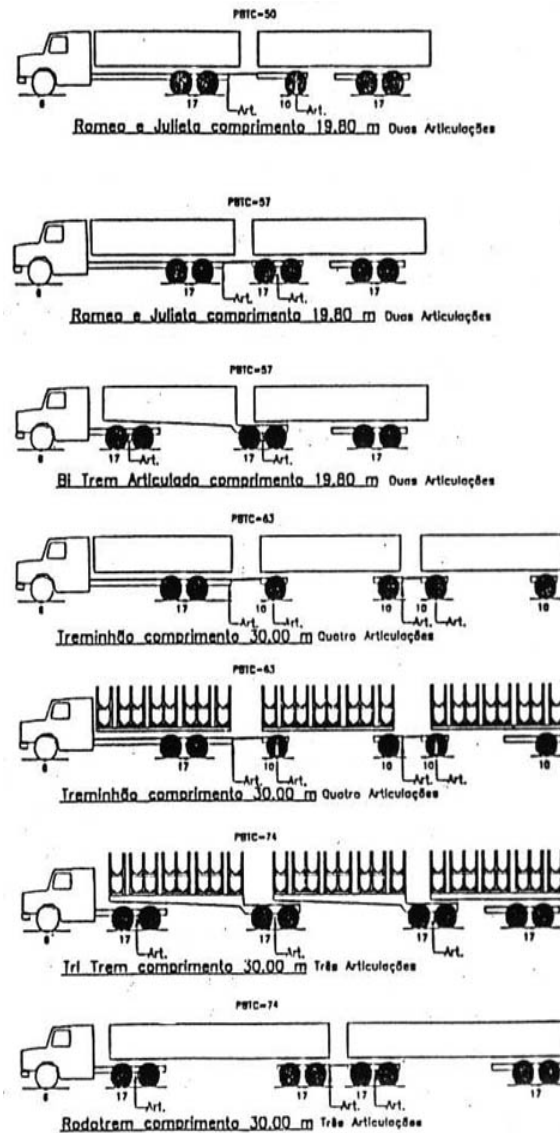


Figura 2.6. Combinações de veículos de carga (Fonte: CONTRAN)

Apesar de as cargas nos eixos serem menores que as do veículo normativo o estudo das CVC's nas pontes rodoviárias é de extrema importância, pois visa à verificação da estrutura principal.

Estas CVC's usuais, mesmo sendo permitidas por lei, podem ser críticas, pois além de possuírem peso bruto total superior ao veículo normativo, é possível circular mais de uma CVC sobre o tabuleiro da ponte, o que não ocorre com o trem tipo, sendo que passa apenas um por vez na ponte.

LUCHI (2006) avaliou em seu trabalho a adequação do trem tipo da classe 45 da norma brasileira NBR 7188 considerando o tráfego de veículos reais com base em dados obtidos da concessionária CENTROVIAS SISTEMAS RODOVIÁRIOS S. A., no interior de São Paulo. A comparação realizada entre o trem tipo da norma brasileira e da européia quanto ao Estado Limite Último forneceu resultados semelhantes, já a comparação realizada entre o trem tipo da norma brasileira e o da americana forneceu resultados diferentes, sendo os esforços da norma brasileira maiores que o da AASHTO.

Os resultados obtidos por LUCHI (2006) a partir das análises de rodovias em pista dupla com 200 congestionamentos por ano e probabilidade de caminhões na segunda faixa reduzida em 80% mostraram que o trem tipo normativo brasileiro é adequado às cargas ocorridas no período estudado. O autor também conclui que o estudo da força cortante é importante nas verificações de cargas móveis, pois algumas vezes as relações obtidas entre esforço característico e esforço máximo devido ao trem tipo 45 foram maiores para o esforço cortante na seção do apoio que para momento fletor no meio do vão.

LUCHI (2006) realizou também um estudo comparativo para momento fletor no meio do vão para pontes bi-apoiadas e seções celulares, onde os valores encontrados para as relações de esforços característicos e esforços máximos devido ao trem tipo 45 para pontes bi-apoiadas são sempre menores que nas seções celulares. Os veículos foram considerados em sua posição de tráfego normal, ou seja, de forma centrada nas faixas. Porém, em projeto sempre se considera a posição mais desfavorável das cargas. Assim, o aparente excesso de segurança decorre principalmente do zelo no posicionamento transversal das cargas do veículo, correto do ponto de vista teórico, mas não devendo ser considerado nas condições normais de tráfego. É importante observar que isso não ocorre nas pontes celulares.

FERREIRA (2006) verifica o desempenho das obras de arte sob jurisdição do DER-SP através de um índice de confiabilidade.

O projeto e a construção de qualquer estrutura envolvem inúmeras incertezas, tais como incerteza física (carregamentos, materiais, dimensões), incerteza estatística (distribuição de probabilidade e parâmetros) e incerteza do modelo (simplificações, condições de contorno desconhecidas e variáveis desconsideradas), enumeradas por THOFT – CHRISTENSEN e BAKER (apud FERREIRA, 2006).

O autor traz uma definição de confiabilidade dada por NOWAK E COLLINS como sendo a habilidade em atender requisitos de projeto durante a vida útil da estrutura ou a probabilidade que a estrutura não irá falhar em desempenhar suas funções.

A teoria da confiabilidade considera três estados limites: ELU (Estado limite Último), ELS (Estado Limite de Serviço) e ELF (Estado Limite de Fadiga). Os estados limites são representados por uma função, dada a seguir:

$$Z = R - S \text{ (função de estado limite)}$$

Onde: Z – margem de segurança;

R – capacidade ou resistência;

S – solicitação, demanda ou efeito total do carregamento.

Quando $Z = 0$ tem-se a fronteira entre o comportamento desejável e indesejável, quando $Z \geq 0$ a estrutura está segura, quando $Z < 0$ não há segurança.

A Figura 2.7 ilustra as duas medidas de segurança. A probabilidade de falha é dada pela área hachurada. O índice de confiabilidade β fornece o número de desvios – padrão que a média da margem de segurança está distante do estado limite. Assim pode-se aumentar a segurança da estrutura utilizando-se altos coeficientes de segurança ou reduzindo as incertezas.



Figura 2.7. Probabilidade de falha e margem de segurança (Fonte: FERREIRA, 2006)

Assim FERREIRA (2006) teve como objetivo neste trabalho propor limites para o peso de caminhões em pontes de concreto armado ou protendido, classes 36 e 45,

usando a teoria da confiabilidade. Para atingir o objetivo proposto o autor analisou parâmetros estatísticos da resistência à compressão do concreto para várias classes de f_{ck} , com base em resultados de ensaios de corpos de prova cilíndricos; determinou parâmetros estatísticos da resistência à flexão de seções transversais mais solicitadas por momento fletor positivo e negativo. Desenvolveu um modelo de carregamento móvel a partir de pesagens de veículos de carga em rodovias concedidas à iniciativa privada, de modo a prever a máxima solicitação a que as pontes estão sujeitas ao longo de sua vida útil. Comparou ainda o modelo proposto e o carregamento normativo brasileiro, de modo a verificar como os critérios atuais de projeto refletem as condições reais de tráfego e quantificou a segurança em seções transversais submetidas à representação do tráfego real por intermédio do índice de confiabilidade β .

Algumas hipóteses foram adotadas:

- Considerou-se o momento fletor na superestrutura das pontes classes 36 e 45;
- As pontes foram admitidas retas, não esconsas e com apoios nivelados;
- Verificou-se a carga permanente e o efeito vertical da carga móvel;
- O estudo não abrangeu a questão da fadiga em pontes de concreto;
- As equações comprimento-peso limite não contemplaram balanços inferiores a 5 m;
- Os máximos pesos brutos permitidos pelas ECPL's foram reduzidos em 5%, prevendo tolerância permitida pela legislação brasileira;
- Admitiu-se que as pontes tenham sido adequadamente dimensionadas e executadas, além de não apresentar patologias que comprometessem sua capacidade portante;
- Devido a questões relacionadas ao desgaste dos pavimentos, os limites de pesos por eixo estabelecidos pelo CONTRAN devem ser sempre obedecidos.

A comparação entre o carregamento normativo e o tráfego real indica que não há grande uniformidade em relação ao tipo de ponte, vão e seção transversal. Estruturas projetadas de acordo com os mesmos critérios possuem índices de confiabilidade variáveis.

As equações a seguir foram propostas para regular o tráfego de veículos de carga (ECPL's), considerando-se o Estado Limite Último:

$$\text{Classe 36: } W_{36} = 23,9 \times B + 195,1$$

$$\text{Classe 45: } W_{45} = 26,2 \times B + 233,9$$

Onde: W – máximo peso bruto em kN para qualquer grupo de eixos consecutivos;

B – Comprimento do grupo de eixos (m).

Assim concluiu-se que as equações propostas para as estruturas protendidas resultam em baixos pesos brutos para as pontes classe 45, indicando que os atuais coeficientes de ponderação das ações em serviço reduzem a segurança quanto ao Estado Limite de Formação de Fissuras em relação a períodos anteriores.

2.2 DESCRIÇÃO DE OBRAS E CARACTERÍSTICAS

Existe nos Estados Unidos um instituto de pontes segmentadas, denominado *The American Segmental Bridge Institute – ASBI*. Este instituto foi criado em 1989, é uma organização sem fins lucrativos que tem o intuito de fornecer um fórum onde proprietários, projetistas, construtores e fornecedores podem encontrar mais informações refinadas de projeto, construção e procedimentos de gestão da construção, e envolver novas técnicas que avancem a qualidade e o uso do concreto em pontes em balanços progressivos. O Instituto tem dois dias de seminário que ocorre anualmente, a cada primavera, cujo tema é “Projeto e Construção de Pontes Segmentadas”. Normalmente estes seminários são patrocinados pelo Departamento de Estado de Transportes. Em 2001, ASBI iniciou um programa de certificação para supervisores e inspetores de operações que fornece o treinamento necessário para entender e implementar com sucesso as especificações de estruturas com pós tração.

No SÉTRA (2007) apresentam-se algumas vantagens e desvantagens do método construtivo de pontes em balanços progressivos. Como vantagem cita-se a execução da superestrutura da ponte sem praticamente nenhum contato com o terreno, possibilitando a construção dessa ponte atravessando rios, vales, estradas, dentre outros obstáculos. Esse método pode ser utilizado para estruturas com diferentes geometrias, sendo possível projetar a ponte com alturas de aduelas constantes ao longo de todo o vão ou variáveis, podendo ser parabólicas, cúbicas ou mesmo lineares. Também há possibilidade de fazer qualquer tipo de alinhamento horizontal ou vertical sem dificuldade. O adequado é utilizar aduelas com comprimento de 3 a 4 m, pois é mais econômico quanto à utilização das fôrmas e no caso de aduelas pré-fabricadas limita-se o peso próprio das mesmas, não havendo necessidade de equipamentos especiais para içamento, reduzindo o custo.

Por outro lado existem algumas desvantagens. Para vãos idênticos as pontes construídas com este método são mais pesadas que as estruturas compostas, tornando a ponte em balanço progressivo menos atrativa. Outra desvantagem está no grande número de tarefas realizadas fora do local final da obra, porém quando as aduelas são pré-fabricadas o número de tarefas é reduzido comparativamente a aduelas moldadas in-loco. Quando a estrutura está sobre estradas em tráfego, a frequência destas tarefas pode comprometer a segurança dos viajantes e trabalhadores do local. Estas rotas devem ser fechadas de modo a minimizar a ocorrência de problemas. Outra desvantagem está na estética; pontes construídas em balanços progressivos são compostas de várias fases de execução, com diversos segmentos (aduelas), isto causa maior diferença de cor no concreto na estrutura final que em pontes convencionais.

ISHII (2006) estuda em sua dissertação pontes extradorso e a compara com pontes em vigas retas de concreto protendido e pontes estaiadas, assim define a ponte extradorso como uma ponte intermediária. A Figura 2.8 ilustra os três tipos de pontes mencionadas.



Figura 2.8. Sistemas Estruturais (Fonte: ISHII - 2006)

A concepção estrutural de pontes extradorso foi proposta por Jacques Mathivat, no ano de 1988. O princípio deste método consiste em uma protensão externa sobre os apoios internos com grande excentricidade, pois devido à inclinação dos cabos tem-se as componentes horizontais das forças de protensão muito maiores que as componentes verticais.

De acordo com ISHII (2006), as pontes extradorso geralmente possuem seus cabos arranjados em leque ou em harpa. Quando seu arranjo é em leque seus cabos são ancorados ao longo do tabuleiro e fixos na parte superior da torre, este é o tipo mais utilizado, pois maximiza a excentricidade de protensão. Já com arranjo em harpa os cabos possuem paralelismo. A Figura 2.9 mostra uma ponte extradorso com arranjo dos cabos em leque e a Figura 2.10 mostra uma ponte extradorso com arranjo dos cabos em harpa, ambas construídas no Japão.



Figura 2.9. Odawara Blue Way Bridge (Fonte: ISHII – 2006)



Figura 2.10. Shikari Ohashi Bridge (Fonte: ISHII – 2006)

ISHII (2006) mostra os critérios de projeto mais relevantes, como altura das torres, altura da seção transversal do tabuleiro, distribuição de vãos, cabo extradorso e vinculação entre tabuleiro e pilares. A altura das torres é inversamente proporcional ao momento fletor e à quantidade de aço nos cabos, assim quanto maior a altura da torre mais vantajosa se torna a ponte. O recomendado é que a altura tenha 0,10 do vão principal, desta forma as variações de tensão não ultrapassam 80 MPa. A seção transversal mais utilizada é a seção celular, já que a maior parte das pontes é feita com balanços sucessivos, assim sua altura é variável, reduzindo o peso próprio da estrutura e mantendo altura elevada na região dos apoios, onde existem maiores valores de momentos. A distribuição de vãos nem sempre é definida pelo engenheiro projetista, mas sim por questões topográficas, geológicas e outros, portanto as indicações encontradas neste trabalho referem-se a vão lateral, pois quanto menor este valor menor serão os momentos fletores no tabuleiro e a flecha no vão central. Para a determinação do cabo extradorso deve-se levar em conta sua geometria, tensão limite e a fadiga. A vinculação mais indicada entre o tabuleiro e pilares é a solução engastada, pois seu comportamento estrutural sob carga acidental é mais satisfatório.

ISHII (2006) conclui que as pontes extradorso são economicamente competitivas com as pontes em viga reta de concreto protendido na faixa de vãos entre 100 e 200 metros.

LUCHI (2001) apresenta diretrizes sobre pontes celulares curvas. O mesmo escolhe como foco as vigas com seção celular pelo fato deste tipo de seção apresentar uma boa distribuição transversal de cargas excêntricas, grande rigidez e principalmente alta

resistência a torção. A mesa superior e a mesa inferior de compressão também proporcionam alta resistência a momentos fletores positivos e negativos.

O trabalho desenvolvido nesta dissertação trata das pontes retas.

VASCONCELOS (2009) descreve em seu artigo a história da ponte Costa e Silva. Oscar Nienmeyer elaborou o projeto arquitetônico desta ponte, localizada em Brasília, sobre o Lago Paranoá, ligando a Avenida das Nações ao Setor Habitacional Individual Sul SHIS. Nenhum bloco de fundação deveria ser visto e o perfil da ponte apenas tocava a água. Eram 200 m a ser vencido. A obra teve início em 1970 e o projeto foi desenvolvido pela SOBRENCO para um vão recorde de 220 m.

Durante a obra ocorreram fortes ventanias que causaram um verdadeiro maremoto no lago que emaranhou todos os cabos de protensão pendentes e apoiados num flutuador (Figura 2.11). Com as ondas produzidas pelo vento, os cabos, envolvidos em bainhas, foram jogados na água e se enrolaram. A paralisação das obras foi longa.



Figura 2.11. Aspecto dos cabos pendentes e mergulhados no lago depois da forte ventania de julho de 1970 (Fonte: VASCONCELOS, 2009)

Segundo VASCONCELOS (2009) em seu artigo, o aluguel dos macacos de protensão poderia ocasionar uma tragédia, pois o objetivo de economizar no aluguel de macacos levou a consequências graves na execução da ponte. A firma vencedora da concorrência sabia que a obra exigia emprego de cabos de grande potência, com tais cabos seriam reduzidos o número de cabos, gastos com bainhas metálicas, número de ancoragens e operações de protensão, reduzindo, portanto, o custo total da obra. Porém, naquela época, eram raros cabos de 120 tf, os cabos de 40 tf eram mais comuns. A empreiteira entrou em contato com a empresa STUP (empresa ligada à aplicação do sistema Freyssinet de protensão)

Vanessa dos Santos Lima (2011)

para verificar a possibilidade de trocar os equipamentos para cabos de 120 tf por equipamentos para cabos de 40 tf em quantidade equivalente. A proposta não foi aceita pela STUP. Assim a SOBRENCO preferiu projetar a protensão de maneira a aplicar os equipamentos que possuía, resultando em 760 cabos de 12 fios de 7 mm quando poderiam ter usado apenas 253 cabos de 12 cordoalhas de 12,7 mm.

Os 760 cabos foram distribuídos em várias camadas, um ao lado do outro, ocupando a largura total do tabuleiro. Os espaços reservados para a entrada do concreto foram os mínimos exigidos pelas normas. A dificuldade de concretagem foi grande e os vibradores precisaram ser demoradamente enfiados entre os cabos, gerando um excesso no tempo de vibração. Assim, muitas bainhas foram perfuradas e a nata de cimento deve ter penetrado em diversos pontos. Diversos cabos não puderam ser adequadamente alongados e a protensão não atingiu os resultados esperados. A cada aduela acrescentada o efeito da protensão era cada vez menor que o valor desejado. No final as perdas de protensão eram superiores a 50%.

VASCONCELOS analisou os possíveis pontos de imobilização dos cabos e qual seria a protensão efetiva. Em 28 de fevereiro de 1972 apresentou seu relatório afirmando que a obra poderia ser retomada sem modificação do projeto.

O escritório do Prof. Figueiredo Ferraz também foi consultado, apresentou uma proposta para reprojeter a ponte. Assim, surgiu a ponte batizada de “Ponte Costa e Silva”. A Figura 2.12 mostra uma foto da obra concluída.



Figura 2.12. Vista lateral de 1991 da ponte terminada (Fonte: VASCONCELOS, 2009)

VASCONCELOS (2009) também relata em seu artigo a construção inicial, ponte executada e o recorde da mesma. A ponte projetada possuía uma articulação no meio do

vão com a função de permitir a movimentação longitudinal do tabuleiro. A folga entre as duas partes da articulação era tal que não existia possibilidade alguma de transferência de momentos fletores através da seção central. Forças cortantes na seção central, causadas por cargas concentradas passando de um lado para outro da articulação, deveriam ser resistidas pela parte metálica.

Com o intuito de reduzir o peso nas fundações o trecho central de 58 m foi substituído por uma viga metálica simplesmente apoiada nas extremidades dos consolos. As armaduras pendentes foram cortadas e abandonadas. Os 728 cabos de 40 tf foram substituídos por 99 cabos com cordoalhas de 12,7 mm com potências de 110, 220 e 300 tf. O aspecto final da obra não sofreu alterações.

REZENDE (2007) traz uma explanação sobre o processo de balanços sucessivos em aduelas pré-fabricadas de concreto na construção de pontes e viadutos, apresentando um estudo de caso.

Segundo o autor, este tipo de ponte é indicado para grandes vãos, onde o processo de execução se dá por concretagem de aduelas que, normalmente, variam de 2 a 5 metros de comprimento. O avanço é feito simultaneamente em sentidos contrários, garantindo o equilíbrio da superestrutura sobre o pilar até que as extremidades dos balanços sejam apoiadas ou continuadas ligando-se à outra extremidade do balanço. Geralmente as aduelas são protendidas aos pares, de modo que os cabos de uma aduela sejam protendidos entre esta e a outra simetricamente oposta. A Figura 2.13 ilustra o esquema de execução da superestrutura em balanços progressivos.

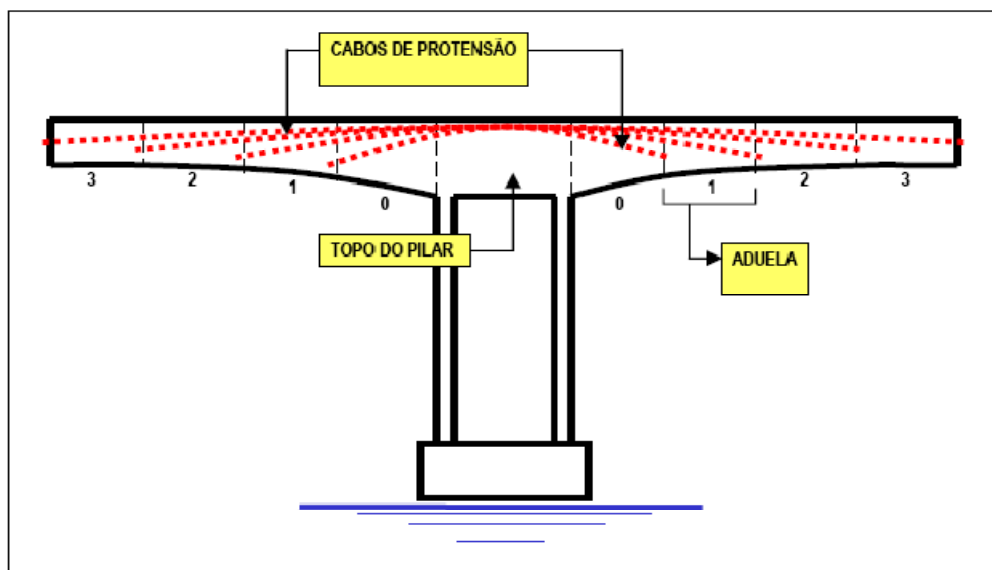


Figura 2.13. Esquema estrutural do sistema em balanços sucessivos (Fonte: REZENDE, 2007)

A fim de manter o equilíbrio da ponte durante a fase de construção pode-se considerar a superestrutura engastada no pilar ou rotulada sendo que, neste último caso, devem-se prever dispositivos provisórios ancorados nas fundações para compensar o peso dos balanços.

Segundo LEONHARDT (1979), as contraflechas nos sistemas de balanços progressivos devem ser executadas cuidadosamente, compensando efeitos de deformações devido às cargas e à deformação lenta do concreto, garantindo o traçado longitudinal do projeto.

Os pilares destes tipos de pontes são geralmente engastados, assim devem possuir grande rigidez, com capacidade de suportar os esforços tanto na fase de construção quanto depois de concluída a obra. Os pilares que melhor apresentam estas características são constituídos por duas lâminas ou paredes paralelas e transversais ao eixo longitudinal.

Em seguida é realizada a concretagem do topo do pilar, por onde passarão todos os cabos de protensão das aduelas. Então é feita a montagem do equipamento de lançamento das aduelas. Na fase posterior as aduelas são concretadas, quando são in-loco ou montadas quando pré-fabricadas. Depois tem-se a concretagem da junta do fechamento central e/ou do fechamento lateral. Os cabos positivos são enfim protendidos.

Quando as aduelas são concretadas in-loco são necessários equipamentos especiais para escoramento montados sobre o topo dos pilares, deslocando-se à medida que as aduelas são concretadas e protendidas. Neste caso o concreto utilizado deve possuir

resistências maiores, devido à protensão ser dada com pouca idade. A Figura 2.14 mostra o ciclo de execução das aduelas concretadas in-loco.

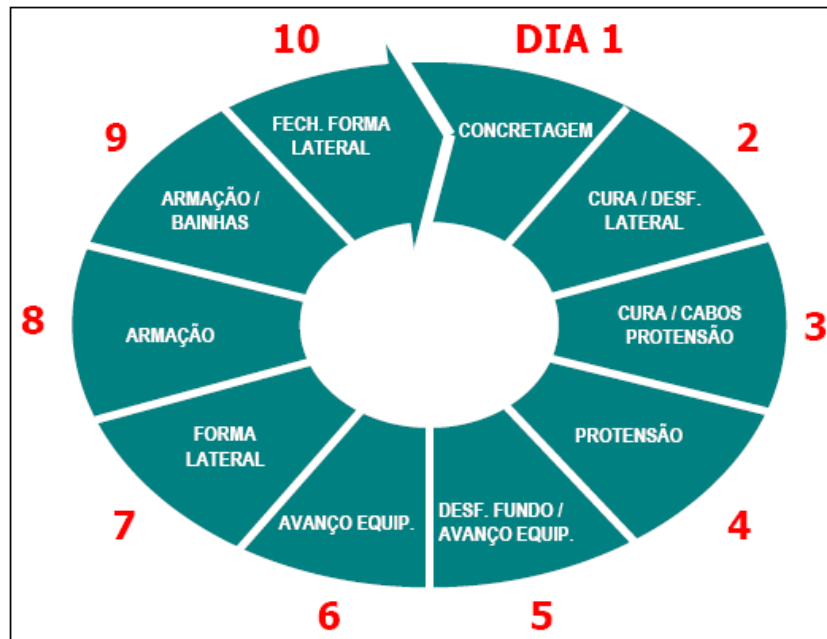


Figura 2.14. Ciclo de execução de aduelas concretadas in-loco (Fonte: REZENDE, 2007)

Quando as aduelas são pré-fabricadas tem-se a vantagem da redução do tempo de execução da obra, pois a concretagem das aduelas pode ser feita concomitantemente com fundações e pilares. Porém na maior parte dos casos, para proporcionar a otimização, utiliza-se seção constante, sendo assim não é possível atingir grandes vãos. Na utilização destas aduelas também se torna inviável a colocação de aço doce na região das juntas, que possuem o intuito de melhorar a fissuração e tornar as juntas menos perceptíveis.

REZENDE (2007) apresenta um estudo de caso de um viaduto com 175 metros de comprimento em aduelas de concreto pré-moldado, cuja obra, inserida num trecho de melhoria de uma rodovia federal, foi contratada pelo DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de transportes). A Figura 2.15 mostra um esquema do trecho onde a ponte foi realizada e algumas fotos da execução.

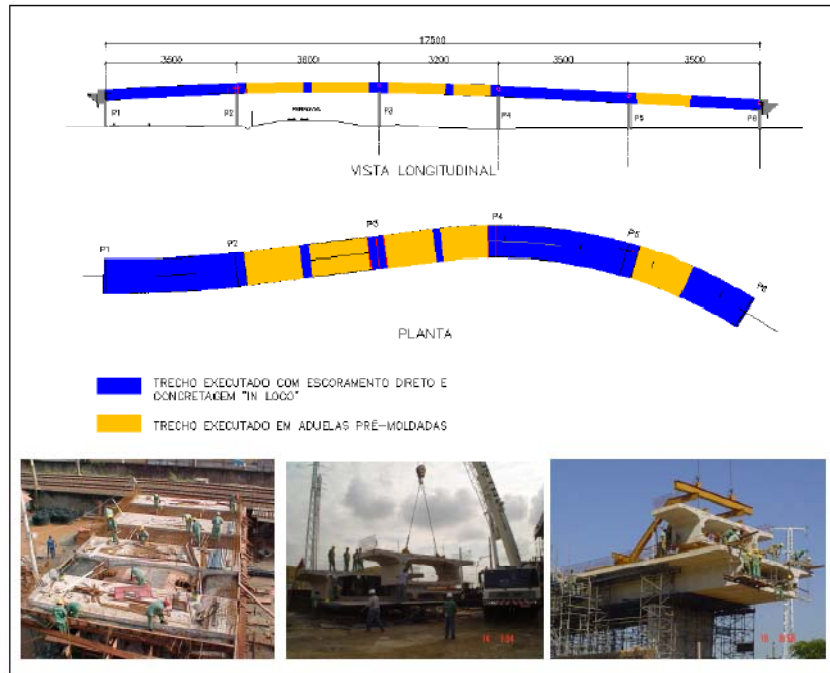


Figura 2.15. Esquema geral e fases de execução (Fonte: REZENDE, 2007)

O projeto da ponte foi alterado durante a execução. O tempo foi um fator determinante para tal mudança, a superestrutura deveria estar concluída em 120 dias corridos, assim as aduelas passaram a ser pré-fabricadas.

As concretagens das aduelas pré-moldadas foram feitas pelo sistema “long line”, ou seja, foi feito um berço de concretagem, reproduzindo todo o trecho. De modo a garantir o encaixe perfeito, as concretagens das aduelas foram alternadas entre pares e ímpares. Na face de contato das vigas e lajes entre aduelas foram construídas saliências do tipo macho e fêmea garantindo o encaixe entre as mesmas no momento da montagem.

Como nestas aduelas não existe aço doce, foi necessário realizar uma protensão provisória, ancorando-a na aduela anterior até que os cabos de protensão definitivos sejam estendidos até a aduela simetricamente oposta. As áreas de contato entre as aduelas foram vedadas por uma camada de adesivo epóxi, além da própria protensão.

Inicialmente o projeto deste viaduto foi proposto em vigas pré-fabricadas, mas não foi viabilizada devido à interferência com as redes elétricas durante a montagem. Assim os fatores descritos a seguir levaram a adoção da solução de balanços sucessivos:

- Prazo de execução para a superestrutura: 120 dias corridos;

- Transposição da linha férrea sem que houvesse interferência com os limites de operação do tráfego;
- Espaço reduzido para canteiro de obras;
- Dependência de realocação de redes elétricas de alta tensão;
- Não aumento dos custos previstos do projeto inicial.

Segundo REZENDE (2007), o estudo de caso mostra como o estudo e implementação de soluções alternativas podem melhorar os resultados. Os itens a seguir mostram alguns destes resultados:

- Rapidez na execução devido à possibilidade de fabricação de aduelas simultaneamente com a construção das fundações e dos pilares;
- Produtividade e segurança, já que se reduz a quantidade de atividades em altura;
- Racionalização dos canteiros;
- Flexibilidade do cronograma executivo;
- Redução de custos considerando todas as etapas e interferências envolvidas na construção;
- Qualidade do projeto.

Assim o autor conclui que o método de balanços sucessivos atendeu de forma satisfatória todos os fatores envolvidos no estudo de caso.

3 DISCUSSÃO SOBRE A GEOMETRIA DA SEÇÃO E PROCESSOS DE EXECUÇÃO DAS ADUELAS

Quando os vãos principais da estrutura têm no máximo de 65 a 70 metros pode-se utilizar altura constante ao longo da ponte, neste caso geralmente são mais econômicas, pois simplificam o processo de fôrmas e viagens de unidades de pré-fabricação no caso de aduelas pré-moldadas. Segundo SÉTRA (2007), nestas situações a altura das aduelas varia entre 1/20 e 1/25 do vão. No entanto devem possuir no mínimo 2,20 metros para garantir movimentos satisfatórios no interior da aduela.

Como na determinação da armadura longitudinal a determinação da altura nas diversas seções deve ser feita para duas situações. A primeira deve determinar valor mínimo a se adotar para a altura de uma aduela e a segunda decorre do princípio que as aduelas têm altura variável e neste caso qual seria a melhor forma de variação de altura (linear, parabólica etc).

Em relação à altura mínima há em princípio duas condições que podem ser determinantes o Estado Limite de Serviço (ELS) para a durabilidade e o Estado Limite Último (ELU) (no tempo infinito) para a flexão.

Estes dois Estados Limites são definidos pela NBR 6118: 2007. O Estado Limite Último é definido como o estado limite relacionado ao colapso ou a qualquer forma de ruína, que determina a paralisação do uso da estrutura, neste estado, as resistências do concreto e aço são minoradas e as cargas últimas são majoradas. O Estado Limite de Serviço é definido como o estado limite relacionado à durabilidade das estruturas, aparência, conforto do usuário e boa utilização funcional das estruturas, sejam em relação aos usuários, às máquinas ou aos equipamentos utilizados. Dentre os estados limites de serviço tem-se:

- Estado Limite de Formação de Fissuras (ELS-F) – estado de início a formação de fissuras;
- Estado Limite de Abertura de Fissuras (ELS-W) – estado em que as fissuras apresentam aberturas iguais aos valores máximos especificados no item 13.4.2 da NBR 6118: 2007;

- Estado Limite de Deformações Excessivas (ELS-DEF) – estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal dados em 13.3 da NBR 6118: 2007;
- 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. Verificação usual no caso do concreto protendido;
- Estado Limite de Descompressão Parcial (ELS-DP) – estado no qual garante-se a compressão na seção transversal, na região onde existem armaduras ativas;
- Estado Limite de Compressão Excessiva (ELS-CE) – estado em que as tensões de compressão atingem o limite convencional estabelecido. Usual no caso de concreto protendido na ocasião da aplicação da protensão;
- Estado Limite de Vibrações Excessivas (ELS-VE) – estado em que as vibrações atingem os limites utilizados para a utilização normal de construção;

E casos especiais.

3.1 ESPECIFICAÇÃO DO ESQUEMA ESTRUTURAL

O primeiro passo para o cálculo é a especificação do esquema estrutural, onde se caracteriza a estrutura, geometria e componentes.

Geralmente nas pontes em balanços progressivos a estrutura é isostática durante sua fase construtiva e hiperestática após o fechamento da estrutura, fase em que ocorre a aplicação do carregamento permanente (g_2) e das cargas acidentais (q).

3.2 DETERMINAÇÃO DA ALTURA PARA A CONDIÇÃO DE DURABILIDADE

GUYON apud CARVALHO (1987) apresenta um modelo de cálculo para determinar a geometria mais adequada da seção, baseado no método das tensões admissíveis. Esta determinação leva em consideração a seção do engaste do balanço com bordo inferior curvo.

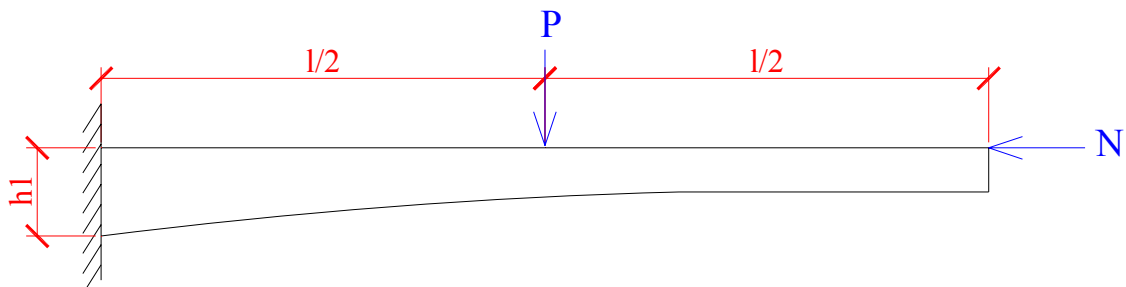


Figura 3.1. Determinação de h_1

Supondo o balanço da Figura 3.1, onde P é a resultante da carga permanente (g) e acidental (q) uniformemente distribuída, a $l/2$ do engaste e N a resultante do esforço de protensão, pode-se obter a altura mínima necessária na seção do engaste do balanço igualando os momentos de protensão e os de carga de peso próprio mais acidental. Assim chega-se a equação (3.1).

$$N \times h_1 = \frac{P \times l}{2} \rightarrow N = \frac{(g+q) \times l^2}{2 \times h_1} \quad (3.1)$$

Considerando A_i o valor da área da mesa inferior e $\bar{\sigma}_c$ a tensão de compressão de concreto limite do concreto, tem-se:

$$A_i \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_c} \rightarrow A_i = \frac{(q+g) \times l^2}{2 \times h_1 \times \bar{\sigma}_c} \quad (3.2)$$

Sendo A_c a área total da seção, $1/\mu$ a relação A_i/A_c e sabendo que $g = \gamma$ (peso específico do concreto) $\times A_c$, tem-se:

$$\frac{1}{\mu} \times A_c = \frac{l^2}{2 \times \bar{\sigma}_c \times h_1} \times (q + \gamma \times A_c) \quad (3.3)$$

Isolando o termo A_c tem-se:

$$A_c = \frac{q \times l^2}{2 \times \bar{\sigma}_c \times h_1} \times \frac{\mu}{\left(1 - \frac{\gamma \times l^2 \times \mu}{2 \times \bar{\sigma}_c \times h_1}\right)} \quad (3.4)$$

Denominando A_u como a área útil necessária para resistir a carga acidental, pode-se desprezar a segunda parcela da equação acima, pois o peso próprio da estrutura não é considerado carga acidental, mas sim permanente, portanto é possível reduzir para:

$$A_u = \frac{\mu \times q \times l^2}{2 \times \bar{\sigma}_c \times h_1} \quad (3.5)$$

Substituindo a equação (3.5) em (3.4) obtém-se a equação a seguir:

$$A_c = \frac{A_u}{\left(1 - \frac{\gamma \times l^2 \times \mu}{2 \times \bar{\sigma}_c \times h_1}\right)} \quad (3.6)$$

Considerando o bordo inferior definido por uma parábola do 2º grau, com altura nula na extremidade livre do balanço, o raio de curvatura é dado por:

$$\rho = \frac{l^2}{2 \times h_1} \quad (3.7)$$

Analisando as equações acima pode-se perceber que quando h_1 diminui, a área de concreto aumenta. Quando $\rho = \frac{\bar{\sigma}_c}{\gamma \times \mu}$ será necessária uma área A_c infinita, chamar-se-á então este valor de ρ_{crit} . Assim a área de concreto necessária pode ser obtida da seguinte forma:

$$A_c = \frac{A_u}{\left(1 - \frac{\rho}{\rho_{crit}}\right)} \quad (3.8)$$

A partir da equação (3.8) nota-se que quando ρ for igual a ρ_{crit} a seção será capaz de apenas resistir ao peso próprio e, quando ρ for menor que ρ_{crit} a seção não poderá nem mesmo resistir ao peso próprio.

Nas deduções das expressões apresentadas foram feitas algumas simplificações destacando-se:

- As almas não podem ser desprezadas na contribuição da zona de compressão do concreto;
- O braço de alavanca entre a força de compressão no concreto e o esforço de protensão não é igual a altura da seção, mas apenas de uma parcela;
- A relação $1/\mu$ é variável, dependendo da largura da laje inferior e da espessura da mesma;
- A resultante do peso próprio e da carga acidental não passa a 1/2 do balanço e depende do tipo de curva escolhida para o bordo inferior;
- A variação da espessura da laje inferior influi na posição da resultante e na relação $1/\mu$;
- A análise realizada só leva em consideração a flexão, devendo ser necessário verificar posteriormente o efeito do cisalhamento.

De modo a considerar a influência dessas simplificações a expressão de obtenção da área de concreto pode ser escrita da seguinte forma:

$$A_c = \frac{\Delta \times q \times l^2 \times \mu}{2 \times \bar{\sigma}_c \times h_1 \times \left(\zeta - \frac{k \times \gamma \times l^2 \times \mu \times \xi}{2 \times \bar{\sigma}_c \times h_1} \right)} \quad (3.9)$$

Onde: Δ – coeficiente de correção do ponto de aplicação da resultante da carga acidental;

ξ – coeficiente de correção do ponto de aplicação da carga acidental;

k – coeficiente de correção do valor da resultante de peso próprio;

ζ – coeficiente que, multiplicado pela altura, fornece o valor do braço de alavanca.

3.3 DETERMINAÇÃO DA ALTURA PARA A CONDIÇÃO DE ESTADO LIMITE ÚLTIMO NA FLEXÃO

Outro método de encontrar um valor para a altura da seção é de acordo com o Estado Limite Último (ELU) descrito na NBR 6118: 2007. CARVALHO (2009) mostra como se obter uma altura mínima em seções de concreto protendido. A Figura 3.2 mostra os domínios de deformações específicas no Estado Limite Último em uma seção transversal de concreto armado de acordo com a NBR 6118: 2007.

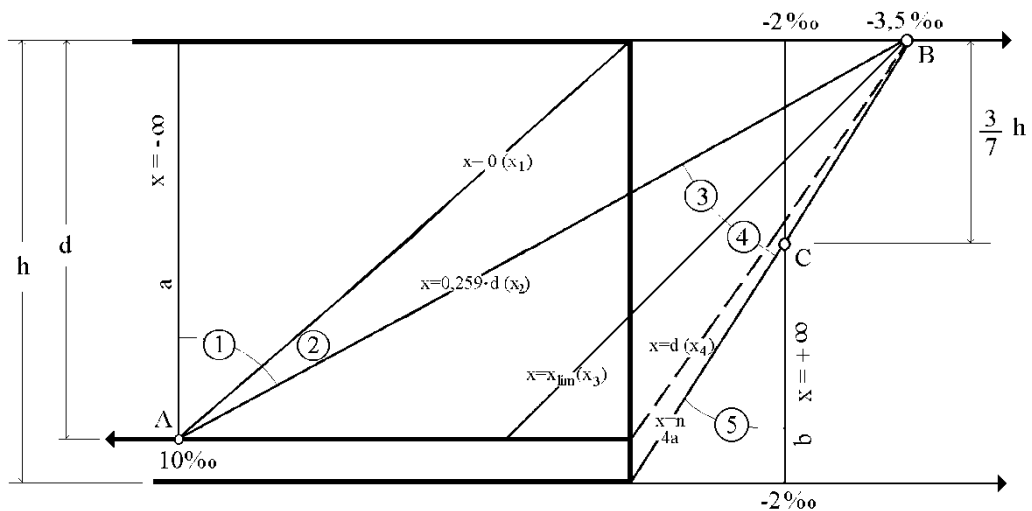


Figura 3.2. Domínios de Deformação no Estado Limite Último em uma seção transversal (Fonte: NBR 6118/ 2003)

Considerando uma seção transversal em concreto armado com as dimensões b_w e d , o tipo de aço f_{yd} e ϵ_{yd} e a resistência do concreto (f_{ck}), verifica-se qual o maior momento que a seção pode resistir.

Para isso deriva-se a expressão (3.10) abaixo em relação à altura da linha neutra (x) e igualando-a a zero, obtendo-se assim o ponto extremo da função:

$$M_d = (0,68 \times x \times d - 0,272 \times x^2) \times b_w \times f_{cd} \quad (3.10)$$

$$\frac{d(M_d)}{dx} = (0,68 \times d - 0,54 \times x) \times b_w \times f_{cd} = 0 \Rightarrow x = 1,25 \times d \quad (3.11)$$

O resultado $x = 1,25 d$ (linha neutra fora da seção) não é solução, pois para haver flexão simples é necessária que as normais de compressão (concreto) e tração (aço) se anulem (equilíbrio); para que isso ocorra é necessário que a seção trabalhe nos domínios 2, 3 e 4, onde a linha neutra corta a seção ($0 \leq x \leq d$). Portanto o valor máximo admissível deve estar em um dos limites (extremos) de seu campo de validade: $x = 0$ (início domínio 2) ou $x = d$ (final domínio 4):

$$\mathbf{1^\circ \ limite:} \quad x = 0 \Rightarrow M_d = 0 \quad (3.12) \Rightarrow \text{ponto de mínimo da função;}$$

$$\mathbf{2^\circ \ limite:} \quad x = d \Rightarrow M_d = (0,68 \times d^2 - 0,272 \times d^2) \times b_w \times f_{cd} = 0,408 \times d^2 \times b_w \times f_{cd} \quad (3.13)$$

Para que o momento resistente seja máximo a seção deve trabalhar no domínio 4 ($x = d$), nesse ponto $\varepsilon_s = 0$ e, portanto, $f_s = 0$, assim:

$$A_s = \frac{M_d}{z \cdot f_s} = \frac{0,408 \cdot d^2 \cdot b_w \cdot f_{cd}}{z \cdot 0} = \infty \quad (3.14) \Rightarrow \text{impossível.}$$

Portanto para conseguir o máximo momento deve-se utilizar algum ponto do domínio 4, porém o aço não será solicitado com toda a sua resistência ($\varepsilon_s < \varepsilon_{yd}$; $f_s < f_{yd}$), gerando um consumo excessivo de aço e perigo de ruptura abrupta.

O correto é utilizar o limite entre os domínios 3 e 4 como o que conduz ao maior momento resistente da seção, com melhor aproveitamento dos materiais, tanto do aço quanto do concreto.

Considerando agora uma seção transversal em concreto protendido e aproveitando o raciocínio anterior obtém-se:

$$A_p = \frac{M_d}{z \cdot f_p} = \frac{0,408 \cdot d^2 \cdot b_w \cdot f_{cd}}{z \cdot f_p} = k \quad (3.15)$$

Neste caso existe f_p , pois apesar de $\varepsilon_s=0$, o valor de $\varepsilon_p \neq 0$ e, portanto $f_p \neq 0$.

Assim conclui-se que para um determinado momento, a altura mínima exigida em uma seção protendida é menor que a exigida para uma similar em concreto armado.

Seguindo o raciocínio apresentado é possível obter uma altura mínima para a seção em concreto protendido considerando para isto o Estado Limite Último.

Das demonstrações realizadas percebe-se que para um dado momento a menor altura é obtida com a maior linha neutra possível, que neste caso é $x = d$. Portanto tem-se:

$$KX = \frac{x}{d} = 1 \quad (3.16)$$

Substituindo-se (3.16) na equação de equilíbrio (3.17) a seguir obtém-se KMD.

$$0,272 \times KX^2 - 0,68 \times KX + KMD = 0 \quad (3.17)$$

$$0,272 \times 1^2 - 0,68 \times 1 + KMD = 0 \Rightarrow KMD = 0,408 \quad (3.18)$$

Como:

$$KMD = \frac{M_d}{b \times d^2 \times f_{cd}} = 0,408 \quad (3.19)$$

$$\frac{M_d}{b \times d^2 \times f_{cd}} = 0,408 \Rightarrow d = 1,566 \times \sqrt{\frac{M_d}{b \times f_{cd}}} \quad (3.20)$$

A norma NBR 6118/ 2007 estabelece limites para a linha neutra de acordo com o f_{ck} do concreto. Esta limitação tem por intuito melhorar a ductilidade das estruturas nas regiões de apoio das vigas ou de ligações com outros elementos estruturais, mesmo quando não forem feitas redistribuições de esforços solicitantes, a posição da linha neutra no ELU deve obedecer aos seguintes limites:

- $x/d \leq 0,50$ para concretos com $f_{ck} \leq 35$ MPa;
- $x/d \leq 0,40$ para concretos com $f_{ck} > 35$ MPa.

Assim o valor da altura útil (d) obtida a partir da expressão (3.20) pode ser utilizado apenas para o meio do vão da ponte, portanto deve-se obter outro valor para a altura útil (d) na região de apoio das vigas de acordo com o tipo de concreto e os limites acima estabelecidos:

- **Para concretos com $f_{ck} \leq 35$ MPa:**

$$KX = \frac{x}{d} = 0,5 \quad (3.21)$$

Substituindo-se (3.21) na equação de equilíbrio (3.17) a seguir obtém-se KMD.

$$0,272 \times (0,5)^2 - 0,68 \times (0,5) + KMD = 0 \Rightarrow KMD = 0,272 \quad (3.22)$$

Como:

$$KMD = \frac{M_d}{b \times d^2 \times f_{cd}} = 0,272 \quad (3.23)$$

$$\frac{M_d}{b \times d^2 \times f_{cd}} = 0,272 \Rightarrow d = 1,917 \times \sqrt{\frac{M_d}{b \times f_{cd}}} \quad (3.24)$$

➤ **Para concretos com $f_{ck} > 35$ MPa:**

$$KX = \frac{x}{d} = 0,4 \quad (3.25)$$

Substituindo-se (3.26) na equação de equilíbrio (3.17) a seguir obtém-se KMD.

$$0,272 \times (0,4)^2 - 0,68 \times (0,4) + KMD = 0 \Rightarrow KMD = 0,228 \quad (3.27)$$

Como:

$$KMD = \frac{M_d}{b \times d^2 \times f_{cd}} = 0,228 \quad (3.28)$$

$$\frac{M_d}{b \times d^2 \times f_{cd}} = 0,228 \Rightarrow d = 2,094 \times \sqrt{\frac{M_d}{b \times f_{cd}}} \quad (3.29)$$

3.4 PROCESSO EXECUTIVO PARA AS ADUELAS: MOLDADAS IN-LOCO OU ADUELAS PRÉ-FABRICADAS

Quando as aduelas são concretadas in-loco a estrutura pode ser considerada monolítica, pois o tempo decorrido entre a concretagem de uma aduela e outra é relativamente pequeno e pode-se fazer um tratamento adequado de superfície para que o concreto mais novo se torne aderente ao mais antigo. Com as aduelas pré-fabricadas, qualquer que seja o processo de montagem, sempre existirá uma junta, que tende a ser um elemento enfraquecedor na transmissão de esforço. Assim, quando se imagina a solução de pré-fabricação normalmente deve ser realizado um estudo de transmissão de esforço de cisalhamento.

As juntas nas aduelas pré-fabricadas podem ser secas ou com cola à base de resina epóxi. RIBEIRO (2004) traz algumas considerações sobre as juntas secas. Quando estas juntas são secas não há interferência das condições climáticas na execução das mesmas. As aduelas são ligadas através da protensão externa. Assim, neste caso não há cola a base de epóxi, não há necessidade de protensão temporária até que a cola seja curada, o que acarreta

na redução do tempo de execução da construção. Estas juntas devem ser impermeabilizadas. A Figura 3.3 ilustra dois tipos de impermeabilização encontrados em RIBEIRO (2004).

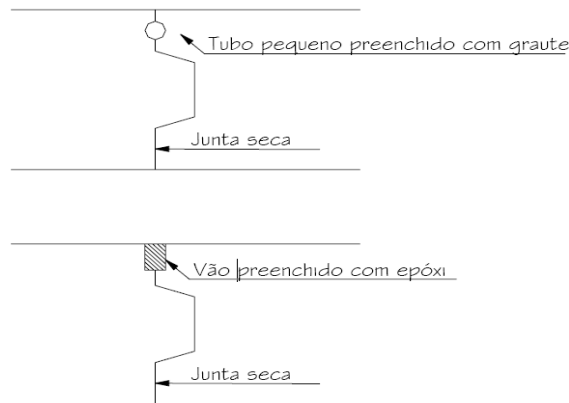


Figura 3.3. Tipos de impermeabilização de juntas (Fonte: RIBEIRO, 2004)

PFEIL (1975) explica que na Ponte Rio - Niterói a superfície de contato entre as aduelas foi untada com uma mistura de sabão e talco, para impedir a aderência, a qual foi removida posteriormente com jato de ar e água. Antes da montagem, esta superfície é coberta por uma camada fina de epóxi. O aperto das aduelas se dá pela protensão provisória de cabos ancorados em saliências no interior das mesmas (Figura 3.4), uniformizando a cola.

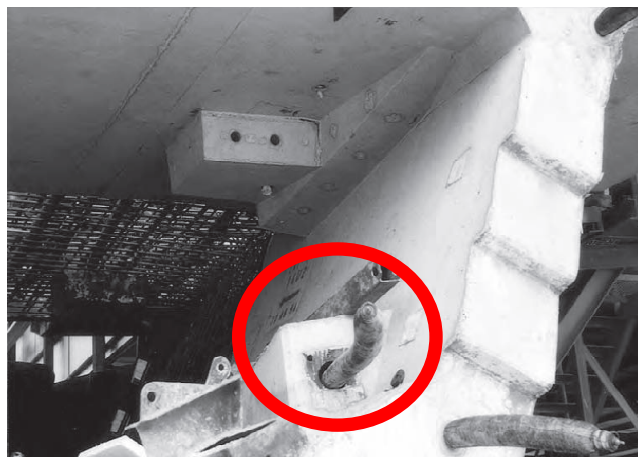


Figura 3.4. Cabos provisórios em saliências no interior da seção (Fonte: BENAİM, 2008)

Quando se adotam juntas com cola, não é possível permitir a passagem de aço doce, assim o controle de abertura de fissuras é falho. Neste caso considera-se protensão total (não há tensões de tração).

No caso de se adotar a cola, deve-se levar em consideração que a mesma leva algumas horas para curar, assim para garantir a resistência é essencial que sejam realizadas chaves de cisalhamento nas aduelas, como exemplo, ilustrado na Figura 3.5.



Figura 3.5. Chaves de cisalhamento: protuberâncias (Fonte: BENAİM, 2008)

BENAİM (2008) mostra dois modelos de chaves de cisalhamento: chaves formando protuberâncias (Figura 3.5) e superfície rugosa (Figura 3.6). As chaves formando protuberâncias são projetadas para resistir às forças cortantes impostas. A direção de montagem das aduelas deve ser na vertical, pois as chaves são inclinadas. A parte inferior das aduelas é usada para passagem de dutos e cabos de protensão. Cerca de duas, três aduelas podem ser erguidas em poucas horas, antes mesmo que a resina esteja curada, assim é necessário que as chaves de cisalhamento sejam projetadas de forma a resistir ao peso próprio das mesmas. Alguns projetistas optam por dimensionar as chaves de cisalhamento a resistir toda a carga, ou seja, peso próprio, carga móvel e protensão, desta forma, mesmo que não haja a resina nas juntas a resistência e vida útil da estrutura está garantida. No caso das chaves de cisalhamento serem executadas com superfície rugosa a direção de montagem é horizontal. O desalinhamento lateral dessa superfície pode acarretar a ruptura e estilhaçamento do concreto.

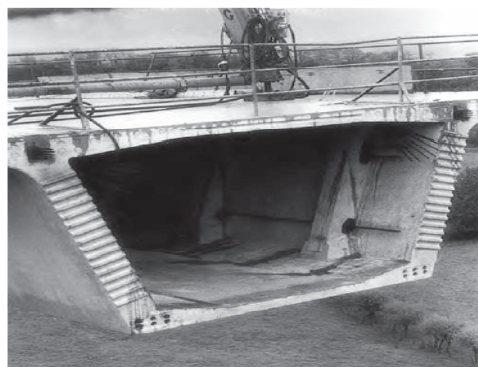


Figura 3.6. Chave de cisalhamento: superfície rugosa (Fonte: BENAİM, 2008)

SÉTRA (2007) traz uma fórmula para cálculo da reação cortante resistida pelas chaves da seção transversal, dada a seguir:

$$\bar{\tau}_b = 0,65 \times f_{tj} + \sigma \quad (3.30)$$

Onde: f_{tj} – resistência característica a tração do concreto;

σ – tensão normal no centro de gravidade da seção.

A Figura 3.7 mostra um modelo de chaves de cisalhamento.

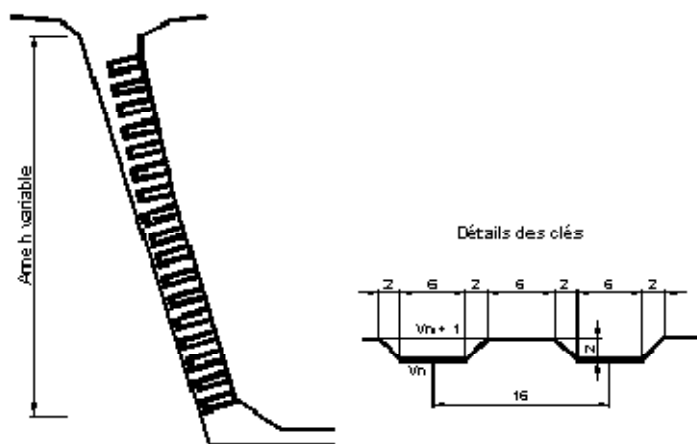


Figura 3.7. Chaves de cisalhamento em aduelas pré-fabricadas (Fonte: SÉTRA, 2007)

As chaves de cisalhamento devem resistir ao esforço cortante advindo do peso próprio da aduela e da próxima aduela a ser lançada e de quantas forem lançadas até a cura do adesivo. Chaves de cisalhamento convencionais, como as ilustradas na Figura 3.7, podem resistir a uma força cortante de:

$$V_{ad} = \bar{\tau}_b \times 0,10 \times b \quad (3.31)$$

Onde: b – largura da chave de cisalhamento (0,10 m é a altura desta chave).

Há diferença também nos equipamentos utilizados na execução da ponte com aduelas moldadas in-loco e aduelas pré-fabricadas. No caso de aduelas moldadas in-loco não há necessidade de utilização de equipamentos pesados para içamento das mesmas, como exemplo guas, porém há necessidade de equipamentos de lançamento de concreto bombeado. A Figura 3.8 ilustra um esquema de concretagem de uma aduela usando uma plataforma de trabalho.

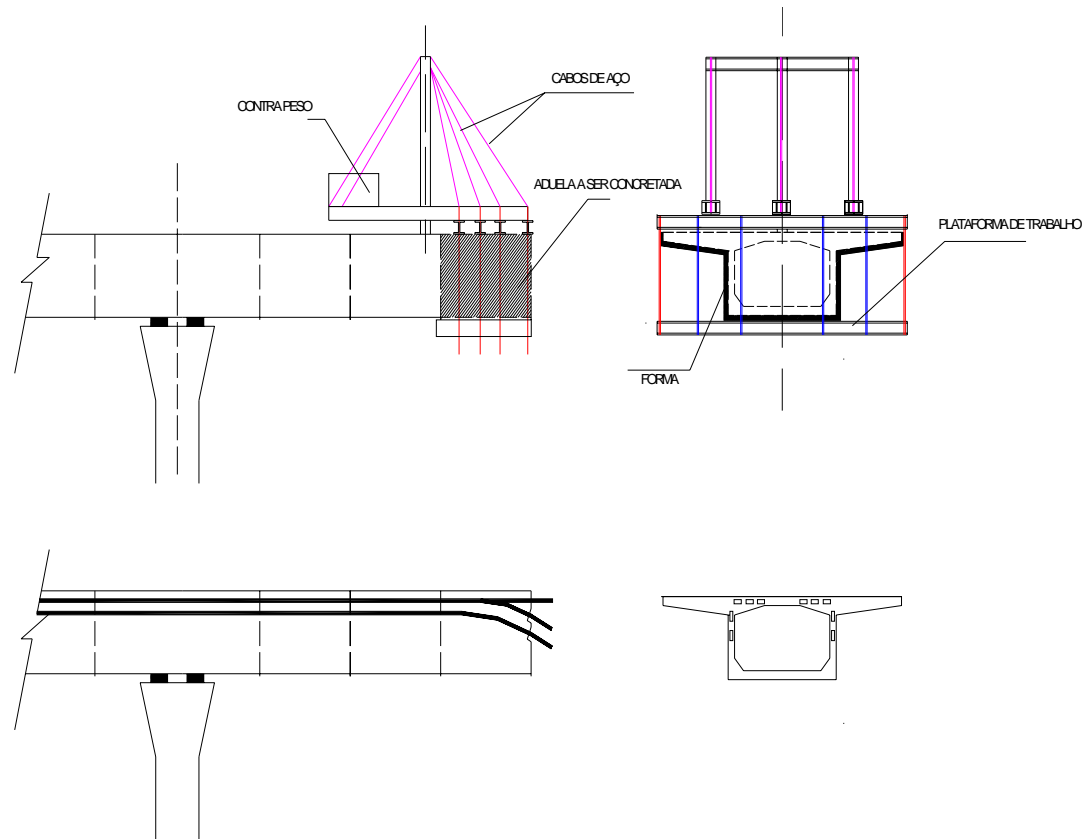


Figura 3.8. Esquema da concretagem de uma aduela usando uma plataforma de trabalho

Para se ter uma idéia no exemplo que é feito no capítulo 6 de CARVALHO (1987) os volumes de concreto da primeira aduela a ser confeccionada e da última do balanço são respectivamente iguais a:

$$V = A \times l \quad (3.32)$$

$$V_{primeira\ aduela} = 9,8\ m^2 \times 4\ m = 39,2\ m^3$$

$$V_{última\ aduela} = 6,0\ m^2 \times 2\ m = 12\ m^3$$

Portanto a quantidade de concreto equivale cerca de 3 a 8 caminhões de concreto com capacidade de 5 m³ ou bomba durante 1 hora em média. É bom lembrar que a concretagem deverá ser feita, provavelmente em duas etapas a laje inferior e depois o restante, conforme representado na Figura 3.9 **Erro! Fonte de referência não encontrada.**

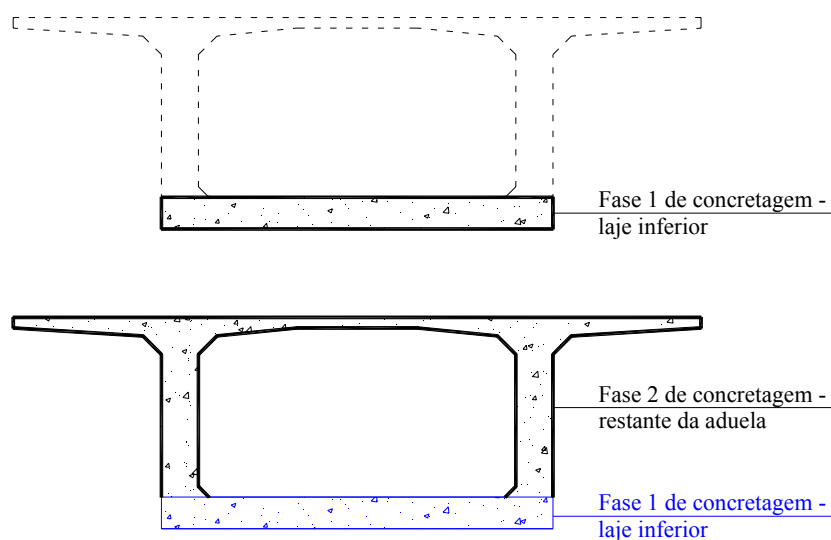


Figura 3.9. Fases de concretagem de cada aduela

Para a construção da aduela, elevação e transporte das aduelas são necessários equipamentos especiais para escoramento montados sobre o topo dos pilares, deslocando-se à medida que as aduelas são concretadas e protendidas. Neste caso o concreto utilizado deve possuir resistências maiores, devido à protensão ser dada com pouca idade. A Figura 2.14 mostra o ciclo de execução das aduelas concretadas in-loco.

Quando as aduelas são pré-fabricadas tem-se a vantagem da redução do tempo de execução da ponte, pois a concretagem das mesmas se dá concomitantemente com as fundações e pilares. Durante a fase de construção em espaços urbanos não há interferências com o tráfego. Também proporciona um melhor controle de qualidade. O transporte dos materiais é realizado em distâncias menores. Há, porém a necessidade de ter um canteiro de obra, com dimensões razoáveis, próximo a obra. Esta pode ser uma das dificuldades quando se constrói próximo a nascente e regiões de preservação ambiental.

Na maior parte dos casos, para proporcionar a otimização, utiliza-se seção constante, sendo assim não é possível atingir grandes vãos. Na utilização destas aduelas também se torna inviável a colocação de aço doce na região das juntas, que possuem o intuito de reduzir a fissuração e tornar as juntas menos perceptíveis.

Nas vigas com aduelas pré-fabricadas há uma concentração de deformações na vizinhança da junta na zona de compressão causada pela abertura desta junta. Isto reflete na ductilidade e resistência destas vigas. Assim a ruptura desta viga se dá por esmagamento do concreto.

4 ESFORÇOS SOLICITANTES DAS VIGAS PRINCIPAIS

Para o cálculo da superestrutura das pontes são consideradas as três parcelas de carregamento mais importantes:

- g_1 – carregamento permanente devido ao peso próprio da estrutura da ponte;
- g_2 – carregamento permanente devido a revestimentos, guarda corpo;
- q – carregamento acidental devido aos veículos.

O carregamento g_1 é considerado no cálculo durante as fases construtivas (Figura 4.1), ou seja, durante o lançamento de cada aduela. Os carregamentos g_2 e q são considerados no esquema estrutural hiperestático, depois do fechamento da estrutura (Figura 4.2).

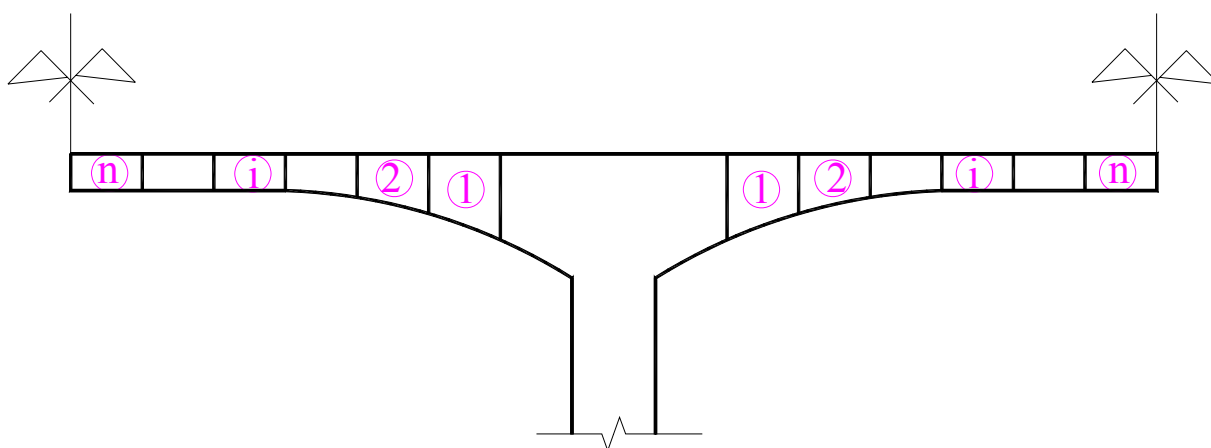


Figura 4.1. Fase Construtiva

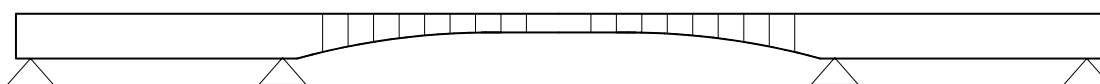


Figura 4.2. Estrutura Concluída

Para a determinação dos esforços solicitantes inicialmente considera-se o tramo 1 com apenas a execução da primeira aduela (linha vermelha da Figura 4.3), em seguida repete-se o procedimento considerando a execução da segunda aduela (linha verde da Figura 4.3), assim calcula-se os esforços após a execução de cada aduela até a última aduela, sendo que essas determinações só consideram o carregamento g_1 . Portanto existem várias verificações, no tempo 0 de cada seção e nos correspondentes tempo t para da seção do apoio.

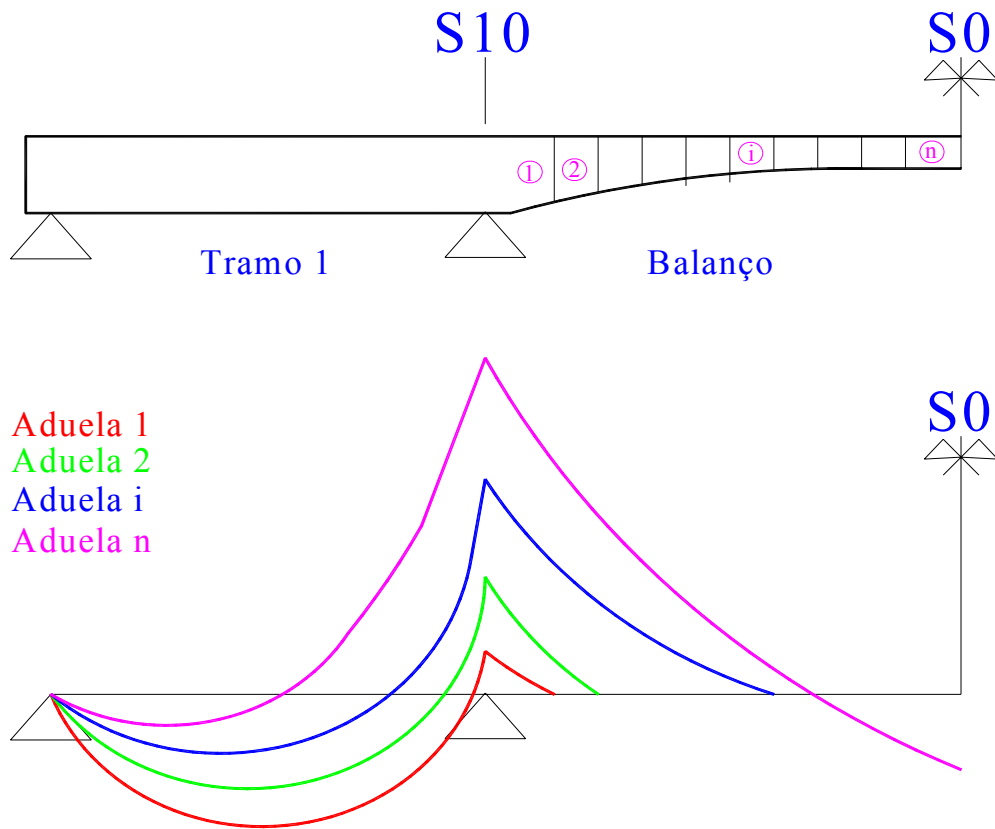


Figura 4.3. Diagrama de Momento Fletor de acordo com Montagem de Cada Aduela

Após a estrutura concluída determinam-se os diagramas de esforços dos carregamentos g_2 e a envoltória de q .

Uma maneira interessante de calcular os esforços, principalmente com geometria de altura variável, é usar programas automáticos. Dentre estes se destaca o programa FTOOL confeccionado por MARTHA (2008). No seu trabalho de conclusão de curso CARVALHO (2009) estudou e mostrou como esta ferramenta pode ser útil na análise desta estrutura. A seguir mostra-se, de forma resumida, o tratamento dado no trabalho referido.

O FTOOL destina-se ao estudo do comportamento de pórticos planos de forma simples e objetiva, unindo recursos para uma eficiente criação e manipulação dos modelos, e com uma análise do comportamento estrutural rápida e fácil pela visualização de resultados após o processamento dos dados. Existem dois modos de resultados para análise: de Diagrama (*Diagram*), e de Linha de Influência (*Influence Line*). O primeiro considera a visualização de diagramas de esforços internos (esforço normal, cortante e momento fletor) e de deformação da estrutura. O segundo apresenta a visualização da linha de influência de esforço normal,

cortante e momento fletor em uma dada seção. A linha de influência representa os valores de esforços internos em uma dada seção em função de uma carga unitária que percorre toda a estrutura.

Para a apresentação dos resultados dos esforços é atribuída à estrutura um determinado material e seus parâmetros, assim como características aos Nós e Barras e ao carregamento a ela aplicado. A Figura 4.4 mostra a apresentação dos resultados de deformação e reações de apoio, mediante aplicação do carregamento no pórtico apresentado.

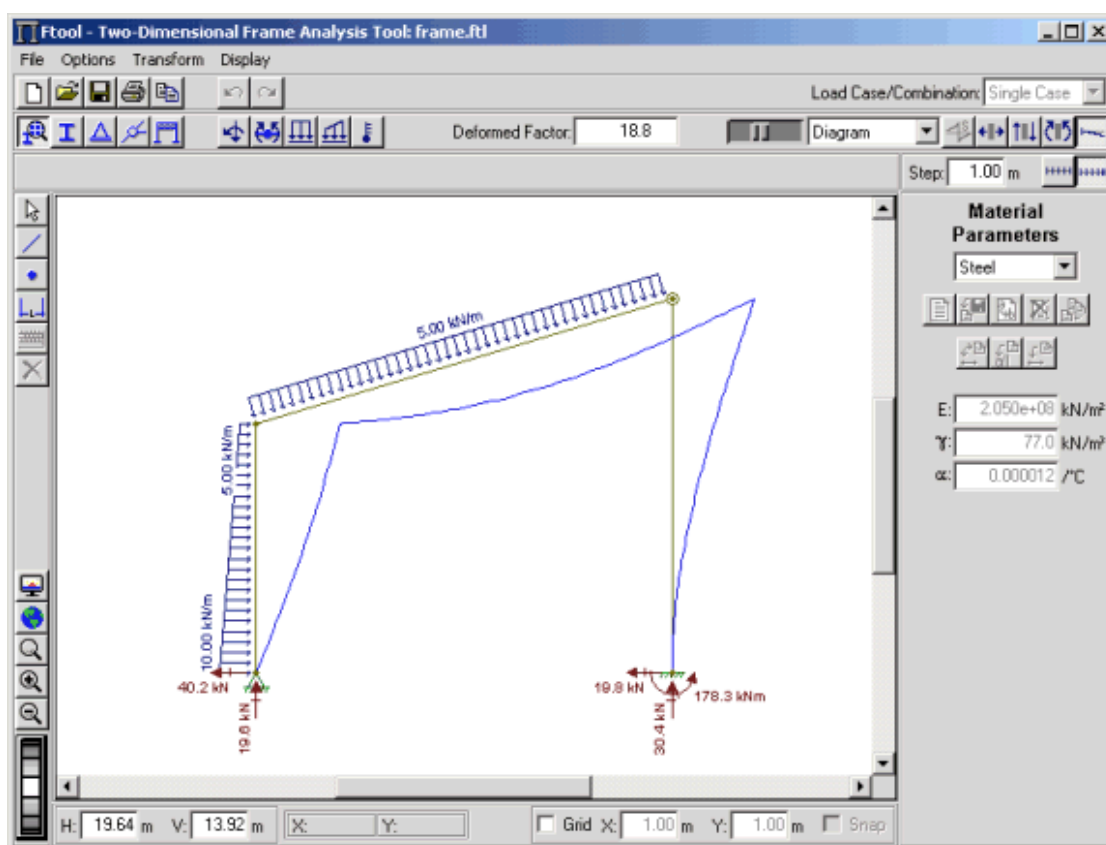


Figura 4.4. Apresentação dos resultados utilizando a ferramenta FTOOL

Assim, para ficar claro são apresentados a seguir os resultados das tensões devido ao peso próprio em duas seções específicas, S10 e S15, analisando os efeitos no avanço do balanço progressivo. Essas seções são representativas, pois S10 fica exatamente no começo do balanço, onde os esforços serão maiores e crescem à medida que as aduelas forem avançando. Já a seção S15 mostra os esforços no meio do vão, onde os esforços crescem no balanço e quando o fechamento é completo.

Para esta análise é utilizada a ferramenta FTOOL, que considera o tamanho do vão, a geometria da seção, o material e suas características, o tipo de carregamento, etc. Neste

caso, para a variação de inércia das seções transversais ao longo do tramo, adota-se a solução com uma inércia média para cada aduela. Usa-se a mesma idéia para adotar as áreas médias de cada trecho (aduela). Para a entrada dos dados e verificação do comportamento da estrutura à ação g_1 são observados os esforços nas seções indicadas a cada avanço do sistema, como podemos ver na Figura 4.5. O balanço deve ser visto acompanhado do vão de seção constante de 36m, que pode ser entendido como um contrapeso, auxiliando na estabilidade da estrutura.

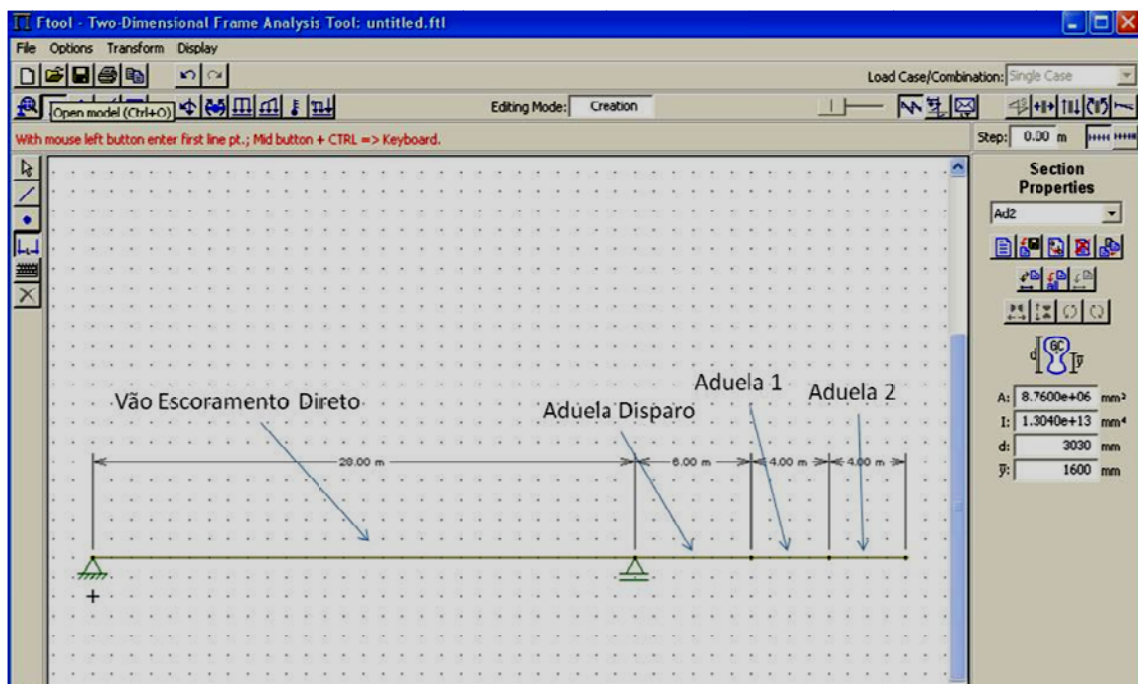


Figura 4.5. Estrutura em Balanço - FTOOL

É importante notar que a estrutura, apesar de parecer simples, obtém todas as informações de tipo de seção (geometrias), tipo de material (utilizando dados do viaduto real), dimensões e vínculos. No programa FTOOL não há a possibilidade de carregamento por peso próprio de forma automática, tendo este que ser adicionado pelo usuário à estrutura.

Iniciando a análise, é feita a entrada da estrutura como vão em escoramento direto (28m) e a Aduela de Disparo, como ilustrado na Figura 4.6. O carregamento apresentado é proveniente do peso próprio dos elementos, sendo que no balanço a carga varia de forma uniforme, acompanhando a variação da seção transversal do tabuleiro. Este valor deve ser aproximado, uma vez que as mudanças nas seções não acontecem de forma linear.

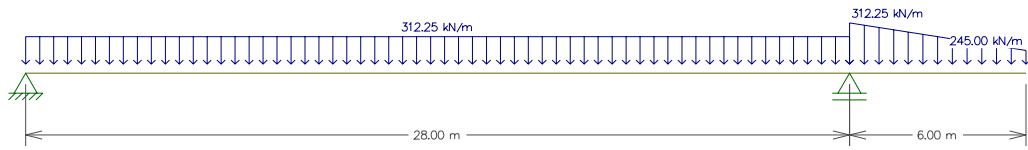


Figura 4.6. Peso Próprio (g1) - FTOOL

É importante observar que há um erro gráfico na apresentação dos carregamentos feito pelo FTOOL, no que tange à escala. Como pode ser visto na figura anterior, o valor do carregamento no fim do vão com escoramento direto e no início do balanço são iguais, 312.25 KN/m. Mesmo com a apresentação gráfica destes valores desta maneira, os valores considerados nos cálculos são corretos.

Os momentos e deslocamentos devido a este carregamento na estrutura são mostrados nas Figura 4.7 e Figura 4.8.

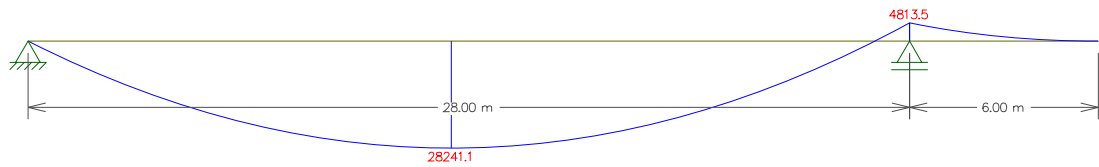


Figura 4.7. Momentos Fletores devido a g1 - Ftool

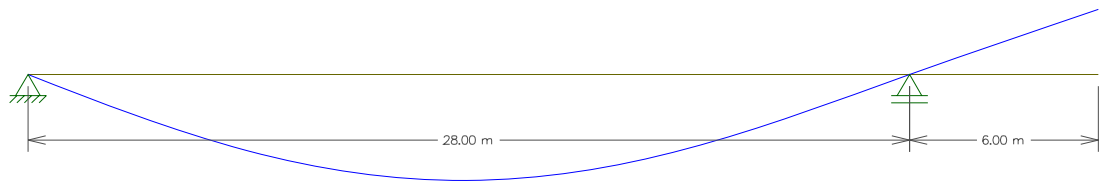


Figura 4.8. Deslocamentos devido a g1 - Ftool

Na Figura 4.8 o deslocamento é visto em uma escala aumentada para que possa ser observada, sendo, neste caso, uma deformação de +0,2285 mm apresentada ao fim do balanço. Podemos ressaltar que com adição de apenas uma aduela, o deslocamento no fim do balanço apresenta valor positivo (adotando positivo para cima). Isso se deve ao fato da carga de peso próprio ser muito superior no lado do vão em escoramento direto, quando comparado ao lado em balanço. Este fato, porém, tende a não se manter, uma vez que as aduelas forem adicionadas e suas cargas de peso próprio impactarem no equilíbrio da estrutura.

Continuando com o avanço das aduelas, podemos observar uma mudança de comportamento dos esforços de momento fletor e nos deslocamentos, mostrados nas Figura 4.9, Figura 4.10 e Figura 4.11. São apresentados os carregamentos, momento fletor e

deslocamentos exatamente no momento em que o avanço chega à Aduela 4 (metade do balanço).

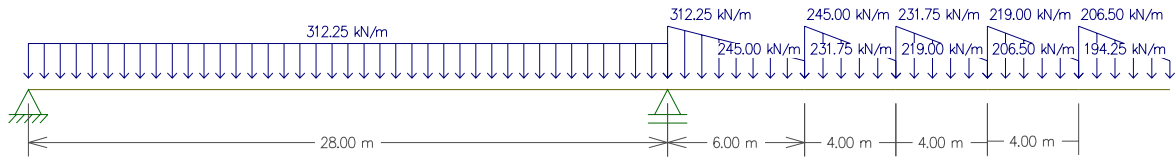


Figura 4.9. Carregamentos (g1) no momento em que o avanço chega a aduela 4 - Ftool

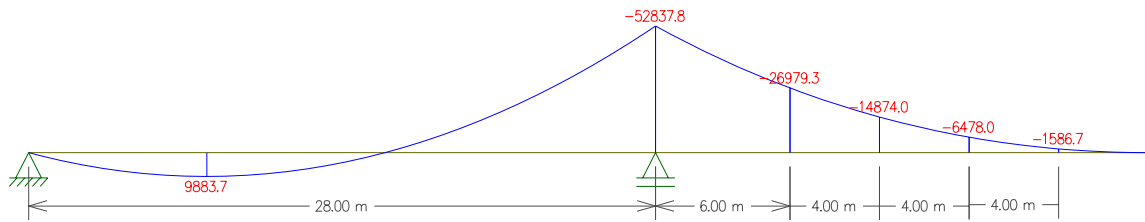


Figura 4.10. Momentos fletores (g1) no momento em que o avanço chega a aduela 4 - Ftool

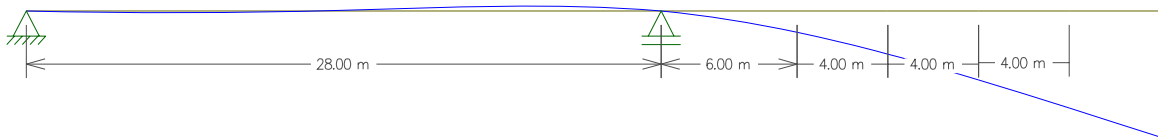


Figura 4.11. Deslocamentos (g1) no momento em que o avanço chega a aduela 4 - Ftool

Com o acréscimo de carga no balanço, a composição do momento fletor no vão em escoramento direto muda de forma considerável, passando a apresentar em cerca de metade do seu comprimento valores de momento negativos (adotando momento negativo para cima). Isto deve ser considerado pelo projetista no momento do dimensionamento da armadura e dos cabos de protensão.

É importante ressaltar que, neste momento, não estão sendo consideradas as forças de protensão, que diminuiriam os esforços excessivos e deslocamentos causados pelo balanço.

Outro fato importante mostrado é o comportamento da estrutura com relação ao deslocamento ao fim da Aduela 4. Este já apresenta deformação negativa (para baixo), que é devida exatamente à carga de peso próprio das aduelas. No caso o valor apresentado pelo FTOOL é de -2.093 mm.

Os mesmos valores para o avanço máximo do balanço são apresentados nas Figura 4.12, Figura 4.13 e Figura 4.14 depois da Aduela 8 estar unida ao sistema.

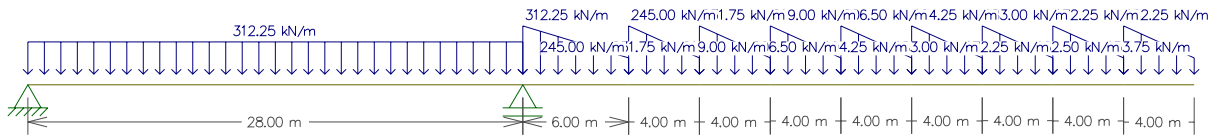


Figura 4.12. Carregamentos (g1) no momento em que o avanço chega a aduela 8 - Ftool

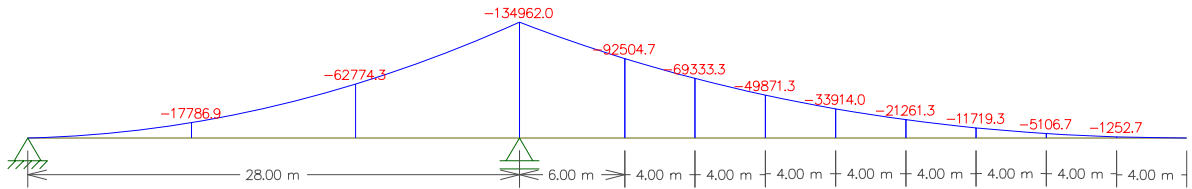


Figura 4.13. Momentos fletores (g1) no momento em que o avanço chega a aduela 8 - Ftool

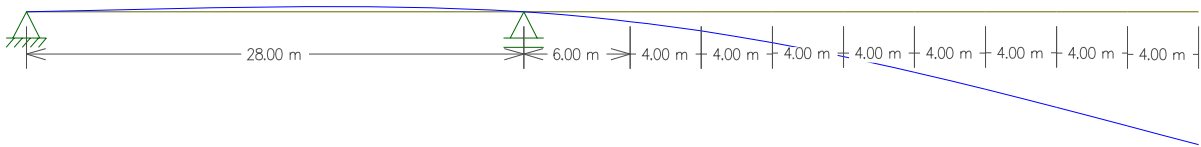


Figura 4.14. Deslocamentos (g1) no momento em que o avanço chega a aduela 8 - Ftool

Outro programa que pode ser utilizado na determinação de esforços é o STRAP (Structural Analysis Programs), um programa de análise estrutural por elementos finitos. Neste programa é possível fazer uma análise em três dimensões, sendo sua interface totalmente gráfica.

Na definição da geometria não é necessária a adoção de áreas e inércias médias, define-se a seção de início e do final da barra e o próprio programa faz a variação desta geometria na barra. O carregamento devido ao peso próprio é gerado pelo programa de acordo com a geometria gerada e material definido.

Pode-se visualizar diagrama de esforços como também linhas de influência. Define-se o trem tipo da estrutura e com o comando carga móvel faz-se o veículo definido andar por toda a estrutura, determinando para isto quantas posições e o incremento que o usuário deseja obter. A Figura 4.15 mostra a janela de definição de cargas móveis do programa STRAP.

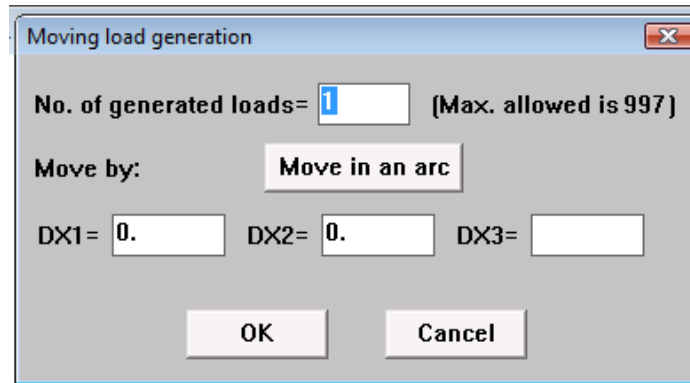


Figura 4.15. Janela de determinação dos carregamentos móveis gerados – STRAP

O programa é restrito quanto a fases de execução da ponte, pois não determina os esforços na ponte após a execução de cada aduela. Para isto, o usuário deve rodar a estrutura com uma aduela, posteriormente acrescentar a outra aduela na geometria e rodar o programa novamente e assim por diante até a última aduela. Em seguida define-se a estrutura novamente com o vão já fechado, onde agora se determina no programa o carregamento g_2 e carga acidental móvel.

O exemplo numérico desta dissertação foi feito utilizando o programa STRAP, onde são apresentados os diagramas e linhas de influência geradas.

4.1 ANÁLISE SEGUNDO A SEÇÃO TRANSVERSAL

Para calcular os esforços máximos e mínimos em cada seção é necessário conhecer a parcela da carga acidental absorvida por cada viga da Figura 4.16. O raciocínio a seguir foi descrito por MULLER J. Colocando-se uma carga P no meio da seção transversal, cada viga absorverá metade da carga aplicada, ou seja, $P/2$. Quando a carga P está excêntrica de “ e ” pode-se afirmar que as cargas absorvidas por $V1$ e $V2$ serão também iguais a $P/2$, pois o momento torçor ($M_t=P.e$) é absorvido pelas tensões de cisalhamento τ . Como a rotação α é muito pequena, praticamente nula, pode-se considerar que as ações em $V1$ e $V2$ são iguais.

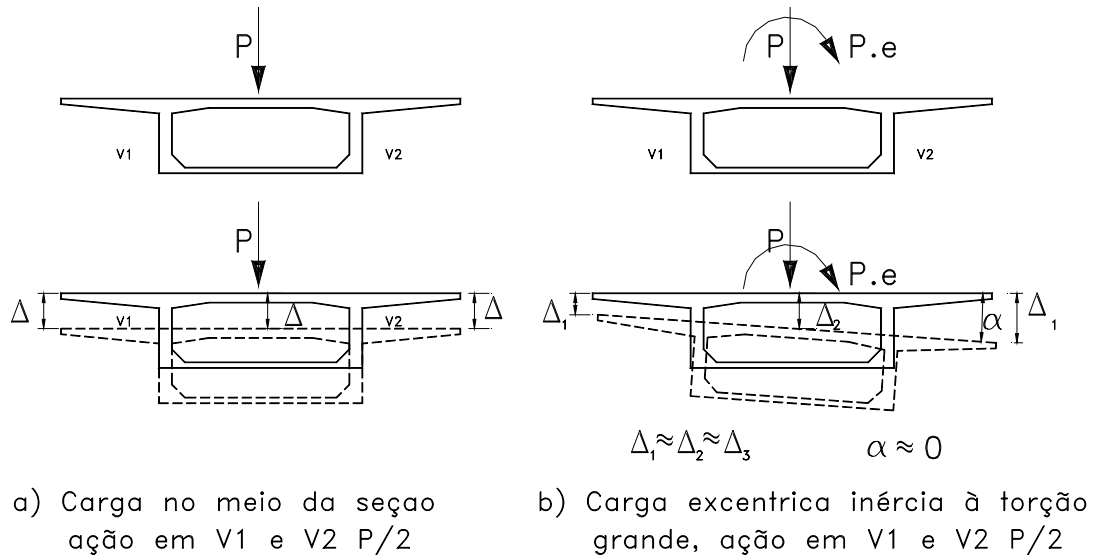


Figura 4.16. Funcionamento da seção celular

Portanto pode-se afirmar que cada viga absorve metade da carga, não dependendo da posição do veículo na seção transversal. Assim pode-se calcular o valor da carga accidental para toda a seção sendo este conjunto de cargas denominado de trem tipo longitudinal (TTL). Os valores destas cargas são obtidos a partir da resultante dos esforços em cada seção como ilustrado na Figura 4.17.

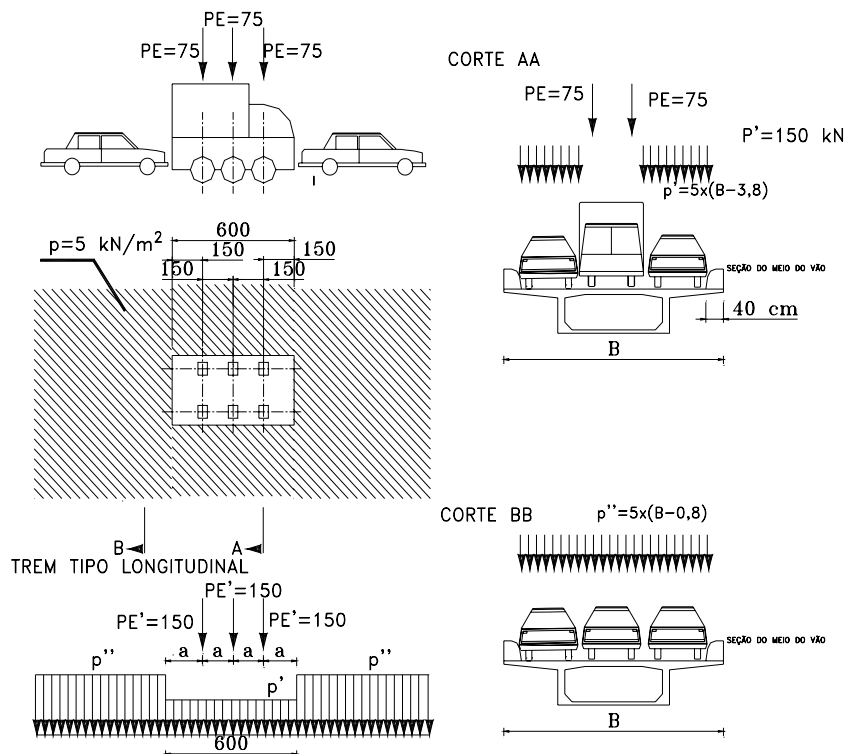


Figura 4.17. Esquema para o cálculo do Trem Tipo Longitudinal (TTL)

Determinado o TTL é possível calcular o máximo e mínimo momento fletor em uma seção S utilizando a linha de influência conforme explicado no próximo item.

4.2 ANÁLISE SEGUNDO A DIREÇÃO LONGITUDINAL

Uma vez determinado o Trem tipo Longitudinal utiliza-se as linhas de influência do esforço que se deseja para obter os valores extremos de esforços de carga accidental.

Pode-se determinar a linha de influência através do programa computacional FTOOL, variando as inércias médias para cada trecho de acordo com as dimensões da seção celular ou com o programa computacional STRAP, onde o próprio programa faz esta variação.

Para resolver a estrutura com os esforços provenientes das cargas accidentais e de sobrecarga deve-se utilizar a estrutura completa, ou seja, depois do encontro dos balanços fechando o vão central. Neste caso, a representação mostrada no FTOOL, com as seções e suas características adequadas a cada aduela, pode ser vista na Figura 4.18. Compare-se a mesma com a estrutura já apresentada anteriormente.

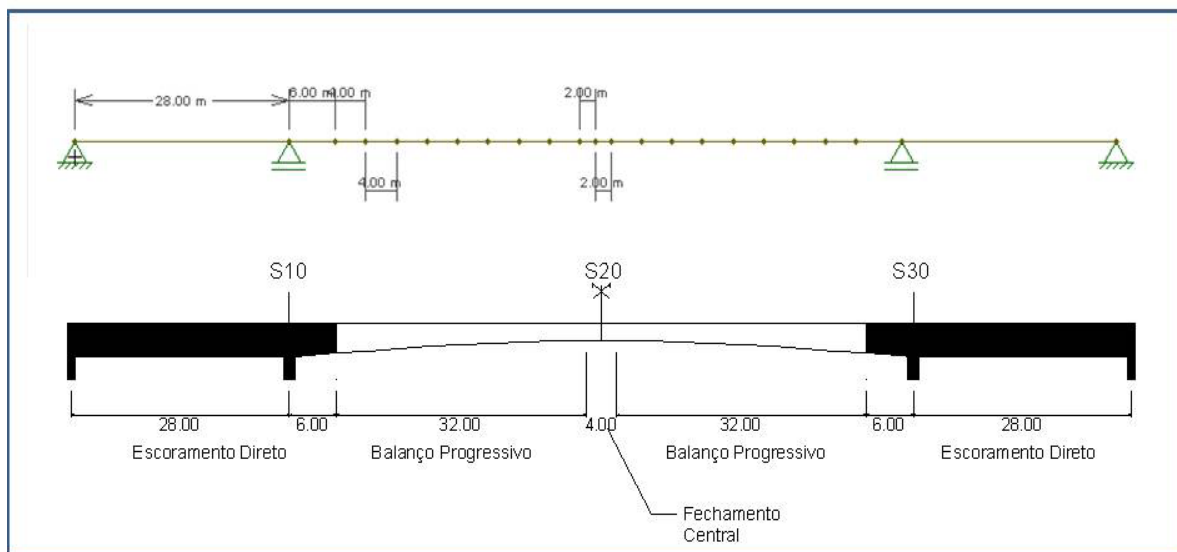


Figura 4.18. Estrutura em Balanço - FTOOL

Desta forma, resolvendo uma estrutura contínua, uma carga unitária é aplicada em uma determinada seção e avança para as demais, até que seja possível aplicar todas as linhas de influência de esforços solicitantes. Como estamos analisando principalmente as seções S10 e S15, as linhas de influência de momento fletor nestas seções são apresentadas nas Figura 4.19 e Figura 4.20.

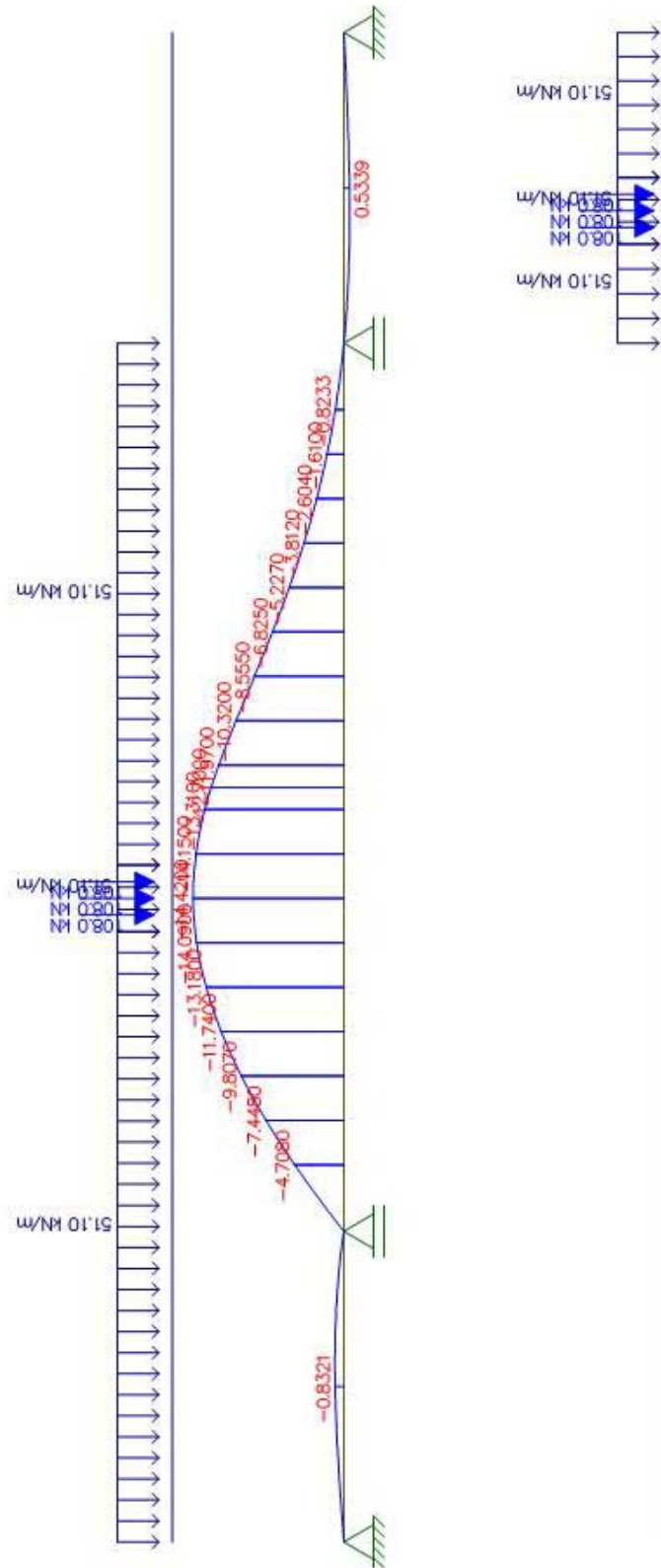


Figura 4.19. Linha de Influência de Momento Fletor – S10

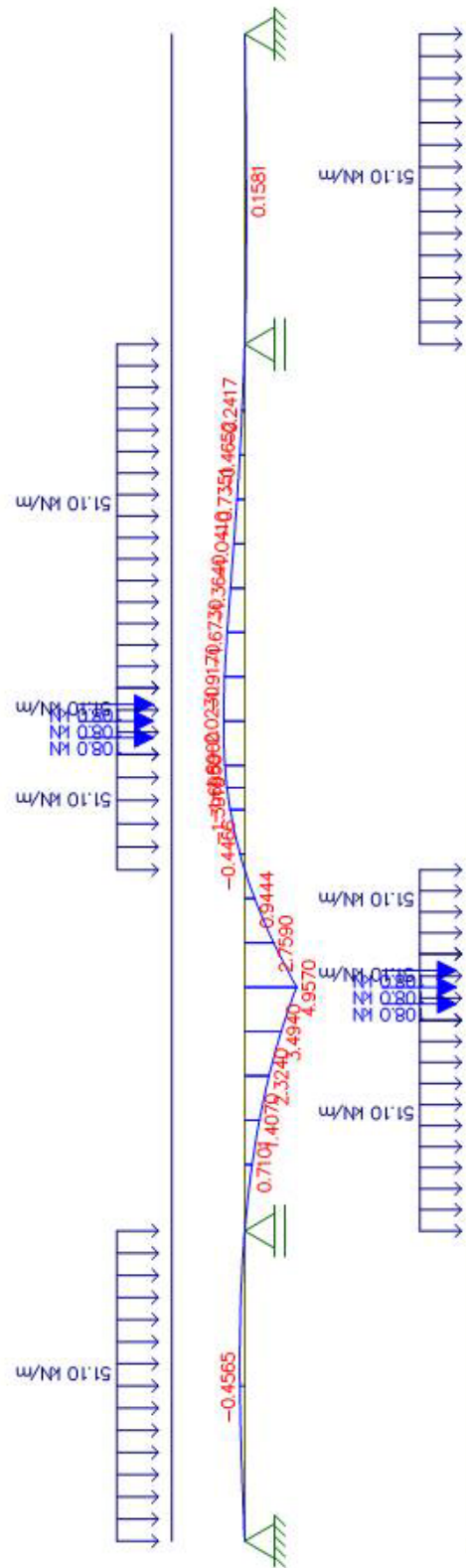


Figura 4.20. Linha de Influência de Momento Fletor – S15

5 PERDAS DE PROTENSÃO

Quando as peças são protendidas ocorrem diminuições desses esforços, denominadas perdas de protensão. Estas perdas podem ser imediatas ou ao longo do tempo. As perdas imediatas são advindas da forma como se procede a protensão e das propriedades elásticas do aço e do concreto. As perdas ao longo do tempo são advindas das propriedades viscoelásticas do aço e do concreto. Neste capítulo apresentam-se os principais conceitos e expressões para as determinações das perdas de protensão. Aspectos normativos, fórmulas complementares, tabelas e outras informações estão colocadas nos anexos A e B.

5.1 IMEDIATAS

As perdas imediatas decorrem imediatamente após o cabo ser tracionado, devido ao atrito entre os cabos e as bainhas, devido ao encurtamento imediato do concreto, ao deslizamento da armadura junto à ancoragem e à acomodação dos dispositivos de ancoragem. Assim as perdas imediatas são divididas em:

- Perda por atrito cabo-bainha;
- Perda por acomodação da ancoragem;
- Perda por deformação imediata do concreto.

5.1.1 PERDA POR ATRITO CABO-BAINHA

Quando a armadura ativa é tensionada, sofre um alongamento gradativo, variando de 0 até seu valor final. Como geralmente a bainha tem um desenvolvimento curvo, apresenta-se um atrito entre o aço de protensão e a bainha. A fórmula a seguir é utilizada para calcular a tensão de protensão considerando as perdas de protensão por atrito cabo-bainha.

$$\sigma_{p0} = \sigma_{pi} \times e^{-\mu \times (\alpha + \beta \times s)} \quad (5.1)$$

Onde: σ_{p0} – tensão de protensão com perdas por atrito cabo-bainha;

σ_{pi} – tensão de protensão inicial;

μ - coeficiente de atrito cabo-bainha, segundo a NBR 6118: 2007 tem-se os seguintes valores:

- = 0,5 entre cabo e concreto sem bainha;
- = 0,3 entre barras ou fios com mossas ou saliências e bainha metálica;

- $\alpha = 0,2$ entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica;
- $\alpha = 0,10$ entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica lubrificada;
- $\alpha = 0,05$ entre cordoalha e bainha de polipropileno lubrificada;

α – deflexão geométrica total, em radianos, até a seção considerada;

β – deflexão fictícia, por unidade de comprimento, devido às irregularidades no alinhamento da armadura ou bainha;

s – comprimento do cabo a partir da extremidade onde se aplica a tensão σ_{pi} .

O cabo reto também está sujeito a perda por atrito cabo-bainha, pois há rigidez insuficiente, dificuldades de montagem na armadura, imperfeições nos pontos de amarração e empuxo do concreto no processo de concretagem.

Os diagramas (Figura 5.1 e Figura 5.2) mostrados abaixo indicam constância nas perdas de protensão, porém na realidade não é desta forma, pois as forças de atrito dependem do coeficiente de atrito μ e do raio de curvatura dos cabos, acarretando assim na pressão exercida pelo cabo contra a bainha ou contra o concreto.

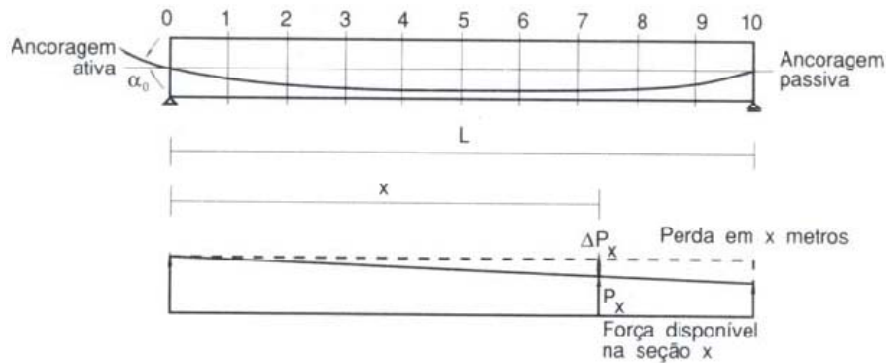


Figura 5.1. Protensão aplicada em um extremo do cabo (Fonte: SCHMID, 1998)

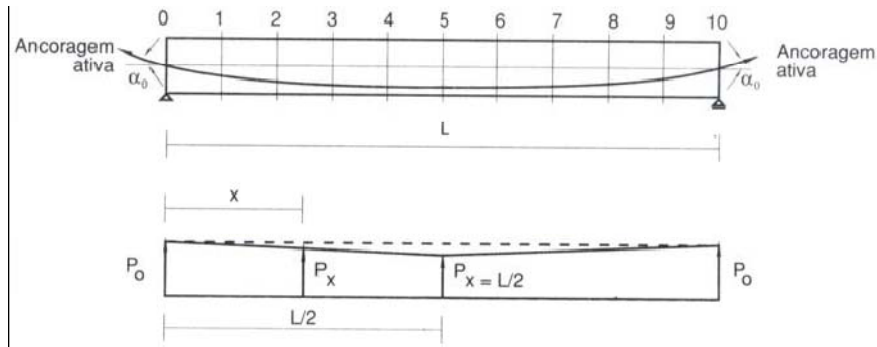


Figura 5.2. Protensão aplicada nos dois extremos do cabo (Fonte: SCHMID, 1998)

A Figura 5.3 ilustra dois cabos com diferentes raios de curvatura. Protendendo os dois cabos das figuras pelos dois lados simultaneamente com a mesma força de protensão obtém-se um maior alongamento no cabo 1, pois a trajetória do cabo indica que haverá menos atrito entre o cabo e a bainha.

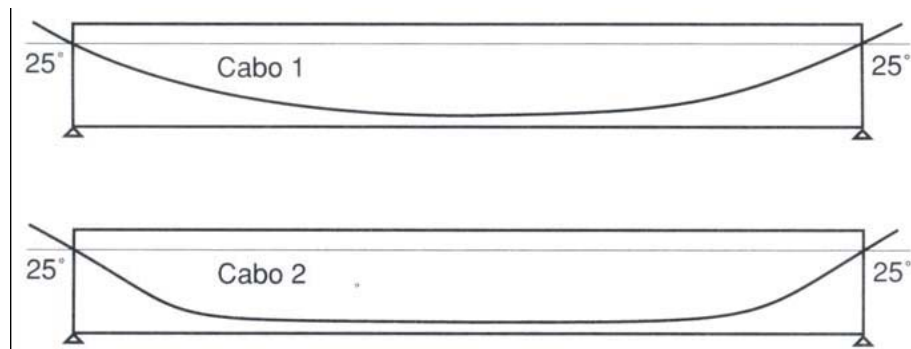


Figura 5.3. Cabos com diferentes raios de curvatura (Fonte: SCHMID, 1998)

Apesar de pela fórmula de Euler se obter o mesmo valor, a força de atrito varia conforme o raio de curvatura do cabo. A empresa RUDLOFF traz em seu catálogo eletrônico valores mínimos dos raios de curvatura para que não ocorra esmagamento do concreto ou destruição da bainha. Para que os componentes do feixe entrem na bainha de forma mais regular possível também é apresentado o comprimento reto mínimo anterior à ancoragem.

Tabela 5.1. Raio de curvatura e comprimento mínimos para cordoalhas de 7 fios $\Phi \frac{1}{2}$ " RB (Fonte: SCHMID, 1998)

cabo	4 Φ 12,7	6-7 Φ 12,7	12 Φ 12,7	19-22 Φ 12,7	27-31 Φ 12,7
raio "R"	5,0m	6,0m	8,0m	11,0m	14,0m
"L"	60 cm	70 cm	90 cm	130 cm	160 cm

Tabela 5.2. Raio de curvatura e comprimento mínimos para cordoalhas de 7 fios Φ 5/8" RB
(Fonte: SCHMID, 1998)

cabo	4 Φ 15,2	6-7 Φ 15,2	12 Φ 15,2	19-22 Φ 15,2	27-31 Φ 15,2
raio "R"	8,0 m	9,0 m	12,0 m	16,0 m	21,0 m
"L"	80 cm	100 cm	135 cm	190 cm	235 cm

O primeiro passo para o cálculo das perdas de protensão por atrito cabo-bainha é determinar o ponto onde se inicia a curva e a inclinação da tangente obtendo a deflexão. Com as deflexões do cabo entre as seções calcula-se a tensão em cada seção. Quando há ancoragem ativa nas duas extremidades deve-se determinar o ponto de imobilidade por atrito, ou seja, o ponto onde há a menor tensão de protensão após as perdas.

Para a determinação deste ponto traça-se uma curva tensão-distância supondo ancoragem ativa apenas na extremidade esquerda. Em seguida, traça-se uma nova curva tensão-distância supondo ancoragem ativa apenas na extremidade direita. O ponto k, correspondente ao encontro das 2 curvas, é o ponto de imobilidade por atrito. A Figura 5.4 mostra o ponto k nas curvas, este pode ser obtido por relações geométricas.

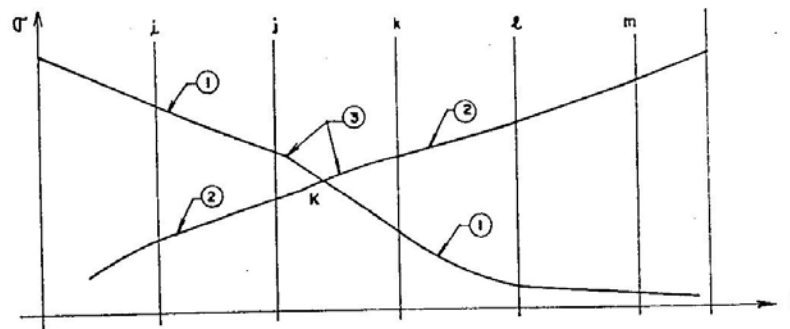


Figura 5.4. Determinação do ponto k, de imobilidade por atrito (Fonte: CARVALHO, 1987)

5.1.2 PERDA POR ACOMODAÇÃO DA ANCORAGEM

Quando o esforço de protensão é transferido do dispositivo tensor para a ancoragem há uma perda, esta perda é por acomodação da ancoragem, que permite um retrocesso do cabo. Esta perda varia de acordo com o dispositivo utilizado.

Para determinação da perda por acomodação da ancoragem considera-se que a variação de protensão entre duas seções adjacentes é linear e o coeficiente de atrito cabo-

bainha tem o mesmo valor numérico, independente do sentido de movimentação do cabo. Assim existirão duas curvas de tensões, uma antes da cravação da ancoragem e uma após a cravação da ancoragem. A curva ABCDE da Figura 5.5 ilustra a tensão no cabo antes da ancoragem e a curva FGCED a tensão no cabo após a ancoragem. A curva FGC é obtida rebatendo a curva ABC em torno do eixo C-C'. O ponto X é chamado “ponto de presa”, ou seja, o ponto onde a acomodação da ancoragem não influi. A área (Ω) contida entre as curvas ABCDE e FGCDE é igual ao produto da acomodação da ancoragem (Δl) pelo valor do módulo de deformação (E_p) do aço de protensão.

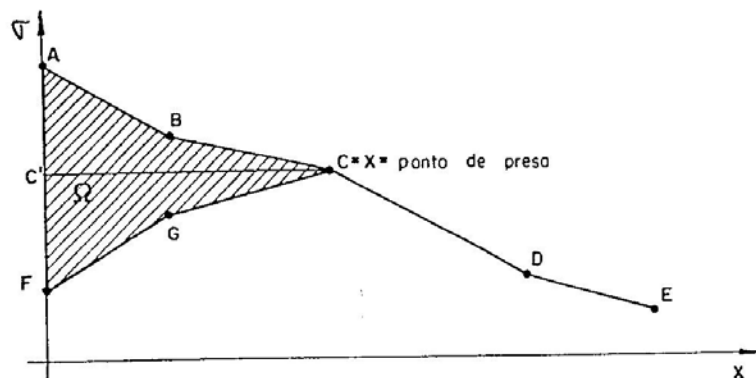


Figura 5.5. Determinação do ponto de imobilidade por ancoragem (Fonte: CARVALHO, 1987)

A deformação Δl depende do tipo de ancoragem. Segundo SCHMID (1998) no catálogo de perdas de protensão da RUDLOFF a acomodação das cunhas na ancoragem provoca uma perda de 4 a 5 mm no alongamento inicial atingido pelo cabo antes da cravação.

Para a determinação da área (Ω) supõe-se inicialmente que o ponto X esteja situado na primeira seção transversal posterior a introdução do esforço de protensão, compara-se então o valor dessa área com o produto $E_p \times \Delta l$. A posição de X vai ser alterada para a seção seguinte até que $\Omega \geq E_p \times \Delta l$.

5.1.3 PERDA POR DEFORMAÇÃO IMEDIATA DO CONCRETO

Em pontes executadas em balanços progressivos tem seus cabos protendidos um por vez, solidarizados ao concreto através de injeção de argamassa de cimento. A execução de cada aduela na estrutura corresponde a uma etapa de protensão.

Existem dois tipos de perdas neste tipo de estrutura: a primeira se dá na efetivação da protensão do próprio cabo, a segunda se dá na protensão dos cabos das fases posteriores.

Um cabo é submetido a uma força de protensão, provocando uma deformação elástica no concreto, que em geral é um encurtamento, acarretando numa perda de protensão nos demais cabos já protendidos. Assim, o primeiro cabo protendido sofre uma perda de protensão devido à protensão de todos os cabos protendidos posteriormente. A Tabela 5.3 mostra esta sequência de perdas.

Tabela 5.3. Perda de protensão por deformação imediata do concreto sofrida em cada cabo quando há protensão seqüenciada (Fonte: CARVALHO, 2007)

		Perda sofrida no cabo (proporcional ao encurtamento no concreto provocado pelo cabo protendido)						
Cabo protendido ↓	1	2	3		i		n-1	n
1	--	--	--		--		--	--
2	ϵ_c	--	--		--		--	--
3	ϵ_c	ϵ_c	--		--		--	--
i	ϵ_c	ϵ_c	ϵ_c		--		--	--
n-1	ϵ_c	ϵ_c	ϵ_c		ϵ_c		--	--
n	ϵ_c	ϵ_c	ϵ_c		ϵ_c		ϵ_c	--
Soma de perdas	$(n-1) \epsilon_c$	$(n-2) \epsilon_c$	$(n-3) \epsilon_c$		$(i-1) \epsilon_c$		ϵ_c	0

Para que ocorra a injeção da nata de cimento aguarda-se a protensão de todos os cabos, portanto não é possível assegurar em uma seção intermediária o esforço transmitido por um cabo. A favor da segurança o cálculo, neste trabalho, é considerado com aderência entre o cabo e o concreto. Além disso, a cada etapa de protensão está associado o efeito do peso próprio de uma aduela.

Nas situações em que os cabos de protensão estão concentrados próximos uns aos outros se trabalha com um cabo representante, situado no centro de forças dos demais cabos, e sua força é a soma das forças dos demais cabos.

CARVALHO (1987 e 2007) traz em seus trabalhos um roteiro para a determinação da perda de protensão por deformação imediata do concreto mostrado a seguir.

Para o primeiro tipo de perda citado não há necessidade de uma maior precisão, assim define-se uma perda média para os cabos da fase, proporcional a:

$$\Delta\varepsilon_c = \varepsilon_c \times \frac{n_p - 1}{2 \times n_p} \quad (5.2)$$

$$\text{Com: } \varepsilon_c = \left(\frac{1}{\varepsilon_c} \times \left(\frac{N_p}{A_{ch} \times (s-1)} \right) + \frac{M_p}{I_h \times (s-1)} \times e_{CG} \right) \quad (5.3)$$

Onde: n_p – número de cabos da etapa u de protensão;

N_p e M_p – normal e momento fletor de protensão total na seção de ancoragem;

e_{CG} – distância do centro de gravidade da peça ao da armadura de protensão.

Conhecidos os esforços de peso próprio em cada etapa e o efeito da protensão atuante em cada seção, pode-se calcular a deformação específica do concreto no centro de gravidade da armadura de protensão em estudo. Assim, a fórmula para determinação da perda de protensão por deformação imediata do concreto é dada por:

$$\Delta\sigma(k) = \left(\frac{\sum_{i=1}^{n_u} N_{ip}(u)}{A_h^u} + \frac{(\sum_{i=1}^{n_u} N_i(u) \times e_i + M_g(u) \times e_k)}{I_h^u} \right) \times \alpha_p \quad (5.4)$$

Onde: $N_{ip}(u)$ – esforço normal de protensão do cabo i , protendido na etapa u , descontadas as perdas de protensão por atrito e acomodação da ancoragem;

e_i – excentricidade do cabo i ;

$M_g(u)$ – momento fletor de carga permanente, introduzido na etapa u , na seção considerada;

α_p – relação entre os módulos de deformabilidade do aço de protensão e concreto;

$\Delta\sigma(k)$ – perda de tensão que o cabo k de uma etapa anterior a u sofre quando da efetivação desta;

e_k – excentricidade do cabo k ;

n_u – número de cabos protendidos da etapa u .

Caso seja usado para valor de e_k a distância do CG de um grupo de cabos obtém-se a perda média deste conjunto.

A NBR 6118/ 2007 traz a fórmula abaixo para determinação desta perda:

$$\Delta\sigma_p = \frac{\alpha_p \times (\sigma_{cp} + \sigma_{CG}) \times (n-1)}{2 \times n} \quad (5.5)$$

Onde: σ_{cp} – tensão inicial no concreto no nível do baricentro da armadura de protensão, devido à protensão simultânea dos n cabos;

σ_{CG} – tensão no concreto no nível do baricentro da armadura de protensão, devida à carga permanente modificada pela protensão ou simultaneamente aplicada com a protensão.

5.2 AO LONGO DO TEMPO

As pontes em balanços progressivos apresentam uma estrutura com características viscoelásticas variando ao longo do eixo longitudinal. É necessário conhecer os estados de deformação durante e após as fases construtivas e a redistribuição de esforços que aparecem quando há mudança do esquema estrutural.

O efeito reológico do aço e do concreto é percebido na perda de tensão na armadura de protensão, no aumento das deformações ao longo do tempo e na redistribuição de esforços, quando se tem o esquema estrutural inicial alterado.

Assim as perdas ao longo do tempo se devem aos fenômenos de retração e deformação lenta do concreto, acarretando numa diminuição de volume, e a relaxação de armadura, acarretando uma perda de tensão. Estas perdas são divididas em:

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

5.2.1 PERDA POR RETRAÇÃO DO CONCRETO

A retração é o encurtamento do concreto devido à evaporação da água desnecessária a hidratação do cimento. Depende da umidade relativa do ambiente, da consistência do concreto no lançamento e da espessura fictícia da peça. O anexo A apresenta o cálculo da perda de protensão por retração do concreto de acordo com a NBR 6118: 2007.

5.2.2 PERDA POR EFEITO DA FLUÊNCIA DO CONCRETO

A fluência ou deformação lenta do concreto é o encurtamento do mesmo devido à ação de forças permanentemente aplicadas. O anexo B apresenta o cálculo da perda de protensão por fluência do concreto de acordo com a NBR 6118: 2007.

Nas pontes em balaços progressivos devem-se calcular os coeficientes de deformação lenta relativos a diversos intervalos de tempos, que são os tempos de execução de cada aduela.

5.2.2.1 PRINCÍPIO DA SUPERPOSIÇÃO DAS CURVAS DE FLUÊNCIA

Segundo NEVILLE, apud OYAMADA (1981), todos os métodos para análise de fluência obedecem ao princípio da superposição de Boltzmann, segundo o qual a deformação total $\varepsilon(t)$, no instante t do concreto sujeito a uma tensão variável, é obtida pela soma das deformações decorrentes de cada incremento ou decremento de tensão $\Delta\sigma(t')$, aplicado no instante t' . A deformação total com variação contínua de tensão é dada pela expressão a seguir:

$$\varepsilon(t) = \int_{t_0}^t \phi(t, t') \frac{\partial \sigma(t')}{\partial t'} dt' \quad (5.6)$$

Mc Henry e Maslov, apud OYAMADA (1981), modificaram o princípio da superposição de Boltzmann incluindo o efeito da idade do concreto.

O princípio da superposição fundamenta que deformações, produzidas em qualquer tempo t por incremento de tensões aplicadas em um instante $t' < t$, são independentes do efeito de qualquer outra tensão, aplicada anterior ou posteriormente.

Segundo OYAMADA (1981) em tensões crescentes ou decrescentes de pequena escala a superposição das curvas de fluência dá um bom resultado, mas em caso de completa remoção da carga, a recuperação na deformação é superestimada. Este fator não é considerado grave, pois a completa remoção da carga não é comum na prática.

A deformação no instante t devida a uma tensão unitária aplicada na idade t_0 e removida na idade $t_1 > t_0$ é calculada da seguinte forma:

$$\varepsilon(t) = \frac{1}{E(t_0)} \times [1 + \phi(t, t_0)] - \frac{1}{E(t_1)} \times [1 + \phi(t, t_1)] \quad (5.7)$$

A deformação no instante t em consequência de uma tensão com variação contínua, a partir de uma tensão inicial σ_0 é calculada da seguinte forma:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E(t_0)} \times [1 + \phi(t, t_0)] + \int_{t_0}^t \phi(t, t') \frac{\partial \sigma(t')}{\partial t'} dt' \quad (5.8)$$

A integral acima não pode ser resolvida de forma fechada, exceto no caso de funções de fluência em que $\frac{d\phi}{dt} = \text{constante}$, e que não representam de forma muito correta a função de fluência virgem.

OYAMADA (1981) afirma que as curvas de fluência pura são melhores representadas por curvas com afinidades (aquelas que apresentam formas similares) do que por curvas paralelas. Nestas curvas a relação dos coeficientes de fluência, em idades diferentes de aplicação de carga de mesma duração, é constante. Caso as curvas de fluência com afinidades sejam adotadas para a formulação da função de fluência, é necessário que elas sejam representadas através do produto entre funções da idade da aplicação da carga e funções do tempo de duração do carregamento, sendo necessária a utilização de soluções numéricas.

5.2.2.2 ADAPTAÇÃO POR FLUÊNCIA E DETERMINAÇÃO DAS PERDAS PROGRESSIVAS PELO MÉTODO INCREMENTAL PARA O CASO DE BALANÇOS PROGRESSIVOS

OYAMADA (1981) traz em seu trabalho o cálculo das perdas progressivas pelo método incremental para o caso de balanços progressivos com adaptação por fluência. Estes cálculos são apresentados ao longo deste capítulo.

A redistribuição dos momentos fletores, devido à adaptação por fluência, pode ser resolvida pelo método dos deslocamentos, seguindo a rotina de cálculo a seguir:

1. Cálculo das rotações θ_0 do tabuleiro durante a fase construtiva das aduelas, onde a estrutura ainda é isostática;
2. Cálculo das variações nas rotações após a execução das aduelas de fechamento, devido à fluência do concreto:

$$\Delta\theta = -\theta_0 \times (1 - C_r) \quad (5.9)$$

Onde: $C_r = e^{-\Delta\phi}$ = coeficiente de redistribuição, variável de aduela para aduela;

$\Delta\Phi$ = variação do coeficiente de fluência no intervalo considerado;

3. As rotações finais são obtidas pela soma das rotações iniciais com as variações das rotações decorrentes da adaptação por fluência:

$$\theta_t = \theta_0 + \Delta\theta = \theta_0 \times C_r \quad (5.10)$$

O cálculo das perdas progressivas e a adaptação por fluência, após a execução da aduela de fechamento, são efetuados pelo método incremental para intervalos de tempo Δt .

No primeiro ano são adotados intervalos semanais, do segundo ao décimo ano, intervalos mensais, e a partir do décimo ano, intervalos anuais. A sistemática apresentada permite que esses intervalos sejam ajustados de forma a se obter uma otimização dos processamentos.

Sendo:

M_j^i = momento fletor na aduela i em decorrência da treliça de lançamento, do peso próprio e da protensão dos cabos negativos da aduela j ($j > i$), antes do fechamento;

M^i = momento fletor na aduela i em decorrência da treliça, do peso próprio e protensão dos cabos negativos das aduelas $j > i$, acrescida do efeito da protensão dos cabos positivos (incluindo o hiperestático de protensão) após o fechamento. Considerando a hipótese de que a razão de fluência é constante em qualquer idade t , significando que as curvas de fluência são paralelas para todas as idades de aplicação de carga, esses valores são reunidos porque a todos eles se aplica o mesmo $\Delta\Phi_i$. Assim, uma única curva do coeficiente de fluência determinada para uma tensão aplicada no instante t_0 , é suficiente para definir as demais curvas para todas as idades subseqüentes de aplicação de carga.

$$M^i = \sum_j^n M_j^i + P_+^i \times e_{pi} + MHP_+^i + M_i(Qt) \quad (5.11)$$

Onde: P_+^i = força de protensão dos cabos positivos na aduela i ;

e_{pi} = excentricidade dos cabos positivos na aduela i em relação ao baricentro da seção de concreto;

MHP_+^i = momento hiperestático, na aduela i , devido à protensão dos cabos positivos;

$M_i(Qt)$ = momento devido a retirada das treliças.

Os momentos hiperestáticos de protensão são determinados representando a ação da protensão via cargas externas equivalentes aplicadas na estrutura contínua.

Os momentos devido à retirada das treliças são determinados aplicando cargas negativas (-Q) na estrutura contínua.

A variação de curvatura no intervalo de tempo Δt , para uma determinada aduela i , no primeiro passo $m = k$, logo após o fechamento da estrutura, é:

$$\Delta \frac{1}{r_{i,m=k}} = \frac{M^i}{I_i \times E_{c28}} (1 - e^{-\Delta\Phi_{ik}}) \quad (5.12)$$

Onde: $\Delta\Phi_{ik}$ = variação do coeficiente de fluência da aduela i no passo $m = k$.

Impondo a variação das curvaturas através de um gradiente de temperatura, tem-se:

$$\Delta \frac{1}{r_{i,m}} = \alpha' \frac{T_s + T_i}{h_i} \quad (5.13)$$

Onde: h_i = altura da aduela i ;

$$\Delta T_i = T_s + T_i = \frac{h_i}{\alpha'} \Delta \frac{1}{r_{i,m}} \quad (5.14)$$

Aplicando os gradientes de temperatura ΔT_i na estrutura hiperestática, obtém-se a variação do momento fletor ΔM_i em cada uma das aduelas e as variações nas deformações específicas das faces inferiores e superiores de cada uma das aduelas (Figura 5.6).

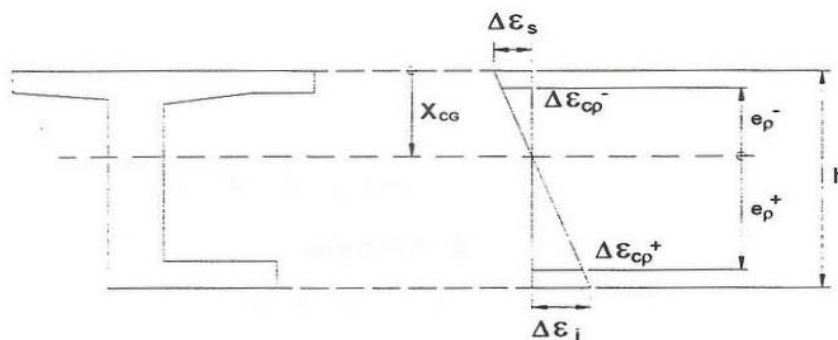


Figura 5.6. Diagrama de deformações (Fonte: OYAMADA, R. N., 2004)

$$\Delta \frac{1}{r_{i,m}} = \frac{\Delta M_i}{E I_i} = \frac{\Delta \varepsilon_s + \Delta \varepsilon_i}{h_i} = \frac{\Delta \varepsilon_s}{x_{CG}} = \frac{\Delta \varepsilon_i}{h_i - x_{CG}} \quad (5.15)$$

A partir dos valores de deformações nas bordas superior e inferior pode-se determinar as deformações no centro de gravidade das armaduras de protensão.

$$\Delta \varepsilon_{cp-} = \Delta \varepsilon_s \frac{e_{p-}}{x_{CG}}, \text{ deformação do concreto no nível do baricentro dos cabos}$$

negativos;

$\Delta\varepsilon_{cp^+} = \Delta\varepsilon_s \frac{e_{p^+}}{h_i - x_{CG}}$, deformação do concreto no nível do baricentro dos cabos positivos.

São acrescidas a estas deformações as parcelas referentes ao encurtamento do concreto devido à fluência causada pela protensão, a retração do concreto e a relaxação do aço.

$$\Delta\varepsilon_{CG} = \Delta\varepsilon_{CCG} + \Delta\varepsilon_{CS} + \Delta\varepsilon_r \quad (5.16)$$

Onde: $\Delta\varepsilon_{CCG} = \Delta\phi_i \times \frac{P_{+,-}}{AE_i}$ = parcela referente à protensão;

$\Delta\phi_i = \phi_m - \phi_{m-1}$ = variação da fluência no passo m;

$\Delta\varepsilon_{CS}$ - parcela referente a retração do concreto;

$\Delta\varepsilon_r$ - parcela referente a relaxação do aço.

A variação das forças de protensão durante o passo m é determinada através da soma de todas as deformações ocorridas durante o passo:

$$\Delta\varepsilon_p = \Delta\varepsilon_{cp} + \Delta\varepsilon_{cg} \quad (5.17)$$

$$\Delta P_m = \Delta\varepsilon_p \times E_p \times A_p \quad (5.18)$$

Para os passos seguintes deve ser feita a correção dos momentos da viga contínua, em função das perdas de protensão dos cabos positivos e negativos:

$$M_m^i = M^i + \Delta P_+^i \times e_{pi} + \Delta P_-^i \times e_{pi} + \Delta MHP_+^i + \Delta MHP_-^i \quad (5.19)$$

Onde: ΔP_+^i - perdas de protensão dos cabos positivos do passo m;

ΔP_-^i - perdas de protensão dos cabos negativos do passo m;

ΔMHP_+^i – momento hiperestático devido às perdas de protensão dos cabos positivos;

ΔMHP_-^i – momento hiperestático devido às perdas de protensão dos cabos negativos.

A variação das curvaturas no passo m é:

$$\Delta \frac{1}{r_{i,m}} = \frac{M_m^i}{E_{c28} \times I_i} \times (e^{-\phi_{i,m-1}}) \times (1 - e^{-\Delta\phi_{i,m}}) \quad (5.20)$$

Onde: $\phi_{i,m-1} = \sum_k^{m-1} \Delta\phi_m$ - fluência total a partir do fechamento;

$$\Delta\phi_{i,m} = \phi_{i,m} - \phi_{i,m-1} - \text{fluência do passo } m.$$

A variação da curvatura até o passo m, a partir do fechamento, é:

$$\frac{1}{r_{i,m}} = \sum_k^m \Delta \frac{1}{r_{i,m}} = \sum_k^m \frac{M_m^i}{E_{c28} \times I_i} \times (e^{-\phi_{i,m-1}}) \times (1 - e^{-\Delta\phi_{i,m}}) \quad (5.21)$$

Impondo a variação das curvaturas através de um gradiente de temperatura tem-se:

$$\frac{1}{r_{i,m}} = \alpha' \times \frac{T_s + T_i}{h_i} \quad (5.22)$$

$$\Delta T_i = T_s + T_i = \frac{h_i}{\alpha'} \times \Delta \frac{1}{r_{i,m}} \quad (5.23)$$

Aplicando os gradientes de temperatura ΔT_i na estrutura hiperestática, obtém-se a adaptação por fluência, até o final do passo m considerado, que permite a determinação da nova variação das forças de protensão.

Utilizando desta metodologia até o tempo infinito tem-se as perdas totais de protensão, a adaptação por fluência total com redistribuição final dos esforços solicitantes e os deslocamentos da superestrutura na fase contínua.

5.2.3 PERDA POR RELAXAÇÃO DA ARMADURA DE PROTENSÃO

A fluência do aço é o alongamento que o mesmo sofre no decorrer do tempo quando é mantido sob tensão constante. Os aços de relaxação baixa (RB) são os aços que passam por tratamentos térmicos que amenizam o valor destas perdas.

A relaxação da armadura depende em princípio da tensão inicial decorrente da deformação imposta, da temperatura e do tipo do aço. As perdas de protensão por relaxação do aço podem ser obtidas através dos coeficientes ψ_{60} , ψ_{70} e ψ_{80} , que correspondem à perda de tensão em porcentagem após 1000 horas, com 20 °C, para amostras de aço com comprimento constante, submetidas a tensões de 60%, 70% e 80% da tensão de ruptura f_{ptk} respectivamente.

Tabela 5.4. Valores de ψ_{1000} (em %) (para 1000 horas em 20 °C) (Fonte: SCHMID, 1998)

TENSÃO INICIAL	CLASSE DE RELAXAÇÃO	
	RELAXAÇÃO NORMAL	RELAXAÇÃO BAIXA
$\sigma_{pi} = 0,60 f_{ptk}$	4,5	1,5
$\sigma_{pi} = 0,70 f_{ptk}$	7,0	2,5
$\sigma_{pi} = 0,80 f_{ptk}$	12,0	3,5

A perda de tensão $\Delta\sigma_{pr}$ devida à relaxação pura do aço nas armaduras protendidas desde o instante t_0 do estiramento da armadura até o instante t é dado por:

$$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0) = \psi(t, t_0) \times \sigma_{pi} \quad (5.24)$$

Onde: $\psi(t, t_0)$ – coeficiente de relaxação do aço entre os tempos t_0 e t ;

σ_{pi} – tensão na armadura de protensão resultante da força de protensão efetiva, ou seja, após o desconto das perdas imediatas.

Quando o tempo é diferente de 1000 horas, basta interpolar os valores pela expressão dada a seguir:

$$\psi(t, t_0) = \psi_{1000} \times \left(t - \frac{t_0}{1000}\right)^{0,5} \quad (5.25)$$

$$\psi_{\infty} = 2 \times \psi_{1000} \quad (5.26)$$

6 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL DE PROTENSÃO

O pré-dimensionamento da armadura longitudinal de protensão deve seguir o disposto na NBR 6118: 2007.

O cálculo da armadura longitudinal de protensão pode ser realizado para duas situações. A primeira situação considera-se que o Estado Limite Último é o mais desfavorável, busca-se uma armação de protensão capaz de resistir ao colapso, ou seja, no Estádio III, assim verifica-se posteriormente se esta armação atende ao Estado Limite de Serviço, respeitando as tensões normais limites da seção transversal, se essas tensões forem respeitadas então a armação ativa obtida no Estado Limite Último é utilizada, caso contrário define-se a armação ativa para que as tensões normais sejam respeitadas completando-se com armadura passiva o excedente ao momento resistente da seção. A segunda situação considera-se que o Estado Limite de Serviço é o mais desfavorável, busca-se a limitação das tensões normais na seção transversal determinando assim um número de cabos e completando com armadura passiva o excedente ao momento resistente da seção.

A NBR 6118: 2007 traz a Tabela 6.1, onde são indicadas as exigências de durabilidade.

Tabela 6.1. Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental (Fonte: NBR 6118: 2007)

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 a 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 I e II	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.

6.1 PROCEDIMENTO SUGERIDO PARA PRÉ-DIMENSIONAMENTO, CÁLCULO E DETALHAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL

O procedimento utilizado nesta dissertação é uma generalização do descrito em CARVALHO (2007). Este procedimento consiste em alguns passos a serem seguidos para a determinação inicial da armadura e depois para o detalhamento final conforme se lista a seguir:

- Fazer um projeto de geometria a partir da determinação da altura nas seções 10 etc. (vide capítulo 3);
- Escolher e indicar o sistema, unidades de protensão e informações gerais;
- Calcular os esforços solicitantes em cada etapa de construção devido o peso próprio, esforços no sistema contínuo considerando a sobrecarga permanente e a carga acidental (valor máximo e mínimo);
- Indicar uma trajetória para o cabo representante;
- Efetuar o cálculo das perdas imediatas do cabo representante;
- Efetuar o cálculo das perdas ao longo do tempo do cabo representante;
- Determinar o número de cabos necessários, de acordo com ELU, usando o pré-alongamento do cabo representante para a seção (ou seções) de máxima solicitação e momento de fechamento avaliado;
- Verificação do ELS na seção de maior solicitação;
- Detalhar a seção mais solicitada.

Para efetuar um detalhamento final a partir dos valores calculados anteriormente podem ser seguidos os seguintes passos:

- Detalhamento final (trajetória de todos os cabos) através da análise de número de cabos a serem protendidos em cada etapa construtiva (análise de verificação no ELU no tempo zero);
- Com o número de cabos calculado anteriormente verificar no tempo infinito se o número de cabos é suficiente para as verificações do ELU e ELS;

- Estudo da ancoragem dos diversos cabos na extremidade onde é tensionado na parte da aduela, determinando-se para cada cabo a trajetória final;
- Cálculo das perdas dos cabos individualmente (neste caso é possível já se usar os valores finais dos ângulos, tensão no concreto no nível do centro de gravidade dos cabos, altura útil e outros valores que no pré-dimensionamento foram simplesmente adotados);
- Determinação do momento de fechamento e hiperestático de protensão considerando a trajetória de cada um dos cabos de fechamento e suas respectivas perdas, além da análise de deformação realizada anteriormente;
- Verificações em ELS e ELU (a cada seção e cada etapa construtiva) considerando agora com as perdas finais e com os momentos de fechamento e hiperestático de protensão;
- Verificação de deformações (nas etapas construtivas e finais);
- Refazer ou aceitar o projeto.

6.2 DETERMINAÇÃO DE A_p NO ELU

A NBR 6118: 2007 traz algumas hipóteses básicas para análise dos esforços resistentes de uma seção de viga ou pilar, descritas a seguir:

- a) As seções transversais permanecem planas após deformação;
- b) A deformação das barras passivas aderentes ou o acréscimo de deformação das barras ativas aderentes em tração ou compressão deve ser o mesmo do concreto em seu entorno;
- c) Para armaduras ativas não aderentes, na falta de valores experimentais e de análises não-lineares adequadas, os valores do acréscimo das tensões para estruturas usuais de edifícios estão apresentados a seguir, devendo ainda ser divididos pelos devidos coeficientes de ponderação:
 - ❖ Para elementos com relação vão/ altura útil igual ou menor que 35:
$$\Delta\sigma_p = 70 + \frac{f_{ck}}{100 \times \rho_p}, \text{ em MPa, não podendo ultrapassar 420 MPa}$$
 - ❖ Para elementos com relação / altura útil igual ou maior que 35:

$$\Delta\sigma_p = 70 + \frac{f_{ck}}{300 \times \rho_p}, \text{ em MPa, não podendo ultrapassar 210 MPa}$$

$$\text{Onde: } \rho_p = \frac{A_p}{b_c \times d_p};$$

σ_p e f_{ck} são dados em MPa;

ρ_p é a taxa geométrica da armadura ativa;

b_c é a largura da mesa de compressão;

d_p é a altura útil referida à armadura ativa ;

- d) As tensões de tração no concreto, normais à seção transversal, podem ser desprezadas, obrigatoriamente no ELU;
- e) A distribuição de tensões no concreto se faz de acordo com o diagrama parábola-retângulo, com tensão de pico igual a $0,85 f_{cd}$. Esse diagrama pode ser substituído por um retângulo de altura igual a $0,8 x$ (onde x é a profundidade da linha neutra), com a seguinte tensão:
 - ❖ $0,85 f_{cd}$ no caso da largura da seção, medida paralelamente à linha neutra, não diminuir a partir desta para a borda comprimida;
 - ❖ $0,80 f_{cd}$ no caso contrário;

As diferenças de resultados obtidos com esses dois diagramas são pequenas e aceitáveis, sem necessidade de correção adicional;

- f) A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores de cálculo;
- g) O Estado Limite Último é caracterizado quando a distribuição das deformações na seção transversal pertencer a um dos domínios definidos na Figura 6.1.

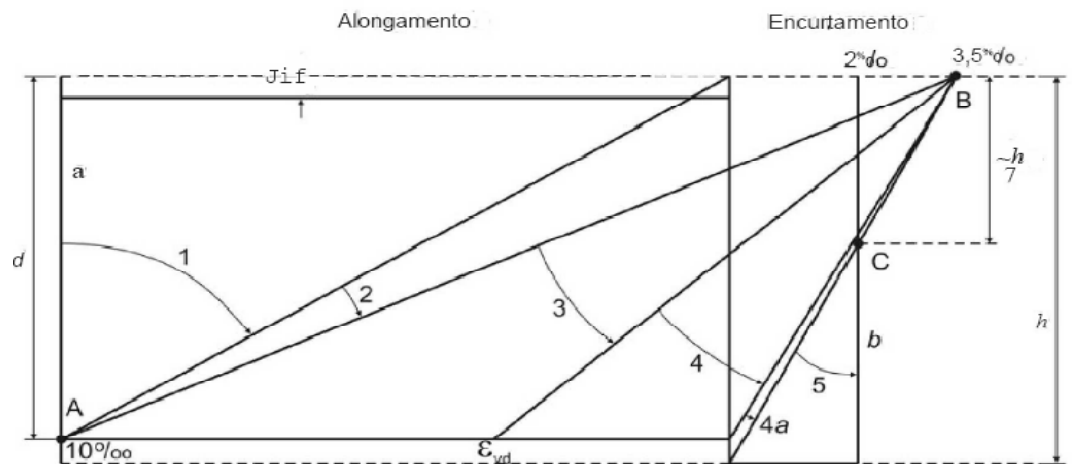


Figura 6.1. Domínios de Estado Limite Último de uma seção transversal (Fonte: NBR 6118: 2007)

Ruptura convencional por deformação plástica excessiva:

- ❖ Reta a: tração uniforme;
- ❖ Domínio 1: tração não uniforme, sem compressão;
- ❖ Domínio 2: flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto ($\epsilon_c < 3,5‰$ e com o máximo alongamento permitido);

Ruptura convencional por encurtamento limite do concreto:

- ❖ Domínio 3: flexão simples (seção subarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço ($\epsilon_s = \epsilon_{yd}$);
- ❖ Domínio 4: flexão simples (seção superarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento ($\epsilon_s < \epsilon_{yd}$);
- ❖ Domínio 4a: flexão composta com armaduras comprimidas;
- ❖ Domínio 5: compressão não uniforme, sem tração;
- ❖ Reta b: compressão uniforme.

Primeiramente é necessário conhecer o valor da tensão na armadura (f_{pd}) na configuração do ELU. CARVALHO (2007) descreve o procedimento para a determinação desta tensão. Uma seção transversal retangular com apenas o efeito da força de protensão F_p sofre dois efeitos: um encurtamento Δ_1 devido ao efeito da força normal F_p e uma rotação α devido ao efeito da força de protensão atuando com uma excentricidade de e_p , ocasionando as deformações Δ_2 (fibra superior) e Δ_3 (junto a armadura de protensão). Quando da atuação do peso próprio ocorre uma rotação β contrária ao efeito da protensão, causando as deformações

Δ_4 e Δ_5 . A Figura 6.2 ilustra estes efeitos. Na Figura 6.2 c os dois efeitos são considerados resultando nos deslocamentos Δ_6 e Δ_7 que correspondem as deformações específicas ϵ_c e $\epsilon_{c,p,p+g1}$.

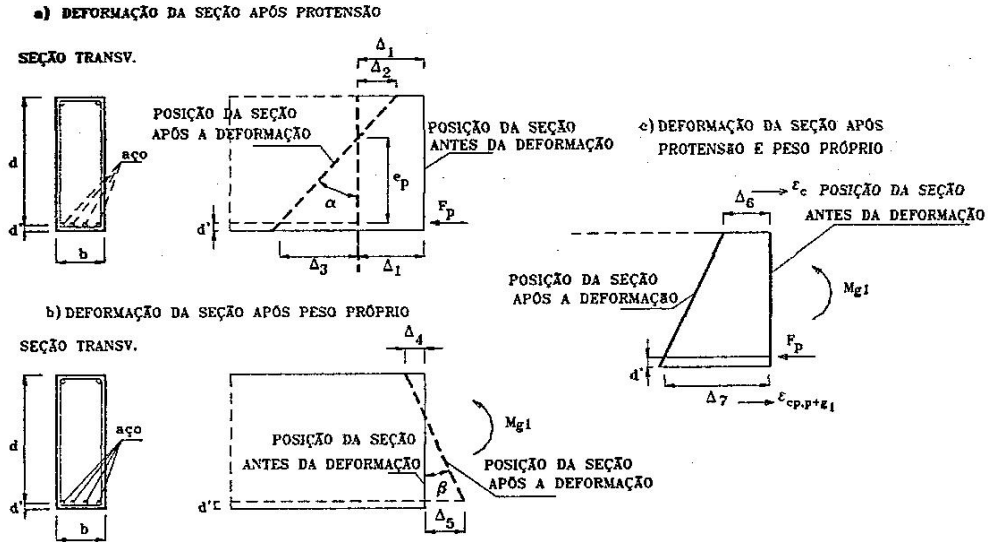


Figura 6.2. Deformação da seção transversal após a atuação da protensão e peso próprio (Fonte: CARVALHO, 2007)

Após a execução da protensão promove-se a aderência da armadura ativa com o concreto através da injeção da nata de cimento que, após alguns dias, quando a resistência da nata atingir $0,7.f_{ck}$, é possível a consideração da igualdade entre deformação específica do concreto com o da armadura. Após a consolidação da aderência e atuando o momento último a seção se deformará até a situação de equilíbrio passando pelo estado limite de descompressão, como na Figura 6.3.

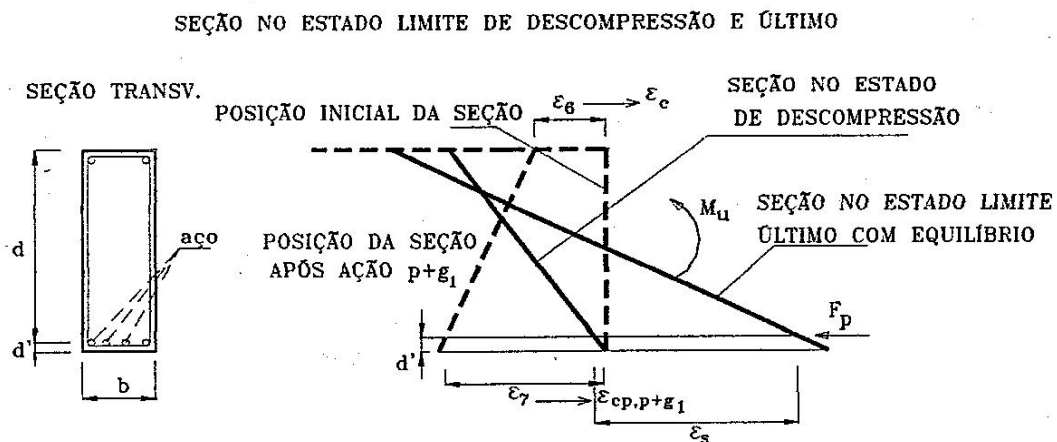


Figura 6.3. Seção transversal nos estados limites de descompressão e último (Fonte: CARVALHO, 2007)

Assim a deformação da armadura até atingir o Estado Limite Último é composta de três parcelas: distensão provocada pelo macaco já descontadas todas as perdas ou não, analisando-se a situação mais desfavorável; a movimentação do concreto aderente a armadura até que a tensão na fibra inferior seja nula; deformação correspondente a ε_s necessária para haver equilíbrio.

Portanto pode-se dizer que a tensão na armadura ativa depende do pré-alongamento ε_p , a deformação para atingir o estado de descompressão ε_7 e a deformação que ocorre depois desta, ε_s , que deve ser menor que 1%, afim de evitar a deformação excessiva da armadura depois de estar em contato com o concreto ou abertura de fissuras muito grandes.

A fórmula abaixo mostra como obter ε_7 :

$$\varepsilon_7 = \varepsilon_{cp,p+g1} = \left(\frac{N_p}{A_c} + \frac{N_p \times e_p^2}{I_c} - \frac{M_{g1} \times e_p}{I_c} \right) \times \frac{1}{E_c} \quad (6.1)$$

Onde: N_p – esforço normal de protensão na seção;

M_{g1} – momento devido à ação do peso próprio na seção;

e_p – excentricidade da armadura ativa;

I_c – momento de inércia da seção;

E_c – módulo de elasticidade do concreto.

A segurança à ruína deve ser realizada na seção sob a ação de maior esforço atuante e com a menor força de protensão, ou seja, descontadas todas as perdas, mesmo assim outras situações além desta devem ser verificadas.

6.3 DETERMINAÇÃO DE A_p NO ELS

De acordo com a classe de agressividade ambiental adota-se o tipo de protensão a ser utilizada no projeto da ponte, encontrada na Tabela 6.1 deste trabalho, apresentada na Tabela 6.1. Com o nível de protensão definido tem-se a combinação de serviço a ser utilizada, encontrada nesta mesma tabela. A Tabela 6.2 mostra o cálculo das solicitações de serviço.

Tabela 6.2. Combinações de Serviço (Fonte: NBR 6118: 2007)

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das Solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = F_{gi,k} + \sum \psi_{2j} \times F_{qj,k}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor freqüente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = F_{gi,k} + \psi_1 \times F_{q1,k} + \sum \psi_{2j} \times F_{qj,k}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = F_{gi,k} + F_{q1,k} + \sum \psi_{1j} \times F_{qj,k}$
<p>Onde:</p> <p>$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviços;</p> <p>F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas;</p> <p>ψ_1 é o fator de redução de combinação freqüente para ELS;</p> <p>ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.</p>		

As tensões de serviço devem ser verificadas no tempo 0 e no tempo infinito nas bordas superior e inferior, de acordo com as fórmulas a seguir:

$$\sigma = \frac{N_p}{A} \pm \frac{N_p \times e}{W} \pm \frac{M}{W} \quad (6.2)$$

Onde: σ – tensão na borda superior ou inferior;

N_p – esforço de protensão;

e – excentricidade dos cabos de protensão;

W – módulo de resistência à flexão;

M – momento fletor devido a cargas permanentes e acidentais de acordo com a combinação adotada.

A partir do tipo de protensão adotado de acordo com a classe de agressividade ambiental têm-se os estados limites de serviço a serem obedecidos no tempo 0 e no tempo infinito e, conseqüentemente, a faixa de tensões no qual a seção deve trabalhar. Com esta faixa definida obtém-se o intervalo em que o esforço de protensão deve ter isolando N_p na equação acima. Com o esforço de protensão definido calcula-se o número de cabos necessários.

$$A_p = \frac{N_p}{\sigma_p} \quad (6.3)$$

Onde: σ_p – tensão de protensão no instante considerado.

7 DESLOCAMENTOS E AVALIAÇÃO DO MOMENTO DE FECHAMENTO DA ESTRUTURA

Os deslocamentos gerados nas extremidades das aduelas nas diferentes etapas de protensão e a rotação da extremidade livre do balanço no momento do fechamento da estrutura são de grande importância. Estes deslocamentos devem ser acompanhados ao longo de todo o processo de execução para possibilitar um fechamento da estrutura em nível.

No término da execução das aduelas de fechamento os cabos positivos de continuidade são protendidos gerando os momentos hiperestáticos de protensão.

O valor da rotação na extremidade do balanço antes do fechamento da estrutura é utilizado para o cálculo do momento que ocorre após esta etapa construtiva devido ao impedimento das deformações diferidas.

7.1 CÁLCULO DOS DESLOCAMENTOS NAS EXTREMIDADES DOS BALANÇOS

CARVALHO (1987) traz formulações para determinação das flechas, rotações e do momento de fechamento de pontes em balanços progressivos que são mostradas abaixo.

Para determinação da flecha devido ao peso próprio e à protensão na extremidade do balanço pode-se utilizar o princípio dos trabalhos virtuais que, para a hipótese inicial das aduelas concretadas e colocadas em carga ao mesmo tempo (Figura 7.1), tem-se:

$$w = \int_0^l \frac{(l-x)}{E \times I} \times M_{g+p} dx \quad (7.1)$$

Onde: w – flecha na extremidade do balanço;

l – vão;

E – módulo de elasticidade;

I – momento de inércia;

x – posição;

M_{g+p} – momento fletor devido ao peso próprio e à protensão.

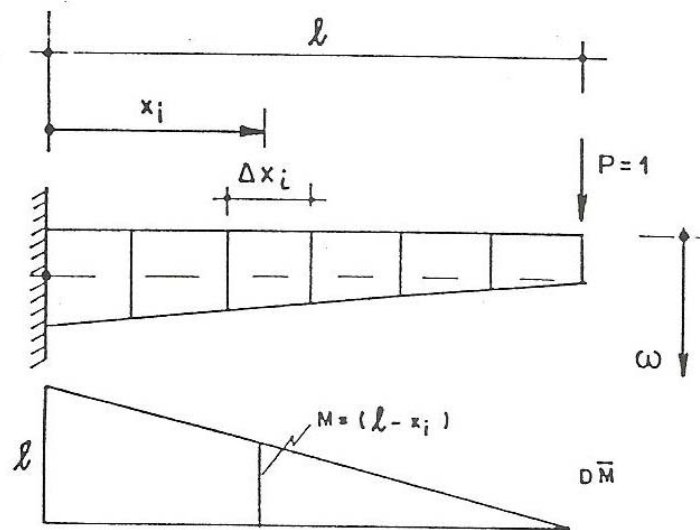


Figura 7.1. Diagrama de momento devido a um esforço unitário para o cálculo de deformação vertical (Fonte: CARVALHO, 1987)

Integrando-se a expressão 7.1 tem-se:

$$w = \sum_{i=1}^n \frac{(l-x_i)}{E \times I_i} \times (M_{g+p})_i \times \Delta x_i \quad (7.2)$$

Onde: I_i – momento de inércia médio da aduela i ;

x – posição da aduela i ;

$(M_{g+p})_i$ – momento fletor devido ao peso próprio e à protensão da aduela

i ;

n – número de trechos nos quais foi dividida a estrutura.

A fórmula 7.2 escrita através dos valores acumulados em cada etapa é apresentada abaixo.

$$w = \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=i}^{n_2} \frac{(l-x_i)}{E \times I_i} \times (M_{g+p})_i^j \times \Delta x_i \quad (7.3)$$

Onde: $(M_{g+p})_i^j$ – momento fletor devido ao peso próprio e à protensão da aduela i , devido a etapa correspondente a aduela j ;

n_1 – número de divisões da estrutura;

n_2 – número de etapas de protensões a ser executada.

Porém dificilmente as aduelas são concretadas ao mesmo tempo, assim deve-se levar este fato em consideração através da formulação abaixo.

$$w = \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=i}^{n_2} \frac{(l-x_i)}{E \times I_i} \times (M_{g+p})_i^j \times \Phi_i(t, t_j) \times \Delta x_i \quad (7.4)$$

Onde: $\Phi_i(t, t_j)$ – coeficiente de deformação lenta para a aduela i , com início do carregamento na idade t_j do concreto.

De forma análoga ao cálculo da flecha pode-se calcular a rotação na extremidade do balanço (Figura 7.2), resultando na fórmula abaixo.

$$\theta(t) = \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=i}^{n_2} \frac{(M_{g+p})_i^j}{E \times I_i} \times \Phi_i(t, t_j) \times \Delta x_i \quad (7.5)$$

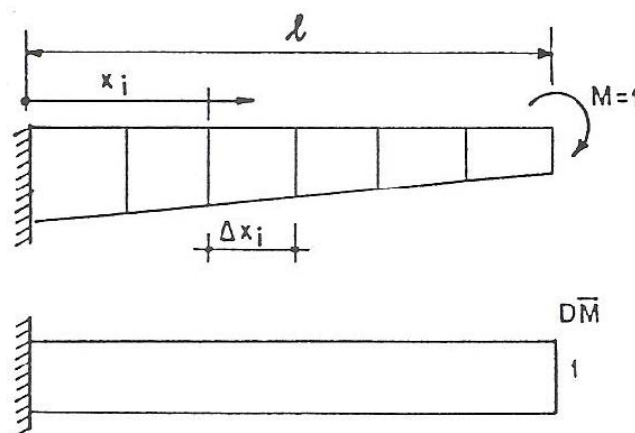


Figura 7.2. Diagrama de momento devido esforço unitário para o cálculo da rotação no extremo do balanço (Fonte: CARVALHO, 1987)

Caso exista um tramo concretado no local com escoramento as expressões 7.4 e 7.5 passam a ter um termo a mais (Figura 7.3), conforme mostrado a seguir.

$$w = w_1(t) + w_2(t) \quad (7.6)$$

$$w_1 = \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=i}^{n_2} \frac{l_2 \times x_i}{E \times I_i \times l_1} \times (M_{g+p})_i^j \times \Phi_i(t, t_j) \times \Delta x_i \quad (7.7)$$

$$w_2 = \sum_{i=1}^{n_2} \sum_{j=i}^{n_2} \frac{(l_1 + l_2 - x_i)}{E \times I_i} \times (M_{g+p})_i^j \times \Phi_i(t, t_j) \times \Delta x_i \quad (7.8)$$

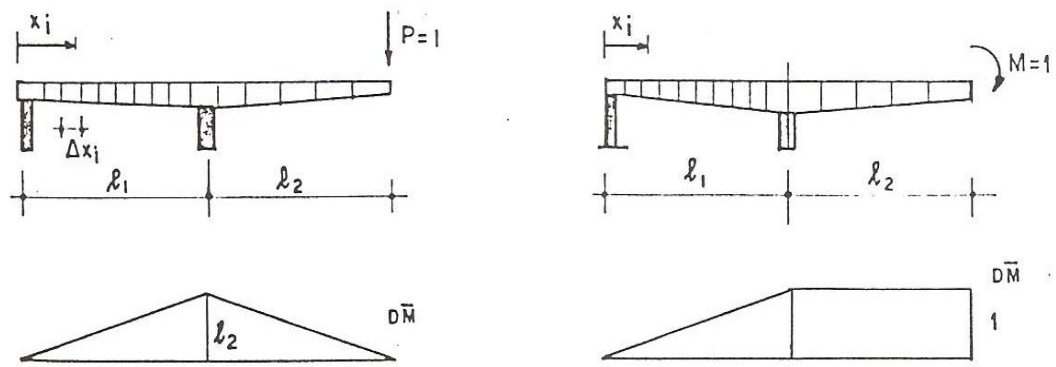


Figura 7.3. Diagramas de momentos fletores devido esforços unitários para o cálculo de deformação vertical e rotação de estrutura com um trecho bi-apoiado (Fonte: CARVALHO, 1987)

$$\theta = \theta_1(t) + \theta_2(t) \quad (7.9)$$

$$\theta_1(t) = \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=i}^{n_2} \frac{x_i \times (M_{g+p})_i^j}{E \times l_i \times l_1} \times \phi_i(t, t_j) \times \Delta x_i \quad (7.10)$$

$$\theta_2(t) = \sum_{i=1}^{n_2} \sum_{j=i}^{n_2} \frac{(M_{g+p})_i^j}{E \times l_i} \times \phi_i(t, t_j) \times \Delta x_i \quad (7.11)$$

Nas expressões 7.6 e 7.9 os valores de $(M_{g+p})_i^1$ da primeira parcela, correspondem ao momento fletor do trecho i , devido ao trecho 1 do balanço e o efeito do primeiro tramo.

Visto que o momento de protensão varia ao longo do tempo, para o cálculo de $w(t)$ e $\theta(t)$ deve-se considerar nas expressões o valor da média aritmética entre o valor inicial e o tempo t .

7.2 AVALIAÇÃO DO MOMENTO DE FECHAMENTO DA ESTRUTURA

Quando a ligação entre os dois balanços é realizada através da continuidade a rotação é impedida. Assim o momento de fechamento é nulo no início da ligação e cresce tendendo a um valor finito para um tempo infinito.

A rotação que ocorre entre o tempo t_k (fechamento do balanço) e t_∞ (tempo muito grande) é obtido no caso mais geral pela expressão a seguir.

$$\Delta\theta(t_\infty - t_k) = \theta(t_\infty) - \theta(t_k) = \Delta\theta_1 + \Delta\theta_2 \quad (7.12)$$

$$\Delta\theta_1 = \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=1}^{n_2} \frac{(M_{g+p})_i^j \times (\phi_i(t_\infty, t_j) - \phi_i(t_k, t_j)) \times x_i}{E \times I_i} \times \Delta x_i \quad (7.13)$$

$$\Delta\theta_2 = \sum_{i=1}^{n_2} \sum_{j=1}^{n_2} \frac{(M_{g+p})_i^j \times (\phi_i(t_\infty, t_j) - \phi_i(t_k, t_j)) \times x_i}{E \times I_i} \times \Delta x_i \quad (7.14)$$

O valor da rotação relativa na extremidade do balanço (Figura 7.4) devido ao momento de fechamento é dado por:

$$\theta(m(t)) = 2 \times \int_{\tau=t_k}^{\tau=t} \int_{x=0}^{l_1+l_2} \frac{M(t)}{E(\tau)} \times \frac{\phi(\tau, t_k)}{I} dy d\tau \quad (7.15)$$

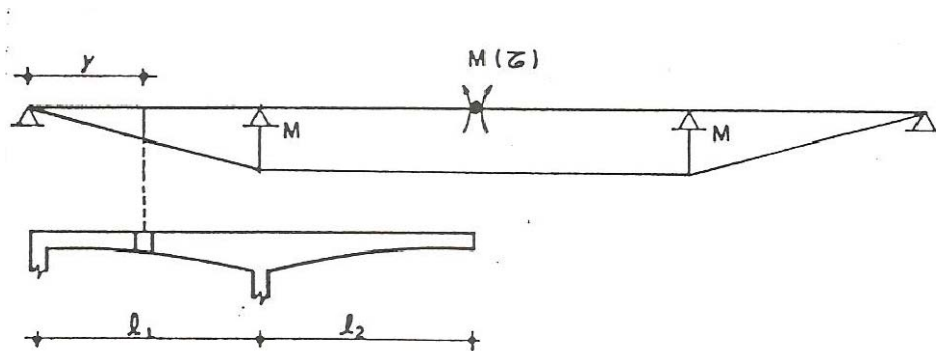


Figura 7.4. Diagrama de momento que ocorre devido ao impedimento de rotação das extremidades do balanço (Fonte: CARVALHO, 1987)

A fórmula 7.15 pode ser resolvida numericamente em que o limite superior é t_∞ , a partir de algumas simplificações: a) o módulo de deformabilidade do concreto é considerado constante e igual ao valor correspondente ao tempo t_1 ; b) a integral é substituída por um somatório ao longo das aduelas; c) é feita uma aproximação numérica, o valor de $\frac{M(t_\infty)}{2}$ como esforço constante que atuará ao longo de todo o intervalo de tempo. Assim escreve-se a expressão 7.15 pela expressão a seguir:

$$\theta(M(t_\infty)) = \left(\sum_{i=1}^{n_1} \frac{\frac{M(t_\infty)}{2} \times x_i^2 \times \phi_i(t_\infty, t_k) \times \Delta x_i}{E \times I_i \times l_1^2} + \sum_{i=1}^n \frac{\frac{M(t_\infty)}{2} \times x_i^2 \times \phi_i(t_\infty, t_k) \times \Delta x_i}{E \times I_i} \right) \times 2 \quad (7.16)$$

Estabelecendo a compatibilidade entre as rotações relativas na extremidade do balanço pode-se obter o valor do momento de fechamento no tempo infinito.

$$M(t_\infty) = M' + M'' \quad (7.17)$$

$$M' = \frac{\sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=1}^{n_2} \frac{(M_{g+p})_i^j \times (\phi_i(t_\infty, t_j) - \phi_i(t_k, t_j)) \times x_i \times \Delta x_i}{l_1 \times I_i}}{\sum_{i=1}^{n_1} \frac{x_i^2 \times \phi_i(t_\infty, t_k)}{l_1^2 \times I_i} \times \Delta x_i + \sum_{i=1}^{n_2} \frac{\Delta x_i \times \phi_i(t_\infty, t_k)}{I_i} \times \Delta x_i} \quad (7.18)$$

$$M'' = \frac{\sum_{i=1}^{n_2} \sum_{j=1}^{n_2} \frac{(M_{g+p})_i^j \times (\phi_i(t_\infty, t_j) - \phi_i(t_k, t_j))}{I_i} \times \Delta x_i}{\sum_{i=1}^{n_1} \frac{x_i^2 \times \phi_i(t_\infty, t_k)}{l_1^2 \times I_i} \times \Delta x_i + \sum_{i=1}^{n_2} \frac{\Delta x_i \times \phi_i(t_\infty, t_k)}{I_i} \times \Delta x_i} \quad (7.19)$$

Uma expressão mais simples pode ser utilizada. Esta expressão supõe que: a) a carga permanente é introduzida em um tempo t_0 ; b) é possível definir um coeficiente de deformação lenta médio para toda a estrutura. Assim a expressão torna-se:

$$M(t_\infty) = \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \varphi(t_\infty, t_0)} \times \frac{\sum_{i=1}^{n_1} \frac{(M_{g+p})_i \times x_i}{l_1 \times I_i} \times \Delta x_i + \frac{\sum_{i=1}^{n_2} (M_{g+p})_i \times \Delta x_i}{I_i}}{\sum_{i=1}^{n_1} \frac{x_i^2}{l_1^2 \times I_i} \times \Delta x_i + \sum_{i=1}^{n_2} \frac{\Delta x_i}{I_i}} \quad (7.20)$$

Onde: $\varphi(t_\infty, t_0)$ – coeficiente de deformação lenta médio da estrutura.

8 ESPECIFICAÇÕES PARA O DETALHAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL

Este capítulo apresenta alguns pontos importantes a serem considerados no detalhamento da armadura longitudinal.

A Tabela 8.1 traz os tipos de cabos existentes na empresa PROTENDE. As variações de acordo com as empresas fabricantes são pequenas. Esta tabela mostra o número possível de cordoalhas por cabo, diâmetro interno das bainhas, o consumo de calda para injeção para cada tipo de cabo, a seção nominal e massa nominal dos cabos.

Tabela 8.1. Tipos de cabos (Fonte: PROTENDE, 2008)

Número de Cordoalha do Cabo	Diâmetro Interno Bainha		Consumo de Calda para Injeção				Seção Nominal de Aço do Cabo		Massa Nominal do Cabo	
	mm		Volume l / m		Peso kg / m		mm ²		kg	
	Un.	12,7 mm	15,2 mm	12,7 mm	15,2 mm	12,7 mm	15,2 mm	12,7 mm	15,2 mm	12,7 mm
2	30	35	0,5	0,7	1,0	1,3	197,4	280,0	1.570	2,204
3	35	40	0,7	0,9	1,3	1,6	296,1	420,0	2,355	3,306
4	40	45	0,9	1,1	1,7	2,0	394,8	560,0	3,140	4,408
5	45	50	1,2	1,3	2,1	2,4	493,5	700,0	3,925	5,510
6	50	60	1,5	2,1	2,6	3,8	592,2	840,0	4,710	6,612
7	55	65	1,8	2,5	3,2	4,5	690,9	980,0	5,495	7,714
8	55	65	1,7	2,3	3,1	4,2	789,6	1.120,0	6,280	8,816
9	60	70	2,1	2,8	3,7	5,0	888,3	1.260,0	7,065	9,918
10	65	75	2,5	3,2	4,5	5,8	987,0	1.400,0	7,850	11,020
11	65	75	2,4	3,1	4,3	5,5	1.085,7	1.540,0	8,635	12,122
12	65	80	2,3	3,6	4,1	6,4	1.184,4	1.680,0	9,420	13,224
15	70	85	2,5	3,8	4,6	6,9	1.480,5	2.100,0	11,775	16,530
16	75	90	3,0	4,4	5,5	7,9	1.579,2	2.240,0	12,560	17,632
18	75	90	2,8	4,1	5,1	7,4	1.776,6	2.520,0	14,130	19,836
19	80	95	3,4	4,7	6,1	8,5	1.875,3	2.660,0	14,915	20,938
20	80	95	3,3	4,6	5,9	8,3	1.974,0	2.800,0	15,700	22,040
21	85	100	3,8	5,2	6,9	9,6	2.072,7	2.940,0	16,485	23,142
22	85	100	3,7	5,1	6,7	9,2	2.171,4	3.080,0	17,270	24,244
24	86	100	3,5	4,8	6,4	8,7	2.368,8	3.360,0	18,840	26,448
25	85	100	3,4	4,7	6,2	8,4	2.467,5	3.500,0	19,625	27,550
27	90	110	3,9	6,1	7,1	11,0	2.664,9	3.780,0	21,195	29,754
30	100	120	5,2	7,6	9,4	13,7	2.961,0	4.200,0	23,550	33,060
31	100	120	5,1	7,4	9,2	13,4	3.059,7	4.340,0	24.335	34.162
37	110	130	6,2	8,6	11,3	15,6	3.651,9	5.180,0	29,045	40,774

Para enfição posterior do cabo, adotar para diâmetro da bainha o diâmetro subsequente.
As dimensões acima são apenas indicativas, em alguns casos devem ser de acordo com os padrões PROTENDE e conforme as condições de execução.

Dimensões sujeitas a modificações

SCHMID (1998) traz uma tabela com os raios mínimos (R) e comprimento reto mínimo (L) antes da ancoragem para o cabo com cordoalha de 7 fios $\square \frac{1}{2}$ " RB (Tabela 8.2) e uma para o cabo com cordoalha de 7 fios $\square \frac{5}{8}$ " RB (Tabela 8.3). Estes valores de raios mínimos têm a função de não tornar excessiva a pressão radial, o que ocasionaria a destruição da bainha e esmagamento do concreto.

Tabela 8.2. Raios mínimos para o cabo com cordoalha de 7 fios $\square \frac{1}{2}$ " (Fonte: SCHMID, 1998)

cabo	4 Ø 12,7	6-7 Ø 12,7	12 Ø 12,7	19-22 Ø 12,7	27-31 Ø 12,7
raio "R"	5,0m	6,0m	8,0m	11,0m	14,0m
"L"	60 cm	70 cm	90 cm	130 cm	160 cm

Tabela 8.3. Raios mínimos para o cabo com cordoalha de 7 fios $\square \frac{5}{8}$ " (Fonte: SCHMID, 1998)

cabo	4 Ø 15,2	6-7 Ø 15,2	12 Ø 15,2	19-22 Ø 15,2	27-31 Ø 15,2
raio "R"	8,0 m	9,0 m	12,0 m	16,0 m	21,0 m
"L"	80 cm	100 cm	135 cm	190 cm	235 cm

A NBR 6118: 2007 traz uma tabela (Tabela 8.1) com a disposição das bainhas, limitando o espaço livre horizontal e vertical para os casos de pós-tração.

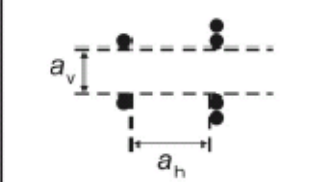
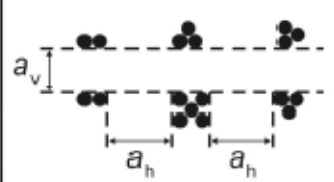
Disposição das bainhas	Espaço livre	
	a_h (horizontal)	a_v (vertical)
	$\geq \phi_{ext}$ $\geq 4cm$	$\geq \phi_{ext}$ $\geq 5cm$
	$\geq 1,2\phi_{ext}$ $\geq 4cm$	$\geq 1,5\phi_{ext}$ $\geq 5cm$
onde: ϕ_{ext} é diâmetro externo da bainha		

Figura 8.1. Espaços mínimos – casos de pós-tração (Fonte: NBR 6118: 2007)

A Figura 8.2 mostra um detalhe do bloco de ancoragem dos cabos positivos, que é executado na parte interna das aduelas, concretadas ao mesmo tempo em que as aduelas. Este detalhe é feito devido à pequena espessura das aduelas não permitir a ancoragem destes cabos.

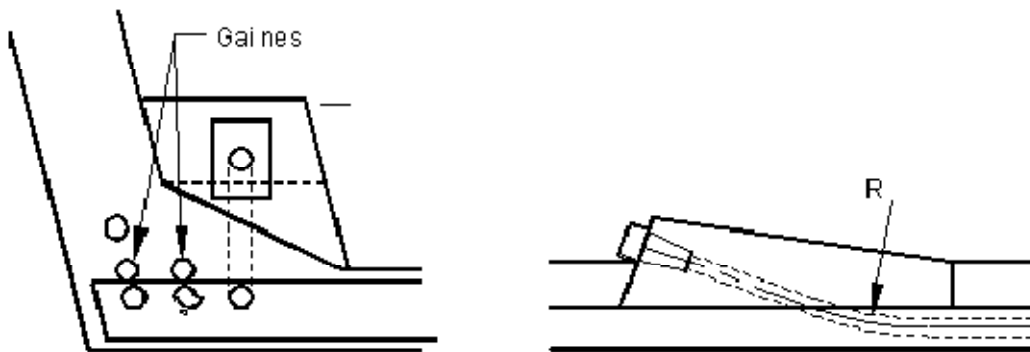
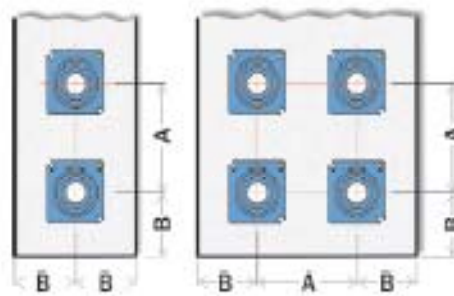


Figura 8.2. Blocos de ancoragem (Fonte: SÉTRA, 2007)

As ancoragens devem ter espaçamentos mínimos entre si e até a borda da peça, a Figura 8.3 mostra estas distâncias para ancoragem tipo MTAI da empresa PROTENDE, ilustrada na Figura 8.4.



A - Distância mínima entre os centros (mm)				B - Distância mínima de centro a borda (mm)			
folg. mín (MPa)	23	33	43	folg. mín (MPa)	23	33	43
4 MTAI 15,2	260	205	180	4 MTAI 15,2	135	110	105
7 MTAI 15,2	330	275	240	7 MTAI 15,2	175	150	135
9 MTAI 15,2	370	310	270	9 MTAI 15,2	210	180	160
12 MTAI 15,2	490	360	315	12 MTAI 15,2	240	200	180
15 MTAI 15,2	480	400	350	15 MTAI 15,2	265	230	205
19 MTAI 15,2	540	450	395	19 MTAI 15,2	290	250	225
22 MTAI 15,2	580	485	425	22 MTAI 15,2	325	270	245
27 MTAI 15,2*	630	540	470	27 MTAI 15,2	360	310	270
31 MTAI 15,2*	700	601	550	31 MTAI 15,2	380	320	285
37 MTAI 15,2*	770	665	600	37 MTAI 15,2	420	350	310

* Forneçimento sob consulta Dimensões sujeitas a modificações Dimensões sujeitas a modificações

Figura 8.3. Distâncias entre centros e bordas de ancoragens MTAI (Fonte: PROTENDE, 2008)

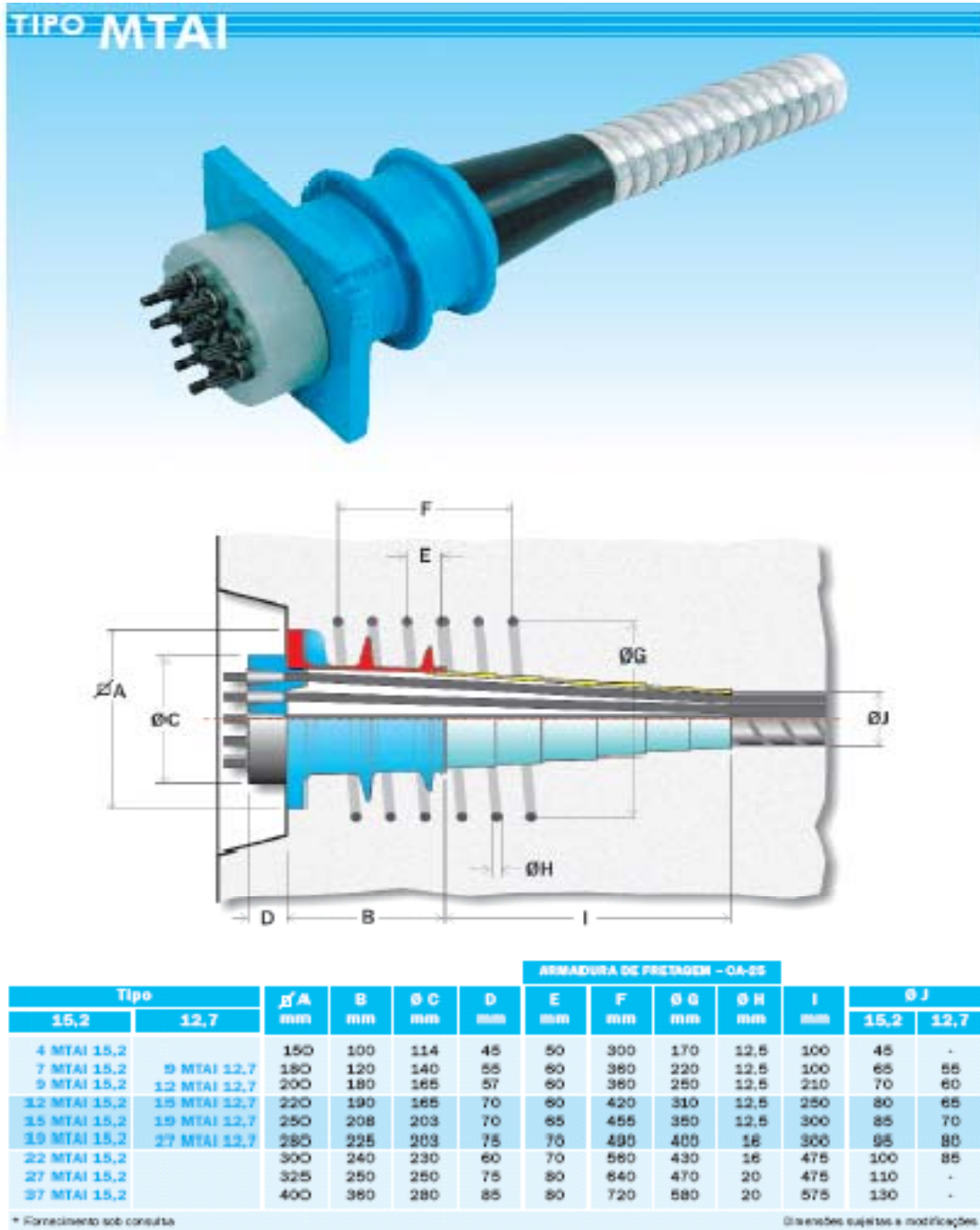


Figura 8.4. Ancoragem tipo MTAI (Fonte: PROTENDE, 2008)

9 EXEMPLO NUMÉRICO

Neste capítulo é feito o exemplo numérico realizado em CARVALHO (1987), comparando-se os resultados obtidos dos dois trabalhos.

O exemplo numérico desenvolvido refere-se ao viaduto da estaca 4023, trecho Miracatu, São Paulo, da BR 116. É constituído de três tramos. Os tramos laterais têm vãos de 28 m concretados sobre escoramento direto. O tramo central tem altura variável, construído através da execução de dois balanços de 38 m e comprimento, com 6 m concretados sobre escoramento direto e 8 aduelas de 4 m, ligados por um trecho de fechamento de 4 m. A curva que define o bordo inferior do viaduto no trecho central é uma hipérbole com dois pontos de passagem pré-estabelecidos. As Figura 9.1 e Figura 9.2 ilustram o perfil longitudinal desta ponte.

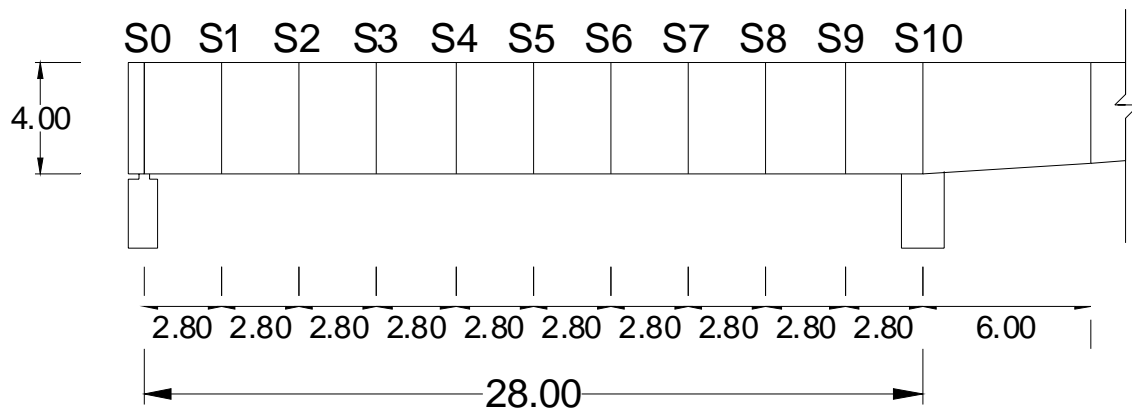


Figura 9.1. Seção longitudinal – trecho em escoramento direto

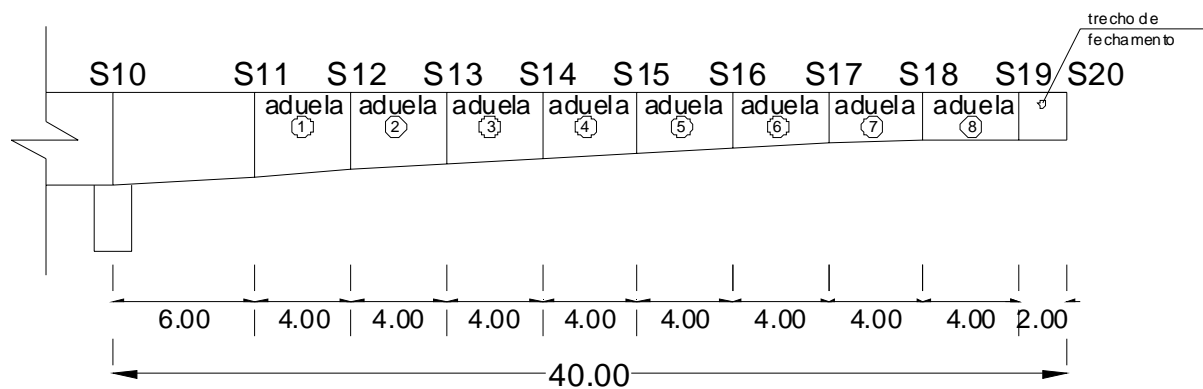


Figura 9.2. Seção longitudinal – trecho em balanço progressivo

A Figura 9.3 mostra o perfil longitudinal da estrutura após o fechamento do vão com a divisão em seções, a Figura 9.4 traz a seção transversal da ponte, a Tabela 9.1 traz as dimensões das aduelas e a

Tabela 9.2 contém as características geométricas das seções.

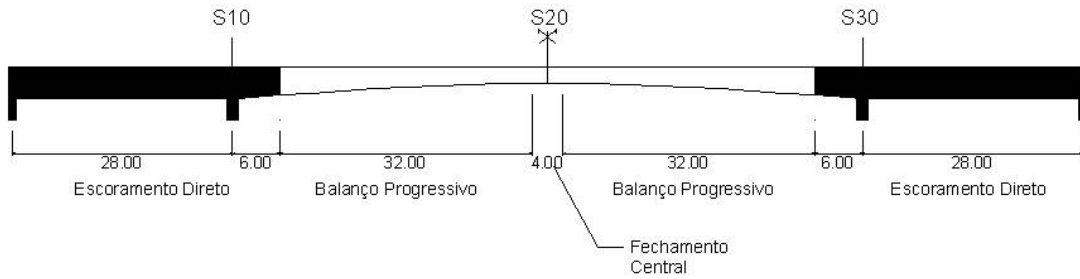


Figura 9.3. Perfil longitudinal da estrutura após o fechamento do vão

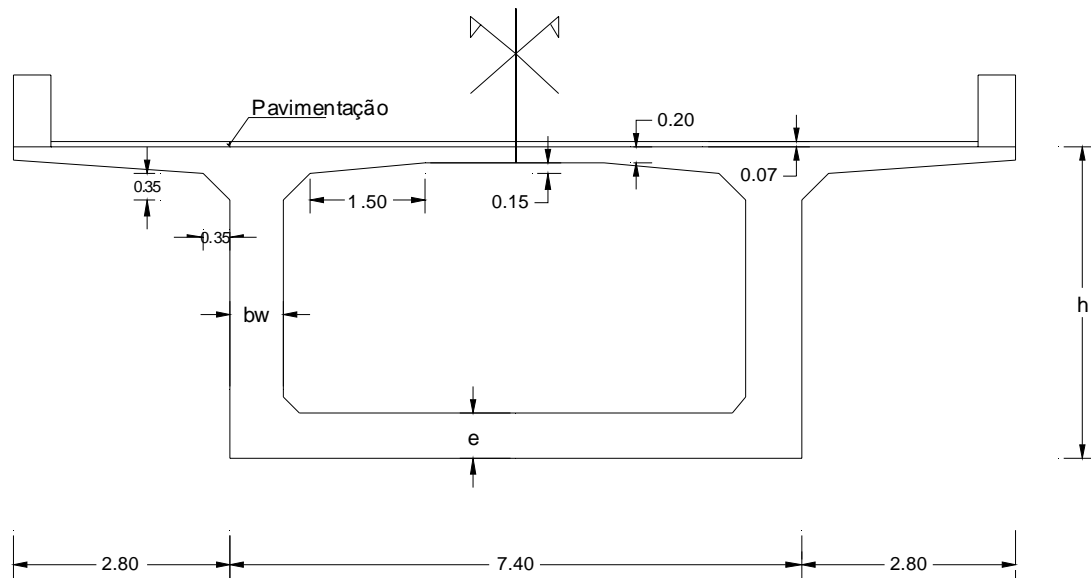


Figura 9.4. Seção transversal

Tabela 9.1. Dimensões das aduelas

Seção	S ₀ a S ₁₀	S ₁₁	S ₁₂	S ₁₃	S ₁₄	S ₁₅	S ₁₆	S ₁₇	S ₁₈	S ₁₉	S ₂₀
h (cm)	400	359	331	303	278	255	235	218	207	201	200
e (cm)	60	53	49	44	40	35	31	26	22	17	15
b _w (cm)	70	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40

Tabela 9.2. Características geométricas

Seção	A (m ²)	h (m)	Y _{inf} (cm)	Y _{sup} (cm)	I (m ⁴)	W _{inf} (m ³)	W _{sup} (m ³)
S ₀ a S ₁₀	12,49	4,00	1,98	2,02	29,06	14,65	14,41
S ₁₁	9,80	3,59	1,80	1,79	20,49	11,37	11,47
S ₁₂	9,27	3,31	1,71	1,61	16,46	9,68	10,25
S ₁₃	8,76	3,03	1,60	1,43	13,04	8,14	9,11
S ₁₄	8,26	2,78	1,51	1,27	10,25	6,80	8,07
S ₁₅	7,77	2,55	1,42	1,13	8,02	5,64	7,13
S ₁₆	7,32	2,35	1,35	0,99	6,29	4,65	6,37
S ₁₇	6,89	2,18	1,30	0,88	5,01	3,85	5,67
S ₁₈	6,50	2,07	1,28	0,79	4,09	3,20	5,18
S ₁₉	6,15	2,01	1,29	0,72	3,47	2,69	4,84
S ₂₀	6,00	2,00	1,31	0,69	3,24	2,47	4,70

A classe das pontes a ser utilizada para os cálculos é a classe 45 da NBR 7188: 1984. As cargas permanentes de pavimentação e proteção lateral e a carga acidental vertical atuam após o estabelecimento da continuidade da estrutura. No trabalho original (CARVALHO, 1987) o trem tipo usado correspondia a norma da época que era o de classe 36.

O concreto empregado na superestrutura tem resistência à compressão f_{ck} de 26 MPa (valor usual para a época em que foi realizado o projeto), o aço de protensão é CP 190 RN, cabos de 12 e 7 cordoalhas de $\Phi = \frac{1}{2}$ ". A tensão limite das cordoalhas é de 1900 MPa, a tensão nominal para alongamento de 1% é de 1710 MPa, os coeficientes de relaxação pura (para 1000 h e 20 °C) é de $\psi_{60} = 1,5\%$, $\psi_{70} = 2,5\%$ e $\psi_{80} = 3,5\%$.

O sistema de protensão é do tipo RUDLOFF, SCHMID (1998). Este sistema possui as seguintes características de unidade de protensão:

- Diâmetro externo da bainha de 7 e 5,5, para os cabos de 12 $\Phi \frac{1}{2}$ " e 7 $\Phi \frac{1}{2}$ " respectivamente;

- Área da seção transversal das unidades de 12 $\Phi \frac{1}{2}$ " e 7 $\Phi \frac{1}{2}$ " de 11,84 e 6,91 cm² respectivamente.

O módulo de deformabilidade dos cabos, E_p , é de $1,96 \times 10^5$ MPa, para ambas unidades de protensão.

Os cálculos são feitos baseados no seguinte procedimento:

- Cálculo dos esforços solicitantes;
- Traçados dos cabos;
- Cálculo das perdas imediatas;
- Cálculo das perdas ao longo do tempo;
- Determinação de A_p ;
- Avaliação do momento de fechamento;
- Detalhamento da solução.

9.1 CÁLCULO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES

São calculados os esforços solicitantes decorrentes das cargas permanentes e cargas acidentais, considerando a fase construtiva da obra como estrutura isostática e a fase em que o fechamento do vão é completo e as subsequentes como estrutura contínua.

9.1.1 CARGA PERMANENTE (g_1)

São apresentados os resultados das tensões devido ao peso próprio em duas seções, S10 e S15, analisando os efeitos no avanço do balanço progressivo. Essas seções são representativas, pois S10 fica exatamente no começo do balanço, onde os esforços são maiores e crescem à medida que as aduelas forem avançando. Já a seção S15 mostra os esforços no meio do vão, onde os esforços crescem no balanço e no fechamento completo da estrutura.

Para esta análise utiliza-se o programa STRAP, que considera o tamanho do vão, a geometria da seção, o material e suas características, o tipo de carregamento, etc. Para a entrada dos dados e verificação do comportamento da estrutura à ação g_1 são observados os esforços nas seções indicadas a cada avanço do sistema. O balanço deve ser visto acompanhado do vão de seção constante de 36m, que pode ser visto como um contrapeso, auxiliando com a estabilidade da estrutura.

A Figura 9.5 ilustra o carregamento g_1 em kN após a execução da aduela 4.

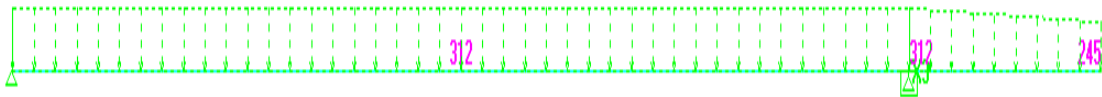


Figura 9.5. Carregamento g_1 em kN após a execução da aduela de disparo

A Figura 9.6 mostra o diagrama de momento fletor de carga permanente (fase construtiva) após a execução da aduela de disparo.

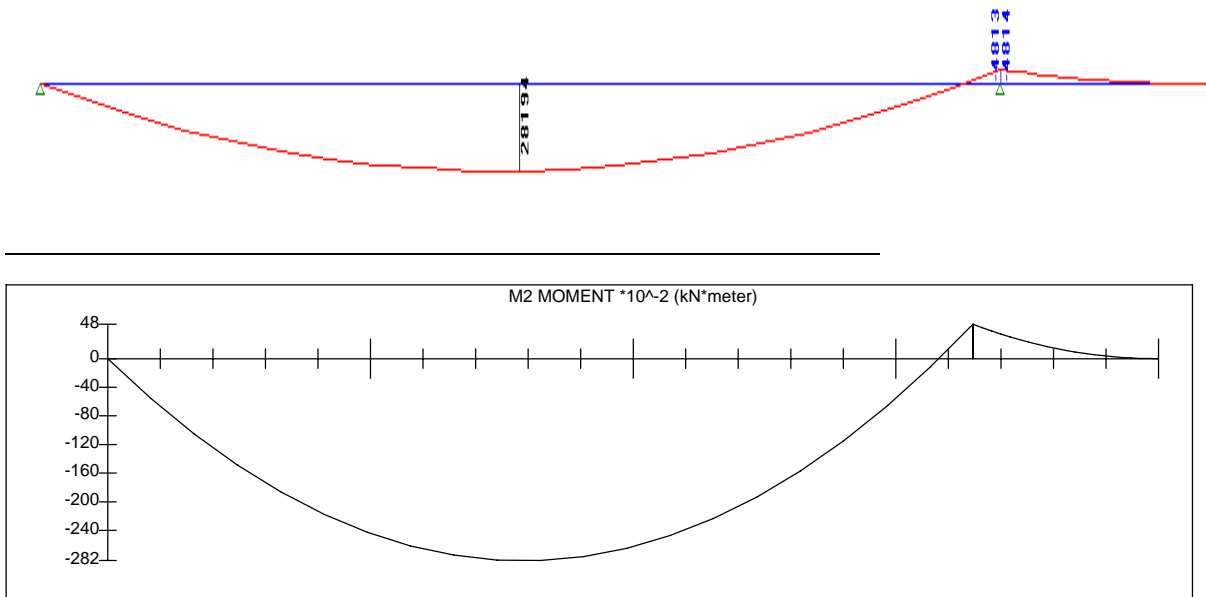


Figura 9.6. Diagrama de momento fletor em kN.m de carga permanente após a execução da aduela de disparo

A Figura 9.7 mostra a deformada da estrutura após a execução da aduela de disparo.

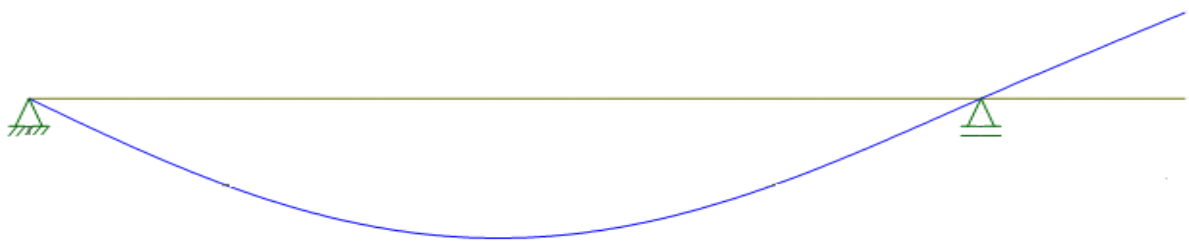


Figura 9.7. Deformada da estrutura após a execução da aduela de disparo

O deslocamento obtido na ponta do balanço no caso acima é de 2,11mm para cima.

A Figura 9.8 ilustra o carregamento g_1 após a execução da aduela 4.

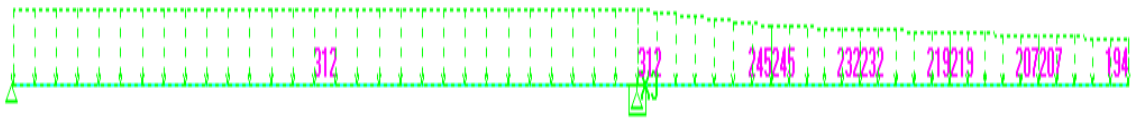


Figura 9.8. Carregamento g_1 em kN após a execução da aduela 4

A Figura 9.9 mostra o diagrama de momento fletor de carga permanente (fase construtiva) após o lançamento da aduela 4.

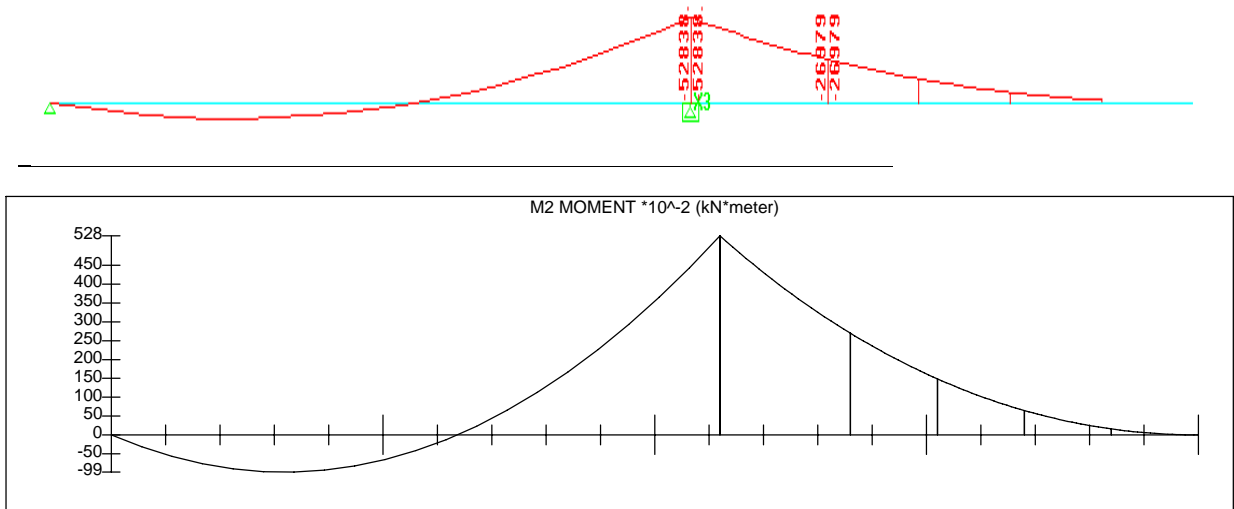


Figura 9.9. Diagrama de momento fletor em kN.m de carga permanente após a execução da aduela 4

A mostra a deformada da estrutura após o lançamento da aduela 4.

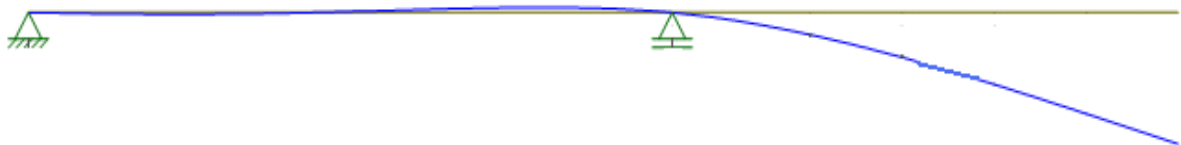


Figura 9.10. Deformada da estrutura após o lançamento da aduela 4

O deslocamento obtido na ponta do balanço no caso acima é de 2,148cm para baixo.

A Figura 9.11 ilustra o carregamento g_1 em kN após a execução da aduela 8.

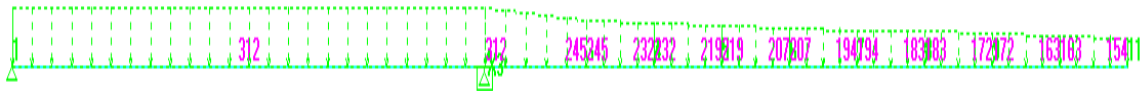


Figura 9.11. Carregamento g1 em kN após a execução da aduela 8

A Figura 9.12 mostra o diagrama de momento fletor de carga permanente (fase construtiva) após o lançamento da aduela 8.

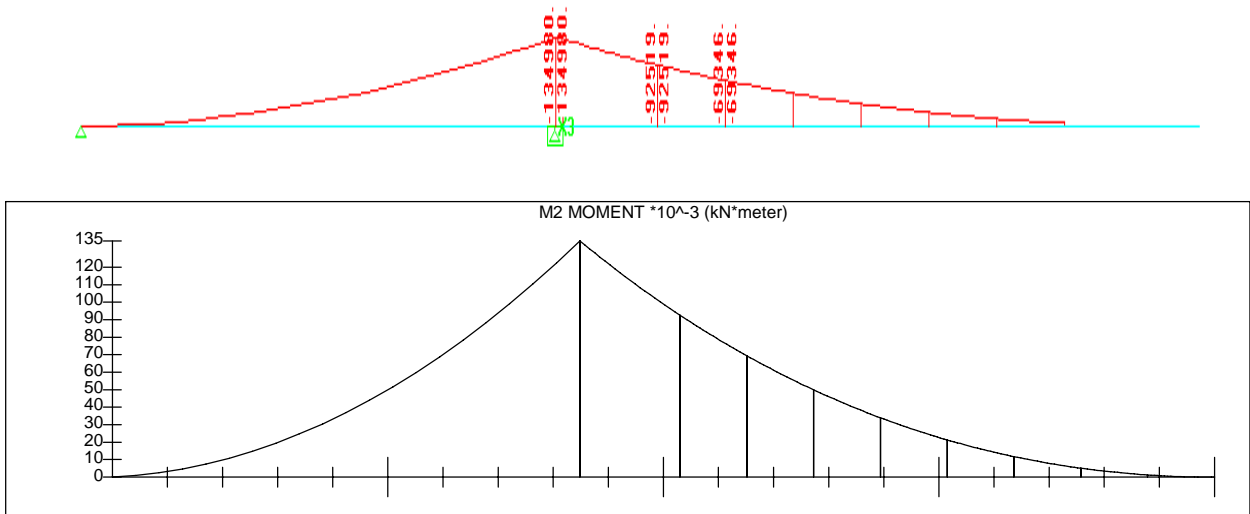


Figura 9.12. Diagrama de momento fletor em kN.m de carga permanente g1 após a execução da aduela 8

A Figura 9.13 mostra a deformada da estrutura após o lançamento da aduela 8.

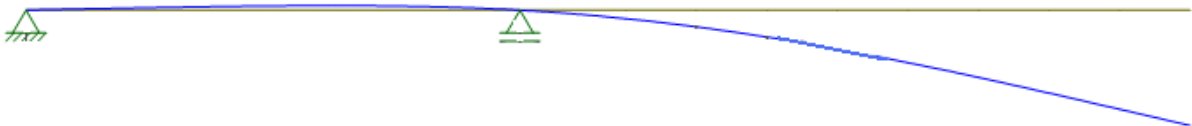


Figura 9.13. Deformada da estrutura após o lançamento da aduela 8

O deslocamento obtido na ponta do balanço no caso acima é de 18,321cm para baixo.

A Tabela 9.3 ilustra os valores de momento fletor e tensões nas bordas inferior e superior da seção S10 após o lançamento de cada aduela. Utiliza-se para as tensões sinal positivo quando for de compressão e sinal negativo quando for de tração.

Tabela 9.3. Momento fletor e tensões devido ao peso próprio (g_1) em S10

Após o lançamento da aduela	M_{g1} (kN.m)	$\sigma_{c,inf}$ (kN/m²)	$\sigma_{c,sup}$ (kN/m²)
Disparo	4814	328,60	-334,07
1	12424	848,05	-862,28
2	23225	1585,32	-1611,73
3	36824	2513,58	-2555,45
4	52838	3606,69	-3666,76
5	70931	4841,71	-4908,72
6	90810	6198,63	-6301,87
7	112222	7660,20	-7787,79
8	134980	9213,65	-9367,11

A Tabela 9.4 ilustra os valores de momento fletor e tensões nas bordas inferior e superior da seção S15 após o lançamento de cada aduela posterior a esta seção.

Tabela 9.4. Momento fletor e tensões devido ao peso próprio (g_1) em S15

Após o lançamento da aduela	M_{g1} (kN.m)	$\sigma_{c,inf}$ (kN/m²)	$\sigma_{c,sup}$ (kN/m²)
5	1494	264,89	-209,54
6	5743	1018,26	-805,47
7	12400	2198,58	-1739,13
8	21300	3776,60	-2987,38

A Tabela 9.5 mostra os valores de deslocamentos no centro do vão (vão de extremidade) de 28 m e no ponto extremo do balanço devido ao carregamento g_1 após o lançamento da cada aduela.

Tabela 9.5. Deslocamentos devido ao carregamento g_1

Após o lançamento da aduela	Centro do vão de 28m (cm)	Ponto extremo do balanço (cm)
Disparo	-0,385	+0,211
1	-0,326	+0,186
2	-0,244	-0,111
3	-0,139	-0,83
4	-0,016	-2,148
5	+0,123	-4,277
6	+0,276	-7,468
7	+0,44	-12,025
8	+0,615	-18,321

* Sinal negativo: deslocamento para baixo; sinal positivo: deslocamento para cima.

O limite de deformação para este tipo de estrutura é l (vão)/ 350. Como o vão é 40 m o limite seria $\frac{4000}{350} = 11,4$ cm, ou seja, a deformação encontrada de 18,3 cm está acima do limite admissível, assim esta estrutura não poderia ser em concreto armado como a ponte Emilio Baumgart. Porém, neste caso, a protensão conduz a uma flecha em sentido contrário, reduzindo o valor da flecha total e atendendo ao limite.

9.1.2 CARGAS ACIDENTAIS E SOBRECARGAS (g_2 e q)

Para o estudo dos esforços solicitantes devido às cargas acidentais e sobrecargas (g_2 e q) deve-se seguir o que já foi explicado em 4.1. Inicialmente deve-se considerar a estrutura como sendo contínua, pois na aplicação destas cargas já houve o fechamento da estrutura (Figura 9.3).

A carga permanente g_2 corresponde a pavimentação (7 cm de espessura) e a proteção lateral, possuindo no total o valor de 44,4 kN/m. A Figura 9.14 mostra o diagrama de momento fletor para o carregamento g_2 .



Figura 9.14. Diagrama de momento fletor em kN.m para carga permanente g_2

Para o cálculo dos momentos máximos e mínimos devido à carga vertical pode-se carregar a linha de influência de momento fletor, ilustrada na Figura 9.15 e na Figura 9.16. A Tabela 9.6 e a Tabela 9.7 mostram as ordenadas da linha de influência de momento fletor para a seção S10.

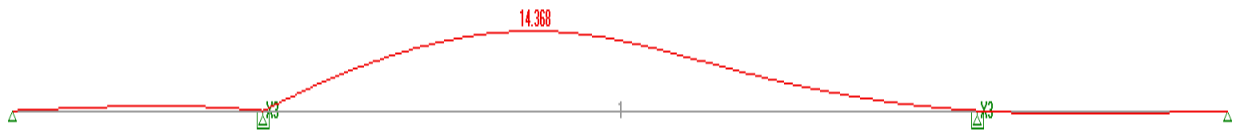


Figura 9.15. Linha de influência (L.I.) de momento fletor em S10

Tabela 9.6. Ordenadas da Linha de Influência de Momento Fletor para a seção S10

Seção	Vão	Ordenada da L.I.
S0	0	0
S1	2,8	-0,21
S2	5,6	-0,42
S3	8,4	-0,6
S4	11,2	-0,74
S5	14	-0,82
S6	16,8	-0,83
S7	19,6	-0,78
S8	22,4	-0,63
S9	25,2	-0,37
S10	28	0
S11	34	-4,7
S12	38	-7,43
S13	42	-9,78
S14	46	-11,7
S15	50	-13,14
S16	54	-14,06
S17	58	-14,39
S18	62	-14,13
S19	66	-13,3
S20	68	-12,7
S21	70	-11,98
S22	74	-10,33
S23	78	-8,57
S24	82	-6,85
S25	86	-5,25
S26	90	-3,84
S27	94	-2,63
S28	98	-1,62
S29	102	-0,83
S30	108	0
S31	110,8	0,24
S32	113,6	0,4
S33	116,4	0,5
S34	119,2	0,54
S35	122	0,52
S36	124,8	0,47
S37	127,6	0,38
S38	130,4	0,26
S39	133,2	0,13
S40	136	0

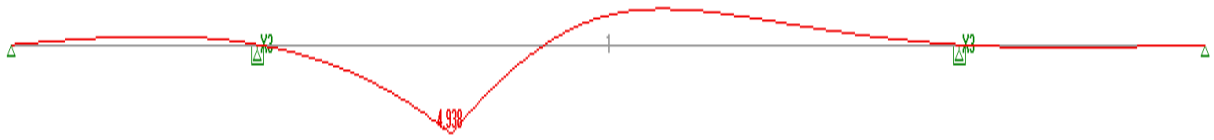


Figura 9.16. Linha de influência (L.I.) de momento fletor em S15

Tabela 9.7. Ordenadas da Linha de Influência de Momento Fletor para a seção S15

Seção	Vão	Ordenada da L.I.
S0	0	0
S1	2,8	-0,11
S2	5,6	-0,23
S3	8,4	-0,33
S4	11,2	-0,41
S5	14	-0,45
S6	16,8	-0,46
S7	19,6	-0,43
S8	22,4	-0,35
S9	25,2	-0,2
S10	28	0
S11	34	0,71
S12	38	1,42
S13	42	2,34
S14	46	3,51
S15	50	4,91
S16	54	2,78
S17	58	0,96
S18	62	-0,44
S19	66	-1,39
S20	68	-1,7
S21	70	-1,89
S22	74	-2,03
S23	78	-1,92
S24	82	-1,67
S25	86	-1,37
S26	90	-1,04
S27	94	-0,74
S28	98	-0,47
S29	102	-0,24
S30	108	0
S31	110,8	0,07
S32	113,6	0,12
S33	116,4	0,15
S34	119,2	0,16
S35	122	0,15
S36	124,8	0,14
S37	127,6	0,11
S38	130,4	0,08
S39	133,2	0,04
S40	136	0

A Figura 9.17 mostra os valores dos carregamentos que definem o trem tipo longitudinal aplicado na estrutura.

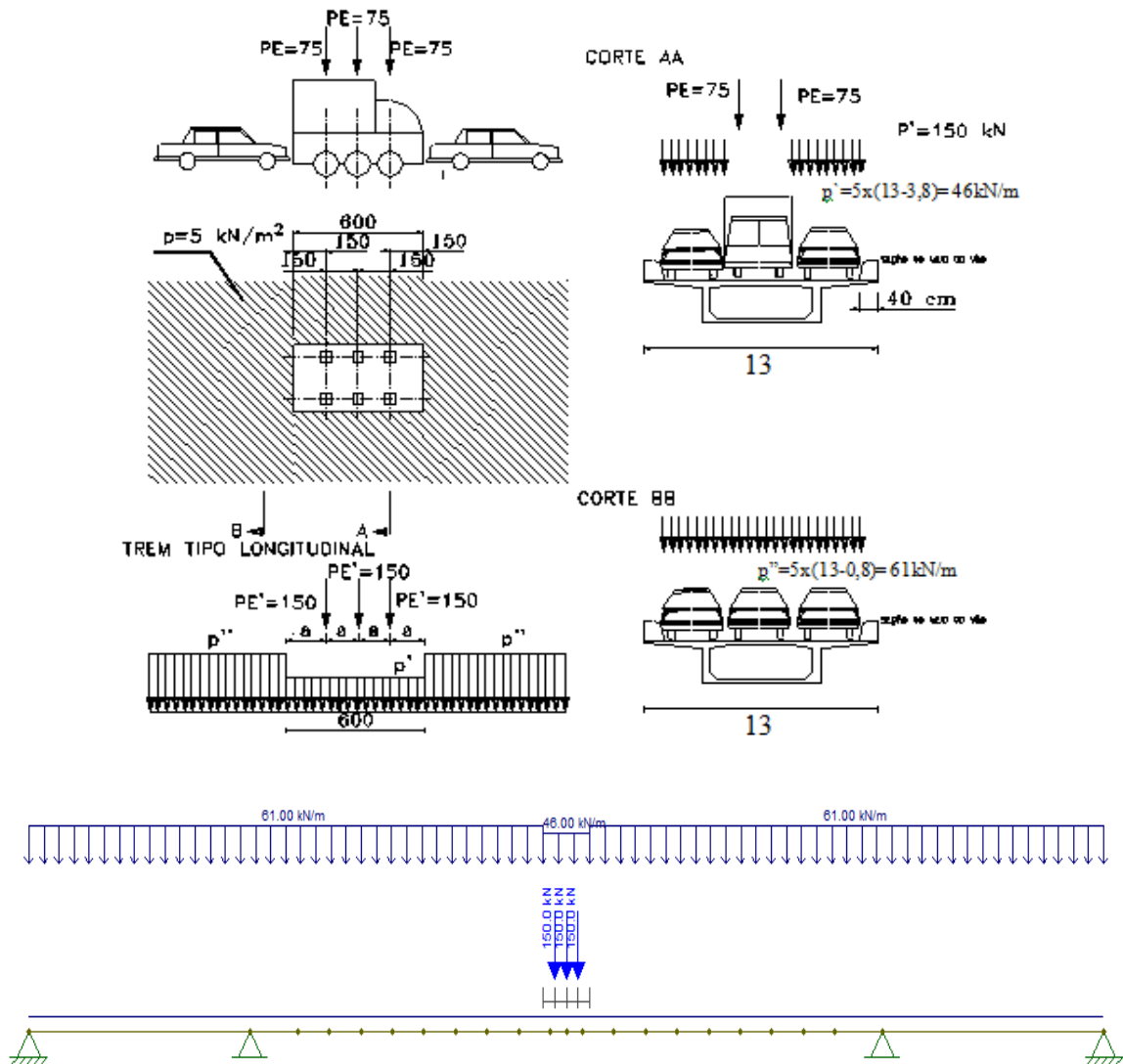


Figura 9.17. Trem Tipo Longitudinal (TTL)

➤ *Cálculo dos coeficientes de impacto:*

-Para vão de 28m: $\phi = 1,4 - 0,007 \times 28 = 1,2$;

-Para vão de 80m: $\phi = 1,4 - 0,007 \times 80 = 0,84$, portanto adotado $\phi = 1,0$.

Tabela 9.8. Momentos fletores de carga permanente (g2) e carga acidental (q)

Seção	Mg2 (kN.m)	Mq mín (kN.m)	Mq máx (kN.m)	$\phi.Mq$ mín (kN.m)	$\phi.Mq$ máx (kN.m)
S10	-27998	-44211,4	801,2	-53053,68	961,44
S15	40	4423,5	5832,9	5308,2	6999,48

9.2 TRAÇADO DOS CABOS

São utilizadas duas unidades de protensão: 12 $\Phi 1/2''$ e 7 $\Phi 1/2''$. A área de cada cordoalha de $1/2''$ é de $0,987\text{cm}^2$.

Para definição do traçado dos cabos deve-se conhecer o diagrama de momentos fletores, pois o traçado do cabo representante deve seguir a forma do diagrama de momento fletor.

Para efeito de pré-dimensionamento pode-se considerar o cabo representante como sendo o cabo protendido após o lançamento da aduela 4 (seção S15), pois é uma seção intermediária da estrutura, fornecendo um valor médio dos esforços no cabo durante o processo construtivo como um todo.

Segundo CARVALHO (2009) nas pontes em balanços progressivos deve-se utilizar curvaturas com raios próximos aos raios mínimos. Neste exemplo é considerado o raio como sendo o raio mínimo para o cabo de $12 \Phi 1/2''$, ou seja, 8m.

Considera-se que a curvatura é dada por uma função de 2º grau, uma circunferência, facilitando a determinação dos ângulos e coordenadas.

A Figura 9.18 ilustra o traçado genérico de um cabo com sua geometria.

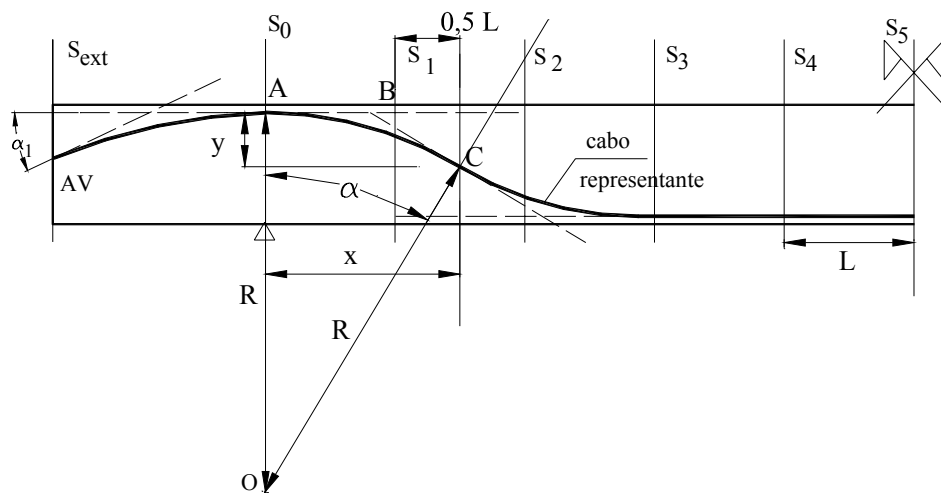


Figura 9.18. Geometria do arco de circunferência (Fonte: CARVALHO, 2009)

A partir da geometria da Figura 9.18 CARVALHO (2009) obteve as seguintes fórmulas básicas:

$$x = R \text{ sen } \alpha \quad (9.1)$$

$$y = R - R \cos \alpha \quad (9.2)$$

$$R = \frac{x^2 + y^2}{2y} \quad (9.3)$$

$$\tan \alpha = \frac{x}{R - y} \quad (9.4)$$

Adotando a trajetória do cabo representante como a apresentada na Figura 9.19 pode-se estudar os ângulos necessários para que o raio mínimo seja atendido. Neste caso, a trajetória do cabo representante, na maior parte do vão inicial, está no eixo da seção, sendo assim protensão centrada, isto se deve ao fato deste vão ser de equilíbrio e curto, assim a protensão centrada gera uma tensão de compressão de intensidade suficiente para anular a tensão de tração existente.

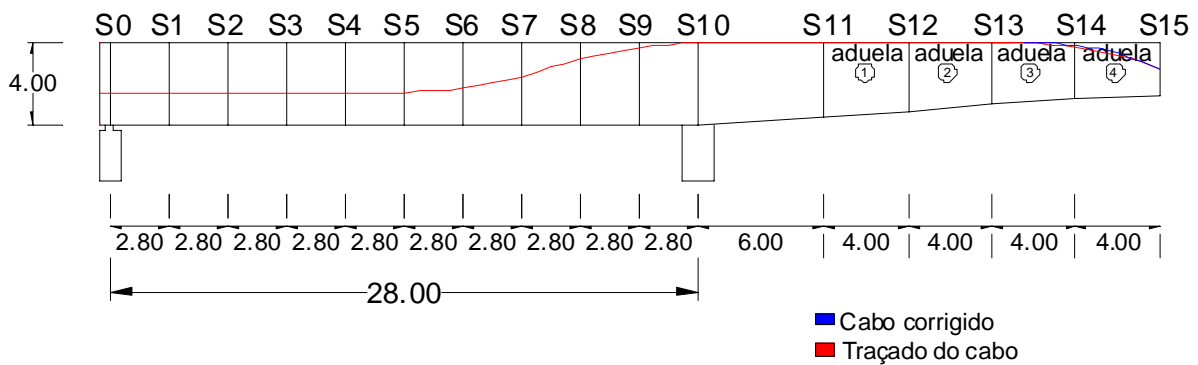


Figura 9.19. Trajetória do cabo representante após o lançamento da aduela 4 (Fonte: PAN, 2009)

Partindo-se da extremidade da aduela visando garantir o raio mínimo do cabo, inicia-se considerando a hipótese que o *trecho curvo fique apenas entre as seções S14 e S15*:

$$H2 = \frac{255}{2} - 10,5 = 117\text{cm}$$

$$R2 = \frac{x^2 + h^2}{2h}$$

$$R2 = \frac{6,5^2 + 1,17^2}{2 \times 1,17} \rightarrow R2 = 18,64\text{cm}$$

$$\text{tg} \theta_2 = \frac{6,5}{18,64 - 1,17} \rightarrow \theta_2 = 20,41^\circ$$

Tem-se que a extremidade do cabo na seção S15 assim como na seção S0 encontra-se no C.G. da seção, pois se o mesmo se encontrasse em qualquer posição diferente, ocorreriam esforços que poderiam comprometer o equilíbrio da estrutura.

De acordo com CARVALHO (2009), deve-se deixar no mínimo 1 metro de distância horizontal em relação à extremidade, de forma que este trecho tenha cabo reto, visando à ancoragem.

Assim, tem-se:

$$\overline{CD'} = R2 \cdot \tan \frac{\theta}{2} - \overline{D'D} = 18,64 \cdot \tan \frac{20,41}{2} - 1 = 2,35$$

$$h2' = \overline{CD'} \cdot \text{sen}\theta = 2,35 \cdot \text{sen } 20,41 = 0,821$$

$$x2' = \overline{CD'} \cdot (1 + \cos\theta) = 2,35 (1 + \cos 20,41) = 4,55$$

$$R2' = \frac{4,55 + 0,821^2}{2 \cdot 0,84} = 13,03\text{m} > 8\text{m}$$

$$\text{tg}\theta2' = \frac{4,55}{13,03 - 0,821} \rightarrow \theta2' = 20,43^\circ$$

Obs: a nova trajetória está representada em azul na Figura 9.20.

É importante notar o valor do ângulo de saída do cabo. O mesmo não pode ser muito alto, pois dificulta a colocação da ancoragem do mesmo na peça e também o posicionamento do macaco para efetuar a protensão. A Figura 9.20 traz uma representação gráfica dos cálculos efetuados acima.

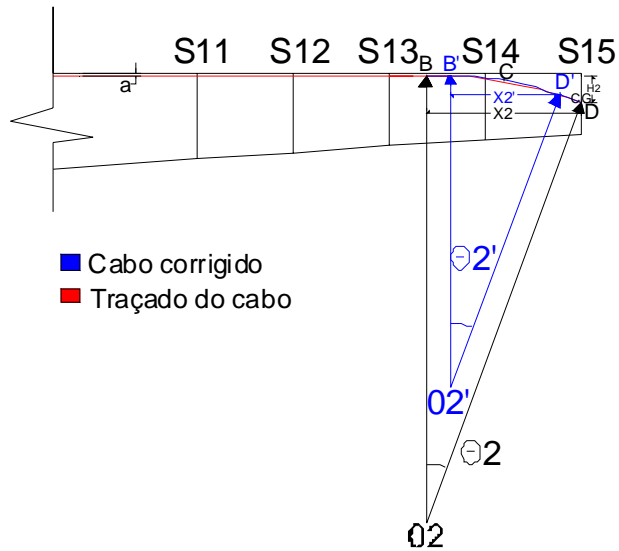


Figura 9.20. Representação gráfica dos cálculos efetuados para o trecho de cabo curvo (Fonte: PAN, 2009)

Analogamente para o trecho do primeiro tramo (entre S0 e S10), adotando o trecho de deflexão entre S5 e S10, tem-se:

$$h_1 = h_2 - 2a$$

$$h_1 = 255 - 21 = 231\text{cm}$$

$$k = \frac{h}{2} = 115,5\text{cm}$$

$$x_1 = 2 \cdot 2,8 + \frac{2,8}{2} = 7 \text{ cm}$$

$$R_1 = \frac{7^2 + 1,155^2}{2 \cdot 1,155} = 21,78\text{cm} > 12\text{m}$$

$$\text{tg}\theta_1 = \frac{7}{21,78 - 1,155} \rightarrow \theta_1 = 18,74^\circ$$

A Figura 9.21 traz a representação gráfica dos cálculos efetuados anteriormente.

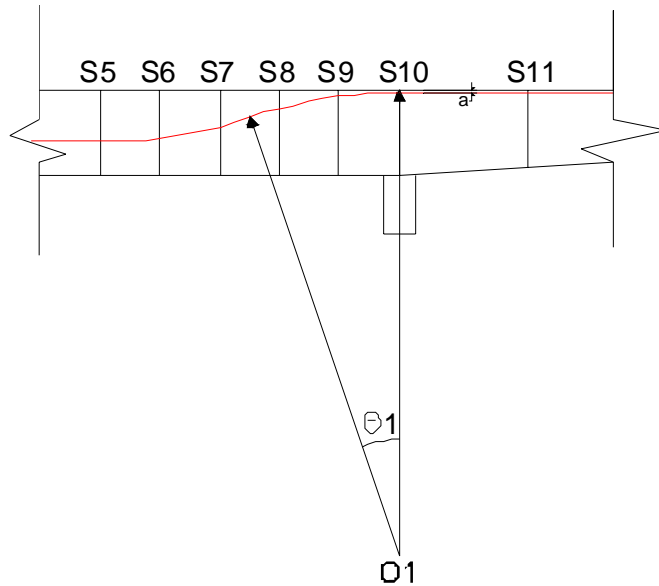


Figura 9.21. Representação gráfica dos cálculos efetuados para o trecho do cabo em deflexão
(Fonte: PAN, 2009)

9.3 CÁLCULO DAS PERDAS IMEDIATAS

Neste item são calculadas as perdas de protensão imediatas do cabo representante, sendo: por atrito cabo-bainha e por acomodação da ancoragem. A perda de protensão por deformação imediata do concreto é desprezada, visto que nesta etapa de pré-dimensionamento o número de cabos ainda não é conhecido e influi pouco.

9.3.1 PERDA DE PROTENSÃO POR ATRITO CABO-BAINHA

Para calcular a perda de protensão por atrito cabo-bainha considera-se que as duas ancoragens do cabo são ativas.

A tensão inicial aplicada no cabo é 1400 MPa. De acordo com a NBR 6118: 2007, a tensão máxima de protensão deve ser igual ao menor dos valores:

$$\left. \begin{aligned} &0,74 \cdot f_{ptk} \\ &0,82 \cdot f_{pyk} = 0,82 \times 0,9 \times f_{ptk} = 0,74 \cdot f_{ptk} \end{aligned} \right\} = 0,74 \times 1900$$

$$= 1406 \text{MPa (adotado } 1400 \text{MPa)}$$

Os valores da tensão de protensão ao longo do cabo representante são mostrados na Tabela 9.9 e na Tabela 9.10, sendo a primeira considerando a ancoragem à esquerda e a segunda a ancoragem à direita.

Tabela 9.9. Tensão ao longo do cabo após perdas por atrito (lado esquerdo)

Seção	x (m)	Δx (m)	α (°)	$\Delta\alpha$ (°)	$\Delta\alpha$ (rad)	$e^{-\mu(\Delta\alpha+\beta x)}$ (MPa)	$F_s \cdot e^{-\mu(\Delta\alpha+\beta x)}$ (MPa)
S0	0	0	0	0	0	1,0000	1400,00
S1	2,8	2,8	0	0	0	0,9955	1393,74
S2	2,8	5,6	0	0	0	0,9911	1387,51
S3	2,8	8,4	0	0	0	0,9866	1381,31
S4	2,8	11,2	0	0	0	0,9822	1375,14
S5	2,8	14	0	0	0	0,9778	1368,99
S6	2,8	16,8	19	19	0,3316	0,9110	1275,41
S7	2,8	19,6	0	19	0,3316	0,9069	1269,71
S8	2,8	22,4	0	19	0,3316	0,9029	1264,04
S9	2,8	25,2	0	19	0,3316	0,8988	1258,39
S10	2,8	28	19	38	0,6632	0,8374	1172,37
S11	6	34	0	38	0,6632	0,8294	1161,17
S12	4	38	0	38	0,6632	0,8241	1153,76
S13	4	42	0	38	0,6632	0,8189	1146,40
S14	4	46	21	59	1,0297	0,7561	1058,57
S15	4	50	0	59	1,0297	0,7513	1051,82

Tabela 9.10. Tensão ao longo do cabo após perdas por atrito (lado direito)

Seção	x (m)	Δx (m)	α (°)	$\Delta\alpha$ (°)	$\Delta\alpha$ (rad)	$e^{-\mu(\Delta\alpha+\beta x)}$ (MPa)	$F_s \cdot e^{-\mu(\Delta\alpha+\beta x)}$ (MPa)
S15	0	0	0	0	0	1,0000	1400,00
S14	4	4	21	21	0,3665	0,9234	1292,75
S13	4	8	0	21	0,3665	0,9175	1284,50
S12	4	12	0	21	0,3665	0,9116	1276,30
S11	4	16	0	21	0,3665	0,9058	1268,16
S10	6	22	19	40	0,6981	0,8396	1175,44
S9	2,8	24,8	0	40	0,6981	0,8358	1170,19
S8	2,8	27,6	0	40	0,6981	0,8321	1164,96
S7	2,8	30,4	0	40	0,6981	0,8284	1159,75
S6	2,8	33,2	0	40	0,6981	0,8247	1154,57
S5	2,8	36	19	59	1,0297	0,7683	1075,65
S4	2,8	38,8	0	59	1,0297	0,7649	1070,84
S3	2,8	41,6	0	59	1,0297	0,7615	1066,05
S2	2,8	44,4	0	59	1,0297	0,7581	1061,29
S1	2,8	47,2	0	59	1,0297	0,7547	1056,54
S0	2,8	50	0	59	1,0297	0,7513	1051,82

A Figura 9.22 mostra o gráfico com as tensões ao longo do cabo representante após as perdas por atrito, a linha verde representa as tensões finais considerando ancoragem ativa em ambos os lados.

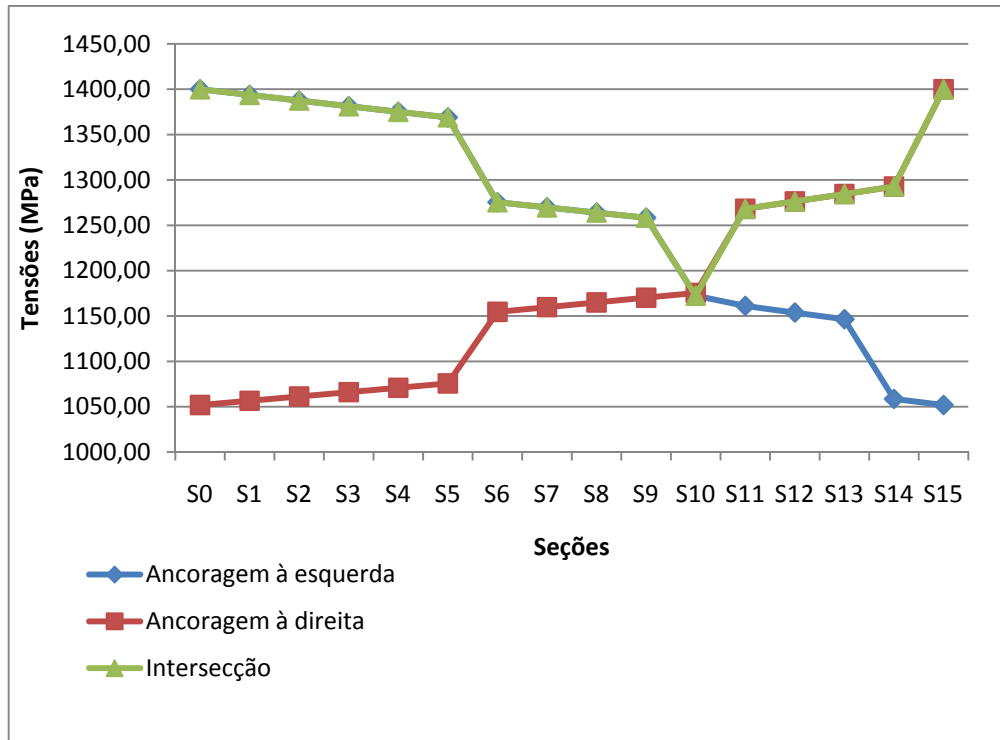


Figura 9.22. Tensões ao longo do cabo representante após perdas por atrito

9.3.2 PERDA DE PROTENSÃO POR ACOMODAÇÃO DA ANCORAGEM

Foi adotada uma perda de 5 mm no alongamento inicial do cabo de acordo com o catálogo de perdas de protensão de SCHMID (1998).

$$\Omega = E_p \times \Delta l = 196000 \times 0,5 = 98000$$

Deve-se espelhar a curva de tensões no cabo, sendo o ponto k (ponto de presa) o ponto onde a área entre essas duas curvas é 98000, ou seja, o ponto a partir do qual a acomodação da ancoragem não influencia mais na tensão.

➤ *Ancoragem à esquerda*

Traçando-se uma curva simétrica em relação ao ponto S5 obtém-se uma área igual a 43260, já em relação ao ponto S6 obtém-se uma área igual a 331478. Assim, conclui-se que o ponto k indelocável está entre a seção S5 e S6. As áreas são calculadas considerando figuras geométricas, nestes casos trapézios e triângulos. Abaixo são apresentados os cálculos destas áreas.

$$\begin{aligned}
 \omega_{S5} &= (1400 - 1368,99 + 1393,74 - 1368,99) \times 280 \\
 &\quad + (1393,74 - 1368,99 + 1387,51 - 1368,99) \times 280 \\
 &\quad + (1387,51 - 1368,99 + 1381,31 - 1368,99) \times 280 + (1381,31 \\
 &\quad - 1368,99 + 1375,13 - 1368,99) \times 280 + (1375,13 - 1368,99) \times 280 \\
 &= 43260
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \omega_{S6} &= (1400 - 1275,41 + 1393,74 - 1275,41) \times 280 \\
 &\quad + (1393,74 - 1275,41 + 1387,51 - 1275,41) \times 280 \\
 &\quad + (1387,51 - 1275,41 + 1381,31 - 1275,41) \times 280 \\
 &\quad + (1381,31 - 1275,41 + 1375,13 - 1275,41) \times 280 \\
 &\quad + (1375,13 - 1275,41 + 1368,99 - 1275,41) \times 280 + (1368,99 \\
 &\quad - 1275,41) \times 280 = 331478
 \end{aligned}$$

$$43260 + \Delta\sigma \times 1400 + \frac{\Delta\sigma}{2} \times l_0 = 98000 \rightarrow \Delta\sigma \times 1400 + \frac{\Delta\sigma}{2} \times l_0 = 54740$$

Considerando-se o trecho entre S5 e S6 retilíneo, tem-se:

$$\frac{\sigma_{S5} - \sigma_{S6}}{280} = \frac{\Delta\sigma}{2l_0} \rightarrow \frac{1368,99 - 1275,41}{280} = \frac{\Delta\sigma}{2l_0} \rightarrow l_0 = 1,496 \times \Delta\sigma$$

Substituindo a equação acima, tem-se:

$$\sigma \times 1400 + \frac{\Delta\sigma}{2} \times 1,496 \times \Delta\sigma = 54740 \rightarrow \Delta\sigma = 38,31 \text{ MPa}$$

$$l_0 = 1,496 \times 38,31 = 57,31 \text{ cm}$$

➤ *Ancoragem à direita*

Traçando-se uma curva simétrica em relação ao ponto S11 obtém-se uma área igual a 91985,7, já em relação ao ponto S10 obtém-se uma área igual a 455994,9. Assim, conclui-se que o ponto k indeslocável está entre a seção S10 e S11. As áreas foram calculadas considerando figuras geométricas de trapézios e triângulos, assim como nos cálculos da ancoragem à esquerda.

$$91985,7 + \Delta\sigma \times 1600 + \frac{\Delta\sigma}{2} \times l_0 = 98000 \rightarrow \Delta\sigma \times 1600 + \frac{\Delta\sigma}{2} \times l_0 = 6014,3$$

Considerando-se o trecho entre S10 e S11 retilíneo, tem-se:

$$\frac{\sigma_{S11} - \sigma_{S10}}{600} = \frac{\Delta\sigma}{2l_0} \rightarrow \frac{1268,16 - 1172,37}{600} = \frac{\Delta\sigma}{2l_0} \rightarrow l_0 = 3,132 \times \Delta\sigma$$

Substituindo a equação acima, tem-se:

$$\sigma \times 1600 + \frac{\Delta\sigma}{2} \times 3,132 \times \Delta\sigma = 6014,3 \rightarrow \Delta\sigma = 3,74MPa$$

$$l_0 = 3,132 \times 3,74 = 11,71cm$$

A Figura 9.23 mostra as tensões ao longo do cabo representante após perdas por atrito e após as perdas iniciais.

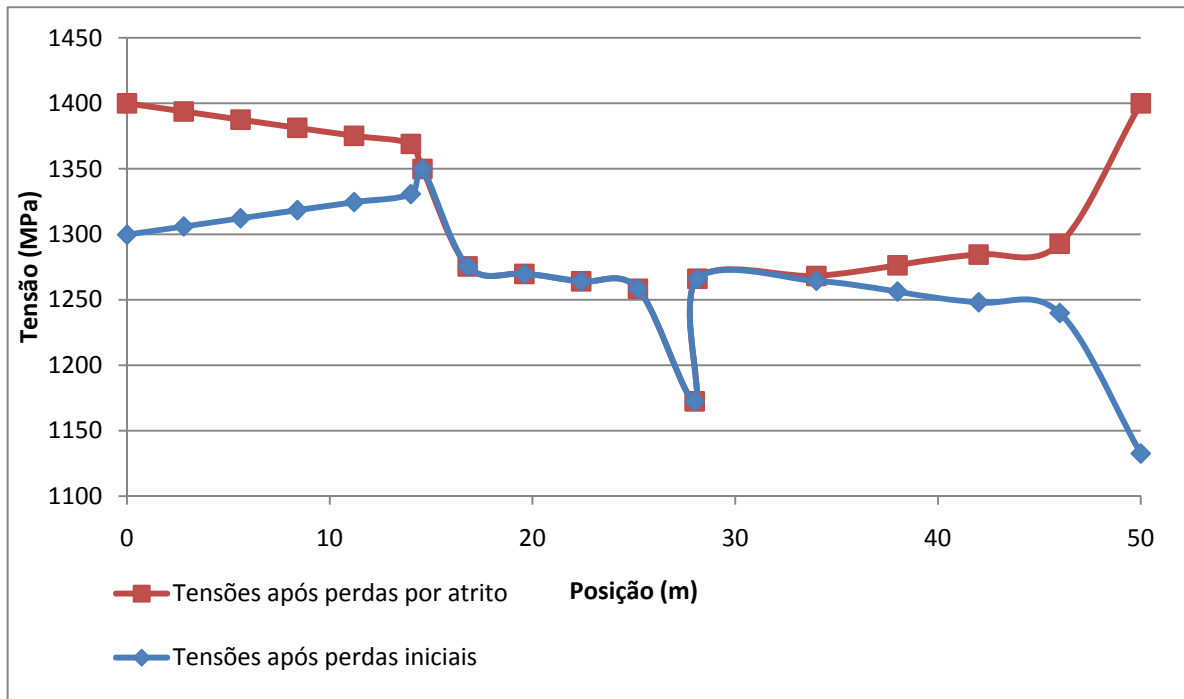


Figura 9.23. Tensões ao longo do cabo representante

A Tabela 9.11 traz em forma de tabela os valores das tensões após perdas de protensão iniciais ao longo do cabo representante.

Tabela 9.11. Tensões ao longo do cabo representante após perdas iniciais

Seção	Posição	Tensão
S0	0	1299.667
S1	2.8	1305.925
S2	5.6	1312.155
S3	8.4	1318.357
S4	11.2	1324.532
S5	14	1330.679
S5' (ponto de presa)	14.5731	1349.836
S6	16.8	1275.413
S7	19.6	1269.712
S8	22.4	1264.036
S9	25.2	1258.386
S10	28	1172.37
S10' (ponto de presa)	28.1337	1266.025
S11	34	1264.422
S12	38	1256.279
S13	42	1248.085
S14	46	1239.838
S15	50	1132.583

9.4 CÁLCULO DAS PERDAS AO LONGO DO TEMPO

Neste capítulo são calculadas as perdas de protensão ao longo do tempo do cabo representante, sendo: por fluência, retração e relaxação do aço. Usa-se neste caso o procedimento simplificado de cálculo das perdas em que se considera cada uma das perdas atuando isoladamente. Para realizar este cálculo determinam-se os coeficientes de fluência e retração conforme fórmulas apresentadas pela NBR 6118: 2007, que se encontram nos anexos A e B. A Tabela 9.12 mostra os resultados encontrados para estes coeficientes.

Tabela 9.12. Coeficientes de fluência e retração

Dados	
Area da seção de concreto A_c	77700 cm ²
Perimetro da seção em contato com o ar (T)	1810 cm
Ambiente e material	
Umidade relativa do ar (U)	75 %
Temperatura média (T)	20 graus C
Abtimento do concreto (slump)	7 cm
Tipo do cimento utilizado	2 1 C-III e IV 2 C-I e II 3 C-PV-ARI
Idade do concreto	
no inicio do periodo considerado (t ₀)	5
no final do periodo considerado (t)	10000
Resultados	
Coeficiente de fluência $\Phi(t,t_0)$	2,323
Retração do concreto $\epsilon_{cs}(t,t_0)$	-1,79E-04

Fonte: INFORSATO, 2009

9.4.1 PERDA DE PROTENSÃO POR RETRAÇÃO

Inicialmente imagina-se que exista a retração livre e assim o encurtamento do concreto de uma seção estudada igual a $\epsilon_{c,s}(t_0, \infty)$. Quando há aderência entre o concreto e a armadura este encurtamento corresponderá a um encurtamento na armadura e, conseqüentemente, uma perda de tensão dada pela equação 9.5.

$$\Delta\sigma_{p,s} = E_p \times \epsilon_s(\infty, 5) \quad (9.5)$$

Onde: $\Delta\sigma_{p,s}$ - Perda de protensão devido à retração;

E_p - módulo de elasticidade do aço de protensão;

$\epsilon_s(\infty, 5)$ - deformação específica de retração do concreto.

$$\Delta\sigma_{p,s} = 196000 \times 1,79 \times 10^{-4} = 35,08 \text{ MPa}$$

9.4.2 PERDA DE PROTENSÃO POR FLUÊNCIA

Da mesma maneira que a retração imagina-se que exista a fluência pura e assim o encurtamento do concreto de uma seção estudada igual a $\epsilon_{c,c}(t_0, \infty)$. Quando há aderência entre o concreto e a armadura este encurtamento corresponderá a um encurtamento na armadura e, conseqüentemente a uma perda de tenção dada pela equação 9.6.

$$\Delta\sigma_{p,c} = \frac{E_p}{E_c} \times \sigma_{CG,g} \times \varphi(\infty, 5) \quad (9.6)$$

Onde: $\Delta\sigma_{p,c}$ - perda de protensão devido à fluência do concreto;

E_c - módulo de elasticidade do concreto;

E_p - módulo de elasticidade do aço de protensão;

$\sigma_{CG,g}$ - tensão que ocorre no concreto no nível do centro de gravidade da armadura de protensão devido a cargas permanentes inclusive a protensão.

$\varphi(\infty, 5)$ - coeficiente de fluência do concreto no tempo infinito.

$$E_c = 0,85 \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} = 0,85 \times 5600 \times \sqrt{26} = 24271,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{CG,g} = \frac{N_p}{A_c} + \frac{N_p \cdot e^2}{I} - \frac{\sum_i M_{gi}}{I} \cdot e$$

Onde: N_p - força de protensão;

A_c - área da seção transversal;

e - excentricidade dos cabos de protensão;

I - inércia da seção transversal;

M_g - momento fletor devido a cargas permanentes inclusive a protensão.

Como o cálculo das perdas de protensão do cabo representante é uma etapa anterior ao pré-dimensionamento do número de cabos, o mesmo ainda não é conhecido, assim adota-se $\sigma_{CG,g}$ como 5 MPa. Após a determinação do número de cabos na peça, calcula-se a tensão no centro de gravidade da armadura, verificando assim se o valor da tensão adotado está coerente e caso não esteja deve-se recalculá-la esta tensão e a perda por fluência do concreto.

$$\Delta\sigma_{p,c} = \frac{196000}{24271,33} \times 5 \times 2,323 = 93,8 \text{ MPa}$$

9.4.3 PERDA DE PROTENSÃO POR RELAXAÇÃO DO AÇO

A relação abaixo dá o nível de tensão na armadura.

$$r = \frac{\sigma_p}{f_{ptk}} = \frac{1132,58}{1900} = 0,60$$

De acordo com a NBR 6118: 2007 o valor ψ_{1000} é 1,5 (aços de relaxação baixa) para $\sigma_p = 0,6 f_{ptk}$. Assim, para o tempo infinito tem-se:

$$\psi_{\infty} = 2,5 \times \psi_{1000} = 2,5 \times 1,46 = 3,65\%$$

$$\Delta\sigma_{p,r} = \sigma_p \times \psi_{\infty} = 1132,58 \times 0,0365 = 41,37 \text{ MPa}$$

Assim, as perdas totais de protensão ao longo do tempo se resumem a:

$$\Delta\sigma_{p,t} = 35,08 + 93,8 + 41,37 = 170,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p,\infty} = 1132,58 - 170,25 = 962,33 \text{ MPa}$$

$$\% \text{ perdas totais} = 1 - \frac{962,33}{1400} = 31,3\%$$

A Tabela 9.13 mostra os valores das perdas de protensão por relaxação do aço ao longo do cabo representante.

Tabela 9.13. Perdas de protensão por relaxação

Seção	r	ψ_{1000}	ψ_{∞}	$\Delta\sigma_{p,t}$ (MPa)
S0	0,68	2,34	5,85	76,04
S1	0,69	2,37	5,93	77,48
S2	0,69	2,41	6,02	78,93
S3	0,69	2,44	6,10	80,38
S4	0,70	2,47	6,18	81,83
S5	0,70	2,50	6,26	83,29
S6	0,67	2,21	5,53	70,55
S7	0,67	2,18	5,46	69,28
S8	0,67	2,15	5,38	68,03
S9	0,66	2,12	5,31	66,79
S10	0,62	1,67	4,18	48,96
S11	0,67	2,15	5,39	68,12
S12	0,66	2,11	5,28	66,33
S13	0,66	2,07	5,17	64,55
S14	0,65	2,03	5,06	62,78
S15	0,60	1,46	3,65	41,37

A Tabela 9.14 traz os valores das tensões de protensão ao longo do cabo representante e as porcentagens de perdas de protensão totais no tempo infinito.

Tabela 9.14. Tensões de protensão finais e % de perdas totais

Seção	$\sigma_{p\infty}$ (MPa)	% Perdas Totais
S0	1094,75	22%
S1	1099,56	21%
S2	1104,35	21%
S3	1109,10	21%
S4	1113,82	20%
S5	1118,51	20%
S6	1075,98	23%
S7	1071,55	23%
S8	1067,12	24%
S9	1062,71	24%
S10	994,53	29%
S11	1067,43	24%
S12	1061,07	24%
S13	1054,65	25%
S14	1048,18	25%
S15	962,34	31%

9.5 DETERMINAÇÃO DE A_p

Para a determinação da armadura de protensão considera-se a seção S10 (apoio) por ser a seção mais solicitada.

A primeira determinação é feita no tempo zero, quando a estrutura ainda é isostática. Determina-se a força de protensão (N_p) nesta situação, onde as tensões nas bordas inferior e superior deve ser maior que 0 (não há tração) e menor que $0,7 \times f_{ck}$ ($0 \leq \sigma \leq 0,7 \times 26 = 18,2 \text{ MPa}$).

A distância do centro de gravidade C.G. dos cabos à borda superior é considerada, como no projeto original da ponte, igual a 24,5 cm e portanto a excentricidade $e = y_s - y_{cg} = 2,02 - 0,245 = 1,775 \text{ m}$.

A tensão na borda superior é dada pela expressão a seguir:

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} \pm \frac{N_p \times e}{W_s} \pm \frac{M_{g1}}{W_s}$$

$$0 \leq \frac{N_p}{12,49} + \frac{N_p \times 1,775}{14,41} - \frac{134980}{14,41} \leq 18200 \rightarrow 46088,35 \text{ kN} \leq N_p \leq 135636,59 \text{ kN}$$

A tensão na borda inferior é dada pela expressão a seguir:

Vanessa dos Santos Lima (2011)

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} \pm \frac{N_p \times e}{W_i} \pm \frac{M_{g1}}{W_i}$$

$$0 \leq \frac{N_p}{12,49} - \frac{N_p \times 1,775}{14,65} + \frac{134980}{14,65} \leq 18200 \rightarrow -218665,31 \text{ kN} \leq N_p \leq 224196,31 \text{ kN}$$

A segunda determinação é feita no estado limite último, no tempo infinito.

O pré-alongamento é determinado através da Lei de Hooke:

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_{p,S10,t=\infty}}{E_p} = \frac{994,53}{196000} = 0,507\%$$

$$M_d = 1,35 \times (M_{g1} + M_{g2}) + 1,5 \times M_q + 1,0 \times M_{fechamento}$$

O momento de fechamento foi estimado como sendo 10% do momento fletor após o lançamento da última aduela.

$$M_d = 1,35 \times (134980 + 27998) + 1,5 \times 53053,68 + 1,0 \times 13498 = 313098,82 \text{ kN.m}$$

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \times d^2 \times f_{cd}}$$

Onde: M_d – momento fletor de cálculo;

b_w – largura;

d – altura útil;

f_{cd} – resistência de cálculo do concreto.

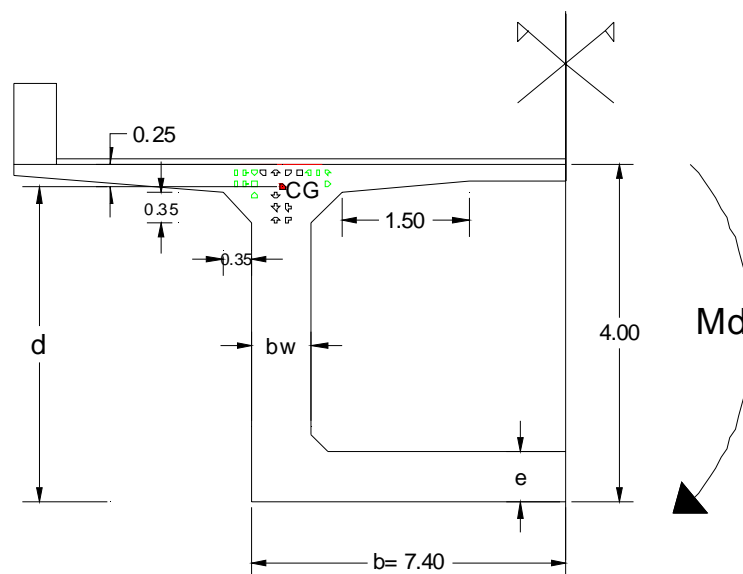


Figura 9.24. Seção transversal S10

$$d = 4 - 0,245 = 3,755m$$

$$KMD = \frac{313098,82}{7,4 \times 3,755^2 \times \frac{26000}{1,4}} = 0,162$$

De acordo com a Tabela C.1 do anexo C obtém-se $KX = 0,132$.

$$KX = \frac{x}{d} \rightarrow 0,2723 = \frac{x}{3,755} \rightarrow x = 1,02m$$

Onde: x – posição da linha neutra.

Como $x = 1,02$ m é superior à espessura da laje inferior de 0,6 m a seção é calculada como seção T.

➤ **Cálculo de M_1 – momento resistido pelas abas:**

$$M_1 = 0,85 \times f_{cd} \times h_f \times (b_f - b_w) \times \left(d - \frac{h_f}{2}\right)$$

Onde: h_f – espessura da mesa;

b_f – largura da mesa;

b_w – largura da alma.

$$M_1 = 0,85 \times \frac{26000}{1,4} \times 0,6 \times (7,4 - 0,7 \times 2) \times \left(3,755 - \frac{0,6}{2}\right) = 196342,71 \text{ kN.m}$$

➤ **Cálculo de M_2 – momento resistido pela alma**

$$M_2 = M_d - M_1 = 313098,82 - 196342,71 = 116756,11 \text{ kN.m}$$

$$KMD = \frac{116756,11}{0,7 \times 2 \times 3,755^2 \times \frac{26000}{1,4}} = 0,318$$

De acordo com a Tabela C.1 do Anexo C obtém-se $KZ = 0,7485$ e $\varepsilon_s = 2,0672\%$.

$$\varepsilon_t = \varepsilon_p + \varepsilon_s = 0,507 + 0,26072 = 0,768\%$$

Com o valor da deformação obtida e a partir da Tabela 9.15 obtém-se valor da tensão no aço.

$$f_{pd} = 1427 \text{ MPa}$$

Tabela 9.15. Tensão no aço (MPa) com $E_p = 195000$ MPa (Fonte: CARVALHO, 2007)

ε (%)	5,25	6,794	7,438	8,167	9,00	9,962	10,00	12,50	15,00	17,50
CP 175	1025	1264	1316	1344	1365	1368	1368	1378	1388	1397
CP 190	1025	1314	1411	1459	1482	1486	1486	1496	1507	1517
ε (%)	20,00	22,50	25,00	27,50	30,00	32,50	35,00	37,50	40,00	
CP 175	1407	1416	1426	1436	1445	1455	1464	1474	1484	
CP 190	1527	1538	1548	1559	1569	1579	1590	1600	1611	

$$A_p = \frac{M_1}{\left(d - \frac{h_f}{2}\right) \times f_{pd}} + \frac{M_2}{KZ \times d \times f_{pd}}$$

$$A_p = \frac{196342,71}{\left(3,755 - \frac{0,6}{2}\right) \times 142,7} + \frac{116756,11}{0,7485 \times 3,755 \times 142,7} = 689,3 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_p = \frac{N_p}{A_p} \rightarrow 142,7 = \frac{N_p}{689,3} \rightarrow N_p = 98363,11 \text{ kN}$$

Assim é necessário 344,65 cm² por alma da seção celular.

Utilizando-se metade dos cabos (k1) de 12 $\Phi \frac{1}{2}$ " e a outra metade dos cabos (k2) de 7 $\Phi \frac{1}{2}$ " tem-se:

$$K1 = k2 = k$$

$$k \times 11,84 + k \times 6,91 = 344,65 \rightarrow k = 19 \text{ cabos por alma}$$

Fazendo 37 cabos de 12 $\Phi \frac{1}{2}$ " tem-se:

$$19 \times 11,84 + k2 \times 6,91 = 344,65 \rightarrow k2 = 18 \text{ cabos de } 7\Phi \frac{1}{2} \text{ por alma}$$

No total existem na seção S10 38 cabos de 12 $\Phi \frac{1}{2}$ " e 36 cabos de 7 $\Phi \frac{1}{2}$ ".

A terceira determinação a ser feita é no estado limite de serviço no tempo infinito, adotando protensão limitada de acordo com a Tabela 6.1 deve-se verificar o estado limite de formação de fissuras para a combinação frequente e o estado limite de descompressão para a combinação quase permanente.

➤ *Estado limite de formação de fissuras – combinação frequente*

Para combinação frequente $\psi_1 = 0,5$.

Tensão limite para formação de fissuras (tração): $-1,2 \times f_{ctm} = 1,2 \times 0,3 \times \sqrt[3]{26^2} = 3,16 \text{ MPa} = -3160 \text{ kN/m}^2$.

Borda superior:

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} \pm \frac{N_p \times e}{W_s} \pm \frac{M_{g1}}{W_s} \pm \frac{M_{g2}}{W_s} \pm \frac{\psi_1 \times M_q}{W_s}$$

$$\frac{N_p}{12,49} + \frac{N_p \times 1,775}{14,41} - \frac{134980}{14,41} - \frac{27998}{14,41} - \frac{0,5 \times 53053,68}{14,41} \geq -3160$$

$$N_p \geq 49157,68 \text{ kN}$$

Borda inferior:

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} \pm \frac{N_p \times e}{W_i} \pm \frac{M_{g1}}{W_i} \pm \frac{M_{g2}}{W_i} \pm \frac{\psi_1 \times M_q}{W_i}$$

$$\frac{N_p}{12,49} - \frac{N_p \times 1,775}{14,65} + \frac{134980}{14,65} + \frac{27998}{14,65} + \frac{0,5 \times 53053,68}{14,65} \geq -3160$$

$$N_p \leq 391652,32 \text{ kN}$$

➤ *Estado limite de descompressão – combinação quase permanente*

Para combinação quase permanente $\psi_2 = 0,3$.

Borda superior:

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} \pm \frac{N_p \times e}{W_s} \pm \frac{M_{g1}}{W_s} \pm \frac{M_{g2}}{W_s} \pm \frac{\psi_2 \times M_q}{W_s}$$

$$\frac{N_p}{12,49} + \frac{N_p \times 1,775}{14,41} - \frac{134980}{14,41} - \frac{27998}{14,41} - \frac{0,3 \times 53053,68}{14,41} \geq 0$$

$$N_p \geq 61082,63 \text{ kN}$$

Borda inferior:

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} \pm \frac{N_p \times e}{W_i} \pm \frac{M_{g1}}{W_i} \pm \frac{M_{g2}}{W_i} \pm \frac{\psi_2 \times M_q}{W_i}$$

$$\frac{N_p}{12,49} - \frac{N_p \times 1,775}{14,65} + \frac{134980}{14,65} + \frac{27998}{14,65} + \frac{0,3 \times 53053,68}{14,65} \geq 0$$

$$N_p \leq 297135,86 \text{ kN}$$

De acordo com os cálculos acima se adota N_p como sendo a encontrada no ELU, assim $N_p = 98363,11 \text{ kN}$.

A Figura 9.25 mostra o detalhamento da armadura de protensão na seção S10 e a Figura 9.26 ilustra o detalhe da disposição dos cabos na seção S10.

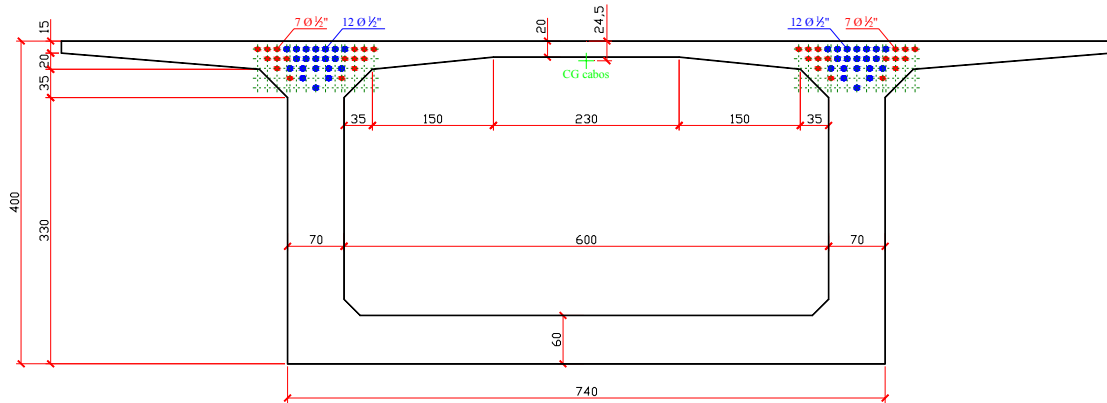


Figura 9.25. Disposição dos cabos na seção S10

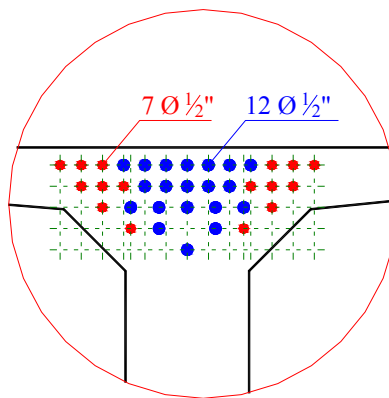


Figura 9.26. Detalhe da disposição dos cabos na seção S10

Com a disposição dos cabos definida calcula-se a tensão σ_{CGp} e compara-se com o valor de 5 MPa utilizado no cálculo das perdas validando os valores de perdas encontrados ou recalculando caso o valor seja discrepante.

$$\sigma_p = \frac{N_p}{A_p} \rightarrow 99,453 = \frac{N_p}{19 \times 2 \times 11,844 + 18 \times 2 \times 6,909} \rightarrow N_p = 69497,36 \text{ kN}$$

$$\sigma_{CGp} = \frac{N_p}{A_c} + \frac{N_p \times e^2}{I} - \frac{M_{g1} + M_{g2}}{I} \times e$$

$$\begin{aligned}\sigma_{CGp} &= \frac{69497,36}{12,49} + \frac{69497,36 \times (2,02 - 0,245)^2}{29,06} - \frac{134980 + 27998}{29,06} \times (2,02 - 0,245) \\ &= 3144,2 \frac{kN}{m^2} = 3,14 MPa\end{aligned}$$

Recalculando a perda por fluência com o novo valor de σ_{CGp} tem-se:

$$\Delta\sigma_{p,c} = \frac{196000}{24271,33} \times 3,14 \times 2,323 = 58,9 MPa$$

Conclui-se que o valor da perda de protensão por fluência é menor que o calculado inicialmente.

9.6 AVALIAÇÃO DO MOMENTO DE FECHAMENTO

O momento de fechamento é calculado a partir da equação 7.17, que pode ser escrita como apresentado em CARVALHO (1987):

$$M(t_\infty) = \frac{A + B}{C + D}$$

$$\text{Onde: } A = \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=1}^{n_2} \frac{(M_{g+p})_i^j \times (\varphi_i(t_\infty, t_j) - \varphi_i(t_k, t_j))}{l_1 \times l_i} \times \Delta x_i$$

$$B = \sum_{i=1}^{n_2} \sum_{j=1}^{n_2} \frac{(M_{g+p})_i^j \times (\varphi_i(t_\infty, t_j) - \varphi_i(t_k, t_j))}{l_i} \times \Delta x_i$$

$$C = \sum_{i=1}^{n_1} \frac{x_i^2 \times \varphi_i(t_\infty, t_k)}{l_1^2 \times l_i} \times \Delta x_i$$

$$D = \sum_{i=1}^{n_2} \frac{\varphi_i(t_\infty, t_k)}{l_i} \times \Delta x_i$$

Para o cálculo do momento de fechamento foi utilizado os cabos descritos em CARVALHO (1987). A Figura 9.27 mostra o traçado real dos cabos de protensão do viaduto em questão.

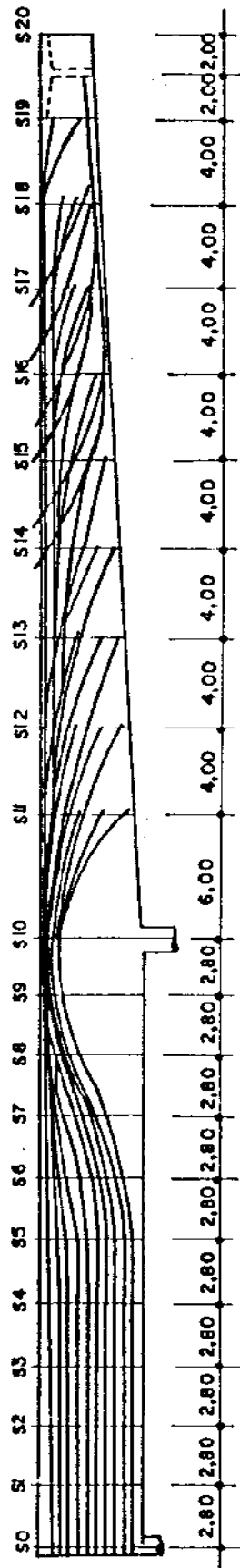


Figura 9.27. Traçado dos cabos de protensão (Fonte: CARVALHO, 1987)

As fórmulas para o cálculo do momento de fechamento foram programadas em uma planilha Excel, que encontra-se representada no Anexo D.

A partir dos cálculos efetuados obteve-se o valor de 13824,2 kN.m para o momento de fechamento da estrutura. CARVALHO (1987) encontrou em seus cálculos um valor de 13490 kN.m, ou seja, uma diferença de 2,4%. O valor encontrado neste trabalho representa 10,2% do momento fletor de carga permanente da seção S10. Foi estimado anteriormente que o momento de fechamento corresponderia a 10% deste momento, assim confirma-se esta hipótese.

10 CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

As obras de arte são obras de grande responsabilidade, portanto devem ser executadas com precisão e qualidade. Como no Brasil não se tem manutenção a questão da durabilidade torna-se mais importante.

Em pontes os valores de esforços são bem maiores que em outras estruturas usuais, por exemplo, edifícios, assim a quantidade de armadura necessária também acaba sendo maior. Neste tipo de estrutura existem poucos elementos estruturais, porém com cálculo mais refinado, onde é realizado, assim como o detalhamento de armadura, a cada décimo de vão. Portanto pode-se perceber que o procedimento é o inverso ao de edifícios, onde há uma maior quantidade de elementos estruturais com pouca armadura e os cálculos são mais simplificados. Isto se deve ao fato deste tipo de estrutura ter um alto custo, dessa forma o cálculo e o detalhamento são feitos minuciosamente, de modo que se obtenha uma grande economia, caso contrário pode-se gerar um grande desperdício. Desta forma num projeto de pontes o memorial de cálculo é muito extenso, já a quantidade de plantas é pequena comparada a um projeto de edifício.

Outro ponto a ser observado é que a maior parte dos escritórios projetistas não utilizam programas avançados que calculam todas as etapas construtivas e a etapa de funcionamento da ponte, assim como perdas de protensão e armaduras necessárias. O que ocorre na maior parte das vezes é a utilização de planilhas eletrônicas (como a do programa Excel) para o cálculo de perdas de protensão, tensões e armadura necessária. Isto se deve em parte a dificuldade de se otimizar o projeto e também ao fato que há bem menos escritórios de projeto de pontes e o desenvolvimento de um programa genérico é muito trabalhoso e pouco rentável.

O procedimento de dimensionamento de superestruturas de pontes em balanços progressivos pode ser programado. Espera-se, após a leitura deste trabalho engenheiros projetistas podem criar algumas opções de programas computacionais para encurtar o tempo destinado ao projeto da obra. O programa computacional também facilita o estudo de várias hipóteses para a mesma obra de arte, variando sua geometria e disposição dos cabos, podendo o engenheiro projetista escolher a que melhor se adequa e a mais econômica, alternando sua

decisão entre otimizar a geometria com um maior consumo de aço de protensão ou vice-versa, analisando para isto o custo dos materiais de acordo com a época de execução da obra de arte.

Percebe-se no meio profissional que, mesmo com a facilidade computacional dos dias atuais, ainda existem muitos engenheiros que estimam as perdas de protensão. Pôde-se perceber no exemplo numérico apresentado que as perdas de protensão representam uma grande parte da tensão inicial de protensão, sendo assim de extrema importância no dimensionamento do número de cabos e com roteiros automatizados não seriam difíceis de serem obtidas.

A etapa de detalhamento da armadura longitudinal também é uma etapa de grande valia, pois é a partir dela que será garantido o funcionamento da estrutura, sem que ocorra rompimento da bainha de protensão, esmagamento do concreto dentre outras patologias.

Ainda nos dias atuais percebe-se a grande necessidade de construção de pontes em balanços progressivos, para transporem estradas e rios. O Rodoanel de São Paulo conta com grande número deste tipo de obra de arte, pois é uma solução econômica quando comparada a pontes estaiadas e vantajosa quando comparada a pontes em vigas pré-moldadas, pois vence um vão bem maior que este último tipo.

10.1 CONSIDERAÇÕES OBSERVADAS NO EXEMPLO NUMÉRICO

A estrutura estudada no exemplo numérico não poderia ser executada em concreto armado (como fez Emilio Baumgart em seu projeto pioneiro). A flecha inicial na ponta do balanço é grande e só pode ser contida com protensão. Na página 97 é mostrada uma flecha de 18,32 cm.

Em relação ao esforço de flexão, tomando a seção S10 como referência percebe-se a nítida predominância do peso próprio. A partir do diagrama de barras apresentado na Figura 10.1 percebe-se a predominância do peso próprio nos esforços atuantes na estrutura. Daí a importância de se otimizar o pré-dimensionamento das alturas da seção para diminuir o consumo de material. Talvez neste problema fosse o caso de se retomar o projeto considerando alturas menores que as arbitradas anteriormente e verificar com análises de custo, de deformação excessiva e questões dinâmicas (vibrações) se seria possível outra solução geométrica.

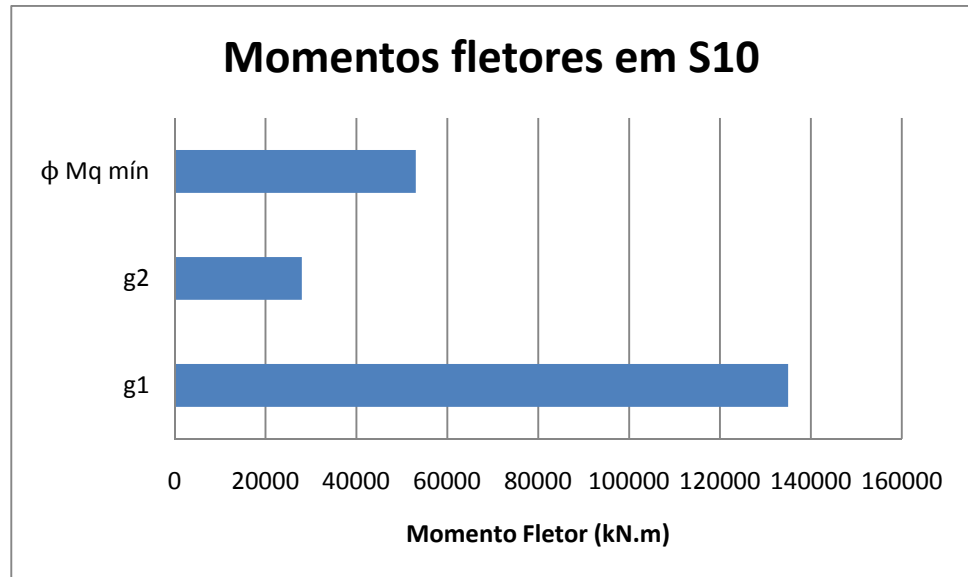


Figura 10.1. Diagrama de barras de momentos fletores em S10 para cada tipo de carga

Já quanto ao traçado de cabos pode-se destacar que a condição de ancoragem dos cabos de 12 $\Phi \frac{1}{2}$ " no C.G. das aduelas conduz, ao se manter o raio mínimo, altos valores de ângulo de saída (próximos de 20°). Isto leva a uma perda imediata razoável, porém inevitável.

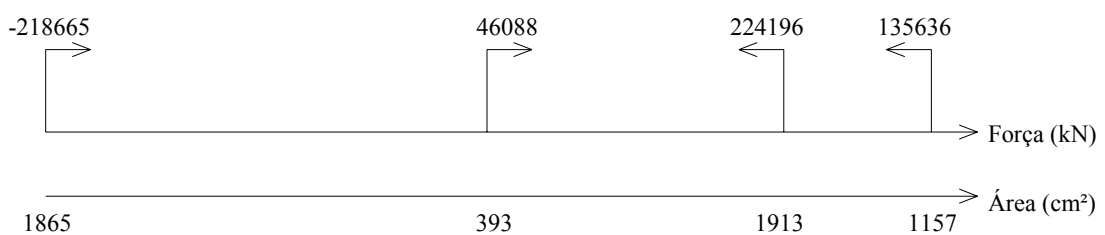
As perdas do cabo representante na seção S10 foram iguais a:

- Imediatas: $\frac{1172}{1400} = 0,84 = 16,3\%$ de perdas imediatas
- Diferidas (total): $\frac{994}{1400} = 0,71 = 29\%$ de perdas diferidas

Não haveria como prevê-las sem estes cálculos.

Verificando as condições impostas, normativamente, para o ELU no tempo zero (caso 1); ELU no tempo infinito (caso 2); ELS quase permanente tempo infinito (caso 3) e ELS frequente tempo infinito (caso 4) chega-se aos diagramas de área necessária (tensões atuantes indicadas) na figura.

- Caso 1: Tempo 0 – ELU; σ_p 117,2 kN/cm²

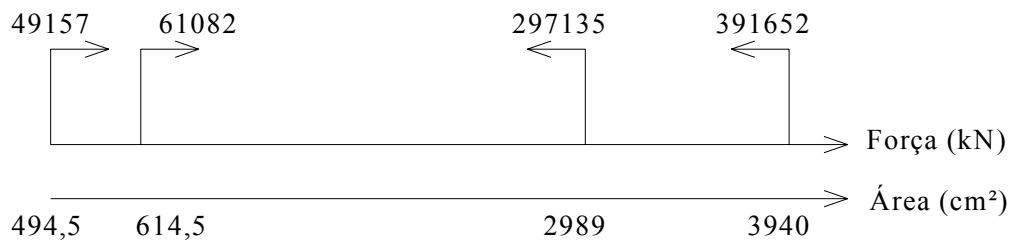


- Caso 2: Tempo ∞ – ELU; σ_p 142,7 kN/cm²

$$N_p \geq 98363 \text{ kN};$$

$$A_p \geq 689,3 \text{ cm}^2.$$

- Casos 3 e 4: Tempo ∞ – ELS; σ_p 99,4 kN/cm²



Pode-se perceber que a condição do ELU no tempo infinito ocasiona $A_p = 689,3 \text{ cm}^2$. Havendo interesse esta armadura ativa poderia ser reduzida até $A_p = 614 \text{ cm}^2$ e completada com passiva para atender a condição de decompressão na combinação quase permanente (segunda condição mais desfavorável). Em geral, por questão de custo, é preferível o máximo de protensão.

Quanto ao dimensionamento da armadura o exemplo mostra como é necessária uma laje inferior de grande espessura para originar a força de compressão no concreto. Ainda com uma boa espessura foi necessário contar com as almas (viga T).

Também há uma grande importância nas mísulas entre laje superior e vigas, que permitem uma acomodação (**Erro! Fonte de referência não encontrada.**) da armadura tracionada. A taxa de armadura entre as seções S01 e S10 é de:

$$\frac{689,3 \times 0,008 \times 280}{\left(\frac{2,49 + 9,80}{2}\right) \times 2,8} = 89,7 \text{ kgf/m}^3$$

Valor razoável para protensão. Já para concreto armado esta taxa resultaria em aproximadamente 270 kgf/m³, ou seja, um valor alto e difícil de detalhar.

Por fim pode-se dizer que o objetivo principal deste trabalho foi alcançado, pois ao chegar ao término do exemplo, usando o procedimento indicado no capítulo 6, obteve-se uma solução que atende as prescrições normativas das normas brasileiras vigentes.

10.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Sugere-se para trabalhos futuros o enfoque na parte do detalhamento da ponte, como armadura da seção transversal, detalhes de ancoragem e caminhamento do cabo ao longo da viga. Outra sugestão seria o estudo do esforço cortante atuante nestes tipos de pontes e o funcionamento das chaves de cisalhamento no combate a estes esforços. Também sugere-se como estudo a avaliação das deformações durante o avanço das aduelas considerando as diferentes idades do concreto e a protensão de fechamento do vão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas, **NBR 6118**, Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas, **NBR 7187**, Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas, **NBR 7188**, Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro, 1984.

ASBI – American Segmental Bridge Institute. www.asbi-assoc.org. Acesso em 22 de agosto de 2010.

BENAIM, R. **The design of prestressed concrete bridges: Concepts and principles**. Taylor and Francis Group. Londres, 2008.

BRITISH STANDARDS (BSi). **Eurocode 1: Actions on Structures – Part 2: Traffic loads on bridges**. BS EN 1991-2: 2003.

CARVALHO, A. C. P. **Pontes em balanço progressivo: Análise de esforços e deslocamentos**. Trabalho de conclusão de curso. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos – UFSCar. São Carlos, 2009.

CARVALHO, R.C. **Apostila de concreto protendido**, UFSCar, 2007.

CARVALHO, R. C. **Contribuição ao cálculo de pontes em balanços progressivos**. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos (EESC), Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, 1987.

CARVALHO, R.C. **Curso de Pontes**, Notas de aula, UFSCar, 1995.

CARVALHO, R.C. **Curso de Pontes**, Notas de aula, UFSCar, 2007.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. (2007). **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 2ª edição, EdUFSCar, São Carlos.

CONTRAN (Resoluções do Conselho Nacional de Trânsito) – **Limites de pesos e dimensões que para veículos que transitem por vias terrestres**.

DERSA (Desenvolvimento Rodoviário S.A.). www.dersa.sp.gov.br. Acesso em 15 de novembro de 2010.

FERREIRA L. M. **Aplicação da Teoria da confiabilidade na obtenção de limites para o peso de veículos de cargas em pontes de concreto**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

INFORSATO, Tiago B. **Programa de cálculo dos coeficientes de fluência e retração**. São Carlos, 2009.

ISHII, MARCIO. **Sistemas estruturais de pontes extradorso**. Dissertação (mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

LEONHARDT, F. **Construções de Concreto- vol. 6- (Princípios básicos da construção de pontes de concreto)**. Rio de Janeiro: ed. Interciência Ltda, 1979.

LUCHI, L. A. R. **Protensão em pontes celulares curvas**. Dissertação (mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

LUCHI, L. A. R. **Reavaliação do trem tipo à luz das cargas reais nas pontes Brasileiras** Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

MARTHA, L. F. **Ftool – Two Dimensional Frame Analysis Tool**. Versão Educacional 2.12. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC - Rio. Departamento de Engenharia Civil e Tecgraf/ PUC – Rio. Grupo de Tecnologia em Computação Gráfica. Rio de Janeiro, fevereiro de 2008.

MATTOS, T. S. **Programa para Análise de Superestruturas de Pontes de Concreto Armado e Protendido**. Tese (Dissertação) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/ UFRJ, Rio de Janeiro, 2001.

MULLER, J. Long **Span Precast Prestressed Concrete Bridges Built in Cantilever**. In. American Concrete Institute. First International Symposium Concrete Design. Detroit, 1969.

O'CONNOR, C. **Pontes: superestruturas- vol. 1**. São Paulo: ed. Da Universidade de São Paulo, 1975.

O'CONNOR, C. **Pontes: superestruturas- vol. 2**. São Paulo: ed. Da Universidade de São Paulo, 1975.

OYAMADA, RUI NOBHIRO. **Controle da flecha e adaptação por fluência em pontes construídas pelo método dos balanços sucessivos**. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica de da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1981.

PAN, Eduardo Maia. **Pré-dimensionamento da armadura longitudinal de seções de pontes em balanço progressivo, usando as expressões da NBR 6118- 2003**. Trabalho de conclusão de curso. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos – UFSCar. São Carlos, 2009.

PFEIL, WALTER. **Ponte Presidente Costa e Silva – Rio - Niterói**. Métodos construtivos. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. Rio de Janeiro, 1975.

PFEIL, WALTER. **Pontes em concreto armado: elementos de projeto, solicitações, superestrutura – vol.1**. 3ª. Edição. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. Rio de Janeiro, 1983.

PFEIL, WALTER. **Pontes em concreto armado: elementos de projeto, solicitações, dimensionamento**. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. Rio de Janeiro, 1979.

PROTENDE. Sistemas e Métodos. **Catálogo 2008**, 3 edição, 2008.

REZENDE, P. M. **O processo de balanços sucessivos em aduelas pré-fabricadas de concreto na construção de pontes e viadutos**. II Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. Associação Brasileira de Pontes e Estruturas. Rio de Janeiro, 2007.

RIBEIRO, A. S. **Análise de estruturas compostas por aduelas pré-moldadas de concreto com protensão externa, sob estado plano de tensão, através do método dos elementos finitos**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

SAN MARTIN, F. J. **Cálculo de Tabuleiros de Pontes**. São Paulo: ed. Livraria Ciência e Tecnologia, 1981.

SCHMID, M. T. **Perdas da Força de Protensão**. Rudloff Industrial Limitada. 2 edição, Revisão 01, 1998.

SÉTRA (SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES). **Design Guide: Prestressed Concrete Bridges Built Using the Cantilever Method**. Ministère de l'Écologie du Développement et de l'Aménagement durables. June, 2003. Translate September, 2007.

THOMAZ, EDUARDO C. S. **Notas de aula – Pontes em Balanços Sucessivos – Eng. Emílio Baumgart**. IME - Instituto Militar de Engenharia. www.ime.eb.br. Acesso em 13 de agosto de 2010.

VASCONCELOS, A.C. **O Concreto no Brasil: Pré-fabricação, monumentos, fundações, pontes**. Volume 3. Studio Nobel, 2002.

VASCONCELOS, A. C. **História da Ponte Costa e Silva. Uma ponte que poderia ter ocasionado uma tragédia por causa de aluguel de macacos**. Revista Concreto &

Construções. Ano XXXVII, nº 55. IBRACON – Instituto Brasileiro do Concreto. Julho, agosto, setembro de 2009.

ANEXO A – CÁLCULO DA PERDA DE PROTENSÃO POR RETRAÇÃO

O valor da retração entre os instantes t_0 e t é dado por:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs\infty} \times [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)] \quad (\text{A.1})$$

Onde: $\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{1s} \times \varepsilon_{2s}$;

ε_{1s} – coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente e da consistência do concreto;

ε_{2s} – coeficiente dependente da espessura fictícia da peça: $\varepsilon_{2s} = \frac{33+2 \times h_{fic}}{20,8+3 \times h_{fic}}$ (36);

h_{fic} – espessura fictícia em centímetros;

$\beta_s(t)$ e $\beta_s(t_0)$ – coeficientes relativos à retração, no instante t e t_0 ;

t – idade fictícia do concreto no instante considerado em dias;

t_0 – idade fictícia do concreto no instante em que o efeito da retração na peça começa a ser considerado em dias;

$$\beta_s(t) = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + A \times \left(\frac{t}{100}\right)^2 + B \times \left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + C \times \left(\frac{t}{100}\right)^2 + D \times \left(\frac{t}{100}\right) + E} \quad (\text{A.2});$$

$$A = 40;$$

$$B = 116 \times h^3 - 282 \times h^2 + 220 \times h - 4,8;$$

$$C = 2,5 \times h^3 - 8,8 \times h + 40,7;$$

$$D = -7,5 \times h^3 - 585 \times h^2 + 496 \times h - 6,8;$$

$$E = -169 \times h^4 + 88 \times h^3 + 584 \times h^2 - 30 \times h + 0,8.$$

Na maioria dos casos apenas a retração final ($\varepsilon_{cs\infty}$) é avaliada, este valor é retirado da Tabela A.1 em função da idade fictícia do concreto no instante em que o efeito da retração começa a ser considerado.

Tabela A.1. Valores numéricos usuais para determinação da fluência e da retração (Fonte: NBR 6118: 2007)

Ambiente	Umidade U %	Fluência φ_{1c} ¹⁾			Retração $10^4 \varepsilon_{1s}$ ²⁾			γ ⁴⁾
		Abatimento de acordo com a NBR NM 67						
		cm						
		0 - 4	5 - 9	10 - 15	0 - 4	5 - 9	10 - 15	
Na água	-	0,6	0,8	1,0	+1,0	+1,0	+1,0	30,0
Em ambiente muito úmido imediatamente acima da água	90	1,0	1,3	1,6	-1,0	-1,3	-1,6	5,0
Ao ar livre, em geral	70	1,5	2,0	2,5	-2,5	-3,2	-4,0	1,5
Em ambiente seco	40	2,3	3,0	3,8	-4,0	-5,2	-6,5	1,0

¹⁾ $\varphi_{1c} = 4,45 - 0,035U$ para abatimento no intervalo de 5 cm a 9 cm e $U \leq 90\%$.
²⁾ $10^4 \varepsilon_{1s} = -6,16 - (U/484) + (U^2/1590)$ para abatimentos de 5 cm a 9 cm e $U \leq 90\%$.
³⁾ Os valores de φ_{1c} e ε_{1s} para $U < 90\%$ e abatimento entre 0 cm e 4 cm são 25% menores e para abatimentos entre 10 cm e 15 cm são 25% maiores.
⁴⁾ $\gamma = 1 + \exp(-7,8 + 0,1 U)$ para $U \leq 90\%$.
 NOTA - Para efeito de cálculo, as mesmas expressões e os mesmos valores numéricos podem ser empregados no caso de tração. Para o cálculo dos valores de fluência e retração, a consistência do concreto é aquela correspondente à obtida com o mesmo traço sem a adição de superplastificantes e superfluidificantes.

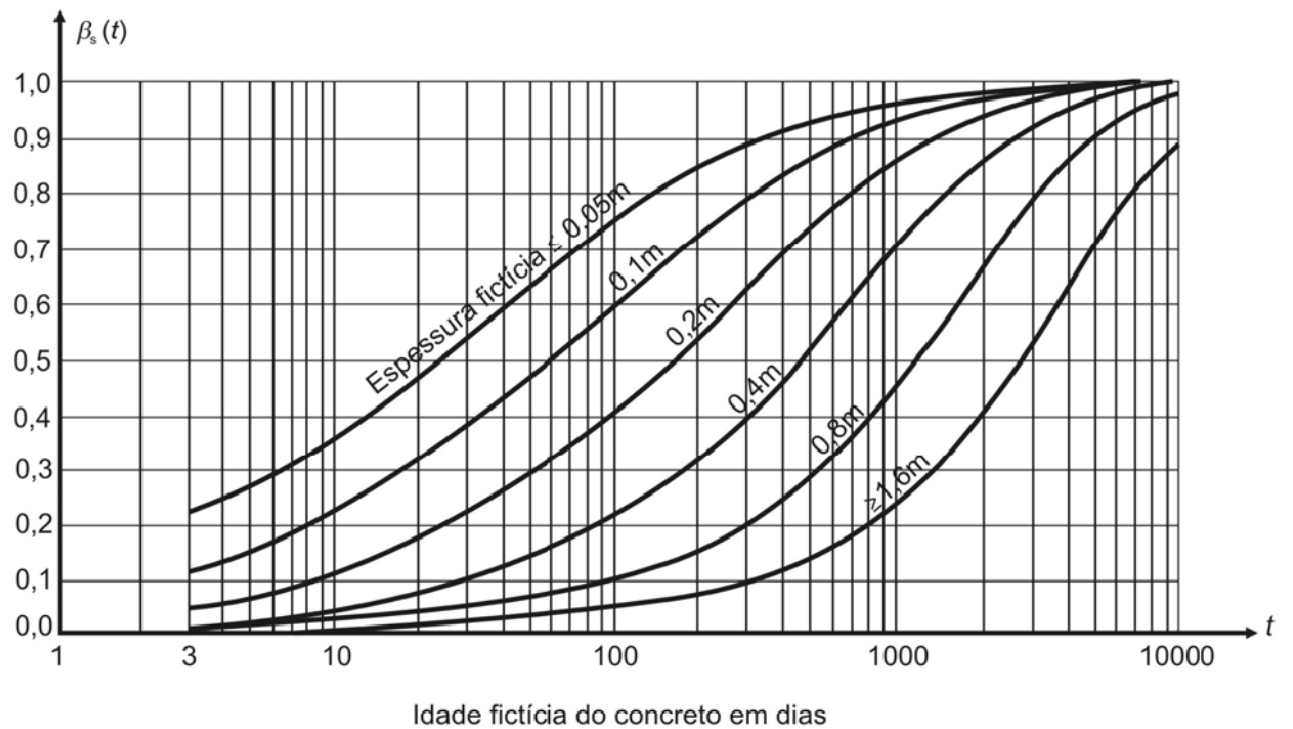


Figura A.1. Variação de $\beta_s(t)$ (Fonte: NBR 6118: 2007)

A idade do concreto a considerar é a idade fictícia (α, t_{ef}), em dias, quando o endurecimento se faz a temperatura ambiente de 20C e, nos demais casos, quando houver cura a vapor, a idade a considerar é dada por:

$$t = \alpha \times \sum_i \frac{T_i + 10}{30} \times \Delta t_{ef,i} \quad (A.3)$$

Onde: α – coeficiente dependente da velocidade de endurecimento do cimento;
 n falta de dados experimentais utiliza-se os valores constantes da Tabela A.2;

T_i – temperatura média diária do ambiente, em graus Celsius;

$\Delta t_{ef,i}$ – período, em dias, durante o qual a temperatura média diária do ambiente, T_i , pode ser admitida constante.

Tabela A.2. Valores da fluência e da retração em função da velocidade de endurecimento do concreto (Fonte: NBR 6118: 2007)

Cimento Portland (CP)	α	
	Fluência	Retração
De endurecimento lento (CP III e CP IV, todas as classes de resistência)	1	1
De endurecimento normal (CP I e CP II, todas as classes de resistência)	2	
De endurecimento rápido (CP V-ARI)	3	
Onde: CP I e CP I-S – Cimento Portland comum; CP II-E, CP II-F e CP II-Z – Cimento Portland composto; CP III – Cimento Portland de alto forno; CP IV - Cimento Portland pozolânico; CP V-ARI – Cimento Portland de alta resistência inicial; RS – Cimento Portland resistente a sulfatos (propriedade específica de alguns dos tipos de cimento citados).		

ANEXO B – CÁLCULO DA PERDA DE PROTENSÃO POR FLUÊNCIA

A fluência (ε_{cc}) varia linearmente com a tensão aplicada e é composta de uma parte rápida e uma parte lenta. A deformação rápida (ε_{cca}) é irreversível e a lenta é composta por uma parcela reversível (ε_{ccd}) e uma irreversível (ε_{ccf}). Assim:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cca} + \varepsilon_{ccf} + \varepsilon_{ccd} \quad (\text{B.1})$$

Portanto tem-se a deformação total como sendo:

$$\varepsilon_{ct} = \varepsilon_c + \varepsilon_{cc} = \varepsilon_c \times (1 + \varphi) \quad (\text{B.2})$$

$$\varphi = \varphi_a + \varphi_f + \varphi_d \quad (\text{B.3})$$

Onde: φ_a – coeficiente de deformação rápida;

φ_f – coeficiente de deformação lenta irreversível;

φ_d – coeficiente de deformação lenta reversível.

O cálculo da fluência leva em consideração as seguintes hipóteses:

- Deformação por fluência varia linearmente com a tensão;
- Acréscimo de tensão aplicado em instantes distintos tem os efeitos de fluência superpostos;
- Deformação rápida produz deformações constantes ao longo do tempo, o coeficiente φ_a é função da relação entre a resistência do concreto no momento de aplicação da carga e a sua resistência final;
- Coeficiente de deformação lenta reversível depende apenas da duração do carregamento, seu valor final e seu desenvolvimento ao longo do tempo são independentes da idade do concreto no momento da aplicação da carga;
- Coeficiente de deformação lenta irreversível depende da umidade relativa do ambiente (U), consistência do concreto no lançamento, espessura fictícia da peça h_{fic} , idade fictícia do concreto no instante da aplicação da carga e idade fictícia do concreto no instante considerado;
- Para o mesmo concreto, as curvas de deformação lenta irreversível em função do tempo, correspondentes a diferentes idades do concreto no momento do

carregamento, são obtidas, umas em relação às outras, por deslocamento paralelo ao eixo das deformações, conforme Figura B.1.

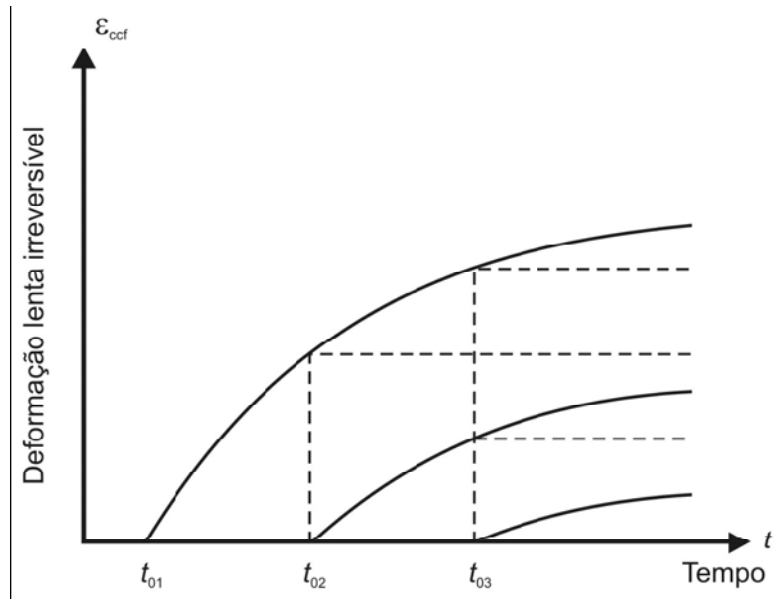


Figura B.1. Variação de $\epsilon_{ccf}(t)$ (Fonte: NBR 6118: 2007)

No instante t a deformação devida à fluência é dada por:

$$\epsilon_{cc}(t, t_0) = \epsilon_{cca} + \epsilon_{ccd} + \epsilon_{ccf} = \frac{\sigma_c}{E_{c28}} \times \varphi(t, t_0) \quad (B.4)$$

Onde: $E_{c28} = 5600 \times f_{ck}^{1/2}$ (B.5).

O coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$, válido também para a tração, é dado por:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_a + \varphi_{f\infty} \times [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] + \varphi_{d\infty} \times \beta_d \quad (B.6)$$

Onde: t – idade fictícia do concreto no instante considerado, em dias;

t_0 – idade fictícia do concreto no instante de aplicação do carregamento único, em dias;

$$\varphi_a = 0,8 \times \left(1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)}\right) \quad (B.7);$$

$\frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)}$ – é função do crescimento da resistência do concreto com a idade;

$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \times \varphi_{2c}$ (B.8) - valor final do coeficiente de deformação lenta irreversível;

φ_{1c} - coeficiente que depende da umidade relativa do ambiente e da consistência do concreto, dado na Tabela A.1;

φ_{2c} - coeficiente que depende da espessura fictícia (h_{fic}) da peça,

$$\varphi_{2c} = \frac{42+h_{fic}}{20+h_{fic}} \text{ (B.9);}$$

$$h_{fic} = \gamma \times \frac{2 \times A_c}{U_{ar}} \text{ (B.10);}$$

γ - coeficiente que depende da umidade relativa do ambiente, dado na Tabela A.1 ($\gamma = 1 + e^{(-7,8+0,1 \times U)}$ (B.11));

A_c - área da seção transversal da peça;

U_{ar} - perímetro externo da seção transversal da peça em contato com o ar;

$\beta_f(t)$ ou $\beta_f(t_0)$ - coeficiente relativo à deformação lenta irreversível, função da idade do concreto, obtido na Figura B.2 ou calculado conforme abaixo:

$$\beta_f(t) = \frac{(t)^2 + A \times t + B}{(t)^2 + C \times t + D} \text{ (B.12);}$$

$$A = 42 \times h^3 + 350 \times h^2 + 588 \times h + 113;$$

$$B = 768 \times h^3 - 3060 \times h^2 + 3234 \times h - 23;$$

$$C = -200 \times h^3 + 13 \times h^2 + 1090 \times h + 183;$$

$$D = 7579 \times h^3 - 31916 \times h^2 + 35343 \times h + 1931;$$

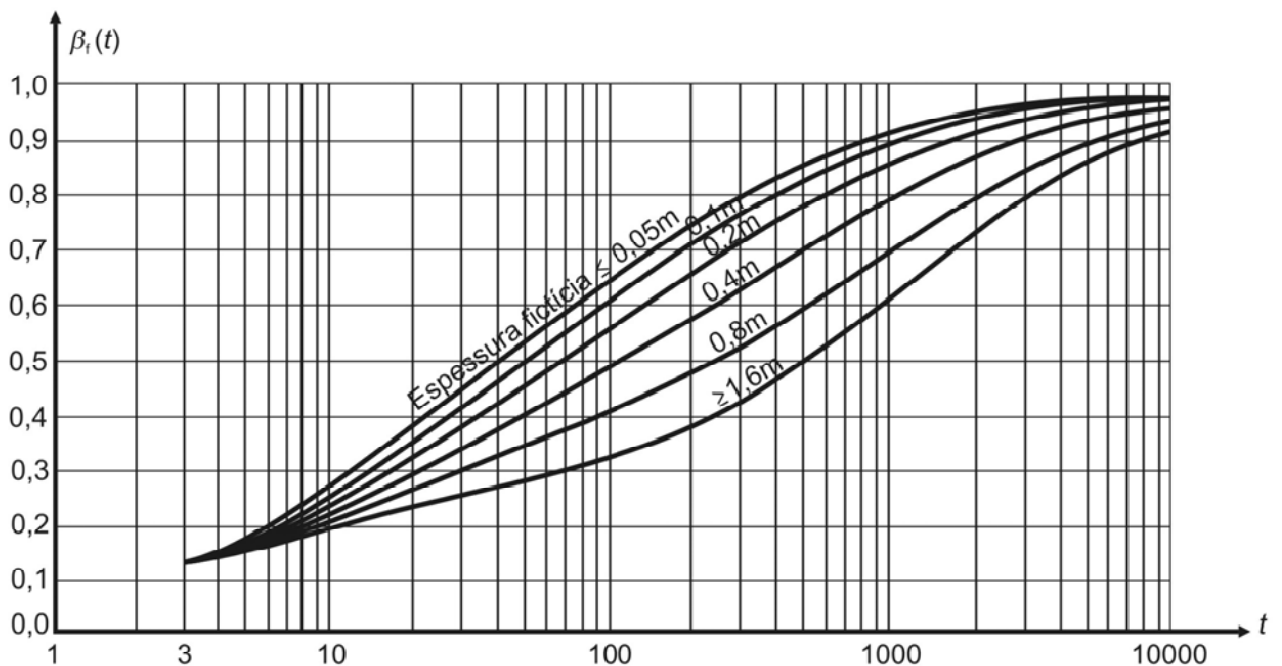


Figura B.2. Variação de $\beta_f(t)$ (Fonte: NBR 6118: 2007)

$\varphi_{d\infty}$ - valor final do coeficiente de deformação lenta reversível, considerado igual a 0,4;

$\beta_d(t)$ – coeficiente relativo à deformação lenta reversível função do tempo $t - t_0$ decorrido após o carregamento;

$$\beta_d(t) = \frac{t-t_0+20}{t-t_0+70} \text{ (B.13).}$$

ANEXO C – CÁLCULO DE ARMADURA LONGITUDINAL DE SEÇÕES RETANGULARES

A Tabela C.1 traz os valores para cálculo de armadura longitudinal de seções retangulares, apresentada em CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2007.

Tabela C.1. Valores para cálculo da armadura longitudinal de seções retangulares (Fonte: CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2007)

KMD	KX	KZ	ϵ_c (‰)	ϵ_s (‰)
0,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10,0000
0,0200	0,0298	0,9881	0,3068	10,0000
0,0300	0,0449	0,9820	0,4704	10,0000
0,0400	0,0603	0,9759	0,6414	10,0000
0,0500	0,0758	0,9697	0,8205	10,0000
0,0550	0,0836	0,9665	0,9133	10,0000
0,0600	0,0916	0,9634	1,0083	10,0000
0,0650	0,0995	0,9602	1,1056	10,0000
0,0700	0,1076	0,9570	1,2054	10,0000
0,0750	0,1156	0,9537	1,3077	10,0000
0,0800	0,1238	0,9505	1,4126	10,0000
0,0850	0,1320	0,9472	1,5203	10,0000
0,0900	0,1403	0,9439	1,6308	10,0000
0,0950	0,1485	0,9406	1,7444	10,0000
0,1000	0,1569	0,9372	1,8611	10,0000
0,1050	0,1654	0,9339	1,9810	10,0000
0,1100	0,1739	0,9305	2,1044	10,0000
0,1150	0,1824	0,9270	2,2314	10,0000
0,1200	0,1911	0,9236	2,3621	10,0000
0,1250	0,1998	0,9201	2,4967	10,0000
0,1300	0,2086	0,9166	2,6355	10,0000
0,1350	0,2175	0,9130	2,7786	10,0000
0,1400	0,2264	0,9094	2,9263	10,0000
0,1450	0,2354	0,9058	3,0787	10,0000
0,1500	0,2445	0,9022	3,2363	10,0000
0,1550	0,2536	0,8985	3,3391	10,0000
0,1600	0,2630	0,8948	3,5000	9,8104
0,1650	0,2723	0,8911	3,5000	9,3531
0,1700	0,2818	0,8873	3,5000	8,9222
0,1750	0,2913	0,8835	3,5000	8,5154
0,1800	0,3009	0,8796	3,5000	8,3106
0,1850	0,3106	0,8757	3,5000	7,7662
0,1900	0,3205	0,8718	3,5000	7,4204
0,1950	0,3305	0,8678	3,5000	7,0919
0,2000	0,3405	0,8638	3,5000	6,7793
0,2050	0,3506	0,8597	3,5000	6,4814
0,2100	0,3609	0,8556	3,5000	6,1971
0,2150	0,3714	0,8515	3,5000	5,9255
0,2200	0,3819	0,8473	3,5000	5,6658
0,2250	0,3925	0,8430	3,5000	5,4170
0,2300	0,4033	0,8387	3,5000	5,1785
0,2350	0,4143	0,8343	3,5000	4,9496
0,2400	0,4253	0,8299	3,5000	4,7297
0,2450	0,4365	0,8254	3,5000	4,5181
0,2500	0,4479	0,8208	3,5000	4,3144
0,2550	0,4594	0,8162	3,5000	4,1181
0,2600	0,4711	0,8115	3,5000	3,9287
0,2650	0,4830	0,8068	3,5000	3,7459
0,2700	0,4951	0,8020	3,5000	3,5691
0,2750	0,5074	0,7970	3,5000	3,3981
0,2800	0,5199	0,7921	3,5000	3,2324
0,2850	0,5326	0,7870	3,5000	3,0719
0,2900	0,5455	0,7818	3,5000	2,9162
0,2950	0,5586	0,7765	3,5000	2,7649
0,3000	0,5721	0,7712	3,5000	2,6179
0,3050	0,5858	0,7657	3,5000	2,4748
0,3100	0,5998	0,7601	3,5000	2,3355
0,3150	0,6141	0,7544	3,5000	2,1997
0,3200	0,6287	0,7485	3,5000	2,0672
0,3300	0,6590	0,7364	3,5000	1,8100
0,3400	0,6910	0,7236	3,5000	1,5652
0,3500	0,7249	0,7100	3,5000	1,3283
0,3600	0,7612	0,6955	3,5000	1,0983
0,3700	0,8003	0,6799	3,5000	0,8732
0,3800	0,8433	0,6627	3,5000	0,6506

ANEXO D – PLANILHA DE CÁLCULO DO MOMENTO DE FECHAMENTO

A Tabela D.1 mostra a planilha Excel utilizada para a determinação do momento de fechamento do exemplo numérico apresentado.

Tabela D.1. Planilha Excel para Determinação do Momento de Fechamento

Seção	Etapas de protensão	Δx_i (m)	x_i (m)	M_g (kN.m)	Q_{12} $\Phi_{1/2}$	Q_{7} $\Phi_{1/2}$	e (m)	M_p (kN.m)	M_{g+P} (kN.m)	γ (t,ij)	γ (tk,ij)	M fechamento (kN.m)
1	1	2,8	2,8	3674,1	44	0	0,04	-2585,27	1088,83	2,16	0,79	1988,31
2	1	2,8	5,6	9787,4	44	6	0,04	-2804,33	6983,07	2,16	0,79	12383,95
3	1	2,8	8,4	18345,6	44	10	0,04	-3111,64	15233,96	2,16	0,79	25777,01
4	1	2,8	11,2	29348,6	44	20	0,04	-3666,93	25681,67	2,16	0,79	40833,03
5	1	2,8	14	42796,4	44	28	0,12	-11028,00	31768,40	2,16	0,79	46873,95
6	1	2,8	16,8	58688,9	44	36	0,40	-39366,59	19322,31	2,16	0,79	26203,92
7	1	2,8	19,6	77137,9	44	44	0,87	-91447,80	-14309,90	2,16	0,79	-17713,18
8	1	2,8	22,4	97917,8	44	52	1,32	-146543,32	-48625,52	2,16	0,79	-54684,81
9	1	2,8	25,2	121138,9	44	52	1,63	-181013,44	-59874,54	2,16	0,79	-61011,25
10	1	2,8	28	146825	44	52	1,67	-172815,39	-25990,39	2,16	0,79	-23967,85
11	1	6	34	102542	44	52	1,21	-134627,87	-32085,87	2,13	0,74	-52681,69
12	2	4	38	78153,5	38	48	1,01	-99363,93	-21210,43	2,04	0,64	-21221,82
13	3	4	42	57474,5	32	44	0,79	-67430,92	-9956,42	1,98	0,58	-8990,39
14	4	4	46	40300,2	26	40	0,36	-25768,00	14532,20	1,95	0,53	11807,39
15	5	4	50	26430,5	20	36	-0,16	9012,10	35442,60	1,92	0,50	25942,89
16	6	4	54	15671,5	16	32	-0,36	16879,26	32550,76	1,90	0,47	21534,61
17	7	4	58	7841,8	12	24	-0,63	22131,67	29973,47	1,88	0,44	17995,47
18	8	4	62	2770,8	8	16	-0,89	20698,85	23469,65	1,86	0,41	12846,24
19	9	4	66	302,5	4	8	-1,08	12586,64	12889,14	1,84	0,38	6463,74
20	10	2	68	0	4	8	-1,22	14189,14	14189,14	1,83	0,35	3444,64
I1 =												M fechamento = 13824,16

I1 =	28
	m