

UNIEVANGÉLICA

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

JOÃO VITOR DINIZ BORGES

LAYS TORQUATO DIAS

**DIMENSIONAMENTO DE VIGAS PRÉ-TRACIONADAS
PROTENDIDAS**

ANÁPOLIS / GO

2017

JOÃO VITOR DINIZ BORGES
LAYS TORQUATO DIAS

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS PRÉ-TRACIONADAS
PROTENDIDAS

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA

ORIENTADOR: AGNALDO ANTÔNIO MOREIRA TEODORO
DA SILVA

COORIENTADORA: ANA LÚCIA CARRIJO ADORNO

ANÁPOLIS / GO: 2017

FICHA CATALOGRÁFICA

BORGES, João Vitor Diniz/ DIAS, LAYS TORQUATO

Dimensionamento de vigas pré-tracionadas protendidas 2017

128, 297 mm (ENC/UNI, Bacharel, Engenharia Civil, 2017).

Trabalho de Conclusão de Curso - UniEvangélica

Curso de Engenharia Civil.

- | | |
|---------------|--|
| 1. Protensão | 2. Concreto Protendido |
| 3. Pré-tração | 4. Concreto Armado |
| I. ENC/UNI | II. Dimensionamento de vigas pré-tracionadas protendidas |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

BORGES, João Vitor Diniz; DIAS, Lays Torquato. Dimensionamento de vigas pré-tracionadas protendidas. Trabalho de Conclusão de Curso, Curso de Engenharia Civil, UniEvangélica, Anápolis, GO, 128p. 2017.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: João Vitor Diniz Borges

Lays Torquato Dias

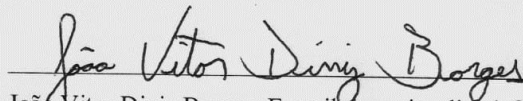
TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO:

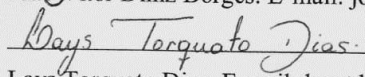
Dimensionamento de vigas pré-tracionadas protendidas.

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil

ANO: 2017

É concedida à UniEvangélica a permissão para reproduzir cópias deste TCC e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte deste TCC pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.


João Vitor Diniz Borges. E-mail: joavitordinizb@hotmail.com


Lays Torquato Dias. E-mail: laystdias@outlook.com

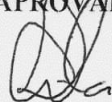
JOÃO VITOR DINIZ BORGES

LAYS TORQUATO DIAS

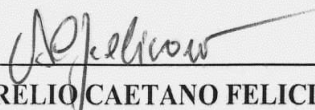
**DIMENSIONAMENTO DE VIGAS PRÉ-TRACIONADAS
PROTENDIDAS**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO CURSO DE
ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL

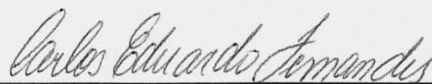
APROVADO POR:



AGNALDO ANTONIO MOREIRA TEODORO DA SILVA, Especialista
(UniEvangélica)
(ORIENTADOR)



AURELIO CAETANO FELICIANO, Especialista (UniEvangélica)
(EXAMINADOR INTERNO)



CARLOS EDUARDO FERNANDES, Especialista (UniEvangélica)
(EXAMINADOR INTERNO)

ANÁPOLIS/GO, 01 de dezembro de 2017

RESUMO

A tecnologia vem se desenvolvendo cada dia mais e juntamente com ela a indústria da construção civil, surgindo diversas novas técnicas, tipos de materiais, métodos construtivos e etc. O concreto protendido é resultado desses avanços e com ele se obtém estruturas que não se imaginava há alguns anos atrás, sendo empregado em edificações com grandes vãos, estruturas que solicitam maior resistência e possuem grandes obstáculos. A aplicação do concreto protendido mudou a maneira de se projetar, possuindo elementos estruturais mais esbeltos, se obtém projetos mais ousados e fora dos padrões que se encontra no mercado. Este trabalho tem intuito do desenvolvimento de um programa para cálculo de vigas em concreto protendido, ampliando o conhecimento nessa área, e finalizando com um projeto de dimensionamento através de uma sequência de cálculo desenvolvida.

PALAVRAS-CHAVE:

Concreto protendido. Estruturas. Vigas. Dimensionamento.

ABSTRACT

Technology has been developed each day and with it the civil construction, arising new various techniques, material types, constructive methods, etc. The prestressed concrete is a result of this advance and with it, can create structures that could not be imagined years ago, being employed in free big interspace edifications, structures that has changed the way of projecting, possessing thinner structural elements, it gets audacious projects and out of the patterns that are available on market. This study has structures, enlarging the knowledge on this area, and finalizing with a scaling project through a developed sequence of calculation.

KEYWORDS:

Prestresses concrete. Structures. Beam. Scaling.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Tensões numa fila de livros	18
Figura 2 – Pista de protensão na fabricação do concreto protendido	19
Figura 3 – Perspectiva esquemática de viga calha fabricada com protensão com aderência inicial	20
Figura 4 – Protensão externa sem aderência	21
Figura 5 – Protensão com cabos externos de uma viga caixão	22
Figura 6 – Esquema explicativo do concreto protendido	26
Figura 7 – Tensão-deformação para aço de armaduras ativas	30
Figura 8 – Ancoragem com cunha central	31
Figura 9 – Barras de aço Dywidag	32
Figura 10 – Macaco Hidráulico	33
Figura 11 – Seção básica retangular por Cholfe e Bonilha (2015)	38
Figura 12 – Variação de $\beta_s(t)$	76
Figura 13 – Variação de $\beta_f(t)$	81
Figura 14 – Seção transversal da ponte	87
Figura 15- Dados de Entrada do Aço da Armadura Ativa	89
Figura 16- Dados de Entrada Concreto	89
Figura 17- Dados de Entrada Ambiente de Construção	90
Figura 18- Característica geométrica da viga	91
Figura 19- Ações, momentos e resistências	92
Figura 20 – Pré- alongamento da armadura ativa	93
Figura 21- Cobrimentos	94
Figura 22- Processo Prático K6	97
Figura 23 - Confirmação de domínio no ELU	101
Figura 24 - Verificação de vigas ELS	103
Figura 25 – Viga protendida no ELU no ato da protensão	104
Figura 26 - No ato da protensão ELU	106
Figura 27- Perdas Iniciais por Relaxação inicial da armadura	107
Figura 28 – Perdas iniciais por retração	109
Figura 29 - Perda Imediata por encurtamento imediato do concreto	110
Figura 30 - Perdas Progressivas	116
Figura 31 - Verificação após perdas ELS	118
Figura 32- Verificação após perdas ELU	121
Figura 33 – Seções para dimensionamento da viga	124

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Características do aço ativo usado no projeto	88
Quadro 2 - Características do aço passivo usado no projeto	90
Quadro 3 – Características geométricas viga	92
Quadro 4 – Momentos devido ações permanentes utilizados no projeto	94
Quadro 5 – Momento solicitante de cálculo para viga	94
Quadro 6 – Posição mínima do centra de gravidade da armadura ativa para viga	94
Quadro 7 – Altura útil relativa ao centro de gravidade e largura da seção para viga	95
Quadro 8 – Valore de K_6 para viga	95
Quadro 9 – Valor de β_x para viga	95
Quadro 10 – Valor de β_z para viga	95
Quadro 11 – Valor de ε_{cd} para viga	95
Quadro 12 – Valor de $\Delta\varepsilon_{pd}$ para viga	96
Quadro 13 – Deformação total da armadura ativa para viga	96
Quadro 14 – Tensão no aço de armadura ativa para viga	96
Quadro 15 – Área de aço total da armadura ativa para viga	96
Quadro 16 – Força de tração total para viga	97
Quadro 17 – Quantidade de aço adotada para viga	97
Quadro 18 – Tensões da armadura ativa para vigas	98
Quadro 19 – Forças de tração para viga	98
Quadro 20 – Tensão no concreto para viga	98
Quadro 21 – Força de compressão para viga	99
Quadro 22 – Área comprimida, altura do diagrama de compressão e a posição da linha neutra para viga	99
Quadro 23 – Valores de $\Delta\varepsilon_{pd}$, ε_{pd} e ε_{pyd} para viga	100
Quadro 24 – Braço de alavanca z_p para viga	100
Quadro 25 – Momento resistente de cálculo para viga	100
Quadro 26 – Comparação entre momento solicitante de cálculo e o momento resistente para viga	101
Quadro 27 – Momento fletor para CF e para CQP para viga	101
Quadro 28 – Força de protensão estimada para t_{∞} para viga	

Quadro 29 – Resultado das condições de ELS-F com CF para a fibra inferior para viga	102
Quadro 30 - Resultado das condições de ELS-F com CF para a fibra superior para viga	102
Quadro 31 - Resultado das condições de ELS-D com CQP para a fibra inferior para vigas	102
Quadro 32 - Resultado das condições de ELS-D com CQP para a fibra superior para viga	103
Quadro 33 – Tensões nas fibras superiores e inferiores devido a protensão para viga	104
Quadro 34 – Tensões nas fibras superiores e inferiores devido ao M_{g1} para viga	104
Quadro 35 – Coeficiente de relaxação Ψ_{1000}	106
Quadro 36 - Momentos M_{g1} e M_{gi-g1} para viga	113
Quadro 37 – Tensões causadas pelos momentos M_{g1} e M_{gi-g1} para viga	113
Quadro 38 – Tensões normais causadas pela protensão para viga	114
Quadro 39 – Tensão devido á protensão para viga	114
Quadro 40 – Perda de tensão por retração e fluência pra viga	114
Quadro 41 – Perda de protensão devido a fluência e retração para viga	114
Quadro 42 – Tensão σ_{pi} para viga	115
Quadro 43 – Valor do coeficiente final de relaxação pura para viga	115
Quadro 44 – Tensão de relaxação pura para viga	115
Quadro 45 – Tensão por relaxação relativa para viga	115
Quadro 46 – Perdas da força de protensão por relaxação do aço pra viga	116
Quadro 47 – Valor final da força de protensão para viga	116
Quadro 48 – Perdas finais da força de protensão para viga	116
Quadro 49 – Momentos fletores para CF e CQP para força final de protensão para viga	117
Quadro 50 – Condições de serviço para ELS-F com CF para força final de protensão na fibra inferior para viga	117
Quadro 51 – Condições de serviço para ELS-F com CF para força final de protensão na fibra superior para viga	117
Quadro 52 – Condições de serviço para ELS-D com CQP para força final de protensão na fibra superior para viga	118
Quadro 53 – Condições de serviço para ELS-D com CQP para força final de protensão na fibra superior para viga	118
Quadro 54 – Pré-alongamento final para viga	119

Quadro 55 – Tensões incluindo as perdas totais para viga	119
Quadro 56 – Forças de tração incluídas as perdas totais para viga	119
Quadro 57 – Tensão no concreto incluídas as perdas totais para viga	119
Quadro 58 – Força de compressão incluídas as perdas totais para viga	119
Quadro 59 – Área comprimida, altura do diagrama de compressão e posição da linha neutra incluídas as perdas totais para viga	120
Quadro 60 – Valores de $\Delta\epsilon_{pd}$, ϵ_{pd} e ϵ_{pyd} incluídas perdas finais para viga	120
Quadro 61 – Braço de alavanca incluídas as perdas finais para viga	120
Quadro 62 – Momento resistente de cálculo incluídas perdas finais para viga	121
Quadro 63 – Verificação da condição de segurança para o ELU para viga	121

LISTA DE TABELA

Tabela 1 – Classes de Agressividade Ambiental pela NBR 6118 (ABNT, 2014)	22
Tabela 2 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental pela NBR 6118 (ABNT, 2014)	24
Tabela 3 – Relação: classe de agressividade e qualidade do concreto NBR 6118 (ABNT, 2014)	28
Tabela 4 – Características de barras de armaduras passivas pela NBR 7480 (ABNT, 2007)	35
Tabela 5 – Propriedades mecânicas exigíveis de barras e fios de aço destinados a armadura para concreto armado pela NBR 7480 (ABNT, 2007)	36
Tabela 6 – Características do aço ativo para CP190 e CP210 por Cholfe e Bonilha (2015)	37
Tabela 7 – Coeficientes de ações ($\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$) para o ELU pela NBR 6118 (ABNT, 2014)	39
Tabela 8 – Coeficientes de ações (γ_{f2}) para o ELS pela NBR 6118 (ABNT, 2014)	40
Tabela 9 – Coeficientes de resistências γ_c e γ_s para o ELU pela NBR 6118	40
Tabela 10 – Combinações últimas de ações para ELU pela NBR 6118 (ABNT,2014)	41
Tabela 11 – Combinações de serviço para ELS pela NBR 6118 (ABNT, 2014)	43
Tabela 12 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal pela NBR 6118 (ABNT, 2014)	46
Tabela 13 – Espaçamento mínimo para aço ativo pré-tracionado pela NBR 6118 (ABNT, 2014)	47
Tabela 14 – Peneiras das séries normal e intermediária pela NBR 7211 (ABNT, 2009)	48
Tabela 15 - Tabela de K6 por Cholfe e Bonilha (2015)	50
Tabela 16 – Valores de Ψ 1000 em porcentagem por Cholfe e Bonilha (2015)	72

Tabela 17 – Valores Numéricos usuais para a determinação de fluência e retração por Cholfe e Bonilha (2015)	73
Tabela 18 – Valores de fluência e da retração em função da velocidade de endurecimento do cimento por Cholfe e Bonilha (2015)	74
Tabela 19 – Crescimento da resistência do concreto por Cholfe e Bonilha (2015)	80
Tabela 20 – Valores de Ψ_{∞} , em porcentagem por Cholfe e Bonilha (2015)	84
Tabela 21 - Flexão Simples	125
Tabela 22 - Tabela Mãe	127
Tabela 23 - Parâmetros para as curvas S-N (Wohle) para os aços dentro do concreto	130
Tabela 24 - Valores de A_{sw}/s em cm^2/m para estribos de 2 ramos	130

LISTA DE ABREVIATURA E SIGLA

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CF	Combinações frequentes de serviço
CQP	combinações quase frequentes de serviço
ELS	Estado Limite de Serviço
ELS-D	Estado limite de descompressão
ELS-F	Estado limite de formação de fissuras
ELS-W	Estado limite de abertura de fissuras
ELU	Estado Limite Último
NBR	Norma Brasileira
PEAD	Polietileno de Alta Densidade
RB	Relaxação Baixa
RN	Relaxação Normal

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	16
1.1 JUSTIFICATIVA	17
1.2 OBJETIVOS	17
1.2.1 Objetivo geral	17
1.1.2 Objetivos específicos	17
2 REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA	18
2.1 CONCEITUAÇÃO INICIAL	18
2.2 CLASSIFICAÇÃO E TIPOS DE PROTENSÃO	19
2.2.1.1 Quanto à aderência	19
<i>2.2.1.1.1 Protensão com aderência inicial</i>	<i>19</i>
<i>2.2.1.1.2 Protensão com aderência posterior</i>	<i>20</i>
<i>2.2.1.1.3 Protensão sem aderência</i>	<i>21</i>
<i>2.2.1.1.4 Protensão externa</i>	<i>22</i>
2.2.1.2 Quanto ao nível de protensão	22
2.3 PERDAS NA PROTENSÃO	26
2.3.1- Perdas Imediatas	26
2.3.2- Perdas Progressivas	27
3 MATERIAIS	27
3.1 CONCRETO	27
3.2 AÇOS NA PROTENSÃO	28
3.3 ELEMENTOS COMPLEMENTARES	30
3.3.1- Ancoragem	30
3.3.2- Bainhas	32
3.3.3- Macacos Hidráulicos	32
4 DIMENSIONAMENTO DE VIGAS PROTENDIDAS RETANGULARES	33
4.1 MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES	33
4.2 COVENÇÕES	34
4.3 CONCRETO ESTRUTURAL	34
4.4 MATERIAIS	35
4.5 CÁLCULO DE VIGAS PROTENDIDAS PARA SEÇÕES RETANGULARES	37
4.6 AÇÕES MOMENTOS E RESISTÊNCIAS	39

4.7 TENSÃO DA ARMADURA DE PROTENSÃO E FORÇA DE PROTENSÃO	44
4.8 ESTIMATIVA DO PRÉ-ALONGAMENTO PARA "t" _ "∞"	45
4.9 COBRIMENTOS MÍNIMOS E ESPAÇAMENTOS DAS ARMADURAS	46
4.10 DIMENSIONAMENTO NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU) USANDO O PROCESSO PRÁTICO K6	48
4.11 VERIFICAÇÃO DE VIGAS PROTENDIDAS NO DOMÍNIO 3 PARA O ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU)	55
4.12 VERIFICAÇÃO DE VIGAS PROTENDIDAS PARA O ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS)	59
4.12.1 Nível 3: protensão completa	59
4.12.2 Nível 2: protensão limitada	61
4.12.3 Nível 1: protensão parcial	62
4.12.4 Roteiro de cálculo	67
4.13 VERIFICAÇÃO DE VIGAS PROTENDIDAS PARA O ESTADO LIMITE ÚLTIMO NO ATO DA PROTENSÃO	67
4.13.1 Verificação com hipóteses básicas	68
4.13.2 Verificação simplificada	71
4.14 PERDAS DAS FORÇAS DE PROTENSÃO NA PRÉ-TRAÇÃO	71
4.14.1 Perdas iniciais	71
4.14.1.1 Relaxação inicial da armadura	73
4.14.1.2 Retração inicial do concreto	77
4.14.2 Perdas imediatas	77
4.14.3 Perdas progressivas	79
4.14.3.1 Método geral de cálculo	79
4.15 VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO E DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO COM A FORÇA FINAL DE PROTENSÃO	85
4.15.1 Estado limite de serviço (ELS)	85
4.15.2 Estado limite último (ELU)	85
4.16 HOMOGENEIZAÇÃO DA SEÇÃO PROTENDIDA	86
5 ESTUDO DE CASO	87
5.1 PROJETO	87
5.2 RESULTADO DO DIMENSIONAMENTO DA VIGA PRÉ-TRACIONADA	88
5.2.1 Dimensionamento	88

5.2.1.1 Concreto estrutural	88
5.2.1.2 Materiais	88
5.2.1.3 Cálculo de vigas protendidas para seções retangulares	91
5.2.1.4 Ações, momentos e resistências	92
5.2.1.5 Tensão da armadura de protensão e força de protensão	93
5.2.1.6 Estimativa do pré-alongamento para t_{∞}	93
5.2.1.7 Cobrimentos mínimos e espaçamento das armaduras:	94
5.2.1.8 Dimensionamento no ELU usando o processo prático K6	97
5.2.1.9 Verificação de vigas protendidas no domínio 3 para o ELU	101
5.2.1.10 Verificação de vigas protendidas para o ELS	103
5.2.1.11 Verificação simplificada de vigas protendidas para o ELU no ato da protensão	106
5.2.1.12 Perdas iniciais da força de protensão para pré-tração	106
5.2.1.13 Relaxação inicial da armadura:	107
5.2.1.14 Retração inicial do concreto:	109
5.2.1.15 Perdas imediatas da força de protensão na pré-tração	109
5.2.1.16 Encurtamento imediato do concreto	110
5.2.1.17 Perdas progressivas da força de protensão para pré-tração	110
5.2.1.18 Método geral de cálculo	116
5.2.1.19 Verificação do ELS e do ELU utilizando a força final de protensão	116
5.2.1.20 Estado limite de serviço (ELS)	116
5.2.1.21 Estado limite último (ELU)	118
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	122
APÊNDICE A – DESENVOLVIMENTO DE SOFTWARE	123
APÊNDICE B – DIMENSIONAMENTO DE LONGARINAS	124
REFERÊNCIAS	135

1 INTRODUÇÃO

Ao longo dos tempos, sempre houve a necessidade de se encontrar um material de alta resistência e boa durabilidade, alguns materiais durante as construções antigas foram, assim como a madeira, que possui uma razoável resistência, as pedras que por sua vez oferecem alta solidez mas, porém apresentando um baixa resistência à tração.

Com o aumento de obras de maiores portes, diferentes arquiteturas e outras demandas, houve estudos acerca do concreto para se obter um material adequado conciliado ao mesmo, que demonstrasse maior resistência à tração e ponto fraco do concreto convencional. Através desses estudos chegou-se à utilização do aço na armadura, acabando com o ponto fraco citado, e assim encontrando novas maneiras de se construir, podendo criar projetos utilizando o conceito de protensão.

A protensão ganha cada vez mais espaço na engenharia civil, pois ao introduzir em uma peça de concreto tensões prévias, tem-se o intuito de melhorar a resistência e reações diversas que são solicitadas. Além disso, o concreto protendido viabiliza economicamente a obra, exemplos do emprego dessas estruturas acontece nas pontes, galpões, estruturas de grandes vãos, plataformas marítimas, entre diversos outros tipos de edificações.

Após vários cientistas realizarem pesquisas sobre a protensão aplicada ao concreto, o que mais se destacou, se tornando um grande pioneiro foi Freyssinet, em meados do século 19. Ele pesquisou sobre as perdas de protensão, que são produzidas pela retração e deformação lenta do concreto, e, para que se tivesse um efeito duradouro da protensão, teria que se aplicar elevadas tensões no aço, patenteou e criou métodos para sua utilização. A primeira obra no Brasil foi feita através do sistema criado por Freyssinet, a Ponte do Galeão em 1948, localizada no Rio de Janeiro, viabilizando a entrada do protendo no país.

Nesse estudo será apresentado uma sequência de cálculo para vigas protendidas pré-tensionadas, de modo que sejam explicados os conceitos e suas formulações. Para facilitar o cálculo desenvolvemos uma ferramenta em linguagem JAVA, o que acelera o processo e nos fornece mais um software de cálculo estrutural. O estudo de caso é feito nas longarinas de uma ponte projetada de acordo com a NBR 7187, com uso do FTOOL para análise estrutural das mesmas.

1.1 JUSTIFICATIVA

O estudo a seguir define um dos novos sistemas de construção, ainda pouco utilizado, visando facilitar a demonstração deste processo e exemplificando em um projeto, entretanto, servindo como base para possíveis projetos no futuro.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

O estudo possui como objetivo geral demonstrar uma sequência de cálculo para vigas protendidas pré-tracionadas, apresentando seus conceitos e formulações. Em busca de facilitar o processo, é desenvolvido um programa em linguagem JAVA, o que nos deixa uma ferramenta de cálculo para uso futuro.

1.2.2 Objetivos específicos

- Conceitos do concreto protendido;
- Dimensionamento de vigas de concreto pré-tracionado;
- Desenvolvimento de uma ferramenta de cálculo;
- Aplicação em um projeto.

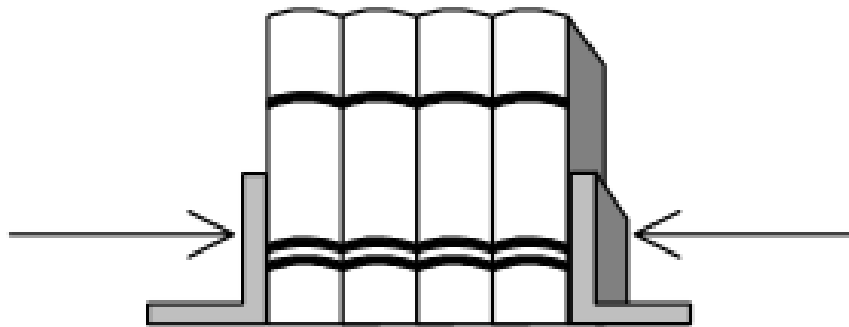
2 REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONCEITUAÇÃO INICIAL

A protensão segundo PFEIL, (1984) é um sistema no qual são introduzidas tensões prévias na estrutura tendo assim o objetivo de melhorar o comportamento do concreto sob a ação de cargas, portanto a protensão utilizada no concreto consiste no estiramento de cabos utilizando um macaco hidráulico para que se possa provocar as devidas tensões.

De acordo com HANAI, (2005) um exemplo clássico é uma situação em que a pessoa carrega um conjunto de livro na forma de uma fila horizontal como mostrado na Figura 1. Para que estes livros sejam levantados, sem que caiam ao chão, é necessário aplicar uma força horizontal de forma que comprima um contra os outros, produzindo assim forças de atrito capazes de superar o peso próprio, e ao mesmo tempo forças verticais nas extremidades para poder levantá-los, devido a esta aplicação de força normal entende-se como uma forma de se protender elementos estruturais, com objetivo de se criar tensão prévias contrárias àquelas que podem inviabilizar ou prejudicar a estrutura.

Figura 1 – Tensões numa fila de livros



Fonte: Veríssimo (1998)

Alguns conceitos são fundamentais para que haja entendimento acerca do tema do trabalho. A NBR 6118 (Projeto de estrutura de concreto) cita dois tipos de armaduras existentes no concreto protendido, a armadura ativa, ou de protensão, é constituída por barras e cordoalhas que são pré-alongadas para obter a força de protensão necessária; e a armadura passiva que acontece o inverso, ou seja, não se utiliza a armadura para obter forças, portanto ela não é alongada.

2.2 CLASSIFICAÇÃO E TIPOS DE PROTENSÃO

2.2.1.1 Quanto à aderência

2.2.1.1.1 Protensão com aderência inicial

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2007), é feito o pré-alongamento da armadura ativa antes do lançamento do concreto e utilizando como apoio elementos independentes da estrutura, após o endurecimento do concreto, a ancoragem na estrutura se dá apenas pela aderência do elemento de protensão ao concreto.

Pfiel (1984), recomenda que seja feita em fábricas, onde a concretagem se faz em instalações fixas, denominados leitos de protensão, que são alongados, permitindo a produção simultânea de diversas peças, como mostrado na Figura 2.

Figura 2 – Pista de protensão na fabricação do concreto protendido



Fonte: Autores (2016)

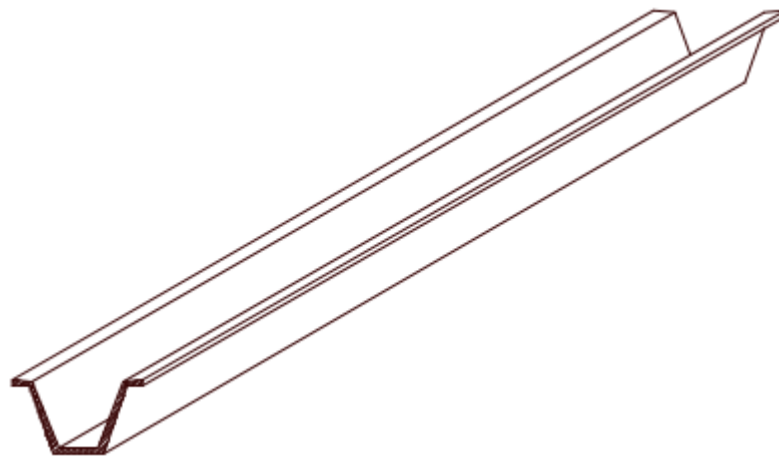
Quanto à fabricação, de acordo com VERÍSSIMO E CÉSAR JÚNIOR (1998), nas pistas de protensão, a armadura ativa é posicionada, ancorada em blocos nas cabeceiras e tracionada; em seguida, a armadura passiva é inserida e o concreto é lançado e adensado na peça, que então passa pelo processo de cura. Após a cura, as formas são retiradas, os equipamentos que mantinham os cabos tracionados são liberados e os fios são cortados, transferindo a força de protensão para o concreto pela aderência, que até este momento já estão suficientemente desenvolvidas.

Como proposto por CHOLFE & BONILHA (2015):

“é importante citar alguns detalhes, tanto no projeto como na construção, para a protensão com aderência inicial:

- 1- *A armadura protendida quando reta possui excentricidade constante, ou seja, força normal e momento fletor constantes.*
- 2- *As hipóteses de cálculo, função da agressividade ambiental, devem ser rigorosamente seguidas, uma vez que as cordoalhas não estão protegidas por bainhas, o que facilita a corrosão.*
- 3- *Após a concretagem, não é possível alterar as forças de protensão.*
- 4- *Nas peças produzidas em série, é comum a utilização de concreto seco, concretagens especiais com extrusão, ciclos de 24 horas e curas planejadas para aumentar a velocidade de endurecimento do concreto antes da liberação da protensão.*
- 5- *Por se tratar de peças pré moldadas, o cálculo e o detalhamento devem prever todas as etapas do sistema construtivo.”*

Figura 3 – Perspectiva esquemática de viga calha fabricada com protensão com aderência inicial



Fonte: ROBERTO CHUST CARVALHO, 2012

2.2.1.1.2 Protensão com aderência posterior

Na pós-tração, que é a situação inversa ao da pré-tração, a armadura somente é tracionada e ancorada após o concreto ter adquirido certa resistência. EMERICK (2002), explica que a protensão com aderência posterior apresenta um melhor comportamento quanto às rupturas localizadas, e apresenta também um comportamento satisfatório quanto à distribuição de fissuras.

A NBR 6118 (ABNT, 2007), explica que a armadura é tracionada e após o endurecimento do concreto, no qual a injeção de cimento em bainhas metálicas que envolvem o cabo garante a aderência permanente com o concreto, e a própria estrutura que apoia.

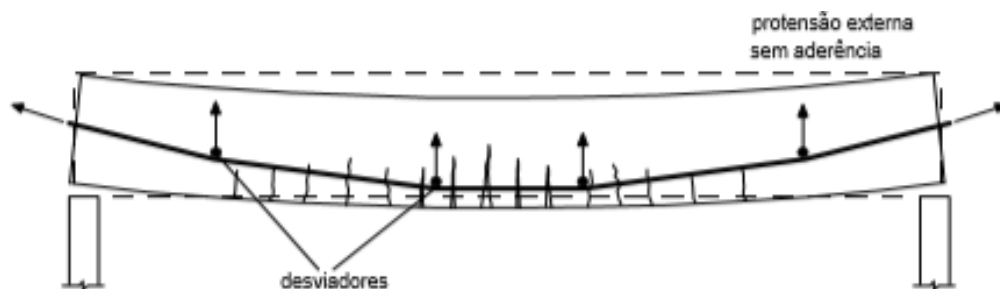
A transferência da força de protensão é feita através das ancoragens terminais (ativas e passivas), que ficam incorporadas na própria peça. As unidades de protensão (cabos) são constituídas por cordoalhas que estão isolados do concreto por estarem no interior de bainhas. (CHOLFE & BONILHA, 2015, p. 51)

Em resumo as etapas de construção podem ser divididas em preparo das estruturas como as formas, armadura passiva, colocação dos cabos e outros materiais que podem ser utilizados; concretagem da peça tomando cuidado para que não haja contato entre o concreto e a armadura a ser protendida, adensamento e cura; após o endurecimento do concreto deve haver verificação da mobilização do peso próprio e sendo atendidas as exigências da força de protensão e alongamento da armadura, deve preencher as bainhas com a injeção da calda de cimento e por último são feitos os acabamentos finais (CHOLFE & BONILHA 2015 p.52)

2.2.1.1.3 Protensão sem aderência

Os procedimentos citados na pós-tração com aderência, se repetem com o diferencial da eliminação da injeção com calda de cimento. De acordo com VERÍSSIMO E CESÁR JÚNIOR (1998) “a protensão se aplica na peça de concreto já endurecido não havendo, entretanto, aderência entre os cabos e o concreto. A inexistência de aderência refere-se somente à armadura ativa, já a armadura passiva deve estar aderente ao concreto.”

Figura 4 – Protensão externa sem aderência



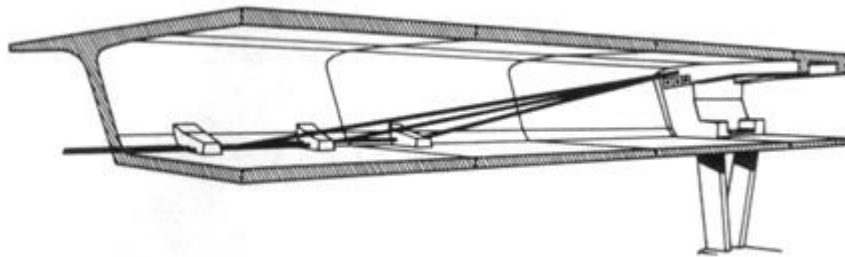
Fonte: Veríssimo (1998)

Por utilizar equipamentos leves e de fácil manuseio são recomendadas para obras de pequeno porte além do desenvolvimento da cordoalha engraxada que tem a facilidade de serem mais acessíveis e flexíveis CHOLFE & BONILHA (2015).

2.2.1.1.4 Protensão externa

CHOLFE & BONILHA (2015) classificam mais um tipo de protensão, a chamada de pós-tração com protensão externa, acontece quando a armadura ativa, que é colocada com auxílio de desviadores, trabalhando de maneira externa a peça de concreto. É importante que essas armaduras devem ser protegidas contra qualquer tipo de corrosão.

Figura 5 – Protensão com cabos externos de uma viga caixão



Fonte: GERWICK JR (1993)

2.2.1.2 Quanto ao nível de protensão

Os tipos de protensão quanto a sua intensidade relaciona-se com a durabilidade das peças e a maneira de se evitar a corrosão da armadura sendo ligados aos estados limites de serviços referentes a fissuração. A classificação quanto aos níveis de protensão se relaciona com a intensidade da força de protensão e com a proporção de armadura passiva e ativa presente na estrutura, de acordo com a definição da NBR 6118 (ABNT, 2007).

Os níveis de protensão se subdividem em: protensão completa, protensão limitada ou protensão parcial, e está relacionado com a fissuração e corrosão, para escolher qual se deve usar no projeto é usado a Tabela 1 e 2 fornecidos pela NBR 6118 (2007) a seguir, que informa o nível de protensão para as classes de agressividade ambiental.

Tabela 1 – Classes de Agressividade Ambiental pela NBR 6118 (ABNT, 2014) (continua)

Classe de Agressividade Ambiental	Agressividade	Classificação Geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura

Tabela 1 – Classes de Agressividade Ambiental pela NBR 6118 (ABNT, 2014) (conclusão)

I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito Forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras de regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

Tabela 2 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental pela NBR 6118 (ABNT, 2014) (continua)

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
-----------------------------	---	-----------------------------------	---

Tabela 2 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental pela NBR 6118 (ABNT, 2014) (conclusão)

Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	-
Concreto Armado	CAA I	ELS-W wk ≤ 0,4 mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W wk ≤ 0,3 mm	
	CAA IV	ELS-W wk ≤ 0,2 mm	
Concreto Protendido Nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo: ELS-F ELS-D ^{a)}	Combinação frequente Combinação quase permanente
Concreto Protendido Nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo: ELS-F ELS-D ^{a)}	Combinação rara Combinação frequente

^{a)} A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 50$ mm, Figura 48.

NOTAS:

- 1) As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se no item 2.3.2 (item 3.2 NBR 6118).
- 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.
- 3) No projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.

De acordo com a NBR 7197, 1989, item 4.1.1, existe protensão completa quando as duas condições a seguir são verificadas:

- I. *Para as combinações frequentes de ações é respeitado o estado limite de descompressão, ou seja, sempre que atuarem a carga permanente e as sobrecargas frequentes, não será admitida tensão de tração no concreto;*
- II. *Para as combinações raras de ações, quando previstas no projeto, é respeitado o estado limite de formação de fissuras.*

A protensão completa, de acordo com VERÍSSIMO (1998), proporciona melhores condições de proteção das armaduras contra a corrosão, limitando as flutuações de tensões no aço a valores moderados, aplica-se em tirantes de concreto protendido, reservatórios e vigas formadas pela justaposição de peças pré-moldadas.

De acordo com a NBR 7197,1989, item 4.1.2, existe protensão limitada, quando as duas condições a seguir são verificadas:

- I. *Para as combinações quase permanentes de ações, previstas no projeto, é respeitado o estado limite de descompressão;*
- II. *Para as combinações frequentes de ações, previstas no projeto, é respeitado o estado limite de formação de fissuras.*

A protensão limitada, segundo Pereira et al (2005), para o controle de fissuração é necessário armadura passiva adicional à armadura ativa de protensão, admitindo assim tensões moderadas de tração em serviço.

Algumas vantagens são listadas em VERÍSSIMO (1998), como, a protensão limitada possui menores tensões de tração e compressão na época da protensão; melhor comportamento no que diz respeito às deformações (flechas) sob o efeito da fluência no concreto; maior participação da armadura suplementar na ruptura. Em vigas com protensão limitada, as tensões de tração devem ser dimensionadas de forma moderada em serviço para que a probabilidade de formação de fissuras no concreto seja pequena. Caso venham acontecer por causa de alguma ação variável temporária, as fissuras podem fechar logo após cessada a ação. Isso é possível por conta das seções permanecerem comprimidas sob o efeito das cargas quase permanentes.

De acordo com a NBR 7197,1989, item 4.1.3, a protensão parcial acontece quando:

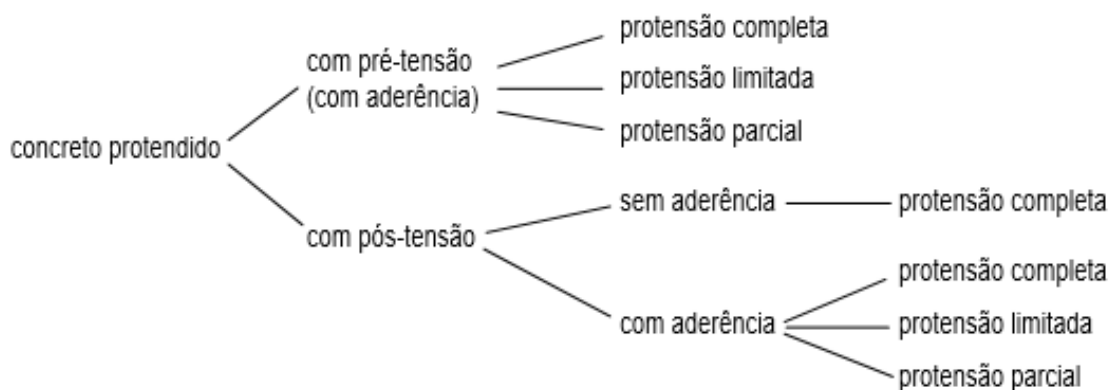
- I. *Para as combinações quase permanentes de ações, previstas no projeto, é respeitado o estado limite de descompressão;*
- II. *Para as combinações frequentes de ações, previstas no projeto, é respeitado o estado limite de formação de fissuras, com $W_k \leq 0,2mm$*

A protensão parcial, segundo VERÍSSIMO (1998), é semelhante ao de protensão limitada, mas permitindo assim que as tensões de tração no concreto atinjam valores mais elevados, o que faz com que a peça de concreto forme fissuras de maior abertura.

Cauduro(2002, p.28) explica as vantagens da protensão parcial, como o uso de quantidade de barras de aço comum que pode ser requerida para o controle de fissuração sob a tração; o aço de protensão é usado para compensar a maior parte do peso próprio e sustentar outras cargas, formando assim estruturas econômicas.

VERÍSSIMO (1998), em seu livro exemplifica um resumo das possibilidades de combinações dos processos e tipos de protensão no estado de utilização, que por meio desde há um melhor entendimento de como o concreto protendido funciona.

Figura 6 – Esquema explicativo do concreto protendido



Fonte: VERÍSSIMO, 1998

2.3 PERDAS NA PROTENSÃO

O concreto protendido pode sofrer diminuição da sua força de protensão, devido ao processo de execução, propriedades dos materiais usados ocasionando problemas das estruturas, as chamadas perdas na protensão, que podem ser classificadas em imediatas ou progressivas que resumidamente serão explicadas a seguir.

2.3.1- Perdas Imediatas

De acordo com VERÍSSIMO, 1998, a deformação imediata do concreto, o atrito do cabo com a bainha e a acomodação da ancoragem são o que provocam as perdas imediatas. Pfeil (1984), explica que quando ocorre o tensionamento da armadura ativa, pode acontecer o atrito entre cabos e peças que faz com que a força de protensão inserida sofra uma redução nos seus pontos, já as perdas por ancoragem ocorre perdas no tensionamento do cabo e quando a força é transferida do equipamento utilizado de protensão para a ancoragem.

2.3.2- Perdas Progressivas

Segundo VERÍSSIMO, 1998, as perdas progressivas são as que ocorrem ao longo do tempo, com os cabos já ancorados no concreto que são a retração e fluência do concreto que têm a tendência de se estabilizarem durante o tempo e a relaxação do aço de protensão.

No caso da retração ocorre um encurtamento do concreto que no caso também afeta o cabo, encurtando-o, assim como a força de protensão e o alongamento do cabo são relacionados entre si, acontece a perda na protensão (PFEIL, 1984). Já na fluência, de acordo com HANAI, 2005, é um fenômeno que produz deformações elásticas e plásticas ao longo do tempo nas regiões solicitadas. A relaxação do aço é quando ocorre um alívio de tensão em que a armadura de protensão sofre quando ela é estirada e mantida com um comprimento constante (VERÍSSIMO, 1998).

3 MATERIAIS

3.1 CONCRETO

O concreto protendido em comparação ao concreto armado, possui técnicas mais aprimoradas, controle de qualidade mais rigoroso e concreto de melhores qualidades, como por exemplo a resistência característica à compressão em obras com concreto armado tende menor do que do concreto protendido HANAI (2005).

VERÍSSIMO (1998) justifica as resistências elevadas:

- A introdução da força de protensão pode causar solicitações prévias muito elevadas, frequentemente mais altas que as correspondentes a uma situação de serviço;
- O emprego de concretos e aços de alta resistência permite a redução das dimensões das peças, diminuindo seu peso próprio;
- Concretos de alta resistência possuem, em geral, módulo de deformação mais elevado, o que diminui tanto as deformações imediatas como as que ocorrem ao longo do tempo. Isso reduz os efeitos de perda de protensão oriundos da retração e fluência do concreto.

Aos ensaios que comprovam o comportamento da estrutura de acordo com a durabilidade em relação ao tipo e nível de agressividade devem ser previstos no projeto, mas se forem ausentes, a relação entre água e cimento e resistência à compressão do concreto e sua

durabilidade, de acordo com a (ABNT NBR 6118, 2014), deverão ser seguidas conforme a Tabela 3.

Tabela 3 – Relação: classe de agressividade e qualidade do concreto NBR 6118 (ABNT, 2014)

Concreto ¹	Tipo ^{2 3}	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40
¹ O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT 12655. ² CA corresponde a componentes e elementos estruturais do concreto armado. ³ CP corresponde a componentes e elementos estruturais do concreto protendido.					

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

HANAI 2005, explica a importância que o concreto tenha boa compactação e baixa permeabilidade, para que a armadura fique protegida contra a corrosão, pois devido ao aço da armadura ativa no concreto protendido sofrer muitas tensões elevadas ele se torna mais suscetível à corrosão. Também é preciso observar de forma mais rigorosa as recomendações de produção de concreto, tomando precauções em relação ao emprego de cimentos mais compatíveis, aos agregados quanto à origem mineralógica e granulométrica, e as proporções adequadas entre cimento, agregado, água e de aditivos para que não interfiram nas propriedades das armaduras.

3.2 AÇOS NA PROTENSÃO

O aço do concreto protendido possui uma elevada resistência podendo ser três vezes maior do que o utilizado no concreto armado e também são mais econômicos não podendo ser aplicadas no concreto armado, pois o alongamento excessivo produz fissuras muito abertas. Estes aços de alta resistência podem ser utilizados na forma de fios e cordoalhas, o que evita

problemas em relação a emenda da armadura nas peças. São classificados na forma de fios trefilados de aço carbono, cordoalhas e barras de aço-liga, e em relação ao seu tratamento podem ser de relaxação normal (RN) e relaxação baixa (RB) (VERÍSSIMO, 1998).

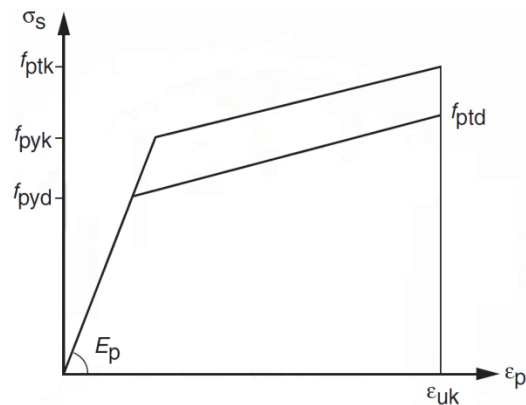
CARVALHO (2012) explica que os fios trefilados de aço carbono são aqueles que possuem um diâmetro nominal até 12 milímetros e sua fabricação possibilita a forma de rolo em que aumente seu comprimento, sendo que o diâmetro do rolo tem que ser superior a 250 vezes o diâmetro do fio. Os cordões de agrupamentos é uma nomenclatura dada pelo autor que possuem fios enrolados em forma de hélice com grupamentos com dois ou três fios, e apenas os sete fios são chamados de cordoalhas. E por fim, as barras são aqueles de segmento retos com comprimento entre 10 e 12 milímetros.

Segundo HANAI (2005) a diferença entre as cordoalhas engraxadas e as normais, é a proteção que recebem devido a uma graxa mineral na parte externa e são cobertas com plástico do tipo polietileno de alta intensidade (PEAD), cuidados que protegem contra a corrosão e impede a adesão ao concreto.

HANAI (2005) define os aços de relaxação normal (RN), sendo aqueles que através dor tratamento térmico amenizam as tensões internas que surgem com a trefilação, ja os aços de relaxação baixa (RB), recebem tratamento termomecânico obtendo melhor elasticidade além de redução das perdas de tensão e descreve as principais propriedades mecânicas do aço, sendo o f_{ptk} a resistência característica à ruptura por tração do aço de protensão, f_{pyk} o limite de escoamento convencional, correspondente à deformação residual de 0,2% e o E_p que é valor médio do módulo de elasticidade do aço. A NBR 6118 (ABNT, 2014), rege os valores específicos de f_{ptk} , f_{pyk} e do alongamento após a ruptura (ϵ_{uk}) e os valores mínimos para a verificação dos mesmos estão nas normas da ABNT NBR 7483 para as cordoalhas e ABNT NBR 7482 para fios.

O fabricante segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) deve fornecer o diagrama tensão-deformação mostrado a seguir, ou obtê-lo por meio de ensaios que são realizados pela NBR 6349 (ABNT, 2008), para que haja a verificação da segurança. Para o cálculo nos estados-limite de serviço e último, em intervalos de temperaturas equivalentes a -20°C e 150°C o diagrama simplificado abaixo pode ser utilizado:

Figura 7 – Tensão-deformação para aço de armaduras ativas



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

Outro fator que deve ser abordado é a corrosão nos aços de protensão, um assunto muito importante, devido ao diâmetro dos fios ser pequeno e quando o aço é sujeito a elevadas tensões ficando assim mais suscetível à corrosão. Assim, os aços de protensão recebem um cuidado maior, pois devem ser protegidos na fábrica, quando transportados e na obra, colocando-os em locais cobertos, aquecidos, secos para que não haja contato com água de condensação, ácido húmico ou agentes químicos que possa danificá-los, como ressalta (VERÍSSIMO 1998).

3.3 ELEMENTOS COMPLEMENTARES

3.3.1- Ancoragem

CAUDURO (2002, p. 11) define a ancoragem como sendo “Conjunto de peças mecânicas incluindo todos os componentes requeridos para ancorar (fixar) o aço para protensão e transmitir permanentemente a força de protensão ao concreto.” São classificadas de acordo com sua aplicação em:

- Ativa;
- Passiva;
- Intermediária;
- Morta.

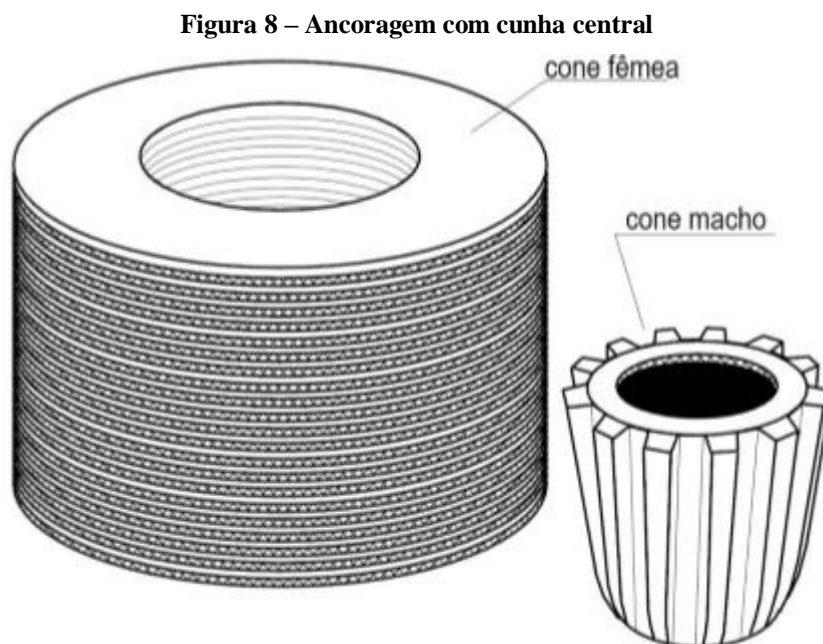
Ainda segundo CAUDURO (2002) tanto a ancoragem ativa quanto a passiva são equivalentes em relação a sua localização nas extremidades dos cabos, mas a diferença entre elas é que a ancoragem ativa tem a finalidade de tensionar e fixar a armadura ativa enquanto a ancoragem passiva é utilizada apenas para fixar não para fazer tração da armadura. A intermediária é localizada em qualquer ponto podendo ser tensionada em qualquer

comprimento do cabo sem cortes. E por último a ancoragem morta localizada no final do cabo não sendo utilizada para aplicação da protensão.

VERÍSSIMO E CÉSAR JÚNIOR (1998) classificam as ancoragens de uma forma diferente:

- Por meio de aderência;
- Por meio de cunhas;
- Por meio de rosca e porca.

A ancoragem por aderência usualmente mais aplicada na protensão com aderência inicial, tendo assim uma força de protensão para ancorar maior sendo necessário desenvolver uma aderência mecânica para que seja produzido um endenteamento da armadura de protensão e o concreto. Já as ancoragens por meio de cunha são necessários duas peças, denominadas em cone macho e cone fêmea, que servem para ancorar os cabos de protensão, mostrados na figura a seguir.



Fonte: VERÍSSIMO; JÚNIOR (1998 *apud* SISTEMA FREYSSINET)

Existem dois casos na ancoragem por meio de cunha, o primeiro em que os fios e cordoalhas passam entre os cones e o segundo em que o cone macho é segmentado em parcelas iguais tendo um furo longitudinal onde os fios e cordoalhas também passam (VERÍSSIMO, 1998).

De acordo com PFEIL (1991), a ancoragem por meio de rosca e porca é usualmente utilizada quando tem-se barras de aço duro, na Inglaterra é utilizada de Macalloy enquanto na Alemanha, é o de Dywidag, este último possui a vantagem das barras serem laminadas com

rosca permitindo assim que seja enroscada na barra em qualquer ponto, mostrada na figura a seguir.

Figura 9 – Barras de aço Dywidag



Fonte: DYWIDAG (2015).

3.3.2- Bainhas

HANAI (2005) caracteriza como sendo dutos flexíveis de chapa corrugada, podendo ser de aço ou plástico. VERÍSSIMO (1998) explica que as bainhas servem para que a armadura de protensão passe por ela, sem que haja atrito. A sua fabricação é interessante pois as chapas de aço são laminadas a frio e costuradas em hélice, são feitas assim para que tenha uma melhor aderência entre o concreto e a nata de injeção, facilidade no uso de luvas rosqueadas nas emendas, além de obter uma maior rigidez sem prejuízos a sua flexibilidade tendo uma facilidade no transporte. A função da nata de injeção, é proporcionar aderência posterior da armadura com o concreto e proteger a armadura ativa da corrosão. Para melhor entendimento a NBR 7681-1 (2013) especifica como deve ser as condições para que sejam empregadas a calda de cimento nas bainhas.

3.3.3- Macacos Hidráulicos

Segundo VERÍSSIMO E CÉSAR JÚNIOR (1998) o macaco hidráulico é um equipamento utilizado para que as forças de protensão sejam aplicadas no concreto, tais forças possuem valores elevados de se obterem portanto é um dispositivo necessário na protensão.

CAUDURO (2002) explica que o conjunto de equipamentos de protensão é constituído pelo macaco e pela bomba, devendo ter em mãos uma tabela de calibração para que a pressão utilizada para aplicar a força na armadura ativa seja determinada, assim como o manômetro que deve vir regulado.

Figura 10 – Macaco Hidráulico



Fonte: CAUDURO (2002, p.16)

4 DIMENSIONAMENTO DE VIGAS PROTENDIDAS RETANGULARES

Todos os cálculos e fórmulas foram baseadas nos procedimentos adotados por Cholfe e Bonilha (2015).

4.1 MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES

Método dos estados limites (NBR 7197): uma estrutura atende aos objetivos para os quais foi fabricada quando, para todas as combinações apropriadas de ações, nenhum estado limite aplicável é excedido. Devem ser verificados os estados limites últimos e os estados limites de utilização.

Para a segurança e o bom funcionamento do projeto, o método dos estados limites estabelece normas de cálculo que devem ser obedecidas, como por exemplo, as ações e resistências dos materiais serão calculados de forma separada, sendo utilizado o coeficiente de ponderação. Para a verificação do método existe duas condições, os estados limites últimos (ELU), e os estados limites de serviço (ELS):

O ELU está relacionado a ruína da estrutura, devendo ser verificado alguns critérios de segurança para que a estrutura não entre em colapso, como a perda de equilíbrio, esgotamento da capacidade de resistência devido a solicitações, efeitos de segunda ordem, assim como exposições ao fogo e ações sísmicas, entre outros fatores.

Estado Limite de Serviço (ELS), está ligado à qualidade, duração e desempenho. O ELS pode ser dividido, e os mais comuns para análise de elementos protendidos são:

- Estado limite de descompressão (ELS-D);
- Estado limite de formação de fissuras (ELS-F);
- Estado limite de abertura de fissuras (ELS-W);

4.2 COVENÇÕES

A seguir será imposto as convenções que serão usadas para ações, forças, tensões e momentos:

- a) g = ação permanente distribuída;
- b) G = ação permanente concentrada;
- c) q = ação variável distribuída;
- d) Q = ação variável concentrada;
- e) p = protensão;
- f) Forças normais (N) para tração, positivas (+), e para compressão, negativas (-);
- g) Tensões normais (σ) para tração, positivas (+), e para compressão, negativas (-);
- h) Momentos fletores (M) que criam trações na borda inferior da viga são positivos (+) e se gerarem na borda superior são considerados negativos (-);
- i) Distâncias de excentricidades (e_p) ou fibra de interesse (y) quando estão acima do centro de gravidade (CG) são negativas (-) e abaixo de CG positivas (+).

4.3 CONCRETO ESTRUTURAL

A Tabela 2, mostrada anteriormente, apresenta a classe de agressividade, as exigências relacionadas à fissuração da estrutura e as combinações de ações em serviço, enquanto a Tabela 1, também já apresentada, evidencia a função da agressividade do ambiente, em conjunto poderão ser empregadas para melhor escolha do tipo de concreto estrutural a ser utilizado.

4.4 MATERIAIS

O concreto apresenta o peso específico (γ_{cc}) igual a 25 KN/m³ e o coeficiente de dilatação térmica (α_T) igual a 10⁻⁵/°C, sendo que a escolha da qualidade do concreto depende da Tabela 3, já descrita anteriormente.

Já os aços de armaduras passivas podem ser encontrados nas categorias CA25, CA50 que segundo a ABNT NBR 7480 (2014) eles são fornecidos em barras que suas características serão mostradas a seguir na Tabela 4, e também encontrados na classe CA60, sendo essa fornecida em fios, sendo todas as classes identificados em relação a sua resistência de escoamento (f_{yk}).

Tabela 4 – Características de barras de armaduras passivas pela NBR 7480 (ABNT, 2007) (continua)

Diâmetro nominal ^a mm	Massa e tolerância por unidade de comprimento		Valores nominais	
Barras	Massa nominal ^b kg/m	Máxima variação permitida para massa nominal	Área da seção mm ²	Perímetro mm
6,3	0,245	± 7%	31,2	19,8
8,0	0,395	± 7%	50,3	25,1
10,0	0,617	± 6%	78,5	31,4
12,5	0,963	± 6%	122,7	39,3
16,0	1,578	± 5%	201,1	50,3
20,0	2,466	± 5%	314,2	62,8
22,0	2,984	± 4%	380,1	69,1
25,0	3,853	± 4%	490,9	78,5

Tabela 4 – Características de barras de armaduras passivas pela NBR 7480 (ABNT, 2007) (conclusão)

32,0	6,313	± 4%	804,2	100,5
40,0	9,865	± 4%	1256,6	125,7

^a Os outros diâmetros nominais podem ser fornecidos a pedido do comprador, mantendo - se as faixas de tolerância do diâmetro mais próximo.

^b A densidade linear de massa (em quilogramas por metro) é obtida pelo produto da área da seção nominal em metros quadrados por 7 850 kg/m³.

Fonte: Próprios Autores (2017).

A tabela 5 mostra algumas características dos aços e os respectivos valores de f_{yk} :

Tabela 5 – Propriedades mecânicas exigíveis de barras e fios de aço destinados a armadura para concreto armado pela NBR 7480 (ABNT, 2007)

Categoria	Valores mínimos de tração				Ensaio de dobramento a 180°		Aderência	
	Resistência característica de escoamento ^a (f_{yk}) MPa ^e	Limite de resistência ^b (f_{at}) MPa ^f	Alongamento após ruptura em 10 Φ ^c (A) %	Alongamento total na força máxima ^d (A_{gt}) %	Diâmetro do pino (mm)		Coeficiente de conformação superficial mínimo η	
					$\Phi < 20$	$\Phi \geq 20$	$\Phi < 10$ mm	$\Phi \geq 10$ mm
CA - 25	250	1,20 f_y	18	-	2 Φ	4 Φ	1,0	1,0
CA - 50	500	1,08 f_y	8	5	3 Φ	6 Φ	1,0	1,5
CA - 60	600	1,05 f_y ^c	5	-	5 Φ	-	1,0	1,5

a Valor característico do limite superior de escoamento f_{yk} da ABNT NBR 6118 obtido a partir do LE ou $\delta\epsilon$ da ABNT NBR ISSO 6892.

b O mesmo que resistência convencional à ruptura ou resistência convencional à tração (LR ou $\delta\epsilon$ da ABNT NBR ISSO 6892).

c Φ é o diâmetro nominal, conforme 3.4.

d O alongamento deve ser atendido através do critério de alongamento após ruptura (A) ou alongamento total na força máxima (Agt).

e para efeitos práticos de aplicação desta Norma, pode-se admitir $1 \text{ MPa} = 0,1 \text{ kgf/mm}^2$.

f fat mínimo de 660 MPa.

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

Tanto os aços de armaduras passivas quanto ativas possuem em geral o peso específico (γ_{ss}) igual a $78,5 \text{ KN/m}^3$ e coeficiente de dilatação térmica de $10^{-5}/^\circ\text{C}$ para temperaturas entre -20°C a 150°C . Em relação ao módulo de elasticidade (E_s) em armaduras passivas corresponde a 210 GPa, enquanto é utilizado 200 GPa para cordoalhas e fios em aços ativos.

Para as cordoalhas, os aços mais utilizados são CP190 e CP210 representando uma resistência característica a ruptura por tração (f_{ptk}) igual a 1900 MPa e 2100 MPa, enquanto o limite de escoamento do aço (f_{pyk}) 1710 MPa e 2100 MPa, respectivamente. A tabela abaixo apresenta tais características:

Tabela 6 – Características do aço ativo para CP190 e CP210 por Cholve e Bonilha (2015)

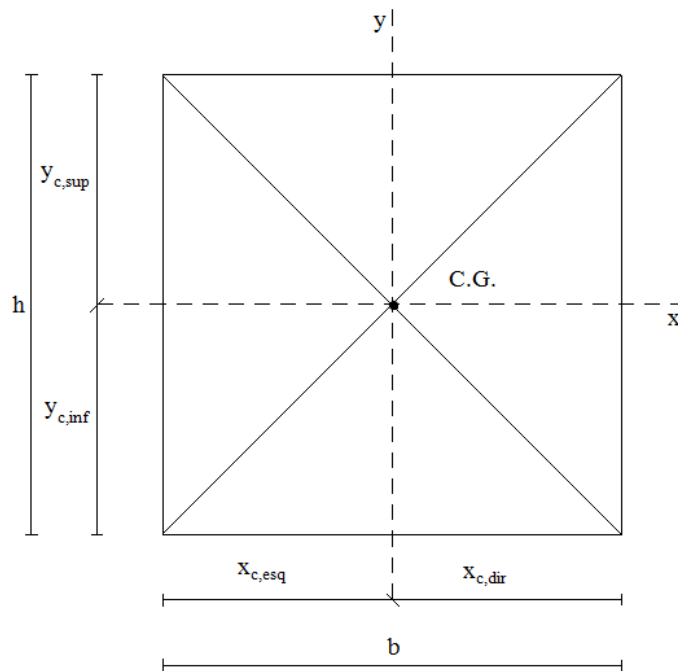
Número de fios	Ø Nominal (mm)	Área (cm ²)	Massa (Kg / m)
3 fios de 3,0 mm	6,5	0,218	0,171
3 fios de 3,0 mm	7,6	0,303	0,238
3 fios de 3,0 mm	8,8	0,387	0,304
3 fios de 3,0 mm	9,6	0,466	0,366
3 fios de 3,0 mm	11,1	0,662	0,52
7 fios	9,5 ($\frac{3}{8}$ "	0,562	0,441
7 fios	12,7 ($\frac{1}{2}$ "	1,009	0,792
7 fios	15,2 ($\frac{5}{8}$ "	1,434	1,126

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

4.5 CÁLCULO DE VIGAS PROTENDIDAS PARA SEÇÕES RETANGULARES

A seguir é exemplificado uma seção retangular com suas características geométricas assim como as fórmulas utilizadas para o cálculo das mesmas:

Figura 11 – Seção básica retangular por Cholfe e Bonilha (2015)



Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

A_c – Área de concreto para seção transversal

b – Base da seção

h – Altura da seção

$y_{c,inf}$ – Distância do CG da seção até a borda inferior

$y_{c,sup}$ – Distância do CG da seção até a borda superior

$I_{c,x}$ – Inércia da seção em relação ao eixo x

$W_{c,inf}$ – Módulo resistente inferior

$W_{c,sup}$ – Módulo resistente superior

$K_{c,inf}$ – Raio resistente relativo à fibra inferior

$K_{c,sup}$ – Raio resistente relativo à fibra superior

$$A_c = b \cdot h \quad (1)$$

$$y_{c,inf} = \frac{h}{2} \quad (2)$$

$$y_{c,sup} = \frac{h}{2} \quad (3)$$

$$I_{c,x} = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (4)$$

$$W_{c,inf} = \frac{I_{c,x}}{y_{c,inf}} \quad (5)$$

$$W_{c,sup} = \frac{I_{c,x}}{y_{c,sup}} \quad (6)$$

$$K_{c,inf} = \frac{W_{c,inf}}{A_c} \quad (7)$$

$$K_{c,sup} = \frac{W_{c,sup}}{A_c} \quad (8)$$

4.6 AÇÕES MOMENTOS E RESISTÊNCIAS

Na análise estrutural, deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos. As ações ocorridas no concreto podem ser classificadas em três tipos e serão definidas a seguir:

- a- Ações permanentes: são aquelas que apresentam pequenas variações ao decorrer de toda a vida da construção.
- b- Ações variáveis: essas por sua vez apresentam variações significativas durante a vida útil.
- c- Ações excepcionais: durante a vida da construção são aquelas que apresentam uma baixa probabilidade de ocorrência, com duração extremamente curta.

As tabelas abaixo descrevem os coeficientes de ponderação no estado limite último (ELU) e estado limite de serviço (ELS), respectivamente:

Tabela 7 – Coeficientes de ações ($\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$) para o ELU pela NBR 6118 (ABNT, 2014)

Combinações de ações	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	Q	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ^{a)}	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

ONDE: D é desfavorável, F é favorável, Q representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.

a) Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

Tabela 8 – Coeficientes de ações (γ_{f2}) para o ELS pela NBR 6118 (ABNT, 2014)

Ações		γ_{f2}		
		Ψ_0	Ψ_1 ^{a)}	Ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^{b)} .	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempos ou de elevada concentração de pessoas ^{c)} .	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens.	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

a) Para os valores de Ψ_1 relativos às pontes e principalmente aos problemas de fadiga, ver seção 23 da NBR 6118.

b) Edifícios residenciais.

c) Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

Já o coeficiente de ponderação das resistências para estado limite último está de acordo com a tabela a seguir:

Tabela 9 – Coeficientes de resistências γ_c e γ_s para o ELU pela NBR 6118 (ABNT, 2014) (continua)

Combinações	Concreto	Aço
	γ_c	γ_s
Normais	1,40	1,15

Tabela 9 – Coeficientes de resistências γ_c e γ_s para o ELU pela NBR 6118 (ABNT, 2014) (conclusão)

Especiais ou de construção	1,20	1,15
Excepcionais	1,20	1,00

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

Para verificações no ELS o coeficiente de ponderação para resistências é:

$$\gamma_m = 1,0 \quad (9)$$

As combinações de ações que ocorrem em uma estrutura podem atuar ao mesmo tempo em período preestabelecido, portanto não devem ser desprezadas, devendo assim ser considerado os efeitos mais desprezíveis para todo elemento. Para a combinações dessas ações podem ser utilizadas as tabelas a seguir, para estado limite último e de serviço respectivamente:

Tabela 10 – Combinações últimas de ações para ELU pela NBR 6118 (ABNT,2014) (continua)

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado ^{a)}	$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} \cdot F_{\varepsilon gk} + \gamma_q \cdot (F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} \cdot F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \cdot \Psi_{0\varepsilon} \cdot F_{\varepsilon qk}$
	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto protendido	Deve ser considerada, quando necessário, a força de protensão como carregamento externo com os valores $P_{k\text{máx}}$ e $P_{k\text{min}}$ para a força desfavorável, conforme definido na seção 9.

$$\begin{aligned}
 & \text{Perda do equilíbrio} \\
 & \text{como corpo rígido} \\
 & S(F_{sd}) \geq S(F_{nd}) \\
 & F_{sd} = \gamma_{gs} \cdot G_{sk} + R_d \\
 & F_{nd} = \gamma_{gn} \cdot G_{nk} + \gamma_q \cdot Q_{nk} - \gamma_{qs} \cdot Q_{s,\min} \\
 & \text{em que } Q_{nk} = Q_{1k} + \sum \Psi_{oj} \cdot Q_{jk}
 \end{aligned}$$

Tabela 10 – Combinações últimas de ações para ELU pela NBR 6118 (ABNT,2014) (conclusão)

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Especiais ou de construção ^{b)}	$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} \cdot F_{\varepsilon gk} + \gamma_q \cdot (F_{q1k} + \sum \Psi_{oj} \cdot F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \cdot \Psi_{0\varepsilon} \cdot F_{\varepsilon qk}$	
Excepcionais ^{b)}	$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} \cdot F_{\varepsilon gk} + F_{q1,\text{exc}} + \gamma_q \cdot \sum \Psi_{oj} \cdot F_{qjk} + \gamma_{\varepsilon q} \cdot \Psi_{0\varepsilon} \cdot F_{\varepsilon qk}$	
ONDE:		Q_{nk} é o valor característico das ações variáveis instabilizantes;
F_d é o valor de cálculo das ações para combinação última;		Q_{1k} é o valor característico da ação variável instabilizante considerada como principal;
F_{gk} representa as ações permanentes diretas;		Ψ_{oj} e Q_{jk} são as demais ações variáveis instabilizantes, considerada com o seu valor reduzido;
$F_{\varepsilon k}$ representa as ações indiretas permanentes como a retração $F_{\varepsilon gk}$ e variáveis como a temperatura $F_{\varepsilon gk}$;		$Q_{s,\min}$ é o valor característico mínimo da ação variável estabilizante que acompanha obrigatoriamente uma ação variável instabilizante.
F_{gk} representa as ações variáveis diretas das quais F_{gk1} é escolhida principal;		a) No caso geral, devem ser consideradas inclusive combinações onde o efeito favorável das cargas permanentes seja reduzido pela consideração de $\gamma_g = 1,0$. No caso de estruturas usuais de edifícios, essas combinações que consideram γ_g reduzido (1,0) não precisam ser consideradas.
$\gamma_g, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_q, \gamma_{\varepsilon q}$ ver Tabela 8 (Tabela 11.1 NBR 6118);		
$\Psi_{oj}, \Psi_{0\varepsilon}$ ver Tabela 9 (Tabela 11.2 da NBR 6118);		b) Quando F_{q1k} ou $F_{q1,\text{exc}}$ atuar em tempo muito pequeno ou tiver probabilidade de ocorrência muito baixa Ψ_{oj} , pode ser substituído por Ψ_{2j} . Este pode ser o caso para ações sísmicas e situação de incêndio.
F_{sd} representa as ações estabilizantes;		
F_{nd} representa as ações não estabilizantes;		
G_{sk} é o valor característico da ação permanente estabilizante;		
R_d é o esforço resistente considerado como estabilizante, quando houver;		
G_{nk} é o valor característico da ação permanente instabilizante;		
$Q_{nk} = Q_{1k} + \sum_{j=2}^m \Psi_{oj}$		

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

Tabela 11 – Combinações de serviço para ELS pela NBR 6118 (ABNT, 2014)

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 $\Psi_2 \cdot F_{qk}$	$F_{d, ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \Psi_{2j} \cdot F_{qj,k}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\Psi_1 \cdot F_{q1k}$, e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\Psi_2 \cdot F_{qk}$	$F_{d, ser} = \sum F_{gi,k} + \Psi_1 \cdot F_{q1,k} + \sum \Psi_{2j} \cdot F_{qj,k}$
Combinações de Serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações raras de serviço (CF)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} , e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\Psi_1 \cdot F_{qk}$	$F_{d, ser} = \sum F_{gi,k} + F_{q1,k} + \sum \Psi_{1j} \cdot F_{qj,k}$

ONDE:

$F_{d, ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas;

Ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS;

Ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.

Fonte: Elaborado pelos Autores (2017).

Para as ações, como o peso próprio, os cálculos das forças e momentos serão demonstrados a seguir sendo:

Q_{g1} - Carga causada pelo peso próprio

γ_{cc} – peso específico do concreto

$$Q_{g1} = A_c \cdot \gamma_{cc} \quad (10)$$

M_{g1} – Momento causado pelo peso próprio

l – largura da seção

$$M_{g1} = \frac{Q_{g1} \cdot l^2}{8} \quad (11)$$

4.7 TENSÃO DA ARMADURA DE PROTENSÃO E FORÇA DE PROTENSÃO

Obtendo do aço da armadura ativa a resistência característica à ruptura por tração (f_{ptk}), e o limite de escoamento (f_{pyk}), a tensão (σ_{pi}) da armadura de protensão dos aços de relaxação normal (RN) e relaxação baixa (RB), poderão ser calculados. A ABNT NBR 6118 (2014), estipula alguns valores limites para a tensão da armadura de protensão, devendo ser utilizado o menor valor entre as fórmulas para RN ou RB, as fórmulas para a pré-tração serão descritas a seguir:

a) Aços de relaxação normal (RN):

$$\sigma_{pi} = 0,77 \cdot f_{ptk} \quad (12)$$

$$\sigma_{pi} = 0,90 \cdot f_{pyk} \quad (13)$$

b) Aços de relaxação baixa (RB):

$$\sigma_{pi} = 0,77 \cdot f_{ptk} \quad (14)$$

$$\sigma_{pi} = 0,85 \cdot f_{pyk} \quad (15)$$

A força de protensão inicial pode ser calculada utilizando o valor de σ_{pi} :

$$N_{p0}^{(0)} = \sigma_{pi} \cdot A_p^{(0)} \quad (16)$$

$N_{p0}^{(0)}$ – Força de protensão inicial

$A_p^{(0)}$ – Área de aço inicial de armadura ativa

4.8 ESTIMATIVA DO PRÉ-ALONGAMENTO PARA t_∞

Quando ocorre a tensão da armadura, acontece uma deformação que chamamos de pré-alongamento, devendo ser estimada durante a sua vida útil, ou seja, o tempo de vida infinito (t_∞). Para se obter este resultado, utiliza a fórmula das tensões iniciais de protensão (σ_{pi}), utilizando a força de protensão característica (P_d), levando em conta as perdas estimadas no tempo infinito, que segundo Pfeil (1991), pode ser considerado de 25% para perdas progressivas.

$$\sigma = \varepsilon \cdot E \quad (17)$$

σ – tensão

ε – deformação

E – módulo de elasticidade

$$P_d = N_{p0}^{(0)} \cdot \gamma_p \quad (18)$$

$N_{p0}^{(0)}$ – força de protensão inicial

γ_p – coeficiente encontrado na Tabela 11

Isolando σ_{pi} na fórmula 16, substituindo ela e a fórmula 18 na 17, isolando a $\Delta\varepsilon_{pi}$ na 17, considerando perdas de 25% e o resultado em milésimos (‰), a expressão ficaria:

$$\Delta\varepsilon_{pi} = \left(\frac{P_d \cdot (1-0,25)}{E_p \cdot A_p^{(0)}} \right) \cdot 1000 \quad (19)$$

$\Delta\varepsilon_{pi}$ – pré-alongamento da armadura ativa

E_p – módulo de elasticidade da armadura ativa

$A_p^{(0)}$ – Área de aço inicial de armadura ativa

4.9 COBRIMENTOS MÍNIMOS E ESPAÇAMENTOS DAS ARMADURAS

O cobrimento mínimo a ser utilizado é estipulado pela tabela a seguir:

Tabela 12 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal pela NBR 6118 (ABNT, 2014)

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal (mm)			
	Laje ^b	20	25	35	45
Concreto armado	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d		30	40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

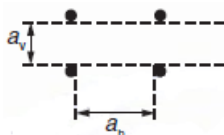
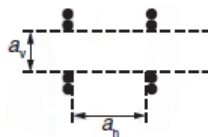
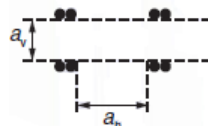
^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

O espaçamento mínimo no caso da pré-tração para armaduras ativas deve seguir as seguintes condições:

Tabela 13 – Espaçamento mínimo para aço ativo pré-tracionado pela NBR 6118 (ABNT, 2014)

Disposição dos fios ou cordoalhas	Espaço livre	
	a_h (horizontal)	a_v (vertical)
	$\geq 2 \Phi$ $\geq 1,2 d_{m\acute{a}x}$ $\geq 2 \text{ cm}$	$\geq 2 \Phi$ $\geq 1,2 d_{m\acute{a}x}$ $\geq 2 \text{ cm}$
	$\geq 3 \Phi$ $\geq 1,2 d_{m\acute{a}x}$ $\geq 2,5 \text{ cm}$	$\geq 3 \Phi$ $\geq 1,2 d_{m\acute{a}x}$ $\geq 2,5 \text{ cm}$
	$\geq 3 \Phi$ $\geq 1,2 d_{m\acute{a}x}$ $\geq 3 \text{ cm}$	$\geq 3 \Phi$ $\geq 1,2 d_{m\acute{a}x}$ $\geq 3 \text{ cm}$

Onde:

Φ é o diâmetro do fio ou cordoalha;

$d_{m\acute{a}x}$ é a dimensão máxima do agregado graúdo.

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

Para as armaduras passivas:

Para a escolha do espaçamento horizontal deve-se calcular o valor do diâmetro do aço utilizado (Φ_i) ou multiplicar 1,2 do diâmetro máximo do agregado, então será utilizado o maior resultado entre eles, caso seja menor que 2 cm, utilizar o mesmo.

$$\text{Esp}_{\min} = 1,2 \cdot d_{m\acute{a}x} \quad (20)$$

Para a escolha do espaçamento vertical deve-se calcular o valor do diâmetro do aço utilizado (Φ_i) ou multiplicar 0,5 do diâmetro máximo do agregado, então será utilizado o maior resultado entre eles, caso seja menor que 2 cm, utilizar o mesmo.

$$\text{Esp}_{\text{mín}} = 0,5 \cdot d_{\text{máx}} \quad (21)$$

Segundo a NBR 7211 (ABNT, 2009) a dimensão máxima característica corresponde à abertura associada à peneira de série normal ou intermediária que é identificada na tabela abaixo:

Tabela 14 – Peneiras das séries normal e intermediária pela NBR 7211 (ABNT, 2009)

Série Normal	Série Intermediária
75 mm	-
-	63 mm
-	50 mm
37,5 mm	-
-	31,5 mm
-	25 mm
19 mm	-
-	12,5 mm
9,5 mm	-
-	6,3 mm
7,75 mm	-
2,36 mm	-
1,18 mm	-
600 µm	-
300 µm	-
150 µm	-

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

4.10 DIMENSIONAMENTO NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU) USANDO O PROCESSO PRÁTICO K6

Para dimensionar vigas de seção retangular nos domínios 2, 3 e 4 é usado o processo prático K6, sendo empregados os concretos das classes C25 à C40, e aços CP175, CP190 e CP210 para armaduras ativas e CA50 para armadura passiva.

Em relação aos domínios, o 2 trabalha com tração simples ou composta, obtendo maior alongamento sem acontecer ruptura à compressão, o 3 acontece a flexão simples ou composta, ocorrendo escoamento do aço e ruptura à compressão, e por último o 4 que seria uma seção com flexão simples ou composta com ruptura, não ocorrendo escoamento do aço.

A seguir serão demonstrados as hipóteses e os procedimentos desse processo:

(1ª) Hipótese: área de aço total de armadura ativa (A_p) diferente de zero e área de aço total de armadura passiva (A_s) igual à zero:

$$A_p \neq 0; A_s = 0 \quad (22)$$

a) Cálculo do momento solicitante de cálculo (M_{sd}):

$$M_{sd} = (\gamma_g \cdot M_{gk}) + (\gamma_{\varepsilon g} \cdot M_{\varepsilon gk}) + \left(\gamma_q \cdot \left(M_{q1k} + (\sum \Psi_{oj} \cdot M_{qjk}) \right) \right) + (\gamma_{\varepsilon q} \cdot \Psi_{O\varepsilon} \cdot M_{\varepsilon qk}) \quad (23)$$

b) Posição mínima do centro de gravidade da armadura ativa (y_0):

$$y_0 = \text{cobrimento mínimo} + (\text{diâmetro da armadura passiva}/2) \quad (24)$$

c) Altura útil relativa ao centro de gravidade da armadura ativa (d_p):

$$d_p = h - y_0 \quad (25)$$

h – altura da seção

d) Valor de K_6

$$K_6 = \frac{b \cdot d_p^2}{M_{sd}} \quad (26)$$

b – base da seção

e) Para achar o valor da variável que define a posição da linha neutra (β_x), a variável (β_z) que define a variação do braço de alavanca (z) relativo ao binário da força de tração em A_p (N_{pd}) vezes a força de compressão (N_{cd}) no centro de gravidade da

área comprimida (A_{cc}), o valor da deformação máxima do concreto na borda comprimida (ϵ_{cd}) e a deformação da armadura ativa em conjunto com o concreto ($\Delta\epsilon_{pd}$), é necessário utilizar a tabela abaixo empregada em conjunto com o valor de K6:

Tabela 15 - Tabela de K6 por Cholfe e Bonilha (2015) (continua)

Tabela de Dimensionamento de Vigas com Seções Retangulares armadas com Armadura Ativa (A_p) e Armadura Passiva (A_s)							ϵ_{pd}	σ_{pd} (Mpa)			σ_{pd} (Mpa)	
							$\Delta\epsilon_{pd}$	CP175	CP190	CP210		
							ϵ_{sd}					
$\beta_x =$	$\beta_z =$	$k_6 = bd^2 / M_{sd}$				ϵ_{cd} (‰)	32,5	1.487	1.614	1.782	CA50	
x/d	z/d						30	1.476	1.601	1.768		
β_x	β_z	$k_6 = \text{Para concreto com } f_{ck}$					27,5	1.465	1.588	1.754		
		(Mpa) =					25	1.454	1.575	1.739		
		25	30	35	40		22,5	1.443	1.563	1.725		
							20	1.432	1.550	1.711		
							17,5	1.42	1.537	1.696		
							15	1.409	1.525	1.682		
							12,5	1.398	1.512	1.668		
		0,02	0,993	21,441	17,867		15,315	13,401	0,204			
		0,04	0,986	5,601	4,668	4,001	3,501	0,417				
		0,06	0,979	2,623	2,185	1,873	1,639	0,638				
0,08	0,972	1,562	1,302	1,116	0,976	0,870						
0,10	0,965	1,069	0,891	0,764	0,668	1,111	1.387	1.499	1.653	435		
0,12	0,957	0,802	0,668	0,573	0,501	1,364						
0,14	0,949	0,645	0,538	0,461	0,403	1,628						
0,16	0,940	0,551	0,459	0,394	0,344	1,905						
0,18	0,931	0,493	0,411	0,352	0,308	2,195						

Tabela 15 - Tabela de K6 por Cholve e Bonilha (2015) (continua)

Tabela de Dimensionamento de Vigas com Seções Retangulares armadas com Armadura Ativa (Ap) e Armadura Passiva (As)							ϵ_{pd} $\Delta\epsilon_{pd}$ ϵ_{sd}	σ_{pd} (Mpa)			σ_{pd} (Mpa)
$\beta_x = x/d$	$\beta_z = z/d$	$k_6 = bd^2 / M_{sd}$				ϵ_{cd} (‰)		CP175	CP190	CP210	CA50
β_x	β_z	k ₆ = Para concreto com f_{ck} (Mpa) =									
		25	30	35	40						
0,20	0,922	0,448	0,373	0,320	0,280	2,500					
0,22	0,912	0,410	0,342	0,293	0,257	2,821	10	1.387	1.499	1.653	
0,24	0,902	0,380	0,316	0,271	0,237	3,158					
0,26	0,892	0,354	0,295	0,253	0,221		9,962	1.387	1.499	1.653	
0,28	0,884	0,331	0,276	0,237	0,207		9,000	1.383	1.494	1.648	
0,30	0,875	0,312	0,260	0,223	0,195		8,167	1.379	1.490	1.633	
0,32	0,867	0,295	0,246	0,211	0,184		7,438	1.376	1.486	1.496	
0,34	0,859	0,280	0,234	0,200	0,175		6,794		1358,9		
0,36	0,850	0,267	0,223	0,191	0,167		6,222		1.244,40		
0,38	0,842	0,256	0,213	0,183	0,160		5,711		1.142,20		
0,40	0,834	0,245	0,204	0,175	0,153		5,250		1.050		
0,42	0,825	0,236	0,196	0,168	0,147		4,833		966,6	435	
0,44	0,817	0,227	0,189	0,162	0,142		4,455		891		
0,46	0,809	0,219	0,183	0,157	0,137		4,109		821,8		
0,48	0,800	0,212	0,177	0,152	0,133		3,792		758,4		
0,50	0,792	0,206	0,172	0,147	0,129	3,500	3,500		700		
0,52	0,784	0,200	0,167	0,143	0,125		3,231		646,2		
0,54	0,775	0,195	0,162	0,139	0,122		2,981		596,2		
0,56	0,767	0,190	0,158	0,135	0,118		2,750		550		
0,58	0,759	0,185	0,154	0,132	0,116		2,534		506,8		
0,60	0,750	0,181	0,150	0,129	0,113		2,333		466,6		
0,62	0,742	0,177	0,147	0,126	0,110		2,145		429		
0,64	0,734	0,173	0,144	0,124	0,108		1,969		393,8	413,5	
0,66	0,725	0,170	0,141	0,121	0,106		1,803		360,6	378,6	
0,68	0,717	0,166	0,139	0,119	0,104		1,647		329,4	345,9	
0,70	0,709	0,163	0,136	0,117	0,102		1,500		300	315,0	
0,72	0,701	0,161	0,134	0,115	0,100		1,361		272,2	285,8	
0,74	0,692	0,158	0,132	0,113	0,099		1,230		246	258,3	

Tabela 15 - Tabela de K6 por Chofle e Bonilha (2015) (conclusão)

,76	0,684	0,156	0,130	0,111	0,097	1,105	221	232,1
0,78	0,676	0,153	0,128	0,110	0,096	0,987	197,4	207,3
0,80	0,667	0,151	0,126	0,108	0,095	0,875	175	183,8
0,82	0,659	0,149	0,125	0,107	0,093	0,768	153,6	161,3
0,84	0,651	0,148	0,123	0,105	0,092	0,667	133,4	140,1
0,86	0,642	0,146	0,122	0,104	0,091	0,570	114	119,7
0,88	0,634	0,144	0,120	0,103	0,090	0,477	95,4	100,2

Tabela de Dimensionamento de Vigas com Seções Retangulares armadas com Armadura Ativa (A _p) e Armadura Passiva (A _s)						ε _{cd} (‰)	ε _{pd} Δε _{pd} ε _{sd}	σ _{pd} (Mpa)			σ _{pd} (Mpa)
β _x = x/d	β _z = z/d	k ₆ = bd ² / M _{sd}						CP175	CP190	CP210	CA50
β _x	β _z	k ₆ = Para concreto com f _{ck} (Mpa) =				3,500					
		25	30	35	40						
0,90	0,626	0,143	0,119	0,102	0,089		0,389		77,8		81,7
0,92	0,617	0,142	0,118	0,101	0,089		0,304		60,8		63,8
0,94	0,609	0,140	0,117	0,100	0,088		0,223		44,6		49,8
0,96	0,601	0,139	0,116	0,099	0,087		0,146		29,2		30,7
0,98	0,592	0,138	0,115	0,099	0,086		0,071		14,2		14,9
1	0,584	0,137	0,114	0,098	0,086		0		0		0,0
Unidades		Hipótese A _p ≠ 0 ; A _s = 0				Hipótese A _p ≠ 0 ; A _s ≠ 0					
MN, m		$T_{pd} = \frac{M_{sd}}{\beta_z \cdot d}$;				$A_p = \left(\frac{M_{sd} \cdot 10^4}{\beta_z \cdot d \cdot \sigma_{pd}} \right) \text{ cm}^2$		$A_{p/f} \cdot \sigma_{pd} + A_s \cdot \sigma_{sd} = T_{pd}$			

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

Confirmação de domínios:

- Domínio 2: Δε_{pd} = 10‰ e conforme β_x, ε_{cd} estará entre 0 e 3,5‰;
- Domínios 3 e 4: ε_{cd} = 3,5‰ e Δε_{pd} estará entre 10‰ e 0.

Lembrando que quando o valor de K6 for diferente dos valores estipulados na Tabela 18, é necessário fazer uma interpolação.

f) Cálculo da deformação total da armadura ativa (ϵ_{pd}):

$$\epsilon_{pd} = \Delta\epsilon_{pi} + \Delta\epsilon_{pd} \quad (27)$$

$\Delta\epsilon_{pi}$ – pré-alongamento da armadura ativa

g) O cálculo da tensão no aço da armadura ativa (σ_{pd}) utiliza a Tabela 18, juntamente com a deformação total da armadura ativa e o aço CP escolhido, e deve-se fazer a interpolação caso o valor da deformação seja diferente da encontrado na tabela.

h) Calcula-se então a área de aço total da armadura ativa, e dependendo do nível de protensão utilizado, já é o valor final da quantidade de armadura necessária na seção calculada.

$$A_p = \frac{M_{sd} \cdot 10^4}{\beta_z \cdot d_p \cdot \sigma_{pd}} \quad (28)$$

i) O cálculo da força de tração total na seção (N_{td}) pode ser calculado com as fórmulas abaixo e o resultado delas deve ser igual:

$$N_{td} = \frac{M_{sd}}{\beta_z \cdot d_p} \quad (29)$$

$$N_{td} = A_p \cdot \sigma_{pd} \quad (30)$$

No caso de protensão completa e limitada o cálculo da quantidade mínima de aço seria:

$$A_p / A_p^{(0)} = \text{quantidade de aço} \quad (31)$$

(2ª) Hipótese: área de aço total de armadura ativa (A_p) diferente de zero e área de aço total de armadura passiva (A_s) diferente de zero:

$$A_p \neq 0; A_s \neq 0 \quad (32)$$

- a) Com a posição do centro de gravidade da armadura passiva (y_{0,A_s}), calcular a altura útil relativa ao centro de gravidade da armadura passiva (d_s):

$$d_s = h - y_{0,A_s} \quad (33)$$

h – altura da seção

- b) Cálculo da posição da linha neutra em relação à borda comprimida (x):

$$x = \beta_x \cdot d_p \quad (34)$$

- c) A deformação da armadura ativa (ϵ_{sd}) é encontrada através da fórmula abaixo:

$$\epsilon_{sd} = \frac{d_s - x}{d_p - x} \cdot \Delta\epsilon_{pd} \quad (35)$$

- d) O valor da tensão da armadura passiva (σ_{sd}) é encontrado utilizando a Tabela 19, os valores da deformação da armadura ativa e do aço passivo CA50. Se o valor dessa deformação for diferente dos valores encontrados na tabela, fazer uma interpolação.
- e) A equação final para encontrar os valores das áreas de aço passivas (A_s) e ativas (A_p) é descrita abaixo, e é útil dividir a tensão da armadura ativa pela tensão da armadura passiva para achar um parâmetro de quantidade de armadura passiva em relação à ativa.

$$N_{td} = A_p \cdot \sigma_{pd} + A_s \cdot \sigma_{sd} \quad (36)$$

4.11 VERIFICAÇÃO DE VIGAS PROTENDIDAS NO DOMÍNIO 3 PARA O ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU)

As condições para verificar o domínio 3 são:

- a) $\varepsilon_{cd} = \varepsilon_{cu} \text{‰}$, sendo que a deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura (ε_{cu}) possui valores de 3,5‰ para classes de concreto até C50, e para classes de C55 até C90, é calculado com a expressão abaixo:

$$\varepsilon_{cu} = 2,6\text{‰} + (35\text{‰} \cdot ((90 - f_{ck})/100)^4) \quad (37)$$

- b) $\varepsilon_{yd} \leq \varepsilon_{sd} \leq 10\text{‰}$, sendo ε_{yd} a deformação de simplificada do aço passivo;

- c) $\varepsilon_{pd} > \varepsilon_{pyd}$, sendo ε_{pyd} a deformação simplificada do aço ativo;

- d) $\Delta\varepsilon_{pd} \leq 10\text{‰}$.

Abaixo será descrito o roteiro para verificação de vigas:

1º Cálculo das tensões nos aços:

$$\sigma_{pd} = \frac{f_{pyk}}{\gamma_s} \quad (38)$$

σ_{pd} – tensão na armadura ativa

f_{pyk} – limite de escoamento do aço de armadura ativa

γ_s – coeficiente de resistência do aço encontrado na Tabela 9

$$\sigma_{sd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (39)$$

σ_{sd} – tensão na armadura passiva

f_{yk} – resistência de escoamento do aço passivo

2º Cálculo das forças de tração:

$$N_{pd} = A_p \cdot \sigma_{pd} \quad (40)$$

N_{pd} – força de tração na armadura ativa

A_p – área de aço total de armadura ativa

$$N_{sd} = A_s \cdot \sigma_{sd} \quad (41)$$

N_{sd} – Força de tração na armadura passiva

A_s – área de aço de armadura passiva

$$N_{td} = N_{pd} + N_{sd} \quad (42)$$

N_{td} – força de tração total dos aços

3º Tensão no concreto:

$$\sigma_{cd} = \alpha_c \cdot f_{cd} \quad (43)$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (44)$$

Substituindo a equação 1 em 1:

$$\sigma_{cd} = \alpha_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (45)$$

γ_c – coeficiente do concreto encontrado na Tabela 9

A fórmula 45 é usada no caso da largura da seção estimada em paralelo à linha neutra, não diminuir a partir dessa até a borda que for comprimida. Sendo que f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto, f_{ck} a resistência característica do concreto aos 28 dias e α_c definido como 0,85 para concretos da classe C20 até C50 e para classes superiores é utilizada a equação a baixo:

$$\alpha_c = 0,85 \cdot \left(1 - \left(\frac{f_{ck} - 50}{200}\right)\right) \quad (46)$$

Se ocorrer o contrário, ou seja, se diminuir em relação à borda comprimida usar a expressão abaixo:

$$\sigma_{cd} = 0,9 \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \quad (47)$$

4º Equilíbrio: tração igual à compressão

$$N_{td} = N_{cd} \quad (48)$$

N_{cd} – Força de compressão no CG da área comprimida

5º Cálculo da área comprimida (A_{cc}) para achar a posição da linha neutra (x):

$$N_{cd} = A_{cc} \cdot \sigma_{cd} \quad (49)$$

Isolando a área comprimida da expressão acima:

$$A_{cc} = \frac{N_{cd}}{\sigma_{cd}} \quad (50)$$

Para o cálculo da altura do diagrama de compressão do concreto (y):

$$y = \frac{A_{cc}}{b} \quad (51)$$

b – base da seção

Com o valor de y acha-se a posição da linha neutra (x):

$$x = \frac{y}{\lambda} \quad (52)$$

O valor de λ para de classes de concreto de C20 até C50 é igual a 0,8 e para classes superiores pode ser calculado pela fórmula abaixo:

$$\lambda = 0,8 - \frac{(f_{ck} - 50)}{400} \quad (53)$$

6º Por meio das deformações pode-se confirmar o domínio 3, sendo os valores de d_p , d_s , e $\Delta\varepsilon_{pi}$ foram calculados nos procedimentos anteriores.

Para as deformações das armaduras ativas são feitos os cálculos abaixo:

$$\Delta\varepsilon_{pd} = \frac{d_p - x}{x} \cdot \varepsilon_{cu} \% \quad (54)$$

Com o valor de $\Delta\varepsilon_{pd}$ calcula-se ε_{pd} :

$$\varepsilon_{pd} = \Delta\varepsilon_{pi} + \Delta\varepsilon_{pd} \quad (55)$$

É feito então o cálculo da deformação simplificada:

$$\varepsilon_{pyd} = \frac{\sigma_{pd}}{E_p} \quad (56)$$

Com esses valores calculados é feito a verificação das condições c e d que foram descritas acima.

Para as deformações das armaduras passivas são feitas as contas descritas abaixo:

$$\varepsilon_{sd} = \frac{d_s - x}{x} \cdot \varepsilon_{cu} \% \quad (57)$$

Calcula-se a deformação simplificada:

$$\varepsilon_{syd} = \frac{\sigma_{sd}}{E_s} \quad (58)$$

Através desses valores é feito a verificação da condição b que foi descrita acima.

7º Braços de alavanca da armadura ativa (z_p) e da armadura passiva (z_s):

$$\bar{y} = \frac{y}{2} \quad (59)$$

\bar{y} - Posição do CG da área comprimida de altura y com tensão uniforme do concreto

$$z_s = d_s - \bar{y} \quad (60)$$

$$z_p = d_p - \bar{y} \quad (61)$$

8º Cálculo do momento resistente de cálculo M_{Rd}

$$M_{Rd} = N_{sd} \cdot z_s + N_{pd} \cdot z_p \quad (62)$$

(9º) Verificação de segurança para o ELU

$$M_{Rd} > M_{sd} \quad (63)$$

4.12 VERIFICAÇÃO DE VIGAS PROTENDIDAS PARA O ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS)

A verificação em relação ao estado limite de serviço dependerá do nível de protensão e de acordo com a Tabela 2.

4.12.1 Nível 3: protensão completa

Deverá ser verificado para o estado limite de formação de fissuras (ELS-F) sob combinações raras de serviço (CR) e para o estado limite de descompressão (ELS-D) sob combinações frequentes de serviço (CF), podendo ser descritas no Estádio 1, obedecendo as seguintes condições:

a) ELS-F, para a fibra tracionada:

$$\sigma_{c,máx,CR} \leq f_{ctk,f} \quad (64)$$

$\sigma_{c,máx,CR}$ – Tensão máxima sob CR

$f_{ctk,f}$ – Resistência à tração na flexão do concreto

Sendo que:

$$f_{ctk,f} = 1,428 \cdot 0,7 \cdot f_{ct,m} \quad (65)$$

$f_{ct,m}$ – Resistência à tração direta média do concreto

Os cálculos abaixo para $f_{ct,m}$ dever ser considerados em MPa:

Para concreto de classes C20 à C50:

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (66)$$

Para as outras classes pode ser utilizada a expressão a baixo:

$$f_{ct,m} = 2,12 \cdot \ln (1 + (0,11 \cdot f_{ck})) \quad (67)$$

b) ELS-F, para a fibra comprimida:

$$\sigma_{c,m\acute{a}x,CR} \leq 10,6 \cdot f_{ck} \quad (68)$$

c) ELS-D, para a fibra tracionada:

$$\sigma_{c,m\acute{a}x,CF} \leq 0 \quad (69)$$

$\sigma_{c,m\acute{a}x,CF}$ – Tensão máxima sob CF

d) ELS-D, para a fibra comprimida:

$$\sigma_{c,m\acute{a}x,CF} \leq 10,6 \cdot f_{ck} \quad (70)$$

4.12.2 Nível 2: protensão limitada

Verificado para o estado limite de formação de fissuras (ELS-F) sob combinações frequentes de serviço (CF) e para o estado limite de descompressão (ELS-D) sob combinações quase frequentes de serviço (CQP), podendo ser descritas no Estádio 1 porque ainda não ocorreu a formação de fissuras, devendo seguir as seguintes condições:

- a) ELS-F, para a fibra tracionada, sendo a resistência à tração na flexão do concreto, calculadas com as fórmulas 65, 66 e 67 descritas anteriormente.

$$\sigma_{c,m\acute{a}x,CF} \leq f_{ctk,f} \quad (71)$$

- b) ELS-F, para a fibra comprimida:

$$\sigma_{c,m\acute{a}x,CF} \leq |0,6 \cdot f_{ck}| \quad (72)$$

- c) ELS-D, para a fibra tracionada:

$$\sigma_{c,m\acute{a}x,CQP} \leq 0 \quad (73)$$

$\sigma_{c,m\acute{a}x,CQP}$ - Tensão máxima sob CQP

- d) ELS-D, para a fibra comprimida:

$$\sigma_{c,m\acute{a}x,CQP} \leq |0,6 \cdot f_{ck}| \quad (74)$$

4.12.3 Nível 1: protensão parcial

Verificado para o estado limite de abertura de fissuras (ELS-W) sob combinações frequentes de serviço (CF) e descritas no Estádio 2 porque iniciou a formação de fissuras, devendo seguir as seguintes condições:

a) ELS-W, para a fibra tracionada:

$$\sigma_{c,m\acute{a}x,CF} > f_{ctk,f} \quad (75)$$

b) Abertura estimada de fissuras ($w_{k,m\acute{a}x,CF}$)

$$w_{k,m\acute{a}x,CF} \leq 0,2 \text{ mm} \quad (76)$$

4.12.4 Roteiro de cálculo

1º Passo – Substituição dos momentos na fórmula da Tabela 14:

$$M_{CQP} = \sum M_{gi,k} + (\sum \Psi_{2j} \cdot M_{qj,k}) \quad (77)$$

M_{CQP} – Momento fletor da combinação quase permanente de serviço

$$M_{CF} = \sum M_{gi,k} + (\sum \Psi_1 \cdot M_{q1,k}) + (\sum \Psi_{2j} \cdot M_{qj,k}) \quad (78)$$

M_{CF} – Momento fletor da combinação frequente de serviço

$$M_{CR} = \sum M_{gi,k} + M_{q1,k} + (\sum \Psi_{1j} \cdot M_{qj,k}) \quad (79)$$

M_{CR} – Momento fletor da combinação rara de serviço

2º Passo – Com a área de aço total das armaduras ativas (A_p) e passivas (A_s) definidas, calcular a força de protensão para um t_∞ ($N_{p\infty}$):

$$N_{p\infty} = A_p \cdot \Delta \varepsilon_{pi} \cdot E_p \quad (80)$$

3º Passo – Verificar se a seção está no Estádio 1 para as fibras tracionadas, e verificar se atende os requisitos das fibras comprimidas, que é o caso dos níveis 3 e 2, se sim o cálculo encerra nesse passo, mas se for o caso do nível 1, deverá ser verificado o Estádio 1 para as fibras tracionadas. Para o cálculo das tensões nas fibras inferiores e superiores, analisando qual será tracionada e qual será comprimida, podem ser utilizadas as expressões abaixo:

$$\sigma_{c,sup} = \frac{N_{p\infty}}{A_c} + \frac{N_{p\infty} \cdot e_p}{W_{c,sup}} + \frac{M}{W_{c,sup}} \quad (81)$$

$$\sigma_{c,inf} = \frac{N_{p\infty}}{A_c} + \frac{N_{p\infty} \cdot e_p}{W_{c,inf}} + \frac{M}{W_{c,inf}} \quad (82)$$

$$e_p = \left(\frac{h}{2}\right) - y_0 \quad (83)$$

e_p – valor da excentricidade

y_0 – posição mínima do centro de gravidade da armadura ativa

h – altura da seção

Sendo o momento M referente às combinações de ações que serão utilizadas no cálculo, ou seja, M_{CR} , M_{CF} ou M_{CQP} .

4º Passo – Calcular o acréscimo de tensão das armaduras ativas que forem aderentes ao concreto e a tensão das armaduras passivas:

a) Equações de Compatibilidade

$$\varepsilon_s = \frac{d_s - x}{x} \cdot \varepsilon_c \quad (84)$$

ε_s – Deformação da armadura passiva ou ativa aderente

$$\varepsilon_c = \frac{x}{d_s - x} \cdot \varepsilon_s \quad (85)$$

ε_c – Deformação do concreto

b) Equações constitutivas:

$$\sigma_c = E_c \cdot \varepsilon_c \quad (86)$$

σ_c – Tensão no concreto

Substituindo a fórmula 85 na fórmula 86:

$$\sigma_c = E_c \cdot \frac{x}{d_s - x} \cdot \varepsilon_s \quad (87)$$

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \quad (88)$$

σ_s – Tensão da armadura passiva ou ativa aderente

Isolando a deformação ε_s :

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (89)$$

Substituindo a fórmula 89 na 87:

$$\sigma_c = E_c \cdot \frac{x}{d_s - x} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (90)$$

Ou:

$$\sigma_c = \sigma_s \cdot \frac{x}{d_s - x} \cdot \frac{1}{\alpha_e} \quad (91)$$

Sabendo que α_e de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014) é igual a:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} = 15 \quad (92)$$

A tensão da armadura passiva ou ativa aderente (σ_s) também pode ser expressa substituindo a fórmula 84 na 88:

$$\sigma_s = E_s \cdot \frac{d_s - x}{x} \cdot \varepsilon_c \quad (93)$$

c) Equações de equilíbrio:

c.1) Forças Resultantes

$$N_c = A_{cc} \cdot \frac{\sigma_c}{2} \quad (94)$$

N_c – Força normal no concreto

$$A_{cc} = b \cdot x \quad (95)$$

Substituindo as fórmulas 95 e 91 na 94:

$$N_c = b \cdot x \cdot \frac{\sigma_s}{2} \cdot \frac{x}{d_s - x} \cdot \frac{1}{\alpha_e} \quad (96)$$

$$N_p = N_{p\infty} \quad (97)$$

N_p – Força normal de protensão correspondente ao pré-alongamento

Substituindo a fórmula 80 na 97:

$$N_p = A_p \cdot \Delta \varepsilon_{pi} \cdot E_p \quad (98)$$

$$N_s = A_s \cdot \sigma_s \quad (99)$$

N_s – Força normal da armadura passiva ou ativa aderente

c.2) Equilíbrio dos esforços

c.2.1) Forças

$$N_c = N_p + N_s \quad (100)$$

Substituindo as fórmulas 96, 98 e 99 na 100:

$$b \cdot x \cdot \frac{\sigma_s}{2} \cdot \frac{x}{d_s - x} \cdot \frac{1}{\alpha_e} = (A_p \cdot \Delta \varepsilon_{pi} \cdot E_p) + (A_s \cdot \sigma_s) \quad (101)$$

Isolando a deformação do aço passivo ou ativo aderente:

$$\sigma_s = \frac{A_p \cdot \Delta \varepsilon_{pi} \cdot E_p}{\left(A_{cc} \cdot \sigma_s \cdot \frac{x}{d_s - x} \cdot \frac{1}{\alpha_e} \right) - A_s} \quad (102)$$

c.2.2) Momentos

$$\Delta M = N_s \cdot z_s + N_p \cdot z_p \quad (103)$$

ΔM – Acréscimo de momento entre o estado limite de descompressão e o carregamento considerado

$$z_s = d_s - \frac{x}{3} \quad (104)$$

z_s – Braço de alavanca de N_s em relação à N_c

$$z_p = d_p - \frac{x}{3} \quad (105)$$

z_p – Braço de alavanca de N_p em relação à N_c

Substituindo as fórmulas 99, 104, 98 e 105 em 103:

$$\left(A_s \cdot \sigma_s \cdot \left(d_s - \frac{x}{3} \right) \right) + \left(A_p \cdot \Delta \varepsilon_{pi} \cdot E_p \cdot \left(d_p - \frac{x}{3} \right) \right) = \Delta M \quad (106)$$

Isolando a deformação do aço passivo ou ativo aderente:

$$\sigma_s = \frac{\Delta M - \left(A_p \cdot \Delta \varepsilon_{pi} \cdot E_p \cdot \left(d_p - \frac{x}{3} \right) \right)}{A_s \cdot \sigma_s \cdot \left(d_s - \frac{x}{3} \right)} \quad (107)$$

As fórmulas 102 e 107 permitem calcular o valor da tensão σ_s e a achar a posição da linha neutra x , com esses valores calcula-se ε_s e ε_c .

5º Passo – Cálculo da área do concreto de envolvimento (A_{cr}) para as armaduras passivas e ativas aderentes. Sendo o \emptyset_i o diâmetro da barra que protege a região de envolvimento.

6º Passo – Com as fórmulas abaixo é possível achar o valor característico da abertura de fissuras (w_k), sendo que o valor adotado é o menor entre as duas fórmulas:

$$w_k = \left(\frac{\sigma_i}{12,5 \cdot \eta_1} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_s}{E_s} \right) \cdot \left(\frac{3 \cdot \sigma_s}{f_{ct,m}} \right) \quad (108)$$

$$w_k = \left(\frac{\sigma_i}{12,5 \cdot \eta_1} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_s}{E_s} \right) \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \quad (109)$$

ρ_{ri} – taxa de armadura passiva ou ativa aderente em relação à região de envolvimento

Sendo η_1 o coeficiente de conformação superficial da armadura considerada, ou seja, para aço CA50 será de 2,25 e para cordoalhas de 3 e 7 fios utilizados na pré-tração sem bainhas, 1,2.

Adotado o valor de w_k , ele deve ser comparado com a condição imposta para o nível de protensão 1.

4.13 VERIFICAÇÃO DE VIGAS PROTENDIDAS PARA O ESTADO LIMITE ÚLTIMO NO ATO DA PROTENSÃO

Pode ser observada através de dois caminhos, pelas hipóteses básicas ou de forma simplificada do Estádio 1. A verificação da força de protensão no ato da protensão é preciso para averiguar se é necessário inserir a força em uma fase ou mais de aplicação e também investigar se tensões geradas por ela podem causar a fissuração da seção.

4.13.1 Verificação com hipóteses básicas

Considerando as suposições para verificação no estado limite último (ELU) que foram descritas anteriormente, são adicionadas as seguintes observações:

- a) A resistência característica do concreto em uma idade fictícia de j dias (f_{ckj}) deve ser identificada no projeto;
- b) Os coeficientes de ponderação devem ser os estipulados abaixo:

$$\gamma_c = 1,2 \quad (110)$$

γ_c – Coeficiente de ponderação do concreto

$$\gamma_s = 1,15 \quad (111)$$

γ_s – Coeficiente de ponderação do aço

$$\gamma_f = 1,0 \quad (112)$$

γ_f – Coeficiente de ponderação para ações permanentes desfavoráveis

$$\gamma_f = 0,9 \quad (113)$$

γ_f – Coeficiente de ponderação para ações permanentes favoráveis

$$\gamma_p = 1,0 \quad (114)$$

γ_p – Coeficiente de ponderação para ação da protensão na pré-tração

$$\gamma_p = 1,1 \quad (115)$$

γ_p – Coeficiente de ponderação para ação da protensão na pós-tração

4.13.2 Verificação simplificada

A verificação deve ser feita para o estágio 1 e têm que ser atendidas as condições abaixo:

a) Para fibras tracionadas:

$$((\sigma_{c,m\acute{a}x},n \cdot N_{p0}^{(0)} \cdot 1,10) + (g_1)) \leq 1,2 \cdot 0,3 \cdot f_{ckj}^{2/3} \quad (116)$$

Calcular f_{ckj} com valor em MPa.

- b) Para fibras comprimidas o coeficiente de ponderação na protensão (γ_p) é igual a 1,1 e para ações permanentes (γ_f) 1,0:

$$((\sigma_{c,\min,n} \cdot N_{p0}^{(0)} \cdot 1,10) + (g_1)) \leq 10,7 \cdot f_{ckj} \quad (117)$$

Calcular f_{ckj} com valor em MPa.

A seguir é descrito um roteiro para ser feito as verificações:

1º Passo - Efeito da protensão para um cabo, ou seja, uma cordoalha ou um fio:

$$\sigma_{c,\text{sup},1,10} \cdot N_{p0}^{(0)} = \left(\frac{\gamma_p \cdot N_{p0}^{(0)}}{A_c} \right) + \left(\frac{\gamma_p \cdot N_{p0}^{(0)} \cdot e_p}{W_{c,\text{sup}}} \right) \quad (118)$$

$\sigma_{c,\text{sup},1,10}$ – Tensão na fibra superior causada pela protensão

$$\sigma_{c,\text{inf},1,10} \cdot N_{p0}^{(0)} = \left(\frac{\gamma_p \cdot N_{p0}^{(0)}}{A_c} \right) + \left(\frac{\gamma_p \cdot N_{p0}^{(0)} \cdot e_p}{W_{c,\text{inf}}} \right) \quad (119)$$

$\sigma_{c,\text{inf},1,10}$ - Tensão na fibra inferior causada pela protensão

2º Passo - Efeito do momento (M_{g1}) provocado pelo peso próprio da viga:

$$\sigma_{c,\text{sup},Mg1} = \frac{M_{g1}}{W_{c,\text{sup}}} \quad (120)$$

$\sigma_{c,\text{sup},Mg1}$ – Tensão na fibra superior causada pelo peso próprio

$$\sigma_{c,\text{inf},Mg1} = \frac{M_{g1}}{W_{c,\text{inf}}} \quad (121)$$

$\sigma_{c,\text{inf},Mg1}$ – Tensão na fibra inferior causada pelo peso próprio

3º Passo – Resistência do concreto aos j dias, ou seja, em j dias foi aplicada a protensão:

$$f_{ckj} = \beta_1 \cdot f_{ck} \quad (122)$$

Sendo:

$$\beta_1 = e^{\left(s \cdot \left(1 - (28/t)^{1/2} \right) \right)} \quad (123)$$

O valor de s depende da qualidade do concreto utilizada, podendo ser 0,38, 0,25 ou 0,20.

4º Passo – Número máximo de cordoalhas, as condições dependerão de qual fibra será tracionada ou comprimida:

$$(n \cdot (\sigma_{c,1,10} \cdot N_{p0}^{(0)})) + (\sigma_{c,Mgl}) \leq 1,2 \cdot 0,3 \cdot f_{ckj}^{2/3} \quad (124)$$

$$(n \cdot (\sigma_{c,1,10} \cdot N_{p0}^{(0)})) + (\sigma_{c,Mgl}) \leq 10,7 \cdot f_{ckj} \quad (125)$$

Adotar o resultado que atenda as duas condições, além de n ser um número inteiro. Caso os resultados sejam maiores que a quantidade de aço utilizada, a protensão deverá ser realizada em uma fase.

5º Passo – Com o valor de n adotado nas expressões acima, calcular as expressões abaixo para verificar se existe alguma região com tensões de tração, caso não, os cálculos são finalizados nesse passo, se sim, prosseguir com as contas.

$$(n \cdot (\sigma_{c,sup,1,10} \cdot N_{p0}^{(0)})) + (\sigma_{c,sup,Mgl}) = \sigma_{resultante,sup} \quad (126)$$

$$(n \cdot (\sigma_{c,inf,1,10} \cdot N_{p0}^{(0)})) + (\sigma_{c,inf,Mgl}) = \sigma_{resultante,inf} \quad (127)$$

6º Passo – Cálculo da armadura passiva para ser distribuída na região tracionada:

$$h_1 = \frac{h + |\sigma_{resultante,comp}|}{|\sigma_{resultante,comp}| + \sigma_{resultante,tração}} \quad (128)$$

h – altura da seção

h_1 = altura da região comprimida

$|\sigma_{\text{resultante,comp}}|$ - valor em módulo da tensão de compressão

$\sigma_{\text{resultante,tração}}$ – valor da tensão de tração

$$h_2 = h - h_1 \quad (129)$$

h_2 = altura da região tracionada

$$F_T = h_2 \cdot b \cdot \frac{\sigma_{\text{resultante}}}{2} \quad (130)$$

b – base da seção

F_T - Força resultante das tensões de tração

$$A_{ST} = F_T / 250 \quad (131)$$

A_{ST} – armadura passiva distribuída na região tracionada

4.14 PERDAS DAS FORÇAS DE PROTENSÃO NA PRÉ-TRAÇÃO

As perdas serão calculadas para a seção mais solicitada.

4.14.1 Perdas iniciais

Perdas que ocorrem antes de soltar os cabos tensionados, ou seja, antes de impor a força na seção da viga. Nos cálculos serão consideradas duas perdas, a relaxação inicial da armadura e retração inicial do concreto.

4.14.1.1 Relaxação inicial da armadura

Pode ser calculado seguindo os passos descritos a seguir:

a) Cálculo da tensão provocada pela protensão (σ_{p0})

$$\sigma_{p0} = \frac{P_0^{(0)}}{A_p^{(0)}} \quad (132)$$

b) Coeficiente de relaxação medido após 1000 horas (Ψ_{1000})

$$\sigma_{p0} / f_{ptk} = \Psi_{1000} \quad (133)$$

f_{ptk} – resistência característica a ruptura por tração do aço ativo

Com esse valor calculado, usar tabela abaixo para identificar esse valor em porcentagem, caso seja diferente do encontrado fazer a interpolação com os dados da tabela.

Tabela 16 – Valores de Ψ 1000 em porcentagem por Cholf e Bonilha (2015)

σ_{p0}	Cordoalhas		Fios		Barras
	RN	RB	RN	RB	
0,5 f_{ptk}	0	0	0	0	0
0,6 f_{ptk}	3,5	1,3	2,5	1,0	1,5
0,7 f_{ptk}	7,0	2,5	5,0	2,0	4,0
0,8 f_{ptk}	12,0	3,5	8,5	3,0	7,0

Em que: RN é a relação normal; RB é a relaxação baixa.

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

c) Caso a liberação dos cabos demore mais que 1000 horas, utilizar a fórmula abaixo, sendo que o tempo deve ser em dias:

$$\Psi_{(t,t_0)} = \Psi_{1000} \cdot \left(\frac{t - t_0}{41,67} \right)^{0,15} \quad (134)$$

d) Cálculo da perda de tensão por relaxação inicial deste o instante inicial até a liberação do cabo estirado $\Delta\sigma_{pr, inicial}$:

$$\Delta\sigma_{pr, inicial}(t, t_0) = \Psi_{(\infty, t_0)} \cdot \sigma_{p0} \quad (135)$$

e) A perda da força de protensão por relaxação pode ser expressa abaixo:

$$\Delta P_{pr, 0}(x) = \Delta\sigma_{pr, inicial}(t, t_0) \cdot A_p^{(0)} \quad (136)$$

$A_p^{(0)}$ – área de aço da armadura inicial ativa

4.14.1.2 Retração inicial do concreto

Segue os passos para o cálculo:

1º Passo - Cálculo da espessura fictícia da viga (h_{fic}):

$$h_{fic} = \gamma \cdot \left(\frac{2 \cdot A_c}{\mu_{ar}} \right) \quad (137)$$

Sendo:

μ_{ar} – parte do perímetro externo da seção transversal que está em contato com a atmosfera;

A_c – área de concreto;

γ – coeficiente que depende da umidade relativa do ar (U%) e calculado através da fórmula e da tabela abaixo:

$$\gamma = 1 + e^{(-7,8 + (0,10 \cdot U))} \quad (138)$$

Tabela 17 – Valores Numéricos usuais para a determinação de fluência e retração por Cholfe e Bonilha (2015)

Ambiente	Umidade U %	Fluência $\phi 1c^{a), c)}$			Retração $10^4 \cdot \epsilon_{1s}^{b), c)}$			$\gamma^{d)}$
		Abatimento de acordo com a ABNT 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	-1,9	-2,5	-3,1	5,0
Ao ar livre, em geral	70	1,5	2,0	2,5	-3,8	-5	-6,2	1,5
Em ambiente seco	40	2,3	3,0	3,8	-4,7	-6,3	-7,9	1,0

a) $\phi_{1c} = 4,45 - 0,035U$ para abatimento no intervalo de 5cm a 9 cm e $U \leq 90\%$;	NOTAS: 1) Para efeito de cálculo, as mesmas expressões e os mesmos valores numéricos podem ser empregados no caso de tração.
b) $10^4 \cdot \epsilon_{1s} = -8,09 + (U/15) - (U^2/2.284) - (U^3/133.765) + (U^4/7.608.150)$ para abatimentos de 5 cm a 9 cm e $40\% \leq U \leq 90\%$;	2) 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.
c) Os valores de ϕ_{1c} e ϵ_{1s} para $U \leq 90\%$ e abatimento entre 0 cm e 4 cm são 25% menores e para abatimentos entre 10cm e 15 cm são 25% maiores;	
d) $\gamma = 1 + \exp(-7,8 + 0,1U)$ para $\leq 90\%$.	

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

2º Passo - Idade fictícia do concreto (t):

$$t = \alpha \cdot \frac{(T_i + 10)}{30} \cdot \Delta t_{ef,i} \quad (139)$$

Sendo:

$\Delta t_{ef,i}$ – período de dias em que T_i é constante;

T_i – temperatura média diária do ambiente em graus Celsius ($^{\circ}\text{C}$);

α – coeficiente relacionado à velocidade de endurecimento do concreto, podendo ser usado a tabela a seguir:

Tabela 18 – Valores de fluência e da retração em função da velocidade de endurecimento do cimento por Cholfe e Bonilha (2015)

Cimento Portland (CP)	α	
	Fluência	Retração
De endurecimento lento (CP III e CP IV, todas as classes de resistência)	1	
De endurecimento normal (CP I e CP II, todas as classes de resistência)	2	1
De endurecimento rápido (CP V - ARI)	3	

Onde:

CP I e CP I-S: Cimento Portland comum.

CP II-E, CP II-F E CII-Z: Cimento Portland composto.

CP III: Cimento Portland de alto forno.

CP IV: Cimento Portland de pozolânico.

CP V-ARI: Cimento Portland de alta resistência inicial.

RS: Cimento Portland resistente a sulfatos (propriedade específica de alguns tipos de cimentos citados).

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

3º Passo - Cálculo do coeficiente (ϵ_{1s}) que depende de U e da consistência do concreto:

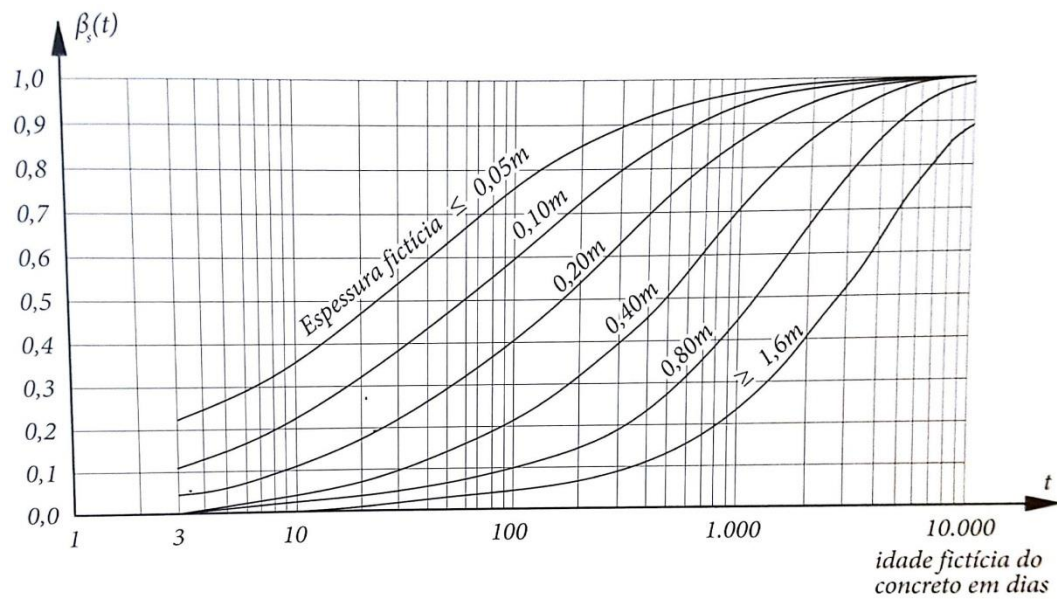
$$10^4 \cdot \epsilon_{1s} = (-8,09) + \left(\frac{U}{15}\right) + \left(\frac{U^2}{2284}\right) + \left(\frac{U^3}{133765}\right) + \left(\frac{U^4}{7608150}\right) \quad (140)$$

4º Passo - Cálculo do coeficiente (ϵ_{2s}) que depende de h_{fic} em cm:

$$\epsilon_{2s} = \frac{33 + (2 \cdot h_{fic})}{20,8 + (3 \cdot h_{fic})} \quad (141)$$

5º Passo – O coeficiente $\beta_s(t_0)$ relativo à retração no instante inicial pode ser encontrado na figura abaixo, utilizado com os valores da idade fictícia (t) e da espessura fictícia (h_{fic}), e caso os valores encontrados sejam diferentes dos que se encontram no mesmo, deve-se fazer uma interpolação.

Figura 12 – Variação de $\beta_s(t)$



Fonte: CHOLFE; BONILHA, 2015.

6º Passo – Através do gráfico o coeficiente $\beta_s(t_\infty)$ de retração para um tempo infinito pode ser considerado igual a aproximadamente 1.

7º Passo – O valor da deformação por retração pode ser expresso abaixo:

$$\varepsilon_{cs}(\infty, t_0) = \varepsilon_{1s} \cdot \varepsilon_{2s} \cdot (\beta_s(\infty) - \beta_s(t_0)) \quad (142)$$

Sendo:

$$\beta_s(\infty) \approx 1 \quad (143)$$

Substituindo a fórmula 143 na 142:

$$\varepsilon_{cs}(\infty, t_0) = \varepsilon_{1s} \cdot \varepsilon_{2s} \cdot (1 - \beta_s(t_0)) \quad (144)$$

8º Passo – Cálculo da perda de tensão por retração inicial do concreto ($\Delta\sigma_{ps}$):

$$\Delta\sigma_{ps}(\infty, t_0) = \varepsilon_{cs}(\infty, t_0) \cdot E_p \quad (145)$$

9º Passo – Perda da força por retração inicial do concreto:

$$\Delta P_{ps,0}(x) = \Delta \sigma_{ps}(\infty, t_0) \cdot A_p^{(0)} \quad (146)$$

Com as perdas por retração e por relaxação calculadas pode-se calcular a força final de protensão após essas perdas, considerando todos os valores em módulo:

$$P_0(x) = P_0^{(0)} - \Delta P_{ps,0}(x) - \Delta P_{pr,0}(x) \quad (147)$$

4.14.2 Perdas imediatas

Ocorrem durante a transferência da força de protensão para a seção de concreto. No caso da pré-tração a viga sofrerá um encurtamento imediato do concreto.

4.14.2.1 Encurtamento imediato do concreto

A perda de tensão por encurtamento imediato pode ser calculada através da expressão abaixo:

$$\Delta \sigma_p = \left(\frac{E_p}{E_{ci}} \right) \cdot \left(\frac{P_0(x)}{A'_c} + \frac{(P_0(x) \cdot e_p'^2)}{I'_c} + \left(\frac{(g_1 \cdot l^2)}{8} \cdot \frac{e_p'}{I'_c} \right) \right) \quad (148)$$

Sendo:

E_p – módulo de elasticidade do aço de armadura ativa;

$P_0(x)$ - força de protensão após as perdas iniciais;

A'_c – área de concreto da seção homogeneizada;

I'_c – inércia da seção homogeneizada;

g_1 – força gerada pelo peso próprio;

l – comprimento total da viga;

e_p' – excentricidade da seção homogeneizada:

$$e_p' = y'_{c,inf} - y_0 \quad (149)$$

$y'_{c,inf}$ = distância do CG da seção homogeneizada a borda inferior;

y_0 – posição mínima do centro de gravidade da armadura ativa;

E_{ci} – módulo de elasticidade do concreto (módulo tangente inicial), calculado através da expressão abaixo:

a) Para concretos de classes de C20 a C50:

$$E_{ci} = \alpha_e \cdot 5600 \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (150)$$

b) Para concretos de classes superiores:

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_e \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} \cdot 1,25 \right)^{1/3} \quad (151)$$

c) O valor de α_e dependerá do material utilizado:

$$\alpha_e = 1,2 \text{ (para basalto e diabásio)} \quad (152)$$

$$\alpha_e = 1,0 \text{ (para granito e gnaisse)} \quad (153)$$

$$\alpha_e = 0,9 \text{ (para calcário)} \quad (154)$$

$$\alpha_e = 0,7 \text{ (para arenito)} \quad (155)$$

A perda da força pelo encurtamento imediato pode ser calculada:

$$\Delta P_p(x) = \Delta \sigma_p(\infty, t_0) \cdot A_p^{(0)} \quad (156)$$

O valor da força final de protensão considerando as perdas imediatas e que todos os valores estão em módulo:

$$P_0(x)' = P_0(x) - \Delta P_p(x) \quad (157)$$

4.14.3 Perdas progressivas

Perdas que ocorrem ao longo do tempo, e podem ser consideradas as perdas por retração e fluência do concreto, e por relaxação do aço. Podem ser calculadas através do método geral de cálculo, pelo processo simplificado ou pelo processo aproximado. O procedimento pelo método geral de cálculo será explicado abaixo.

4.14.3.1 Método geral de cálculo

O método geral de cálculo é empregado quando as ações permanentes e a protensão são inseridas em diferentes idades. O processo de cálculo é descrito a seguir:

1º Passo – A espessura fictícia é calculada utilizando a fórmula 137;

2º Passo – As idades fictícias para retração e fluência são calculadas utilizando a fórmula 139, sendo que no cálculo da retração é considerada a inserção da protensão e no da fluência é considerada a protensão e os demais carregamentos;

3º Passo – O valor da deformação por retração pode ser obtido seguindo do terceiro ao sétimo passo do cálculo para retração inicial;

4º Passo – Cálculos para achar o valor do coeficiente de fluência $\varphi(\infty, t_0)$:

a) Cálculo do coeficiente de fluência rápida (φ_a):

$$\varphi_a = 0,8 \cdot \left(1 - \left(\frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \right) \right) \quad (158)$$

(158) – Para concretos de classes C20 à C45

$$\varphi_a = 1,4 \cdot \left(1 - \left(\frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \right) \right) \quad (159)$$

(159) – Para concretos de classes C50 à C90

Sendo que $f_c(t_0)$ e $f_c(t_\infty)$ são encontrados na tabela abaixo:

Tabela 19 – Crescimento da resistência do concreto por Cholf e Bonilha (2015)

Cimento Portland	Idade (dias)											
	3	7	14	28	63	91	120	240	360	720	1.000	10.000 (∞)
CP III	0,46	0,68	0,85	1	1,13	1,18	1,21	1,28	1,31	1,36	1,37	1,433
CP IV												
CP I	0,59	0,78	0,9	1	1,08	1,12	1,18	1,18	1,2	1,22	1,23	1,267
CP II												
CP V	0,66	0,82	0,92	1	1,07	1,09	1,16	1,14	1,16	1,17	1,18	1,208

NOTA:

CP I = cimento comum; CP II = cimento composto; CP III = cimento de alto forno; CP IV = cimento pozolânico; CP V = cimento de alta resistência inicial.

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

b) Cálculo do coeficiente que depende da umidade relativa (U%) e da consistência do concreto:

$$\varphi_{1c} = 4,45 - (0,035 \cdot U) \quad (160)$$

c) Cálculo do coeficiente que depende da espessura fictícia em centímetros:

$$\varphi_{2c} = \frac{42 + h_{fic}}{20 + h_{fic}} \quad (161)$$

d) Cálculo do valor final do coeficiente de deformação lenta irreversível ($\varphi_{f\infty}$):

$$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \cdot \varphi_{2c} \quad (162)$$

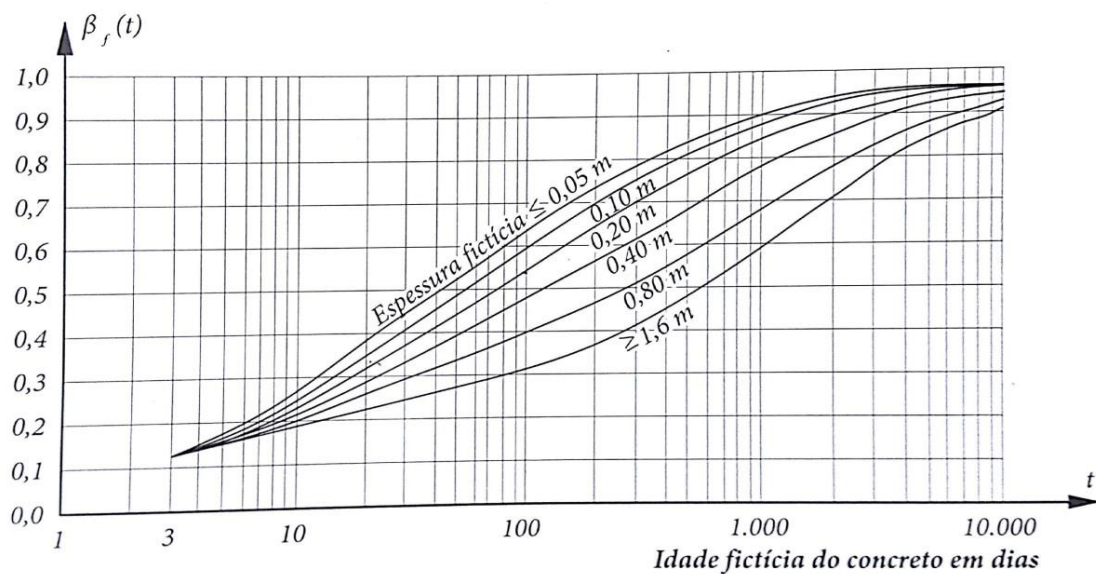
(162) – Para concretos de classes C20 à C45

$$\varphi_{f\infty} = 0,45 \cdot \varphi_{1c} \cdot \varphi_{2c} \quad (163)$$

(163) – Para concretos de classes C50 à C90

e) Os coeficientes de deformação lenta irreversível em função da idade fictícia do concreto para tempo inicial $\beta_f(t_0)$ e para um tempo infinito $\beta_f(t_\infty)$, podem ser calculados utilizando o gráfico abaixo, e caso o valor seja diferente dos encontrados nele, deve-se fazer interpolação.

Figura 13 – Variação de $\beta_f(t)$



Fonte: CHOLHE; BONILHA (2015).

O valor $\beta_f(t_\infty)$ de acordo com a Figura 27 pode ser considerado aproximadamente 1:

$$\beta_f(\infty) \approx 1 \quad (164)$$

f) O coeficiente relativo à deformação lenta reversível em função do tempo, para t_∞ pode ser considerado igual a um:

$$\beta_d = 1,0 \quad (165)$$

g) O valor final do coeficiente de deformação lenta reversível é:

$$\varphi_{d\infty} = 0,4 \quad (166)$$

h) Cálculo do coeficiente de fluência:

$$\varphi(\infty, t_0) = \varphi_a + (\varphi_{f\infty} \cdot (\beta_f(\infty) - \beta_f(t_0))) + (\varphi_{d\infty} \cdot \beta_d) \quad (167)$$

Substituindo as fórmulas 164, 165 e 166 na 167:

$$\varphi(\infty, t_0) = \varphi_a + (\varphi_{f\infty} \cdot (1 - \beta_f(t_0))) + 0,4 \quad (168)$$

5º Passo – Perda de tensão do aço gerada pelo efeito conjunto da retração e fluência:

a) Considerar separadamente os momentos fletores devidos ao peso próprio (M_{g1}) e devido aos demais carregamentos (M_{gi-g1})

b) Tensões normais causadas pelos momentos:

$$\sigma_{c,MK,em Y} = \frac{M_k \cdot y}{I_c} \quad (169)$$

y – representa o valor da excentricidade e_p

M_k – relativo aos momentos fletores

c) Tensões normais devido à protensão:

$$\sigma_{c,P0,em y} = \frac{\Sigma P_0(x)'}{A_c} + \left(\frac{\Sigma (P_0(x)' \cdot e_{pi})}{I_{c,x}} \cdot y \right) \quad (170)$$

Os valores de e_{pi} e y indicam excentricidades e vão ser diferentes caso haja mais de uma excentricidade, ou seja, e_{pi} vai representar a excentricidade i e y representará a média das excentricidades. Nesse caso deve-se fazer como indicado na fórmula um somatório dos valores das forças de protensão depois das perdas imediatas para cada valor de e_p .

d) Tensões, devido à protensão, nos aços:

$$\sigma_{p0} = \frac{P_0(x)'}{A_p} \quad (171)$$

e) Perda de tensão por retração e fluência:

$$\Delta\sigma_{P,c+s}(\infty, t_0) = \frac{(\varepsilon_{cs}(\infty, t_0) \cdot E_p) + \left(\alpha_p \cdot \varphi(\infty, t_0) \cdot (\sigma_{c,P0,em y} + \sigma_{c,Mg1,em y}) \right) + \left(\sum_i (\sigma_{c,M(gi-g1),em Y} \cdot \varphi(\infty, t_i)) \right)}{1 - \left(\alpha_p \cdot \frac{\sigma_{c,P0,em y}}{\sigma_{p0}} \cdot \left(1 + \frac{\varphi(\infty, t_0)}{2} \right) \right)} \quad (172)$$

Sendo:

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{ci}} \quad (173)$$

6º Passo – Valor da perda de protensão devido à fluência e retração do concreto:

$$\Delta P_{\infty,c+s}(x) = \Delta\sigma_{P,c+s}(\infty, t_0) \cdot A_{p0}^{(0)} \quad (174)$$

7º Passo – Perdas de tensão por relaxação do aço, sendo que são considerados apenas os valores dos carregamentos permanentes:

a) Cálculo da tensão gerada pela protensão (σ_{P0}) e pelos demais carregamentos ($\Delta\sigma_{P0}$):

$$\sigma_{pi} = \sigma_{P0} + \Delta\sigma_{P0} \quad (175)$$

Sendo:

$$\sigma_{P0} = \frac{P_0(x)'}{A_p^{(0)}} \quad (176)$$

$$\Delta\sigma_{p0} = \Sigma M_{(g_i - g_l)} \cdot \frac{e_p}{I_c} \cdot \alpha_p \quad (177)$$

b) Cálculo do coeficiente final de relaxação pura Ψ_∞ e depois associar valor com o encontrado na tabela abaixo:

$$\sigma_{pi} / f_{ptk} = \Psi_{(\infty, t_0)} \quad (178)$$

Tabela 20 – Valores de Ψ_∞ , em porcentagem por Cholf e Bonilha (2015)

σ_{p0}	Cordoalhas		Fios		Barras
	RN	RB	RN	RB	
0,5 f_{ptk}	0	0	0	0	0
0,6 f_{ptk}	8,75	3,25	6,25	2,5	3,75
0,7 f_{ptk}	17,5	6,25	12,5	5,0	10,0
0,8 f_{ptk}	30,0	8,75	21,25	7,5	17,5

Onde: $\Psi_\infty = 2,5 \Psi_{1000}$, a 20°C; RN é a relação normal; RB é a relaxação baixa.

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

Se o valor encontrado for diferente do valor da Tabela 23, pode-se fazer uma interpolação.

c) Cálculo da relaxação pura, ou seja, perdas que podem ser medidas em laboratório, conhecidas como relaxação inicial:

$$\Delta\sigma_{pr}(\infty, t_0) = \Psi_{(\infty, t_0)} \cdot \sigma_{pi} \quad (179)$$

d) Cálculo da tensão por relaxação relativa, sendo essa a que gera o valor das perdas progressivas por relaxação no aço:

$$\Delta\sigma_{pr}(\infty, t_0)_{,rel} = \Delta\sigma_{pr}(\infty, t_0) \cdot \left(\frac{1 - (2 \cdot |\Delta\sigma_{p,c+s}(\infty, t_0)|)}{\sigma_{pi}} \right) \quad (180)$$

e) Cálculo das perdas da força de protensão devido à relaxação do aço:

$$\Delta P_{\infty,r}(x) = -\Delta\sigma_{pr}(\infty, t_0)_{,rel} \cdot A_p^{(0)} \quad (181)$$

8º Passo – Cálculo do valor final da força de protensão, com valores em módulo:

$$P_{\infty}(x) = P_0(x)' - \Delta P_{\infty,c+s}(x) - \Delta P_{\infty,r}(x) \quad (182)$$

9º Passo – Valor das perdas finais em percentagem:

$$\text{Perdas finais (\%)} = 100 - \left(\frac{P_{\infty}(x) \cdot 100}{N_{p0}^{(0)}} \right) \quad (183)$$

$$\text{Perdas finais} = \text{Perdas finais (\%)} / 100 \quad (184)$$

4.15 VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO E DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO COM A FORÇA FINAL DE PROTENSÃO

4.15.1 Estado limite de serviço (ELS)

A verificação será igual ao procedimento adotado no capítulo 3.11, mas nesse caso, a força de protensão $N_{p\infty}$ será substituída pela força $P_{\infty}(x)$ multiplicada pela quantidade de aço utilizado.

4.15.2 Estado limite último (ELU)

O procedimento de cálculo para a verificação será igual ao apresentado no capítulo 3.10, exceto que ocorrerá mudanças no valor do pré-alongamento ($\Delta\varepsilon_{pi}$) e na tensão no aço de armadura ativa.

O valor do pré-alongamento e da tensão são calculados pelas fórmulas abaixo:

$$\Delta\varepsilon_{pi} = \left(\frac{P_{\infty}(x)}{E_p \cdot A_p^{(0)}} \right) \cdot 1000 \quad (185)$$

$$\sigma_{pd} = \frac{f_{pyk} \cdot (1 - \text{Perdas totais})}{\gamma_s} \quad (186)$$

γ_s – coeficiente do aço encontrado na Tabela 13

4.16 HOMOGENEIZAÇÃO DA SEÇÃO PROTENDIDA

É feita a homogeneização para descobrir a quantidade certa de concreto na seção após a inserção dos aços de armadura ativa. Pode ser calculada pelas fórmulas descritas a seguir (VERÍSSIMO; CÉSAR JÚNIOR, 1998):

a) Área de concreto (A'_c):

$$A'_c = A_c + A_p \cdot (\alpha - 1) \quad (187)$$

Considerando:

$$\alpha = 15 \quad (188)$$

b) Cálculo da distância do CG da seção a borda inferior ($y'_{c,inf}$), caso as armaduras estejam localizadas nessa região, senão calcular para a borda superior:

$$y'_{c,inf} = \frac{\left((A_c - A_p) \cdot y_{c,inf} \right) + (A_p \cdot \alpha \cdot y_0)}{A'_c} \quad (189)$$

c) Cálculo da inércia da seção em relação ao eixo x:

$$I'_{c,x} = I_{c,x} + (A'_c \cdot \Delta y^2) + \left(A_p \cdot (\alpha - 1) \cdot (y_{c,inf} - y_0)^2 \right) \quad (190)$$

Sendo que:

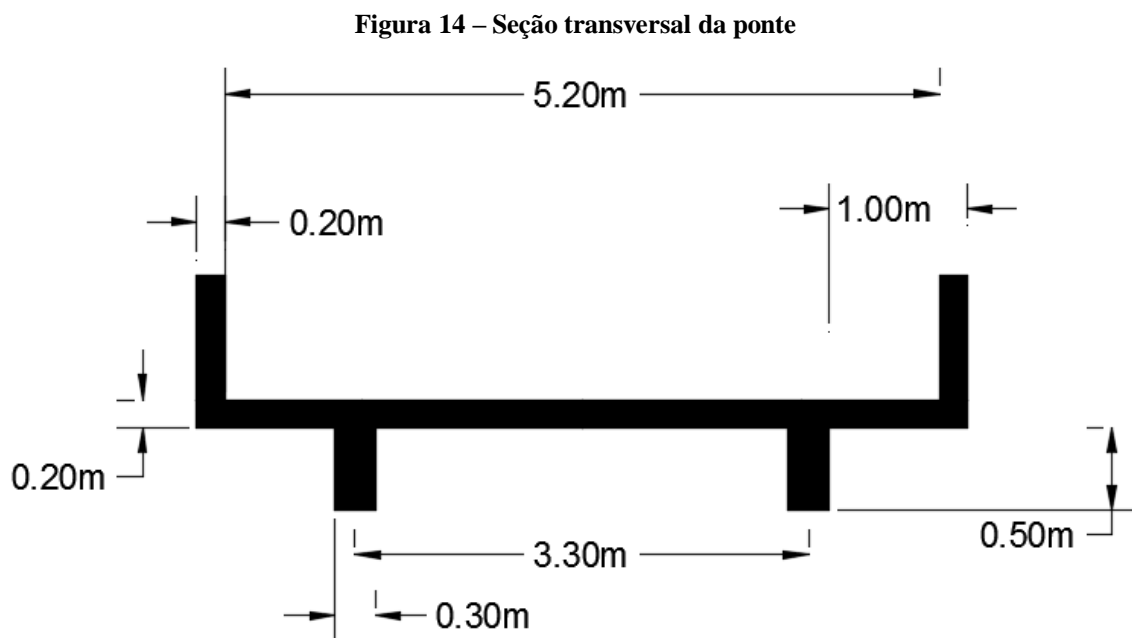
$$\Delta y = y_{c,inf} - y'_{c,inf} \quad (191)$$

5 ESTUDO DE CASO

5.1 PROJETO

Os cálculos aqui apresentados são baseados na ABNT NBR 7187, sobre projetos de pontes de concreto armado e de concreto protendido. O projeto aplicado é uma longarina de uma ponte, pré-fabricada, com as seguintes características:

- Classe 12;
- Duas longarinas;
- Estrutura simétrica;
- Vão: 4,00m;
- Balanços: 1,00m;
- Tabuleiro: 5,20m.
- Cimento CP III.



Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

5.2 RESULTADO DO DIMENSIONAMENTO DA VIGA PRÉ-TRACIONADA

5.2.1 Dimensionamento

Para obtenção dos resultados foi utilizado um software de cálculo desenvolvido pelos autores do estudo, programa que ainda está em sua versão 01, apresentando algumas delimitações. Consideramos apenas aço de armadura ativa na região tracionada.

5.2.1.1 Concreto estrutural

De acordo com a Tabela 1 a classe de agressividade será a II, para agressividade moderada e escolhido o sistema pré-tracionado e de acordo com a Tabela 2 para CAII temos protensão limitada nível 2.

5.2.1.2 Materiais

A Tabela 3 indica que para classe II, a classe do concreto mínima é a C30, tendo o f_{ck} igual a 30 Mpa, peso específico (γ_{cc}) igual a 25KN/m³. Os aços de armadura ativa e passiva escolhidos apresentam as seguintes características:

- a) Cordoalha de 7 fios CP190 RB com diâmetro de 9,5 mm:

Quadro 1 - Características do aço ativo usado no projeto

\emptyset	0,0095	m	-
$A_p^{(0)}$	0,000562	m ²	Tabela 6
E_p	200.000.000.000	Pa	-
f_{pyk}	1710	Mpa	-
f_{ptk}	1900	Mpa	-

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

Figura 15- Dados de Entrada do Aço da Armadura Ativa

Informações da Viga

Base: M Permanente:

Altura: M Acidentais:

Comprimento:

Aço Armadura Ativa | Aço Armadura Passiva | Concreto | Ambiente de Construção

Aço ativo: ▼

FPTK

FPYK

Calcular

Fonte: Elaborado pelos autores (2017)

Figura 16- Dados de Entrada Concreto

Informações da Viga

Base: M Permanente:

Altura: M Acidentais:

Comprimento:

Aço Armadura Ativa | Aço Armadura Passiva | **Concreto** | Ambiente de Construção

Classe Concreto: ▼

Calcular

Fonte: Elaborado pelos autores (2017)

Figura 17- Dados de Entrada Ambiente de Construção

Informações da Viga

Base: M Permanente:

Altura: M Acidentais:

Comprimento:

Aço Armadura Ativa Aço Armadura Passiva Concreto Ambiente de Construção

Umidade ▼

Fator Endurecimento ▼

Fonte: Elaborado pelos autores (2017)

5.2.1.3 Cálculo de vigas protendidas para seções retangulares

Quadro 2 – Características geométricas viga

Viga V1			Fórmulas
B	0.3	m	-
H	0.5	m	-
A_c	0.15	m ²	1
$y_{c,inf}$	0.25	m	2
$y_{c,sup}$	0.25	m	3
$I_{c,x}$	0.00312	m ⁴	4
$W_{c,inf}$	0.0125	m ³	5
$W_{c,sup}$	0.0125	m ³	6
$K_{c,inf}$	0.08333	m	7
$K_{c,sup}$	0.08333	m	8

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

Figura 18- Característica geométrica da viga

ELU - Protensão	Perdas Iniciais	Perdas Imediatas	Perdas Progressivas	ELS - Perdas	ELU - Perdas	
Viga	Aço Ativo	Aço Passivo	Ações	Processo k6	ELU - Dominio	ELS - Vigas
Área:	0,15000	m ²				
yCinf:	0,25000	m				
yCSup:	0,25000	m				
Icx:	0,00312	m ⁴				
Wc,inf:	0,01250	m ³				
Wc,su...:	0,01250	m ³				
Kc,inf:	0,08333	m				
Kc,sup:	0,08333	m				

Fonte: Elaborado pelos autores (2017)

5.2.1.4 Ações, momentos e resistências

Para ações:

a) Para ações permanentes desfavoráveis (ELU) segundo a Tabela 7:

$$\gamma_g = 1,4$$

b) Para ações de protensão favoráveis (ELU) segundo a Tabela 7:

$$\gamma_p = 0,9$$

Para resistências:

a) Resistência do concreto (ELU) de acordo com a Tabela 9:

$$\gamma_c = 1,4$$

b) Para resistências do aço (ELU) de acordo com a Tabela 9:

$$\gamma_s = 1,15$$

c) Para resistências no ELS:

$$\gamma_m = 1,0$$

O peso próprio da viga calculado através da Fórmula 10 é igual a $Q_{g1} = 3.75 \text{ KN/m}$.

Momentos utilizados nos cálculos:

Quadro 3 – Momentos devido ações permanentes utilizados no projeto

Viga			Fórmulas
M_{g1}	7.50	KN.m	11
M_{g2}	81.4	KN.m	Apêndice B
M_{g3}	116.2	KN.m	Apêndice B
ΣM_{gi}	205.1	KN.m	-
$\Sigma M_{gi - g1}$	197.60	KN.m	-

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

Figura 19- Ações, momentos e resistências

ELU - Protensão	Perdas Iniciais	Perdas Imediatas	Perdas Progressivas	ELS - Perdas	ELU - Perdas	
Viga	Aço Ativo	Aço Passivo	Ações	Processo k6	ELU - Dominio	ELS - Vigas
Msd:	0,2650200	MN.m				
Mgi:	205,1000000	kN.m				
Mgi -g1:	197,6000000	kN.m				
Mg1:	7,50000	kN.m				

Fonte: Elaborado pelos autores (2017)

5.2.1.5 Tensão da armadura de protensão e força de protensão

Para o cálculo usando f_{ptk} e das f_{pyk} Fórmulas 14 e 15, os resultados são:

- $\sigma_{pi} = 1463 \text{ MPa}$
- $\sigma_{pi} = 1453,5 \text{ MPa}$

O resultado adotado é o menor: $\sigma_{pi} = 1453,5$ MPa. Com esse valor calculamos a força de protensão pela Fórmula 16 que será igual a $N_{p0}^{(0)} = 81.6867$ KN/cordoalha.

5.2.1.6 Estimativa do pré-alongamento para t_{∞}

Considerando γ_p igual 0,9 para a força de protensão em casos favoráveis de acordo com a Tabela 7, o valor de P_d encontrado pela Fórmula 18 será: 73.518 KN/cordoalha. Considerando perdas de 25% e a Fórmula 19, $\Delta\epsilon_{pi}$ será: 4,90556 %.

Figura 20 – Pré- alongamento da armadura ativa

ELU - Protensão	Perdas Iniciais	Perdas Imediatas	Perdas Progressivas	ELS - Perdas	ELU - Perdas	
Viga	Aço Ativo	Aço Passivo	Ações	Processo k6	ELU - Dominio	ELS - Vigas
Diâmetro:	0,00950	m				
Área:	0,0000562	m ²	Np0:	81,68670	KN/cordoalha	
Espaçamento			$\Delta\epsilon_{pi}$:	4,90556	%	
Vertical:	3,04000	cm				
Horizontal:	3,04000	cm				
Quantidade de Cordoalhas:						
	8,00000					

Fonte: Elaborado pelos autores (2017)

5.2.1.7 Cobrimentos mínimos e espaçamento das armaduras:

Espaçamentos mínimos horizontais e verticais mínimos para armaduras ativas na pré- tração, considerando condições da Tabela 13, sendo que o diâmetro do agregado utilizado foi 1,9 cm (Tabela 14):

- 3,04 cm;
- 2,28 cm;
- 2 cm.

O valor adotado foi 3,04 cm ou 0,0304 m.

Cobrimento segundo a Tabela 13 para concreto protendido 35 mm ou 0,035 m para vigas.

Figura 21- Cobrimentos

ELU - Protensão	Perdas Iniciais	Perdas Imediatas	Perdas Progressivas	ELS - Perdas	ELU - Perdas	
Viga	Aço Ativo	Aço Passivo	Ações	Processo k6	ELU - Dominio	ELS - Vigas
Diâmetro:	<input type="text" value="0,00950"/>	m				
Área:	<input type="text" value="0,0000562"/>	m ²	Np0:	<input type="text" value="81,68670"/>	KN/cordoalha	
Espaçamento			Δεpi:	<input type="text" value="4,90556"/>	%	
Vertical:	<input type="text" value="3,04000"/>	cm				
Horizontal:	<input type="text" value="3,04000"/>	cm				
Quantidade de Cordoalhas:	<input type="text" value="8,00000"/>					

Fonte: Elaborado pelos autores (2017)

5.2.1.8 Dimensionamento no ELU usando o processo prático K6

a) Momento Solicitante de Cálculo (Fórmula 23):

Quadro 4 – Momento solicitante de cálculo para viga

Viga
$M_{sd} = 265.02 \text{ KN.m}$
$M_{sd} = 0.26502 \text{ MN.m}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

b) Posição mínima do centro de gravidade da armadura ativa (Fórmula 24):

Quadro 5 – Posição mínima do centra de gravidade da armadura ativa para viga

Viga
$y_o = 0.03975\text{m}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

c) Altura útil relativa ao centro de gravidade da armadura ativa e largura da seção transversal da viga (Fórmula 25):

Quadro 6 – Altura útil relativa ao centro de gravidade e largura da seção para viga

Viga
$d_p = 0.46025 \text{ m}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

d) Valor de K6 (Fórmula 26):

Quadro 7 – Valor de K6 para viga

Viga
$K6 = 0.23979$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

e) Valores de β_x , β_z , ϵ_{cd} e $\Delta\epsilon_{pd}$ adquiridos através da interpolação do valor de K6 com os valores da Tabela de 15:

Quadro 8 – Valor de β_x para viga

Viga
$\beta_x = 0.3305$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

Quadro 9 – Valor de β_z para viga

Viga
$\beta_z = 0.8628$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

Quadro 10 – Valor de ϵ_{cd} para viga

Viga
$\epsilon_{cd} = 3.50\%$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

Quadro 11 – Valor de $\Delta\epsilon_{pd}$ para viga

Viga
$\Delta\epsilon_{pd} = 7.10 \%$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

Sendo para a viga o $\Delta\epsilon_{pd} = 7.10 \% < 10\%$ e o $\epsilon_{cd} = 3.50 \%$, temos domínio 3 ou 4.

f) Deformação total da armadura ativa (Fórmula 27):

Quadro 12 – Deformação total da armadura ativa para viga

Viga
$\varepsilon_{pd} = 12.005 \text{ ‰}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

- g) Tensão no aço de armadura ativa adquirida com o valor de ε_{pd} e com os valores da Tabela 15:

Quadro 13 – Tensão no aço de armadura ativa para viga

Viga
$\sigma_{pd} = 1499.00 \text{ MPa}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

- h) Área de aço total da armadura ativa (Fórmula 28):

Quadro 14 – Área de aço total da armadura ativa para viga

Viga
$A_p = 4.452 \text{ cm}^2$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

- i) Força de tração total (Fórmula 29 e 30):

Quadro 15 – Força de tração total para viga

Viga
$N_{td1} = 0.66738 \text{ MN}$
$N_{td2} = 0.66738 \text{ MN}$
$N_{td1} = N_{td2}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

O cálculo é considerado apenas para armaduras ativas.

- j) Equilíbrio (Fórmula 36) e quantidade mínima de aço (Fórmula 31):

Quadro 16 – Quantidade de aço adotada para viga

Viga
$A_p = 4.452 \text{ cm}^2$
$A_p^{(0)} = 0.562 \text{ cm}^2$
Quant. mínima de cordoalhas: 7.922
Quant. de cordoalhas utilizadas = 8
$A_p = 8 \cdot 0.562 = 4.496 \text{ cm}^2$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

Figura 22- Processo Prático K6

ELU - Protensão	Perdas Iniciais	Perdas Imediatas	Perdas Progressivas	ELS - Perdas	ELU - Perdas	
Viga	Aço Ativo	Aço Passivo	Ações	Processo k6	ELU - Dominio	ELS - Vigas
y0:	0,03975 m	Ntd:	6673,82349 KN	Confirmação de domi...		
dP:	0,46025 m	Área de aço ativo final:		Domínio 2:		
K6:	0,23979	4,49600 cm ²		$\Delta\epsilon_{pd} = 10\%$ ϵ_{cd} estará entre 0 e 3,5%		
β_x :	0,33050			Domínio 3:		
β_z :	0,86280			$\epsilon_{cd} = 3,5\%$ $\Delta\epsilon_{pd}$ estará entre 10% e 0		
ϵ_{cd} :	3,50000 %					
$\Delta\epsilon_{pd}$:	7,10000 %					
ϵ_{pd} :	12,00556 %					
σ_{pd} :	1499,00000 MPa					

Fonte: Elaborado pelos autores (2017)

5.2.1.9 Verificação de vigas protendidas no domínio 3 para o ELU

Dimensionada apenas para armadura ativa:

(1º) Tensões (Fórmula 38) e adotando $\gamma_s = 1,15$ de acordo com a Tabela 9:

Quadro 17 – Tensões da armadura ativa para vigas

Viga
$\sigma_{pd} = 1486,95652 \text{ MPa}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

(2º) Forças de Tração (Fórmula 40 e 42):

Quadro 18 – Forças de tração para viga

Viga
$N_{pd} = 0.66854 \text{ MN}$
$N_{td} = 0.66854 \text{ MN}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

(3º) Tensão no concreto (Fórmula 45) e adotado $\gamma_c = 1,4$ segundo Tabela 9:

Quadro 19 – Tensão no concreto para viga

Viga
$\alpha_c = 0,85 \text{ (C30)}$
$\sigma_{cd} = 18,21429 \text{ MPa}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

(4º) Equilíbrio: Tração = Compressão (Fórmula 48):

Quadro 20 – Força de compressão para viga

Viga
$N_{td} = N_{cd}$
$N_{cd} = 0.668535 \text{ MN}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

(5°) Área comprimida (Fórmula 50), altura do diagrama de compressão do concreto (Fórmula 51) e a posição da linha neutra (Fórmula 52):

Quadro 21 – Área comprimida, altura do diagrama de compressão e a posição da linha neutra para viga

Viga
$A_{cc} = 0.0367 \text{ m}^2$
$y = 0.12235 \text{ m}$
$\lambda = 0,8$
$x = 0.15293 \text{ m}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

(6°) Confirmação do Domínio 3, sendo $\Delta\varepsilon_{pd}$ calculado pela Fórmula 54, ε_{pd} pela Fórmula 55 e ε_{pyd} pela Fórmula 56:

Quadro 22 – Valores de $\Delta\varepsilon_{pd}$, ε_{pd} e ε_{pyd} para viga

Viga 1
$\varepsilon_{cu} \% = 3.5 \%$
$\Delta\varepsilon_{pd} = 7.03321 \%$
$\varepsilon_{pd} = 11.93877 \%$
$\varepsilon_{pyd} = 7,43478 \%$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

Condições atendidas:

- $\varepsilon_{pd} > \varepsilon_{pyd}$;
- $\Delta\varepsilon_{pd} \leq 10\%$, .

(7º) Braço de alavanca da armadura ativa (Fórmula 61) e \bar{y} calculado pela Fórmula 59:

Quadro 23 – Braço de alavanca z_p para viga

Viga
$\bar{y} = 0.06117 \text{ m}$
$z_p = 0.39908 \text{ m}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

(8º) Momento resistente de cálculo (Fórmula 62):

Quadro 24 – Momento resistente de cálculo para viga

Viga
$M_{Rd} = 0.26680 \text{ MN.m}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

(9º) Verificação de Segurança no ELU com o momento solicitante de cálculo calculado no dimensionamento:

Quadro 25 – Comparação entre momento solicitante de cálculo e o momento resistente para viga

Viga
$M_{sd} = 0.26502 \text{ MN.m}$
$M_{Rd} > M_{sd}$
$0.26680 > 0.26502$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

A viga resiste ao momento solicitante no ELU.

Fig 23 - Confirmação de domínio no ELU

ELU - Protensão	Perdas Iniciais	Perdas Imediatas	Perdas Progressivas	ELS - Perdas	ELU - Perdas	ELS - Vigas
Viga	Aço Ativo	Aço Passivo	Ações	Processo k6	ELU - Dominio	ELS - Vigas
			y:	0,06117	m	
σpd:	1486,95652	MPa	zp:	0,39908	m	
Ntd:	0,66854	MN	Mrd:	0,26680	MN.m	
ζcd:	18,21429	MPa	Msd:	0,26502	MN.m	
Acc:	0,03670	m ²				
y:	0,12235	m				
x:	0,15293	m				
Δεpd:	7,03321	%				
εpd:	11,93877	%				
εpyd:	0,00001	%				

Fonte: Elaborado pelos autores (2017)

5.2.1.10 Verificação de vigas protendidas para o ELS

Seguindo condições do nível 2, protensão limitada, sendo que nesse caso a fibra comprimida é a superior e a tracionada a inferior.

1º Passo – Momento fletor para CF (Fórmula 78) e CQP (Fórmula 77):

Quadro 26 – Momento fletor para CF e para CQP para viga

Viga
$M_{CF} = 205.01 \text{ KN.m}$
$M_{CQP} = 205.01 \text{ KN.m}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

2º Passo – Força de protensão estimada para t_{∞} (Fórmula 80), sendo que ela vai ser negativa por ser uma força de compressão:

Quadro 27 – Força de protensão estimada para t_{∞} para viga

Viga 1
$A_p = 4,496 \text{ cm}^2$
$N_{p_{\infty}} = -441,10818 \text{ KPa}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

3º Passo – Verificação das condições de serviço, sendo a excentricidade calculada pela Fórmula 83, tensões superiores, Fórmula 81 e inferiores, Fórmula 82 e a resistência à tração direta média do concreto pelas Fórmulas 65 e 66:

O valor de e_p será igual para as duas vigas e igual a 0,15740 m.

Condições para fibra inferior para ELS-F com CF:

Quadro 28 – Resultado das condições de ELS-F com CF para a fibra inferior para viga

Viga
$\sigma_{c,m\acute{a}x,CF} \leq f_{ctk,f}$
$-6047.83921 \leq 2895.24392$
A fibra não foi fissurada

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

Condições para fibra superior para ELS-F com CF:

Quadro 29 - Resultado das condições de ELS-F com CF para a fibra superior para viga

Viga
$\sigma_{c,m\acute{a}x,CF} \leq 0,6 \cdot f_{ck} $
$ 6047.83921 < 18000 $
A fibra não foi fissurada

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

Condições para fibra inferior para ELS-D com CQP:

Quadro 30 - Resultado das condições de ELS-D com CQP para a fibra inferior para vigas

Viga
$\sigma_{c,m\acute{a}x,CQP} \leq 0$
$-6047.83921 \leq 0$
A fibra não foi fissurada

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

Condições para fibra superior para ELS-D com CQP:

**Quadro 31 - Resultado das condições de ELS-D com CQP
para a fibra superior para viga**

Viga
$\sigma_{c,m\acute{a}x,CF} \leq 0,6 \cdot f_{ck} $
$ -6047.83921 < -18000 $
A fibra não foi fissurada

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

Como não houve fissuração, o estágio 1 foi confirmado.

Figura 24 - Verificação de vigas ELS

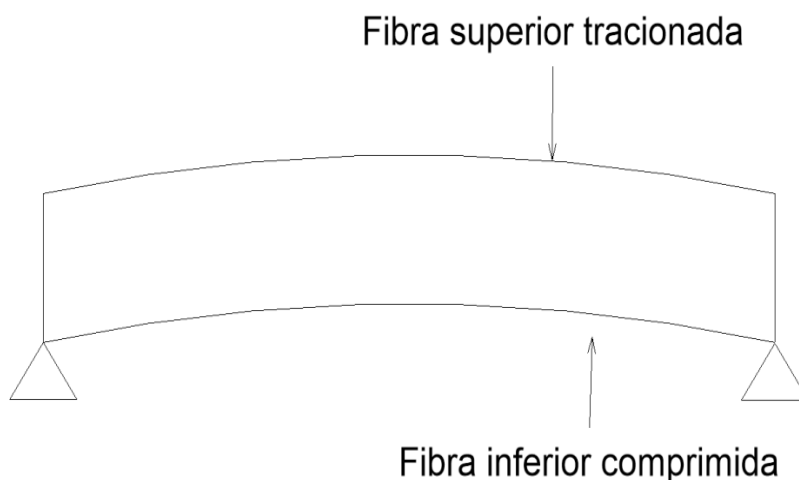
ELU - Protensão	Perdas Iniciais	Perdas Imediatas	Perdas Progressivas	ELS - Perdas	ELU - Perdas	ELS - Vigas
Viga	Aço Ativo	Aço Passivo	Ações	Processo k6	ELU - Dominio	ELS - Vigas
MCF:	205,10000	kN.m	fctk,f:	2895,24392	KPa	
MCQP:	205,10000	kN.m	0,6 . fck :	18000,00000	KPa	
NP∞:	-441,10818	KPa				
ELS-F CF Fibra inferior:		ELS-F CF Fibra superior:				
σc,inf:	-6047,83921	KPa	ζc,sup:	-6047,83921	KPa	
ELS-D CQP Fibra Superior:		ELS-D CQP Fibra Inferior:				
ζc,sup:	-6047,83921	KPa	ζc,inf:	-6047,83921	KPa	

Fonte: Elaborado pelos autores (2017)

5.2.1.11 Verificação simplificada de vigas protendidas para o ELU no ato da protensão

Adotando a verificação simplificada com $N_{p0}^{(0)}$ igual a 208,43190 KN/cordoalha e $\gamma_p = 1,1$, considerando que a peça foi protendida aos 14 dias e que a fibra tracionada no ato da protensão é a superior, e a comprimida é a inferior:

Figura 25 – Viga protendida no ELU no ato da protensão



Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

1º Passo - Efeito da protensão para uma cordoalha usando Fórmulas 118 e 119:

Quadro 32 – Tensões nas fibras superiores e inferiores devido a protensão para viga

Viga
$\sigma_{c,sup,1,10} \cdot N_{p0}^{(0)} = 912.33152 \text{ KPa}$
$\sigma_{c,inf,1,10} \cdot N_{p0}^{(0)} = -2110.40312 \text{ KPa}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

2º Passo - Efeito do momento (M_{g1}) provocado pelo peso próprio da viga (Fórmulas 120 e 121):

Quadro 33 – Tensões nas fibras superiores e inferiores devido ao M_{g1} para viga

Viga
$M_{g1} = 7.50 \text{ KN.m}$
$\sigma_{c,sup,Mg1} = -600.00 \text{ KPa}$
$\sigma_{c,inf,Mg1} = 600.00 \text{ KPa}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

3º Passo – Resistência do concreto aos J = 14 dias (Fórmula 122), adotando $\epsilon = 0,38$, e β_1 calculado através da Fórmula 123:

- $\beta_1 = 0,85436$;
- $f_{ck,14} = 25,63080 \text{ KPa}$.

Os valores das condições das Fórmulas 116 e 117 calculados abaixo:

- $1,2 \cdot 0,3 \cdot f_{ck,14}^{2/3} = 3,12952 \text{ KPa}$ para a fibra superior;
- $|0,7 \cdot f_{ckj}| = |-17,94159| \text{ KPa}$ para a fibra inferior.

4º Passo – Número máximo de cordoalhas:

- n: 8.78579 cordoalhas

Todas as 8 cordoalhas devem ser protendidas, ou seja, a fase de protensão será apenas uma, e pode ser feita aos 14 dias.

5º Passo – Verificação de tensões de tração nas fibras (Fórmulas 126 e 127):

- Na fibra superior houve tensões de tração: $\sigma_{\text{resultante,sup}} = 6628.65 \text{ KPa}$;
- Na fibra inferior houve compressão: $\sigma_{\text{resultante,inf}} = -16283.22 \text{ KPa}$.

6º Passo - Armadura passiva para ser distribuída na região tracionada, para h_1 usar Fórmula 128, para h_2 , Fórmula 129, F_T , Fórmula 130 e para A_{ST} , Fórmula 131:

- $h_1 = 0.43251 \text{ m}$;
- $h_2 = 0.056749 \text{ m}$;
- $F_T = 0.01387 \text{ MN}$;
- $A_{ST} = 0.5548 \text{ cm}^2$.

Podendo ser escolhido dois diâmetros para o aço de armadura passiva, utilizando CA-50, temos 03 barras de 5.0 mm ($A_s = 0.60\text{cm}^2$) ou 02 barras de 6.3mm ($A_s = 0.630\text{cm}^2$).

Figura 26 - No ato da protensão ELU

ELU - Protensão		Perdas Iniciais	Perdas Imediatas	Perdas Progressivas	ELS - Perdas	ELU - Perdas	
Viga	Aço Ativo	Aço Passivo	Ações	Processo k6	ELU - Dominio	ELS - Vigas	
Tensões nas fibras Superiores e Inferiores devido a protens...				β_1 :	<input type="text" value="0,85436"/>		
$\sigma_{c,sup,1,10} \cdot N_{p0}(0)$:	<input type="text" value="912,33152"/>	KPa		FckJ:	<input type="text" value="25,63080"/>	KPa	
$\sigma_{c,inf,1,10} \cdot N_{p0}(0)$:	<input type="text" value="-2110,40312"/>	KPa		Número máximo de cordoal...			
Tensões nas fibras superiores e inferiores devido ao Mg1:				N:	<input type="text" value="8,78579"/>		
$\sigma_{c,sup,Mg1}$:	<input type="text" value="-600,00000"/>	KPa					
$\sigma_{c,inf,Mg1}$:	<input type="text" value="600,00000"/>	KPa					

Fonte: Elaborado pelos autores (2017)

5.2.1.12 Perdas iniciais da força de protensão para pré-tração

5.2.1.12.1 Relaxação inicial da armadura:

- Cálculo da tensão provocada pela protensão (Fórmula 132): $\sigma_{p0} = 1453,5$ MPa;
- Coefficiente de relaxação após 1000 horas (Fórmula 133), realizando interpolação com a tabela 16:

Quadro 34 – Coeficiente de relaxação Ψ_{1000}

$\sigma_{p0} / f_{ptk} = 0,765$
$\Psi_{1000} = 3.15 \%$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

- Liberação dos cabos aos 14 dias (Fórmula 134): $\Psi_{(t,t_0)} = 2,67458 \%$;
- Cálculo da perda de tensão por relaxação inicial deste o instante inicial até a liberação do cabo estirado (Fórmula 135): $\Delta\sigma_{pr,initial}(t,t_0) = 3887.50$ KPa;
- A perda do força da força de protensão por relaxação (Fórmula 135): $\Delta P_{pr,0}(x) = 2.18478$ KN/cordoalha;

Figura 27- Perdas Iniciais por Relaxação inicial da armadura

ELU - Protensão		Perdas Iniciais	Perdas Imediatas	Perdas Progressivas	ELS - Perdas	ELU - Perdas	
Viga	Aço Ativo	Aço Passivo	Ações	Processo k6	ELU - Dominio		ELS - Vigas
Relaxação Inicial da Armadura:		Retração Inicial do Concreto:		$\Delta Pps,0x$:			
σ_{P0} :	1453,50000	MPa	h_{fic} :	0,05663	m	-12,32858	KN/cordoalha
$\Psi(t,t_0)$:	3,15000	%	t:	4,00000		Perda após perdas iniciais:	
$\Delta Ppr,0(x)$:	2,18478	KN/cordoalha	ϵ_{1s} :	-0,00081		$P0(x)$:	17,76710%
			ϵ_{2s} :	1,57909			
			$\beta_s(t_0)$:	0,13855			
			$\epsilon_{cs}(\infty,t_0)$:	-0,00110			
			$\Delta \sigma_{ps}(\infty,t_0)$:	219369,75356	KPa		

Fonte: Elaborado pelos autores (2017)

5.2.1.12.2 Retração inicial do concreto:

1º Passo - Cálculo da espessura fictícia da viga (Fórmula 137):

- $\mu_{ar} = 5.30$ m;
- $U = 40\%$ (Tabela 18);
- $\gamma = 1.0004$ (Fórmula 138);
- $h_{fic} = 0.0566$ m

2º Passo - Idade fictícia do concreto (Fórmula 139):

- $\Delta t_{ef,i} = 4.0$;
- $T_i = 35^\circ\text{C}$;
- $\alpha = 1.0$ (Tabela 19)
- $t = 04$ dias

3º Passo - Cálculo do coeficiente ϵ_{1s} (Fórmula 140):

$$\epsilon_{1s} = -0.0008$$

4º Passo - Cálculo do coeficiente ε_{2s} (Fórmula 141):

$$\varepsilon_{2s} = 1.579$$

5º Passo – O coeficiente $\beta_s(t_0)$, analisando a Figura 12 e utilizando os valores h_{fic} e t :

$$\beta_s(t_0) = 0.13855$$

6º Passo – Coeficiente $\beta_s(t_\infty)$:

$$\beta_s(\infty) \approx 1$$

7º Passo – O valor da deformação por retração (Fórmula 142):

$$\varepsilon_{cs}(\infty, t_0) = -0.001$$

8º Passo – Perda de tensão por retração inicial do concreto (Fórmula 145):

$$\Delta\sigma_{ps}(\infty, t_0) = -219309.7535 \text{ KPa};$$

$$\Delta\sigma_{ps}(\infty, t_0) = -219.3097535 \text{ MPa.}$$

9º Passo – Perda da força por retração inicial do concreto (Fórmula 146):

$$\Delta P_{ps,0}(x) = -12.32858 \text{ KN/cordoalha}$$

O valor da força final de protensão após perdas iniciais para uma cordoalha usando a
é:

$$P_0(x) = 67.1733 \text{ KN/cordoalha};$$

Porcentagem: 17.7671 %

Figura 28 – Perdas iniciais por retração

ELU - Protensão		Perdas Iniciais	Perdas Imediatas	Perdas Progressivas	ELS - Perdas	ELU - Perdas	ELS - Vigas
Viga	Aço Ativo	Aço Passivo	Ações	Processo k6	ELU - Dominio	ELU - Vigas	ELS - Vigas
Relaxação Inicial da Armadura:		Retração Inicial do Concreto:		$\Delta P_{ps,0(x)}$:			
σ_{P0} :	1453,50000 MPa	h_{fic} :	0,05663 m	-12,32858 KN/cordoalha			
$\Psi(t,t_0)$:	3,15000 %	t :	4,00000	Perda após perdas iniciais:			
$\Delta P_{pr,0(x)}$:	2,18478 KN/cordoalha	ϵ_{1s} :	-0,00081	P0(x): 17,76710%			
		ϵ_{2s} :	1,57909				
		$\beta_s(t_0)$:	0,13855				
		$\epsilon_{cs}(\infty,t_0)$:	-0,00110				
		$\Delta \sigma_{ps}(\infty,t_0)$:	219369,75356 KPa				

Fonte: Elaborado pelos autores (2017)

5.2.1.13 Perdas imediatas da força de protensão na pré-tração

5.2.1.13.1 Encurtamento imediato do concreto

Homogeneização da seção com armadura ativa:

- $\alpha = 15$ (Fórmula 188);
- Área de concreto (Fórmula 187): $A'_c = 0.15078 \text{ m}^2$
- Distância do CG da seção até a borda inferior (Fórmula 189): $y'_{c,inf} = 0.99 \text{ m}$
- $\Delta y = 0.744 \text{ m}$ (Fórmula 191)
- Inércia da seção em relação ao eixo x (Fórmula 190): $I'_{c,x} = 0.0868 \text{ m}^4$

A perda de tensão por encurtamento imediato (Fórmula 148):

- $e'_p = 0.955 \text{ m}$;
- $\alpha_e = 1,0$ para granito e gnaisse (Fórmula 153);
- $E_{ci} = 3.067 \text{ KPa}$ (Fórmula 150);

A perda da força pelo encurtamento imediato (Fórmula 156) é:

$$\Delta P_p(x) = 4.82356 \text{ KN.}$$

$$\Delta t_{ef,i} = 14;$$

$$T_i = 35^\circ\text{C};$$

$$\alpha = 1 \text{ (Tabela 21);}$$

$$t = 21 \text{ dias.}$$

c) Fluência aos 60 dias,

$$\Delta t_{ef,i} = 60;$$

$$T_i = 35^\circ\text{C};$$

$$\alpha = 1 \text{ (Tabela 18);}$$

$$t = 90 \text{ dias.}$$

3º Passo – Valor da deformação por retração para $t = 21$ dias:

a) $\varepsilon_{1s} = -0.0008;$

b) $\varepsilon_{2s} = 1.579;$

c) $\beta_s(t_0) = 0,3536;$

d) $\beta_s(\infty) \approx 1;$

e) $\varepsilon_{cs}(\infty, t_0) = -0.0008.$

4º Passo – Coeficientes de fluência:

Para $t = 21$ dias:

a) Coeficiente de fluência rápida (Fórmula 158) e considerando os valores da Tabela 22:

a.1) $f_c(14) = 0,85;$

a.2) $f_c(t_\infty) = 1,433;$

a.3) $\varphi_a = 0,32547.$

b) Coeficiente que depende da umidade relativa (U%) e da consistência do concreto (Fórmula 160): $\varphi_{1c} = 3,05;$

- c) Coeficiente que depende da espessura fictícia em centímetros (Fórmula 161): $\varphi_{2c} = 2.096894$;
- d) Coeficiente de deformação lenta irreversível (Fórmula 162): $\varphi_{f\infty} = 6.3955$;
- e) Coeficientes de deformação lenta irreversível em função da idade fictícia do concreto para tempo inicial $\beta_f(t_0)$ e para um tempo infinito $\beta_f(t_\infty)$ usando a Figura 27 em que são necessários os valores da espessura fictícia e da idade fictícia:
- e.1) $\beta_f(\infty) \approx 1$ (Fórmula 164);
- e.2) $\beta_f(t_0) = 0.3789$.
- f) O coeficiente relativo à deformação lenta reversível em função do tempo, para t_∞ :
 $\beta_d = 1,0$ (Fórmula 165);
- g) Valor final do coeficiente de deformação lenta reversível: $\varphi_{d\infty} = 0,4$ (Fórmula 166);
- h) Coeficiente de fluência (Fórmula 167): $\varphi(\infty, t_0) = 4.6977$

Para $t = 90$ dias:

- a) Coeficiente de fluência rápida (Fórmula 158) e considerando os valores da Tabela 19:
 $f_c(60) = 1,127$;
 $f_c(t_\infty) = 1,433$;
 $\varphi_a = 0.17083$.
- b) Coeficiente que depende da umidade relativa (U%) e da consistência do concreto (Fórmula 160): $\varphi_{1c} = 3,05$;
- c) Coeficiente que depende da espessura fictícia em centímetros (Fórmula 161): $\varphi_{2c} = 2.09689$;

- d) Coeficiente de deformação lenta irreversível (Fórmula 162): $\varphi_{f\infty} = 6.3955$;
- e) Coeficientes de deformação lenta irreversível em função da idade fictícia do concreto para tempo inicial $\beta_f(t_0)$ e para um tempo infinito $\beta_f(t_\infty)$ usando a Figura 27 em que são necessários os valores da espessura fictícia e da idade fictícia:
- e.1) $\beta_f(\infty) \approx 1$ (Fórmula 164);
- e.2) $\beta_f(t_0) = 0,5779$.
- f) O coeficiente relativo à deformação lenta reversível em função do tempo, para t_∞ :
 $\beta_d = 1,0$ (Fórmula 165);
- g) Valor final do coeficiente de deformação lenta reversível: $\varphi_{d\infty} = 0,4$ (Fórmula 166);
- h) Coeficiente de fluência (Fórmula 167): $\varphi(\infty, t_0) = 3.425$

5º Passo – Perda de tensão do aço gerada pelo efeito conjunto da retração e fluência:

- a) Momentos:

Quadro 35 - Momentos M_{g1} e M_{gi-g1} para viga

Viga
$M_{g1} = 7.50 \text{ KN.m}$
$M_{gi-g1} = 197.60 \text{ KN.m}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

- b) Tensões normais causadas pelos momentos:

Quadro 36 – Tensões causadas pelos momentos M_{g1} e M_{gi-g1} para viga

Viga
$\sigma_{c,M_{g1},em Y} = 504.60 \text{ KPa}$
$\sigma_{c,M_{(gi-g1)},em Y} = 13294.528 \text{ KPa}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

c) Tensões normais devido a protensão (Fórmula 170):

Quadro 37 – Tensões normais causadas pela protensão para viga

Viga
$\sigma_{c,P0,em y} = -1387.9918 \text{ KPa}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

d) Tensões devido a protensão, nos aços (Fórmula 171):

Quadro 38 – Tensão devido á protensão para viga

Viga
$\sigma_{p0} = 1186672.314 \text{ KPa}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

e) Perda de tensão por retração e fluência (Fórmula 172), sendo:

e.1) $E_{ci} = 30672463,22029 \text{ KPa}$;

e.2) $E_p = 200000000 \text{ KPa}$;

e.3) $\alpha_p = 6,52051$ (Fórmula 173);

Quadro 39 – Perda de tensão por retração e fluência pra viga

Viga
$\Delta\sigma_{P,c+s}(\infty, t_0) = -213590.289 \text{ KPa}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

6º Passo – Perda de protensão devido à fluência e retração do concreto (Fórmula 174):

Quadro 40 – Perda de protensão devido a fluência e retração para viga

Viga
$\Delta P_{\infty,c+s}(x) = -12.003 \text{ KN/cord.}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

7º Passo – Perdas de tensão por relaxação do aço

a) Tensão gerada pela protensão (σ_{P0}) calculada pela Fórmula 176 e pelos demais carregamentos ($\Delta\sigma_{P0}$), Fórmula 177 e σ_{pi} , Fórmula 175:

Quadro 41 – Tensão σ_{pi} para viga

Viga
$\sigma_{p0} = 1186672.314 \text{ KPa}$
$\Delta\sigma_{p0} = 86687.058 \text{ KPa}$
$\sigma_{pi} = 1273359.372 \text{ KPa}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

- b) Cálculo do coeficiente final de relaxação pura, através da Fórmula 178, usando a Tabela 20 e fazendo a interpolação do valor:

Quadro 42 – Valor do coeficiente final de relaxação pura para viga

$\Psi_{\infty} = 5.35 \%$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

- c) Cálculo da relaxação pura (Fórmula 179):

Quadro 43 – Tensão de relaxação pura para viga

Viga
$\Delta\sigma_{pr}(\infty, t_0) = 68.124 \text{ MPa}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

- d) Cálculo da tensão por relaxação relativa (Fórmula 180):

Quadro 44 – Tensão por relaxação relativa para viga

Viga
$\Delta\sigma_{pr}(\infty, t_0)_{rel} = 227.1585 \text{ MPa}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

e) Perdas da força de protensão devido à relaxação do aço (Fórmula 181):

Quadro 45 – Perdas da força de protensão por relaxação do aço pra viga

Viga
$\Delta P_{\infty,r}(x) = 1.3067 \text{ KN/cordoalha}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

8º Passo – Valor final da força de protensão (Fórmula 182):

Quadro 46 – Valor final da força de protensão para viga

Viga
$P_{\infty}(x) = 44.15 \text{ KN/cordoalha}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

9º Passo – Perdas finais em porcentagem (Fórmulas 183):

Quadro 47 – Perdas finais da força de protensão para viga

Viga
Perdas finais (%) = 45.94 %

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

Figura 30 - Perdas Progressivas

ELU - Protensão	Perdas Iniciais	Perdas Imediatas	Perdas Progressivas	ELS - Perdas	ELU - Perdas		
Viga	Aço Ativo	Aço Passivo	Ações	Processo k6	ELU - Dominio	ELS - Vigas	
φ_a :	0,32547	$\sigma_c, Mg1Y$:	504,60000	KPa	$\Delta P_{\infty,r}(x)$:	1,30669	kN/cordoalha
φ_{1c} :	3,05000	$\sigma_c, M(gi-g1), Y$:	13294,52800	KPa	$P_{\infty}(x)$:	44,15457	kN/cordoalha
φ_{2c} :	2,09689	$\sigma_c, P0, y$:	498,77876	KPa	Perda final em porcentagem: 45,94644%		
$\varphi_{f\infty}$:	6,39553	σ_{p0} :	186672,31477	KPa			
$\varphi(\infty, t0)$:	0,46977	$\Delta \sigma_{p,c+s}(\infty, t0)$:	-21,22972	KPa	$\Delta P_{\infty,c+s}(x)$: -21,22972 kN/cordoalha		
		$\Delta \sigma_{pr}(\infty, t0)$:	68,12473	MPa			
		$\Delta \sigma_{pr}(\infty, t0), rel$:	23,25080	MPa			

Fonte: Elaborado pelos autores (2017)

5.2.1.15 Verificação do ELS e do ELU utilizando a força final de protensão

5.2.1.15.1 Estado limite de serviço (ELS)

1º Passo – Momento fletor para CF (Fórmula 78) e CQP (Fórmula 77):

Quadro 48 – Momentos fletores para CF e CQP para força final de protensão para viga

Viga
$M_{CF} = 205.01 \text{ KN.m}$
$M_{CQP} = 205.01 \text{ KN.m}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

2º Passo – Força de protensão final utilizando a força calculada depois das perdas

$$N_{P\infty} = 44.15 \text{ KN/codoalha} \times 8 \text{ codoalhas} = 353.2 \text{ KN};$$

3º Passo – Verificação das condições de serviço, sendo a excentricidade calculada pela Fórmula 83, tensões superiores, Fórmula 81 e inferiores, Fórmula 82 e a resistência à tração direta média do concreto pelas Fórmulas 65 e 66:

Condições para fibra inferior para ELS-F com CF:

Quadro 49 – Condições de serviço para ELS-F com CF para força final de protensão na fibra inferior para viga

Viga
$\sigma_{c,m\acute{a}x,CF} \leq f_{ctk,f}$
$-17445 \leq 2895,30957$
A fibra não foi fissurada

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

Condições para fibra superior para ELS-F com CF:

Quadro 50 – Condições de serviço para ELS-F com CF para força final de protensão na fibra superior para viga

Viga
$\sigma_{c,m\acute{a}x,CF} \leq 0,6 \cdot f_{ck} $
$ -17445 < -18000 $
A fibra não foi fissurada

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

Condições para fibra inferior para ELS-D com CQP:

Quadro 51 – Condições de serviço para ELS-D com CQP para força final de protensão na fibra superior para viga

Viga
$\sigma_{c,m\acute{a}x,CQP} \leq 0$
$-17445 \leq 0$
A fibra não foi fissurada

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

Condições para fibra superior para ELS-D com CQP:

Quadro 52 – Condições de serviço para ELS-D com CQP para força final de protensão na fibra superior para viga

Viga
$\sigma_{c,m\acute{a}x,CF} \leq 0,6 \cdot f_{ck} $
$ -17445 < -18000 $
A fibra não foi fissurada

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

Como não houve fissuração, o estádio 1 foi confirmado.

Figura 31 - Verificação após perdas ELS

ELU - Protensão	Perdas Iniciais	Perdas Imediatas	Perdas Progressivas	ELS - Perdas	ELU - Perdas	
Viga	Aço Ativo	Aço Passivo	Ações	Processo k6	ELU - Dominio	ELS - Vigas
ELS-F CF Fibra inferior:			$ 0,6 \cdot f_{ck} :$	18000,00000 KPa		
$\sigma_{cm\acute{a}x}:$	-17445,04371 KPa		$f_{ctk,f}:$	2895,24392 KPa		
ELS-F CF Fibra superior:						
$\sigma_{cm\acute{a}x}:$	-17445,04371 KPa					
ELS-D CQP Fibra Inferior:						
$\sigma_{cm\acute{a}x}:$	-17445,04371 KPa					
ELS-D CQP Fibra Superior:						
$\sigma_{cm\acute{a}x}:$	-17445,04371 KPa					

Fonte: Elaborado pelos autores (2017)

5.2.1.15.2 Estado limite último (ELU)

Valor do pré-alongamento utilizando o valor final da protensão com todas as perdas (Fórmula 185):

Quadro 53 – Pré-alongamento final para viga

Viga
$\Delta\varepsilon_{pi} = 3,92834\%$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

(1°) Tensões (Fórmula 38), incluindo as perdas (Fórmula 186) e adotando $\gamma_s = 1,15$ de acordo com a Tabela 9:

Quadro 54 – Tensões incluindo as perdas totais para viga

Viga
$\sigma_{pd} = 830,39723\text{Mpa}$
$\sigma_{pd} = 830,39723\text{Mpa}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

(2°) Forças de Tração (Fórmula 40 e 42):

Quadro 55 – Forças de tração incluídas as perdas totais para viga

Viga
$N_{pd} = \text{MN}$
$N_{td} = 0,37335 \text{ MN}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

(3°) Tensão no concreto (Fórmula 45) e adotado $\gamma_c = 1,4$ segundo Tabela 9:

Quadro 56 – Tensão no concreto incluídas as perdas totais para viga

Viga
$\alpha_c = 0,85 \text{ (C30)}$
$\sigma_{cd} = 18,21429 \text{ Mpa}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

(4°) Equilíbrio: Tração = Compressão (Fórmula 48)

Quadro 57 – Força de compressão incluídas as perdas totais para viga

Viga
$N_{td} = N_{cd}$
$N_{cd} = \text{MN}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

(5°) Área comprimida (Fórmula 50), altura do diagrama de compressão do concreto (Fórmula 51) e a posição da linha neutra (Fórmula 52):

Quadro 58 – Área comprimida, altura do diagrama de compressão e posição da linha neutra incluídas as perdas totais para viga

Viga
$A_{cc} = 0,02050 \text{ m}^2$
$y = 0,06832 \text{ m}$
$\lambda = 0,8$
$x = 0,08541 \text{ m}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

(6°) Confirmação do Domínio 3, sendo $\Delta\varepsilon_{pd}$ calculado pela Fórmula 54, ε_{pd} pela Fórmula 55 e ε_{pyd} pela Fórmula 56:

Quadro 59 – Valores de $\Delta\varepsilon_{pd}$, ε_{pd} e ε_{pyd} incluídas perdas finais para viga

Viga
$d_p = \text{m}$
$\varepsilon_{cu} \text{‰} (\text{C30}) = \text{‰}$
$\Delta\varepsilon_{pd} = 15,36136 \text{ ‰}$
$\varepsilon_{pd} = 19,28970 \text{ ‰}$
$\varepsilon_{pyd} = 0,00 \text{ ‰}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

Condições atendidas:

a) $\varepsilon_{pd} > \varepsilon_{pyd}$, para viga: $\text{‰} > \text{‰}$;

a) $\Delta\varepsilon_{pd} \leq 10 \text{ ‰}$, para viga: $\text{‰} \leq \text{‰}$.

(7°) Braço de alavanca da armadura ativa (Fórmula 61) e \bar{y} calculado pela Fórmula 59:

Quadro 60 – Braço de alavanca incluídas as perdas finais para viga

Viga
$\bar{y} = 0,03416 \text{ m}$
$z_p = 0,42609 \text{ m}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

(8º) Momento resistente de cálculo (Fórmula 62):

Quadro 61 – Momento resistente de cálculo incluídas perdas finais pra viga

Viga
$M_{Rd} = 0,15908 \text{ MN.m}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

(9º) Verificação de Segurança no ELU com o momento solicitante de cálculo calculado no dimensionamento:

Quadro 62 – Verificação da condição de segurança para o ELU para viga

Viga
$M_{sd} = 0,26502 \text{ MN.m}$
$M_{Rd} > M_{sd}$
$0,15908 > 0,26502$

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

Como $M_{rd} > M_{sd}$ nas duas vigas houve o atendimento das condições de segurança.

Figura 32- Verificação após perdas ELU

ELU - Protensão	Perdas Iniciais	Perdas Imediatas	Perdas Progressivas	ELS - Perdas	ELU - Perdas	
Viga	Aço Ativo	Aço Passivo	Ações	Processo k6	ELU - Dominio	ELS - Vigas
$\Delta\epsilon_{pi}$:	3,92834	%	\bar{y} :	0,03416	m	
σ_{pd} :	830,39723	MPa	z_p :	0,42609	m	
N_{td} :	0,37335	MN	M_{rd} :	0,15908	MN.m	
ζ_{cd} :	18,21429	MPa	M_{sd} :	0,26502	MN.m	
Acc:	0,02050	m ²				
y:	0,06832	m				
x:	0,08541	m				
$\Delta\epsilon_{pd}$:	15,36136	%				
ϵ_{pd} :	19,28970	%				
ϵ_{pyd} :	0,00000	%				

Fonte: Elaborado pelos autores (2017)

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Novos métodos construtivos vêm surgindo devido necessidades de engenharia e arquitetura. Ainda pouco divulgado, até mesmo nas universidades, o concreto protendido vem ganhando amplo espaço no mercado. É requisitado por vários tipos de obras tanto de grande como de pequeno porte.

O tipo de protensão estudado neste trabalho, normalmente é encontrado como pré-fabricados devido sua difícil moldagem *in loco*, o que necessita de maquinário específico e mão de obra qualificada. São mais vantajosos pelo fato de diminuir trabalho em obras de difícil acesso. Como exemplo, dimensionamos uma longarina para um caso específico. Em busca de vencer um pequeno vão que foi solicitado por um produtor rural, a protensão garante uma maior durabilidade dessa estrutura, redução do peso próprio, e esbeltez na peça dimensionada. Devido seu pequeno comprimento, pode ser feito com facilidade o transporte até o local de aplicação.

Fica evidente a importância dos cálculos de perdas para esse método construtivo. Após o cálculo, é identificado que a estrutura não resiste aos momentos solicitantes, sendo necessárias alterações no projeto. Com o desenvolvimento do programa para o dimensionamento das vigas, o tempo de cálculo se torna mais rápido e menos exaustivo, o que permite alterações no projeto de maneira rápida e eficaz.

O estudo segue uma lógica de cálculo que foi aplicada para construção do software, permitindo que o mesmo gerasse todos os cálculos independentes de maneira automática e solicitando novas informações que devem ser obtidas e inseridas pelo usuário. Apesar de estar em sua primeira versão, se acompanhado de estudos de concreto protendido como o desenvolvido aqui, este pode ser facilmente aplicado por quem tem conhecimento na área.

APÊNDICE A – DESENVOLVIMENTO DE SOFTWARE

Com a sequência de cálculo desenvolvida, o dimensionamento feito manualmente pode ser trabalhoso e extenso. A implementação desses cálculos em um computador pode ser relativamente fácil para quem tem conhecimento em programação.

Utilizada linguagem JAVA na estrutura do programa, feito no IDE Eclipse, separamos cada material da composição da viga em objetos de modo que facilite encontrar dados e fórmulas específicas, todos declarados como “privados” e feito o encapsulamento para uso em outros objetos.

APÊNDICE B – DIMENSIONAMENTO DE LONGARINAS

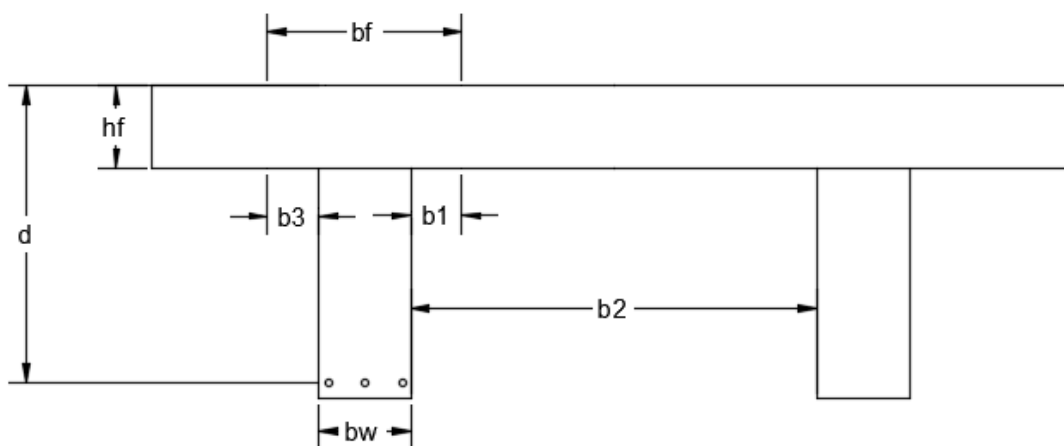
Dimensionamento de Armaduras - Roteiro de Cálculo

A seguir será apresentado o roteiro de cálculo para vigas de concreto em pontes, segundo a NBR 6118, 2003.

ARMADURA LONGIDUTINAL

Para fazer o dimensionamento de uma ponte é necessário definir algumas medidas conforme a figura 16, como largura da viga (b_f), distância entre as longarinas (b_2), largura da longarina (b_w), altura da viga (h_f) e altura útil (d) sendo as incógnitas (b_3) e (b_1) calculadas em relação ao vão central (l).

Figura 33 – Seções para dimensionamento da viga



$$b_1 \leq \begin{cases} 0,1 * a \\ 0,9 * b_2 \end{cases}$$

$$b_3 \leq 0,1 * a$$

Sendo a incógnita (a) definida conforme o tipo de viga:

$a=l$ para viga simplesmente apoiada;

$a=\frac{3}{4} * l$ para tramo com momento em uma só extremidade;

$a=\frac{3}{5} * l$ para tramo sem momento nas duas extremidades;

$a= 2*l$ para viga em balanço.

- Verificação de comportamento:

Sendo:

(M_d) momento de cálculo

(M_g) momento devido a carga permanente

(M_q) momento devido a carga acidental móvel

(k_6d) parâmetro de cálculo

(fck) resistência característica do concreto à compressão

$$M_d = 1,3 * M_g + 1,4 * M_q$$

$$k_6d = 10^5 * \frac{bf * d^2}{M_d} \rightarrow \xi d, k_3d$$

Utiliza-se a Tabela de Flexão Simples para determinar os parâmetros (ξd) e (k_3d), a seguir de acordo com o (fck) escolhido.

Tabela 21 - Flexão Simples (continua)

Tabela de Flexão Simples						
$\xi d = x/d$	Valores de k_6d para concreto de fck			k_3d		
	20	25	30	CA-25	CA-50	CA-60B
0,01	1034,00	827,00	689,00	0,462	0,231	0,192
0,02	519,00	415,00	346,00	0,464	0,232	0,192
0,03	347,00	278,00	232,00	0,466	0,233	0,192
0,04	252,00	209,00	174,00	0,468	0,234	0,192
0,05	210,00	168,00	140,00	0,469	0,235	0,192
0,06	176,00	141,00	117,00	0,471	0,236	0,192
0,07	151,00	121,00	101,00	0,473	0,237	0,192
0,08	133,00	106,00	88,60	0,475	0,238	0,192
0,09	119,00	94,90	79,10	0,477	0,239	0,192
0,10	107,00	85,80	71,50	0,479	0,240	0,192
0,11	97,90	78,30	65,30	0,481	0,241	0,192
0,12	90,10	72,10	60,10	0,483	0,242	0,192
0,13	83,50	66,80	55,70	0,485	0,243	0,192
0,14	77,90	62,30	51,90	0,487	0,244	0,192
0,15	73,00	58,40	48,70	0,489	0,245	0,192
0,16	68,70	55,00	45,80	0,492	0,246	0,192
0,17	65,10	52,80	44,00	0,493	0,247	0,192
0,17	65,00	52,00	43,30	0,494	0,247	0,192
0,18	61,50	49,30	41,10	0,495	0,248	0,192
0,19	58,60	46,90	39,10	0,498	0,249	0,192
0,20	55,90	44,80	37,30	0,500	0,250	0,192
0,21	53,50	42,80	35,70	0,502	0,251	0,192
0,22	51,30	41,00	34,20	0,504	0,252	0,192

Tabela 21 - Flexão Simples (conclusão)

0,23	49,30	39,40	32,90	0,507	0,253	0,192
0,24	47,40	38,00	31,60	0,509	0,254	0,192
0,25	45,80	36,60	30,50	0,511	0,256	0,192
0,26	44,30	35,50	29,60	0,513	0,257	0,192
0,26	44,20	35,40	29,50	0,513	0,257	0,192
0,27	42,70	34,20	28,50	0,516	0,258	0,192
0,28	41,40	33,10	27,60	0,518	0,259	0,192
0,29	40,20	32,10	26,80	0,520	0,260	0,192
0,30	39,00	31,20	26,00	0,523	0,261	0,192
0,31	37,90	30,30	25,30	0,525	0,263	0,192
0,32	36,90	29,50	24,60	0,528	0,264	0,192
0,33	35,90	28,80	24,00	0,530	0,265	0,192
0,34	35,00	28,00	23,40	0,533	0,266	0,192
0,35	34,20	27,40	22,80	0,535	0,267	0,192
0,36	33,40	26,70	22,30	0,537	0,269	0,192
0,37	32,70	26,10	21,80	0,540	0,270	0,192
0,38	31,90	25,60	21,30	0,543	0,271	0,192
0,39	31,30	25,00	20,80	0,545	0,273	0,192
0,40	30,60	24,50	20,40	0,548	0,274	0,192
0,41	30,00	24,00	20,00	0,550	0,275	0,192
0,42	29,50	23,60	19,60	0,553	0,276	0,192
0,43	28,90	23,10	19,30	0,556	0,278	0,192
0,44	28,40	22,70	18,90	0,558	0,279	0,192
0,44	28,30	22,60	18,90	0,559	0,279	0,192
0,45	27,90	22,30	18,60	0,561	0,281	-
0,46	27,40	21,90	18,30	0,564	0,282	-
0,47	27,00	21,60	18,00	0,566	0,283	-
0,47	27,00	21,60	18,00	0,567	0,283	-
0,48	26,50	21,20	17,70	0,569	0,285	-
0,49	26,10	20,90	17,40	0,572	0,286	-
0,50	25,70	20,60	17,20	0,575	0,288	-

Fonte: Elaborado pelos autores (2017)

Calcula-se:

$$\xi_f = \frac{hf}{d}$$

$0,8 * \xi d < \xi_f \rightarrow$ Seção Retangular

$0,8 * \xi d > \xi_f \rightarrow$ Seção T

- Cálculo da Armadura (A_s):

- Para Seção Retangular:

$$A_s = \frac{k_3 d}{10} * \frac{Md}{d}$$

Utilizar Tabela mãe para diâmetro da armadura:

Tabela 22 - Tabela Mãe

Tabela mãe (métrica)												
Diâmetro (mm)	Peso Linear (kgf/cm)	Perímetro (cm)	Área das seções da barra A, (cm ²)									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
3,2	0,0630	1,00	0,08	0,16	0,24	0,32	0,40	0,48	0,56	0,64	0,72	0,80
4	0,1000	1,25	0,13	0,25	0,38	0,50	0,63	0,75	0,88	1,00	1,13	1,25
5	0,1600	1,60	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00
6,3	0,2500	2,00	0,32	0,63	0,95	1,26	1,58	1,89	2,21	2,52	2,84	3,15
8	0,4000	2,50	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
10	0,6300	3,15	0,80	1,60	2,40	3,20	4,00	4,80	5,60	6,40	7,20	8,00
12,5	1,0000	4,00	1,25	2,50	3,75	5,00	6,25	7,50	8,75	10,00	11,25	12,50
16	1,6000	5,00	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	20,00
20	2,5000	6,30	3,15	6,30	9,45	12,60	15,75	18,90	22,05	25,20	28,35	31,50
25	4,0000	8,00	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	35,00	40,00	45,00	50,00
32	6,3000	10,00	8,00	16,00	24,00	32,00	40,00	48,00	56,00	64,00	72,00	80,00
40	10,0000	12,50	12,50	25,00	37,50	50,00	62,50	75,00	87,50	100,00	112,50	125,00

Fonte: Elaborado pelos autores (2017)

- Para Seção T:

Calcular (ξ_f) novamente e determinar os parâmetros ($k_6 d$) e ($k_3 d$) utilizando a Tabela de Flexão Simples, de acordo com o (f_{ck}) escolhido.

$$\frac{\xi_f}{0,8}$$

Sendo (Mfd), o momento de laje e (Mwd) o momento da longarina:

$$Mfd = \frac{(bf - bw) * d^2}{k_{6d}} * 10^5$$

$$Mwd = Md - Mfd$$

$$k_3 dw = \frac{bw * d^2}{Mwd} * 10^5$$

$$A_s = \frac{k_3 d}{10} * \frac{Mfd + k_3 dw}{d} * \frac{Mwd}{d}$$

Utilizar Tabela mãe para diâmetro da armadura.

- Cálculo do domínio e da inércia

Sendo:

(α_e), módulo elasticidade do aço e do concreto

(d_0) altura útil inicial

(A) armadura simples

(A^*) armadura equivalente às mesas comprimidas da laje

(As') armadura dupla

(x) posição da linha neutra no domínio

(I) momento de inércia

Para as Seções retangulares

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c}$$

$$d_0 = \frac{A_s * d + A_s' * d'}{A_s + A_s'}$$

$$A = \alpha_e * \frac{A_s + A_s'}{bf}$$

$$x = A \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * d_0}{A}} \right)$$

Se ($x < hf$), calcula-se o momento de inércia:

$$I = \frac{bf * x^3}{3} + \alpha_e * (A_s * (d - x)^2 + A_s' * (d' - x)^2)$$

Se ($x > hf$) significa que a viga é seção T, seguindo os devidos cálculos:

$$A^* = \frac{(bf - bw) * h_f}{\alpha_e}$$

$$d_0 = \frac{(A_s * d + A_s' * d' + A^* * \frac{h_f}{2})}{A_s + A_s' + A^*}$$

$$A = \alpha_e \frac{(A_s + A_s' + A^*)}{bw}$$

$$x = A \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * d_0}{A}} \right)$$

$$I = \frac{bf * x^3}{3} - \frac{(bf * bw) * (x - b_f)^3}{3} + \alpha_e * (A_s * (d - x)^2 + A_s' * (d' - x)^2)$$

- Cálculo das Tensões

Sendo:

(M_{serv}) momento de serviço

($\sigma_c, máx$) tensão máxima do concreto

($\sigma_s, máx$) tensão máxima do aço

($\sigma_s, mín$) tensão mínima do aço

($\sigma_c, mín$) tensão mínima do concreto

(Δf_{sd}) tensão limite de fadiga

$$M_{serv} = M_g + 0,5 * M_q max$$

- Tensões do Concreto

$$\sigma_c, máx = \frac{M_{serv} * x}{I}$$

$$\sigma_c, mín = \frac{M_g * x}{I}$$

- Tensões do Aço

$$\sigma_s, máx = \alpha_e * \sigma_c, máx * \left(\frac{d - x}{x} \right)$$

$$\sigma_s, \text{mín} = \alpha_e \cdot \sigma_c, \text{mín} * \left(\frac{d - x}{x} \right)$$

- Verificação à fadiga

Definir o Parâmetro de (Δf_{sd}), conforme o diâmetro da armadura (A_s):

Tabela 23 - Parâmetros para as curvas S-N (Wohle) para os aços dentro do concreto

Valores de F_{sd} , ad, min, para 2x10 ⁶ ciclos - Mpa										
Armadura passiva, aço CA-50										
Caso	mm								Tipo	
	10	13	16	20	22	25	32	40		
Barras retas ou dobradas com $D \geq 25$	190	190	190	185	180	175	165	150	T1	
Barras retas ou dobradas com $D < 25$; $D = 5 < 20\text{mm}$; $D = 8 \geq 20\text{mm}$	105	105	105	105	100	95	90	85	T1	
Estribos $D = 3 \leq 10\text{mm}$	85	85	85	-	-	-	-	-	T1	
Ambiente marinha Classe IV	65	65	65	65	65	65	65	65	T4	
Barras soldadas (incluindo solda por ponto ou das extremidades) e conectores mecânicos	85	85	85	85	85	85	85	85	T4	
Armadura Ativa										
Pré-tração, fio ou cordoalhas retos									150	T1
Pós-tração, cabos curvos									110	T2
Cabos retos									150	T4
Conectores mecânicos e ancoragens (caso de cordoalha engraxada)									70	T3
1) Admite-se, para certificação de processos produtivos, justificar os valores desta tabela em ensaios de barras ao ar. A flutuação de tensões deve ser medida a partir da tensão máxima de 80% da tensão de escoamento e frequência de 5 Hz a 10 Hz.										

Fonte: Elaborado pelos autores (2017)

$$\Delta\sigma_s = \sigma_s, \text{máx} - \sigma_s, \text{mín} < \Delta f_{sd}$$

Caso $\Delta\sigma_s > \Delta f_{sd}$, aumentar a armadura ($\frac{A_{sw}}{s}$) utilizando a Tabela X4 para determinação do diâmetro do estribo e fazer a verificação à fadiga novamente.

Tabela 24 - Valores de A_{sw}/s em cm^2/m para estribos de 2 ramos (continua)

Espaçamento (cm)	Ø5	Ø6,3	Ø8	Ø10	Ø12,5	Ø16	Ø20	Ø25	Ø32	Ø40
5	8,00									
6	6,67	10,50	16,70	26,70	41,70					

Tabela 24 - Valores de Asw/s em cm²/m para estribos de 2 ramos (conclusão)

7	5,71	9,00	14,30	22,90	35,70	57,10	90,00	142,90		
8	5,00	7,88	12,50	20,00	31,20	50,00	78,70	125,00	200,00	
9	4,44	7,00	11,10	17,80	27,80	44,40	70,00	111,10	177,80	277,80
10	4,00	6,30	10,00	16,00	25,00	40,00	63,00	100,00	160,00	250,00
11	3,64	5,73	9,09	14,50	22,70	36,40	57,30	90,90	145,50	227,30
12	3,33	5,25	8,33	13,30	20,80	33,30	52,50	83,30	133,30	208,30
13	3,08	4,85	7,69	12,30	19,20	30,80	48,50	76,90	123,10	192,30
14	2,86	4,50	7,14	11,40	17,90	28,60	45,00	71,40	114,30	178,60
15	2,67	4,20	6,67	10,70	16,70	26,70	42,00	66,70	106,70	166,70
16	2,50	3,94	6,25	10,00	15,60	25,00	39,40	62,50	100,00	156,30
17	2,35	3,71	5,88	9,41	14,70	23,50	37,10	58,80	94,10	147,10
18	2,22	3,50	5,56	8,89	13,90	22,20	35,00	55,60	88,90	138,90
19	2,11	3,32	5,26	8,42	13,20	21,10	33,20	52,60	84,20	131,60
20	2,00	3,15	5,00	8,00	12,50	20,00	31,50	50,00	80,00	125,00
21	1,90	3,00	4,76	7,62	11,90	19,00	30,00	47,60	76,20	119,00
22	1,82	2,86	4,55	7,27	11,40	18,20	28,60	45,40	72,70	113,60
23	1,74	2,74	4,35	6,96	10,90	17,40	27,40	43,50	69,60	108,70
24	1,67	2,62	4,17	6,67	10,40	16,70	26,20	41,70	66,70	104,20
25	1,60	2,52	4,00	6,40	10,00	16,00	25,20	40,00	64,00	100,00
26	1,54	2,42	3,85	6,15	9,62	15,40	24,40	38,50	61,50	96,20
27	1,48	2,33	3,70	5,93	9,26	14,80	23,30	37,00	59,30	92,60
28	1,43	2,25	3,57	5,71	8,93	14,30	22,50	35,70	57,10	89,30
29	1,38	2,17	3,45	5,52	8,62	13,80	21,70	34,50	55,20	86,20
30	1,33	2,10	3,33	5,33	8,33	13,30	21,00	33,30	53,30	83,30

Fonte: Elaborado pelos autores (2017)

$$\left[\frac{Asw}{s} \right]_{novo} = \frac{\Delta\sigma_{sw}}{\Delta f s d} * \frac{Asw}{s}$$

Armadura Transversal

As solicitações transversais têm o objetivo de dimensionar a força cortante e assim definir quantos estribos serão necessários para resistir tais forças, sendo também responsáveis de manter as armaduras longitudinais em seus devidos locais.

- Verificação das bielas comprimidas de concreto

Sendo:

(V_d) força cortante de cálculo

(V_g) força cortante devido a carga permanente

(V_q) força cortante devido a carga acidental

(Vrd_2) resistência do concreto

(fcd) resistência do concreto de cálculo

$$V_d = 1,3 * V_g + 1,4 * V_q$$

Após calculado a força cortante de cálculo (V_d) , é necessário calcular a resistência do concreto (Vrd_2) .

Caso:

$V_d \leq Vrd_2$, não há ruptura da diagonal comprimida;

$V_d > Vrd_2$, ruptura da diagonal comprimida, precisa mudar o ângulo da diagonal de compressão

$$\alpha_{v_2} = 1 - \frac{fck}{250}$$

$$fcd = \frac{fck}{1,4}$$

$$Vrd_2 = 0,27 * \alpha_{v_2} * fcd * bw * d$$

- Dimensionamento dos Estribos

Sendo:

(V_c) parcela de contribuição do concreto

(V_{sw}) parcela de contribuição dos estribos

(f_{ctd}) valor de resistência que varia conforme a classe do concreto

$V_{co} = V_c$ flexão simples, com linha neutra cortando a seção

$$f_{ctd} = 0,15 * f_{ck}^{2/3}$$

$$V_c = 0,6 * f_{ctd} * b_w * d$$

$$V_{sw} = V_d - V_{co}$$

Utilizar a Tabela X4 para achar o diâmetro da armadura:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 * d * f_{yd}}$$

- Armadura Mínima

Sendo:

(f_{ctm}) resistência média do concreto à tração

(f_{ywk}) resistência ao escoamento do aço da armadura transversal, varia conforme o tipo de aço

$\left[\frac{A_{sw}}{s} \right]_{min}$ armadura de aço mínima

(ρ_{sw}) taxa mínima que depende da classe do concreto e tipo de aço utilizado

$$f_{ctm} = 0,3 * f_{ck}^{2/3}$$

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w * s} \geq 0,2 * \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}}$$

$$\left[\frac{A_{sw}}{s} \right]_{min} = \rho_{sw} * b_w$$

- Cálculo das Tensões nos Estribos

Sendo:

(V_{serv}) força cortante de serviço

$(V_{mín})$ força cortante mínima

$(\sigma_{sw, máx})$ tensão máxima do estribo

$(\sigma_{sw, mín})$ tensão mínima do estribo

$$V_{serv} = V_g + 0,5 * V_q máx$$

$$V_{mín} = V_g + 0,5 * V_q mín$$

$$\sigma_{sw, máx} = \frac{V_{serv} - 0,5 * V_{co}}{0,9 * d * \frac{A_{sw}}{s}}$$

$$\sigma_{sw, mín} = \frac{V_{mín} - 0,5 * V_{co}}{0,9 * d * \frac{A_{sw}}{s}}$$

- Verificação à Fadiga da Armadura Transversal

$$\Delta\sigma_{sw} = \sigma_{sw, máx} - \sigma_{sw, mín} < \Delta f_{sd}$$

Utilizar a Tabela X3 para definir o Parâmetro de (Δf_{sd}) , conforme o diâmetro da armadura (As) . Caso $\Delta\sigma_s > \Delta f_{sd}$, aumentar a armadura $(\frac{A_{sw}}{s})$ utilizando a Tabela X4 para determinação do diâmetro do estribo e fazer a verificação à fadiga novamente.

$$\left[\frac{A_{sw}}{s} \right]_{novo} = \frac{\Delta\sigma_{sw}}{\Delta f_{sd}} * \frac{A_{sw}}{s}$$

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS E TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projetos de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS E TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projetos de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS E TÉCNICAS. **NBR 6349**: Barras, cordoalhas e fios de aço para armaduras de protensão - Ensaio de tração. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS E TÉCNICAS. **NBR 7187**: Norma de Pontes em concreto armado e protendido. Rio de Janeiro, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS E TÉCNICAS. **NBR 7197**: Projeto de estruturas de concreto protendido. Rio de Janeiro, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS E TÉCNICAS. **NBR 7681-1**: Calda de cimento para injeção - Parte 1: Requisitos. Rio de Janeiro, 2013.

CARVALHO, R. C. **Estruturas em concreto protendido**: pós-tração, pré-tração, cálculo e detalhamento. São Paulo: Editora Pini, 1. Ed., 2012.

CAUDURO, E. L. **Manual para a boa execução de estruturas protendidas usando cordoalhas engraxadas e plastificadas**. 2. Ed. São Paulo, SP, 2002.

CHOLFE, L.; BONILHA, L. **Concreto Protendido**: teoria e prática. São Paulo: Editora PINI, 2. Ed, 2015.

DYWIDAG. **Catálogo Técnico**: Sistemas de protensão com barras dywidag – aplicações estruturais. São Paulo. Disponível em: <<https://www.dywidag.com.br/uploads/media/DSI-Protendidos-Sistemas-de-Protensao-com-Barras-DYWIDAG-Aplicacoes-Estruturais-Brasil-LA.pdf>>. Acesso em: 05. set. 2017.

EMERICK, A. A. **Projeto e execução de lajes protendidas**: Interciência. Rio de Janeiro, 2002.

GERWICK, B. C. JR. **Construction of prestressed concrete structures**. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1993.

HANAI, J. B. (2005). **Fundamentos do concreto armado**. Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, São Carlos.

PEREIRA, J. L. S.; CARVALHO, R. G. de; LACERDA, I. G. de; ALVES NETO, E.S.; CUNHA, M. **Concreto Protendido e lajes protendidas com monocordalhas engraxadas: noções gerais, solução estrutural e correta execução**. São Paulo, 2005.

PFEIL, W. **Concreto Protendido: Introdução**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1984. v. 1.van

PFEIL, W. **Concreto protendido: processos construtivos, perdas de protensão**. Rio de Janeiro: EDC – Editora Didática e Científica, 1991.

VERÍSSIMO, G. S. & CÉSAR JR, K. M. C. **Concreto Protendido- Fundamentos Básicos**. Universidade Federal de Viçosa, Novembro 1998.