



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 3.607, de 17/10/05, D.O.U. nº 202, de 20/10/2005

ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL

ELAYNNE AIRES SANDES COSTA

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE DIMENSIONAMENTO DE VIGAS EM
CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO EM PONTES

Palmas – TO

2016

ELAYNNE AIRES SANDES COSTA

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE DIMENSIONAMENTO DE VIGAS EM
CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO EM PONTES

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) elaborado e apresentado como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientado: Prof. Esp. Daniel Iglesias de Carvalho.

Palmas – TO

2016

ELAYNNE AIRES SANDES COSTA

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE DIMENSIONAMENTO DE VIGAS EM
CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO EM PONTES

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) elaborado e apresentado como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientado: Prof. Esp. Daniel Iglesias de Carvalho.

Aprovado em: 14/05/2016

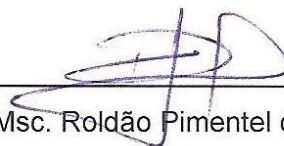
BANCA EXAMINADORA



Prof. Esp. Daniel Iglesias de Carvalho

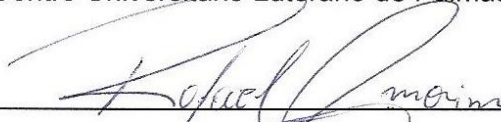
Orientador

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP



Prof. Msc. Roldão Pimentel de Araújo Júnior

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP



Prof. Esp. Rafael Alves Amorim

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

Palmas – TO

2016

Dedico este trabalho aos meus pais, por apostarem em mim e confiarem nas minhas escolhas, e à minha querida avó Maria Alves Sandes (in Memoriam).

RESUMO

COSTA, Elayne Aires Sandes Costa. Estudo comparativo entre dimensionamento de vigas em concreto armado e protendido em pontes. 2016. 109 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas/TO, 2016.

As pontes são de grande necessidade para o crescimento das vias de acesso. Uma ponte é construída com o intuito de dar continuidade a uma via, por haver algum obstáculo que possa impedir o prosseguimento da mesma. As vias mais comuns são as rodovias, ferrovias e passarela para passagem de pedestre. Uma ponte é classificada por superestrutura que são as lajes e vigas, mesoestrutura que são os pilares, e infraestrutura que é a fundação. Este trabalho deu maior ênfase em uma parte da superestrutura de uma ponte, as vigas. Dentre os materiais que podem ser construídas as vigas o mais usual e adequado para a maioria das pontes é o concreto, podendo ele ser armado ou protendido. Tanto o concreto armado, quanto o concreto protendido, tem suas formas de dimensionamento, características e peculiaridades distintas, podendo ser escolhido o que melhor vai atender as particularidades da via. Com isso este trabalho tem o objetivo elaborar o projeto de duas vigas longarinas em concreto protendido e fazer um estudo comparativo do dimensionamento com outro projeto da mesma ponte, feito em concreto armado. Na concepção e análise inicial para o dimensionamento de vigas aplicadas em pontes, as estruturas de concreto armado e protendido não diferem uma da outra, visto que as cargas móveis e permanentes são as mesmas. Se as cargas não mudam, as solicitações da viga, momento fletor e esforço cortante, também são os mesmos. O dimensionamento à força cortante é o mesmo para as duas estruturas. Já no dimensionamento a flexão, os dois procedimentos de cálculos são bem diferentes. Outra característica distinta dos dois projetos é o tipo de aço e a resistência mínima aceitável do concreto que é utilizado para cada uma das estruturas.

Palavras-chave: Pontes. Vigas. Dimensionamento. Concreto Armado. Concreto Protendido.

ABSTRACT

COSTA, Elaynne Aires Sandes Costa. Comparative study of sizing beams reinforced and prestressed concrete bridges. 2016. 109 p. Work Completion of course (Graduation) - Civil Engineering Course, Lutheran University Center Palmas, Palmas / TO, 2016.

The bridges are of great need for the growth of access roads. A bridge is built in order to continue a route, for there any obstacles that may impede the continuation of the same. most common routes are the roads, railways and pedestrian bridge crossing. A bridge is classified by superstructure which are the slabs and beams, mesostructure which are the pillars, and infrastructure that is the foundation. This work has given greater emphasis in a part of the superstructure of a bridge, the beams. Among the materials which can be constructed as the more usual and appropriate beams for most bridges is concrete, it may be reinforced or prestressed. Both the reinforced concrete, and the prestressed concrete, has its forms of design, features and distinct peculiarities, can be chosen that will best suit the track characteristics. This work has the objective to elaborate the design of two stringers beams in prestressed concrete and make a comparative study of the design with another of the same bridge design, made of reinforced concrete. In the initial design and analysis for sizing beams applied to bridges, concrete structures and prestressed do not differ from each other, since the mobile and permanent loads are the same. If the charges do not change, requests the beam, bending and shear time are also the same. The design of shear force is the same for the two structures. In the design bending, the two calculation procedures are quite different. Another distinctive feature of the two projects is the type of steel and minimum acceptable strength of the concrete that is used for each of the structures.

Keywords: Bridges. Beams. Dimensioning. Reinforced Concrete. Prestressed concrete.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	OBJETIVOS	2
1.1.1	Objetivo Geral	2
1.1.2	Objetivos Específicos	2
1.2	JUSTIFICATIVA.....	3
2	REFERENCIAL TEÓRICO	4
2.1	PONTES.....	4
2.1.1	Evolução4	5
2.1.2	Propriedades fundamentais	5
2.1.3	Estrutura da ponte.....	6
2.1.4	Classificação.....	6
2.1.4.1	Extensão do vão	6
2.1.4.2	Durabilidade	7
2.1.4.3	Material da superestrutura.....	7
2.1.4.4	Natureza do tráfego	7
2.1.4.5	Desenvolvimento planimétrico.....	8
2.1.4.6	Desenvolvimento altimétrico.....	8
2.1.5	Sistema estrutural da superestrutura	9
2.1.5.1	Ponte em viga.....	9
2.1.5.2	Ponte em arco	10
2.1.5.3	Ponte em pórtico.....	11
2.1.5.4	Ponte estaiada.....	11
2.1.5.5	Ponte pênsil.....	12
2.1.6	Tipo construtivo da superestrutura	13
2.1.6.1	Moldados <i>In loco</i>	13
2.1.6.2	Pré-moldado	13
2.1.6.3	Balanços sucessivos	13
2.1.6.4	Aduelas ou seguimentos pré-moldados.....	14
2.2	CONCRETO	17
2.3	AÇO	26
2.3.1	Armaduras Passivas	26
2.3.2	Armaduras Ativas	30
2.4	CONCRETO ARMADO	33
2.4.1	História	33
2.4.2	Definição	33
2.5	CONCRETO PROTENDIDO	34
2.5.1	História	34
2.5.2	Definição	34
2.5.3	Materiais e protensão aplicada ao concreto	36

2.5.3.1	Comportamento de vigas protendidas sob ação das solicitações	36
2.5.4	Tipos de protensão.....	37
2.5.4.1	Quanto ao processo construtivo	37
2.5.4.2	Quanto às exigências relativas à fissuração e a proteção das armaduras ...	42
2.5.5	Valores limites da tensão (força) de protensão	44
2.5.6	Traçado geométrico dos cabos.....	44
3	METODOLOGIA.....	49
3.4	LEVANTAMENTO BIBLIOGRÁFICO.....	49
3.5	PROJETO ARQUITETÔNICO	49
3.6	DIMENSIONAMENTO	51
3.6.2	Dimensionamento das vigas de concreto protendido	52
3.6.2.2	Valores limites da força de protensão.....	54
3.6.2.3	Tensões normais de protensão	54
3.6.2.5	Esforço cortante.....	56
3.7	COMPARATIVO	58
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	59
4.1	DIMENSIONAMENTO	59
4.1.1	Dados iniciais	59
4.1.2	Dimensionamento das vigas de concreto protendido	62
4.1.2.2	Valor limite da força de protensão	65
4.1.2.3	Tensões normais de protensão	66
4.1.2.5	Esforço cortante.....	76
4.1.2.7	Nata de cimento.....	80
4.2	PROJETO DE CONCRETO ARMADO.....	81
4.3	COMPARATIVO	83
4.3.1	Procedimento de cálculo	83
4.3.3	Outras Observações.....	87
5	CONCLUSÕES	89
6	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	91
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	92
	ANEXO	94

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Características de uma ponte.	4
Figura 2 - Ponte de pedra antiga.....	5
Figura 3 - Pontes retas e pontes curvas.....	8
Figura 4 - Pontes horizontais ou em nível	9
Figura 5 - Pontes em rampa, retilíneas	9
Figura 6 - Ponte em viga	10
Figura 7 - Ponte em arco.....	10
Figura 8 - Ponte em pórtico.....	11
Figura 9 - Ponte estaiada.	12
Figura 10 - Ponte pênsil.	12
Figura 11 - Representação dos tipos de veículos	16
Figura 12 - Posição mais desfavorável para a ponte.	17
Figura 13 - Diagrama tensão-deformação idealizado de compressão	25
Figura 14 - Diagrama tensão-deformação bilinear de tração	25
Figura 15 - Exemplo de configuração geométrica com nervuras transversais oblíquas em dois lados da barra e nervuras longitudinais	27
Figura 16 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas	30
Figura 17 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras ativas.....	32
Figura 18 - Viga de concreto armado convencional sujeita a uma solicitação de flexão simples, em serviço.	35
Figura 19 - Conceito de viga de concreto protendido.....	35
Figura 20 - Sequência construtiva da pré-tração.....	38
Figura 21 - Sequência construtiva da pós-tração com aderência posterior.....	40
Figura 22 - Demonstração de uma laje protendida com cordoalhas engraxadas.....	41
Figura 23 - Exemplo de protensão externa	42
Figura 24 - Elevação e seção transversais - viga contínua	45
Figura 25 - Elevação - detalhe esquemático na região da ancoragem	45
Figura 26 - Traçado geométrico esquemático da clambagem em elevação	46
Figura 27 - Traçado geométrico em elevação	47
Figura 28 - Vista longitudinal da ponte sobre o rio Pau Seco (m)	50
Figura 29 - Seção transversal no apoio (m)	50

Figura 30 - Seção transversal no meio do vão (m).....	51
Figura 31 - Seção de cálculo, onde de 0 a 15 são divididos em trechos iguais	60
Figura 32 - Gráfico de Momento Fletor decorrente do peso próprio (KN.m)	60
Figura 33 - Gráfico de esforço cortante decorrente do peso próprio (KN).....	61
Figura 34 - Envoltórias de momento fletor em serviço (KN.m)	62
Figura 35 - Divisão da seção da viga em áreas elementares, para cálculo numérico das propriedades geométricas da viga (m)	64
Figura 36 - Representação de uma cordoalha de 7 fios. a) Figura real da cordoalha trefilada. b) Figura representativa, mostrando como é dimensionado o diâmetro nominal da cordoalha.	66
Figura 37 - Traçado esquemático dos cabos no CG	67
Figura 38 - Traçado esquemático dos cabos (vista lateral)	69
Figura 39 - Posição do cabo com relação ao centro de gravidade da peça (m).....	69
Figura 40 - Seção transversal no meio do vão (cm).....	73
Figura 41 - Seção transversal nos apoios (cm)	73
Figura 42 - Seção transversal na ancoragem (cm)	74
Figura 43 – Vista longitudinal do detalhamento da ancoragem (m)	75
Figura 44 - Posição final dos cabos	76
Figura 45 - Detalhes dos estribos da longarina (cm).....	77
Figura 46 - Detalhes dos estribos.....	77
Figura 47 - Seção transversal do meio do vão de 18 m (cm)	81
Figura 48 - Seção transversal do meio do vão de 20 m (cm)	81
Figura 49 - Seção transversal nos dois apoios internos (cm).....	82
Figura 50 - Seção transversal nos apoios externos (cm)	82

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Cargas dos veículos.....	15
Tabela 2 - Características dos veículos	15
Tabela 3 - Classes de agressividade ambiental (CAA)	19
Tabela 4 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto	20
Tabela 5 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10\text{mm}$	21
Tabela 6 - Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando o uso do granito como agregado graúdo).....	23
Tabela 7 - Propriedades mecânicas exigíveis de barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado	27
Tabela 8 - Características das barras	28
Tabela 9 - Característica dos fios.....	29
Tabela 10 - Valor do coeficiente de aderência η_1	29
Tabela 11 - Características nas categorias: CP 190-210	31
Tabela 12 - Valores de Ψ_{1000} em porcentagem.....	32
Tabela 13 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental	43
Tabela 14 - Peso específico dos materiais.....	52

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Dimensões nominais da pedra britada	18
Quadro 2 - Momento fletor e força cortante, em uma longarina, decorrentes do peso próprio	60
Quadro 3 - Momento fletor e força cortante, em uma longarina, decorrentes da carga móvel.....	61
Quadro 4 - Cálculo das seções compostas	64
Quadro 5 - Armadura transversal com fadiga.....	77
Quadro 6 - Comparativo de dimensionamento.....	84
Quadro 7 - Vantagens e desvantagens do concreto protendido em relação ao concreto armado	88

1 INTRODUÇÃO

As pontes são de grande necessidade para o crescimento das vias de acesso, sejam elas entre cidades, bairros, ruas, dentre outros. É construída com o intuito de dar continuidade a uma via, por haver algum obstáculo que possa impedir o prosseguimento da mesma. As vias mais comuns são as rodovias, ferrovias e passarela para passagem de pedestre. Para ser considerada uma ponte, essa ligação deve ter um vão total maior que 10 metros (m), segundo Marchetti (2008).

Uma ponte é basicamente composta, por lajes, vigas, pilares e fundação, que são classificadas por superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura. A superestrutura, que é combinada por lajes e vigas, é responsável de receber todos os esforços solicitantes iniciais da ponte e transferi-los para a mesoestrutura, que são os pilares, onde esta absorve essas solicitações e passa para a infraestrutura, que é a fundação da obra, daí então esses esforços serão dissipados no solo. Este trabalho deu maior ênfase em uma parte da superestrutura de uma ponte, melhor dizendo, nas vigas.

Existem vários tipos de estruturas que podem ser feitas as vigas, isso vai depender do local e finalidade para qual estará sendo construída a ponte. Dentre esses materiais existem os que são mais usuais e adequados para a maioria das pontes, que é o concreto, podendo ele ser armado ou protendido.

Tanto o concreto armado, quanto o concreto protendido, tem suas características e peculiaridades distintas, podendo ser escolhido o que melhor vai atender as particularidades da via. Com isso viu-se a necessidade de fazer um estudo comparativo entre dimensionamento de vigas de pontes, de concreto armado e protendido, que foi o objeto de estudo desse trabalho.

Como ponto de partida para os estudos desse trabalho, foi adotado o projeto de concreto armado de uma ponte rodoviária, que tem 64 m de extensão total, descrito e detalhada no livro: Projeto de ponte em concreto armado com duas longarinas, de Daniel de Lima Araújo (2013). Com o mesmo projeto arquitetônico, foi dimensionado o projeto das vigas longarinas em concreto protendido e em seguida feito o comparativo, onde o mesmo propende destacar como cada uma das estruturas é dimensionada e algumas outras características distintas delas.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Comparar o dimensionamento de vigas em concreto armado e protendido, referentes a uma ponte de duas longarinas, com 64 m de extensão total, divididos em três vãos.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Dimensionar as vigas longarinas em concreto protendido;
- Fazer o comparativo dos métodos de dimensionamento das vigas em concreto armado e protendido;
- Listar características distintas, destacando vantagens e desvantagens entre as estruturas.

1.2 JUSTIFICATIVA

É de suma importância para engenheiros e projetistas, que quando futuramente forem elaborar projetos de pontes em concreto, que é o mais usual, se embasarem sobre qual tipo, concreto armado ou concreto protendido, é mais adequado para execução das vigas, visto que vai depender das características individuais de cada ponte, como sua extensão, local, utilização, dentre outros fatores.

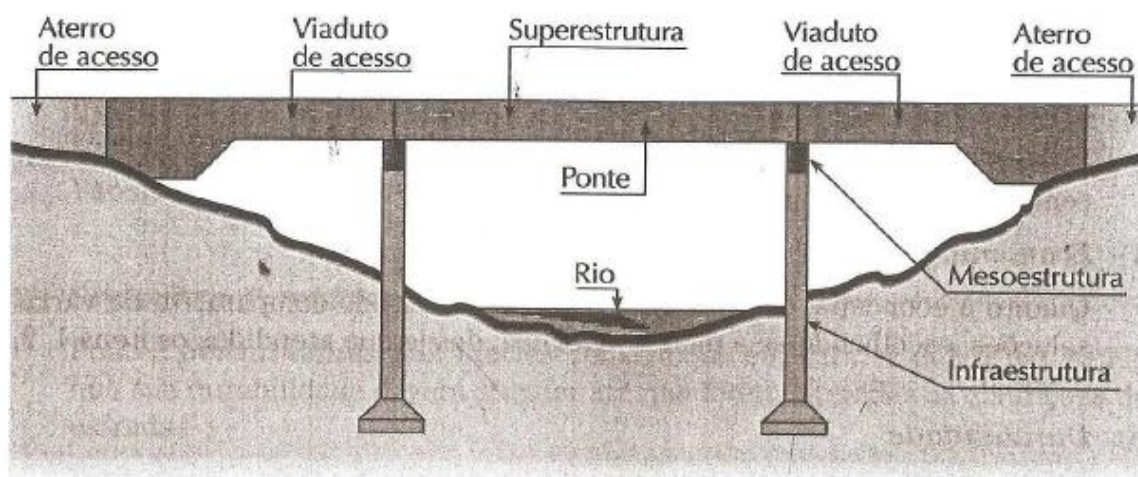
Também servirá para estudantes de engenharia esclarecer suas dúvidas, sobre o concreto armado e concreto protendido, aplicado em vigas de pontes, visto que o conteúdo de concreto protendido é abordado sem grandes profundidades na maioria dos cursos de Engenharia Civil.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 PONTES

É chamada de ponte uma obra destinada a permitir a transposição de obstáculos, como rios, braços de mar, vales, depressões, vias movimentadas, dentre outras, para dar continuidade a uma via de comunicação qualquer. Quando o obstáculo a ser vencido não é água, a obra é denominada de viaduto. Em uma ponte em que o curso de água tem grandes dimensões, tem-se a necessidade de uma parte extensa, antes de atravessar a água, essa parte seca é denominada de viaduto de acesso (MARCHETTI, 2008). Como mostra na figura 1.

Figura 1 - Características de uma ponte.



Fonte: MARCHETTI, 2008.

2.1.1 Evolução

Segundo Leonhardt (1979) as primeiras pontes foram construídas de cordas ou de madeiras na forma de vigas, vigas escoradas e vigas armadas simples. Os chineses conseguiram atingir um vão de 18 m com vigas de granito. Já as de madeiras, chegaram ao um vão de 118 m no ano de 1758, ponte sobre o Remo em Shafhausen, construída pelo mestre carpinteiro J. U. Grubenmann. Em seguida veio

às pontes de ferro fundido no final do século XVIII, com uma grande construção em 1846 da ponte Britânica, a primeira grande ponte em viga (seção circular de ferro forjado) com 141 m de vão sobre o estreito de Menai, na Inglaterra. Logo depois no ano de 1850 surgiram as pontes de treliça metálica, como a sobre o Vístula em Dirschau, com uma extensão total de 744 m, divididos em seis vãos.

Conforme mencionou o referido autor, somente a partir de 1900 que começaram a construir pontes de concreto. Construído de forma que o concreto apenas substituía a pedra, como material, em arcos triarticulados. Porém apenas em 1912 é que se foi adotado pontes em vigas e pontes em pórticos, ainda assim só para vãos de até 30 metros. Em 1941-45 foi construída a ponte de Sandö, na Suécia, atingindo um vão livre de 280 m. Aproximadamente em 1938 surgiram as pontes de concreto protendido, onde só foi aperfeiçoada a partir de 1948 após a guerra.

Figura 2 - Ponte de pedra antiga.



Fonte: <<http://blogdopetcivil.com/tag/pontes-antigas>> Disponível em: 16 nov. 2015.

2.1.2 Propriedades fundamentais

De acordo com Marchetti (2008), os requisitos principais de uma ponte são: sua funcionalidade, segurança, estética, economia e durabilidade. A funcionalidade das pontes tem que atender ao intuito na qual elas foram projetadas, ou seja, para

passagens de pedestres, passagens de carros, dentre outros. Quanto á sua segurança para as pessoas e/ou qualquer tipo de veiculo que passarem pela ponte, tendo uma solicitação de tensões menores que as aceitas por ela. Quando se refere à estética de uma ponte, é que ela deve ter uma boa aparência e harmonia com o lugar onde foi projetada. Como toda obra de construção civil, a economia vinculada a todos os critérios fundamentais para o seu bom funcionamento, é de suma importância. Ao que se faz menção a durabilidade de uma ponte, para que atenda a todos os quesitos para quais foi construída, tendo sua devida utilização e vida útil de acordo estabelecido por norma.

2.1.3 Estrutura da ponte

A estrutura de uma ponte é dividida em três partes, são elas: superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura, nas quais são responsáveis pela estrutura se manter firme e segura para seus usuários.

A infraestrutura é constituída dos elementos de base da ponte, onde todos os esforços solicitados por ela, são depositados, é formada pela fundação, que pode ser subdividida em blocos, sapatas, estacas e tubulões.

Mesoestrutura é formada pela parte centra da ponte, que são os pilares, encontros, aparelhos e apoios, esses são responsáveis de receber os esforços a superestrutura e transmiti-los para a infraestrutura.

A superestrutura é composta pela estrutura base de passagem de uma ponte, que são as lajes e vigas, tanto as principais quanto as secundarias. Nesse trabalho será abordado de forma mais detalhada as vigas principais de uma ponte, detalhando como elas funcionam em dois tipos de materiais.

2.1.4 Classificação

2.1.4.1 Extensão do vão

Para uma estrutura de transposição de uma via, ser considerada uma ponte vai depender do tamanho do vão a ser atingido.

De acordo com Marchetti (2008), os vãos de até 2 m são denominados de bueiros, vãos que variam de 2 m a 10 m são chamados de pontilhões, já vãos acima de 10 m são de fato considerados uma ponte.

2.1.4.2 Durabilidade

Quando se fala em durabilidade faz-se referência para qual tempo de uso a ponte será projetada.

Pontes permanentes são aquelas construídas em caráter definitivo, sendo que sua durabilidade devida atender até que forem alteradas as condições da estrada. Pontes provisórias são as construídas para uma duração limitada, geralmente até que se construa a obra definitiva, prestam-se quase sempre a servir como desvio de tráfego. Pontes desmontáveis são construídas para uma duração limitada, sendo que diferem das provisórias por serem reaproveitáveis. (MARCHETTI, 2008, p. 3).

2.1.4.3 Material da superestrutura

Os materiais que podem ser utilizados na superestrutura variam de acordo com as necessidades da via e aparência que a ponte pretende representar. Podendo ser feitos de madeira, alvenaria, concreto armado, concreto protendido, aço, e também podem ser mistas, ou seja, feitas com mais de um tipo de material, o que é bem comum, devido às necessidades de cada estrutura da ponte.

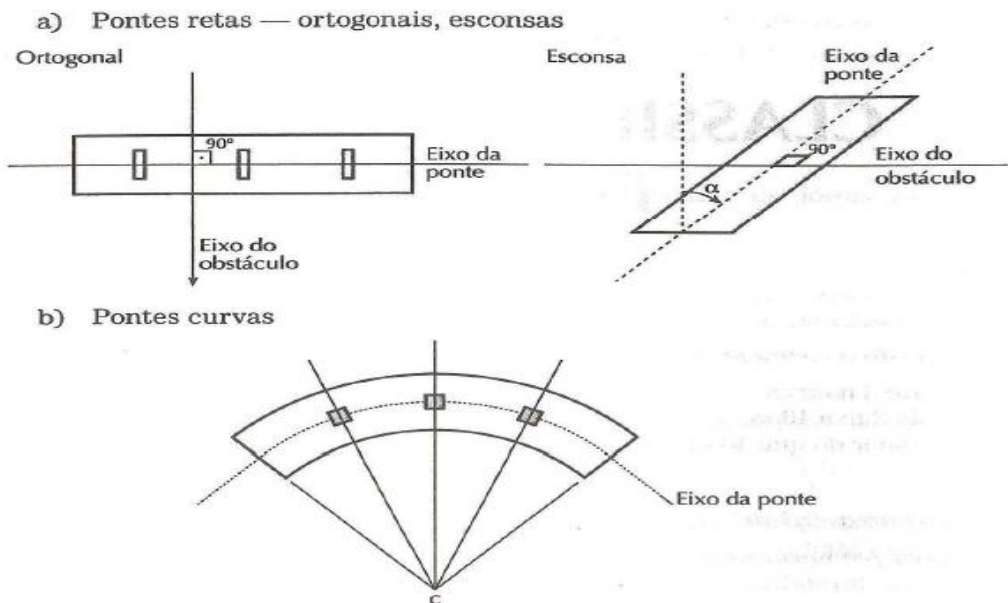
2.1.4.4 Natureza do tráfego

Uma ponte é projetada de acordo com a sua finalidade, para dar continuidade a uma via, podendo estas ser uma rodovia, ferrovia, passarelas de passagem para pedestres, aquedutos, aerovias, canais, ou até mesmo vias mistas, com mais de uma finalidade, como por exemplo, uma rodo-ferrovia, onde tem a passagem de uma rodovia e de uma ferrovia em uma mesma ponte.

2.1.4.5 Desenvolvimento planimétrico

Marchetti (2008) faz menção ao que se refere à planta de uma ponte, projetada em seu plano horizontal, podem-se haver pontes retas e pontes curva, como detalhadas na figura 3.

Figura 3 - Pontes retas e pontes curvas

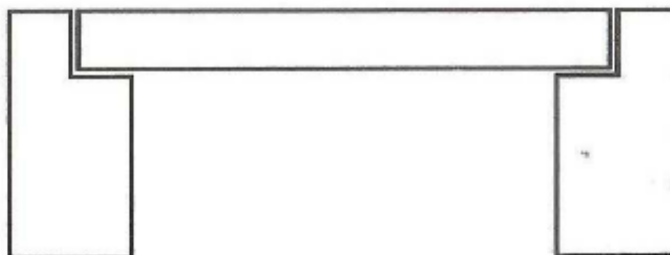


Fonte: MARCHETTI, 2008.

2.1.4.6 Desenvolvimento altimétrico

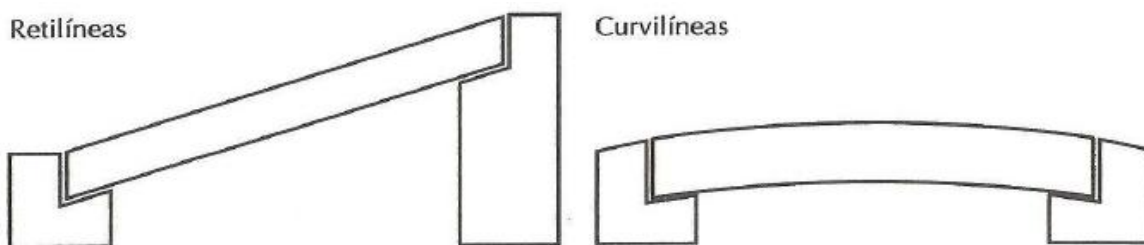
“Ao considerarmos a projeção do eixo da ponte em plano vertical (elevação) podemos ter: Pontes horizontais ou em nível; Pontes em rampa, retilíneas ou curvilíneas.” (MARCHETTI, 2008, p. 04).

Figura 4 - Pontes horizontais ou em nível



Fonte: MARCHETTI, 2008.

Figura 5 - Pontes em rampa, retilíneas



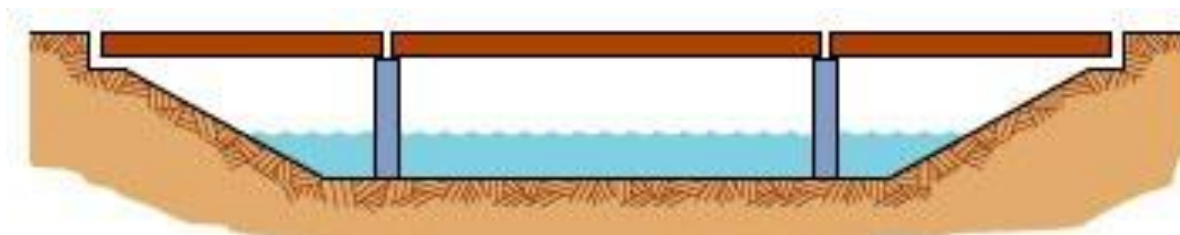
Fonte: MARCHETTI, 2008.

2.1.5 Sistema estrutural da superestrutura

2.1.5.1 Ponte em viga

Segundo Leonhardt (1979), as pontes em viga têm seus sistemas estruturais divididos em: vigas sobre dois apoios; vigas sobre dois apoios em vários vãos; vigas sobre dois apoios com balanço, com vigas apoiadas nos balanços (vigas Gerber); pilar com balaços, com vigas apoiadas nos balanços; viga contínua; Apoios hiperestáticos e recalques desiguais de apoios, como mostra a figura 6.

Figura 6 - Ponte em viga



Fonte: <escola.britannica.com.br/assembly/133754/Existem-seis-formas-basicas-de-ponte>

Disponível em: 16 nov. 2015.

2.1.5.2 Ponte em arco

O sistema estrutural de uma ponte em arco pode ser de varias maneiras, como arcos triarticulados, arcos biarticulados, arcos com uma articulação, arcos biengastados. Um exemplo de ponte em arco, como representa a figura 7.

Figura 7 - Ponte em arco



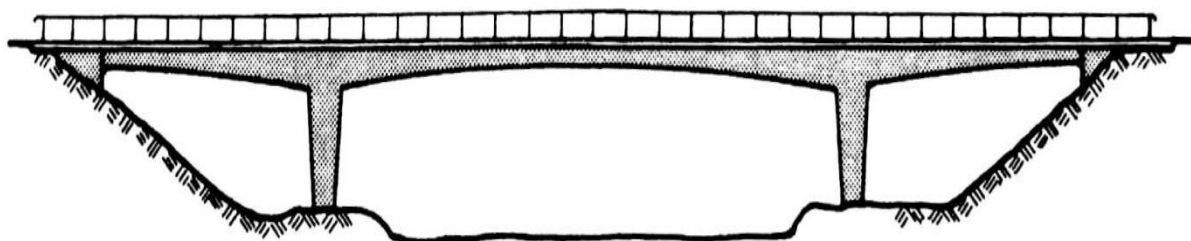
Fonte: <www.maisturismo.net/ponte-suspensa-doniagara-niagara-canada/> Disponível em:

16 nov. 2015.

2.1.5.3 Ponte em pórtico

“Na construção de pontes, os pórticos surgem pela ligação – com a rigidez à flexão – da viga da ponte (trave do pórtico) com as paredes dos encontros ou com os pilares (montantes do pórtico)”. (LEONHARDT, 1979, p. 26)

Figura 8 - Ponte em pórtico.



Fonte: LEONHARDT, 1979.

2.1.5.4 Ponte estaiada

Os cabos de uma ponte estaiada podem ser dispostos em forma de leque ou harpa, em feixes radiantes ou paralelos. Quanto maior o número e cabos forem colocados, mais esbeltas poderão ser as vigas longitudinais principais. A figura 9 exemplifica uma ponte estaiada.

O tabuleiro é suspenso por meio de cabos inclinados que são fixados em torres. Adotando-se apenas poucos cabos inclinados com distâncias grandes ao ponto de suspensão, então a ponte deve ser considerada como ponte em viga, com apoios intermediários (pontos de suspensão) e a viga deve ter uma altura e uma rigidez à flexão correspondente ao vão. (LEONHARDT, 1979, p. 26)

Figura 9 - Ponte estaiada.



Fonte: <super.abril.com.br/blogs/cidadesparapessoas/2013/09/26/a-logica-deplanejar-as-cidades/> Disponível em: 16 nov. 2015.

2.1.5.5 Ponte pênsil

Para Leonhardt (1979), a ponte pênsil clássica, com seus cabos dispostos parabolicamente e pendurais verticais, como mostra na figura 10, não são adequadas para ponte de concreto, dessa forma, ela é mais usual para passarelas, que tem uma carga móvel relativamente pequena.

Figura 10 - Ponte pênsil.



Fonte: <brasilista.blogspot.com.br/2013/02/7-pontes-penseis-do-brasil.html> Disponível em: 16 nov. 2015.

2.1.6 Tipo construtivo da superestrutura

2.1.6.1 Moldados *In loco*

Pesas moldadas *in loco* são as quais são feitas no lugar definitivo de onde elas vão ficar, sem haver a necessidade de transporte de estrutura. São adequadas para locais de difícil acesso, no qual se torna necessário na execução no lugar de origem.

“A superestrutura é executada no próprio local da ponte, na posição definitiva, sobre escoramento apropriado (cimbramento, treliça etc.), apoiando-se diretamente nos pilares.” (MARCHETTI, 2008, p. 08).

2.1.6.2 Pré-moldado

As pesas pré-moldadas são fabricadas em outro local, onde não é o seu de origem final. Depois transportadas e instaladas no lugar definitivo. Não são todos tipos de pesas que podem ser pré-moldadas, visto que, de acordo com o seu processo de fabricação, podem perder um pouco das suas características fundamentais para um bom desempenho da estrutura.

Segundo Marchetti (2008), os elementos pré-moldados são os construídos fora do seu lugar de origem final, podendo ser feitos na própria obra, em canteiro apropriado ou em uma usina distante, em seguida transportada e colocada sem os pilares. Esse tipo construtivo é bastante usado em pontes de concreto protendido, principalmente quando tem muitas repetições de vigas principais.

“A pré moldagem da superestrutura, em geral, não é completa (são pré-moldadas quase sempre, apenas os elementos do sistema principal, vigas principais), o restante da superestrutura deve ser executada “*in loco*”.” (MARCHETTI, 2008, p. 08).

2.1.6.3 Balanços sucessivos

As pontes construídas em balanços sucessivos são feitas por pesas moldadas *in loco*, elas são construídas sucessivamente de uma ponta a outra. Critérios de apoio de construção são adotados para que ela não venha a cair antes

de alcançar o pilar seguinte. As pontes construídas em balanços sucessivos são feitas na maioria das vezes em concreto protendido.

Segundo (Leonhardt, 1979) partem de um princípio bem simples na qual é feita a concretagem a partir dos escoramentos e formas apropriadas, sucessivamente de cada lado. O equilíbrio é feito através de um engastamento do balanço nos pilares de partida ou em apoios provisórios.

2.1.6.4 Aduelas ou seguimentos pré-moldados

É um tipo de construção se dá pela junção de pesas pré-fabricada fora do seu lugar de origem definitivo. São locadas uma por uma em seus lugares de origem. Seu processo construtivo é bem parecido com o de balanços sucessivos, a diferença é que nesse caso as pesas são pré-moldada.

Este processo construtivo é semelhante ao dos balanços sucessivos, permitindo eliminar o cimbramento, sendo também utilizado em obras de concreto protendido. Difere porem do processo anterior, em que as partes sucessivamente colocadas em balanço e apoiadas no trecho já construído são pré-moldadas. (MARCHETTI, 2008, P. 9)

2.1.7 Cargas móveis

O que difere as outras estruturas de concreto para uma ponte, é que além de estáticas, em pontes existem cargas móveis, referentes aos objetos de varias naturezas que passam por cima dela, que estão em constante movimento, como carros, caminhões, trens, dentre outros.

Cargas móveis, também chamadas de trem-tipo de uma ponte, são compostas por cargas uniformemente distribuídas e pontuais de um veículo, como representadas nas tabelas 1 e 2, e na figura 11.

Tabela 1 - Cargas dos veículos

Classe da ponte	Veículo			Carga uniformemente distribuída				Disposição da carga
	Tipo	Peso total		p		p'		
		kN	t _f	kN/m ²	kgf/m ²	kN/m ²	kgf/m ²	
45	45	450	45	5	500	3	300	Carga p em toda a pista
30	30	300	30	5	500	3	300	Carga p' nos passeios
12	12	120	12	4	400	3	300	

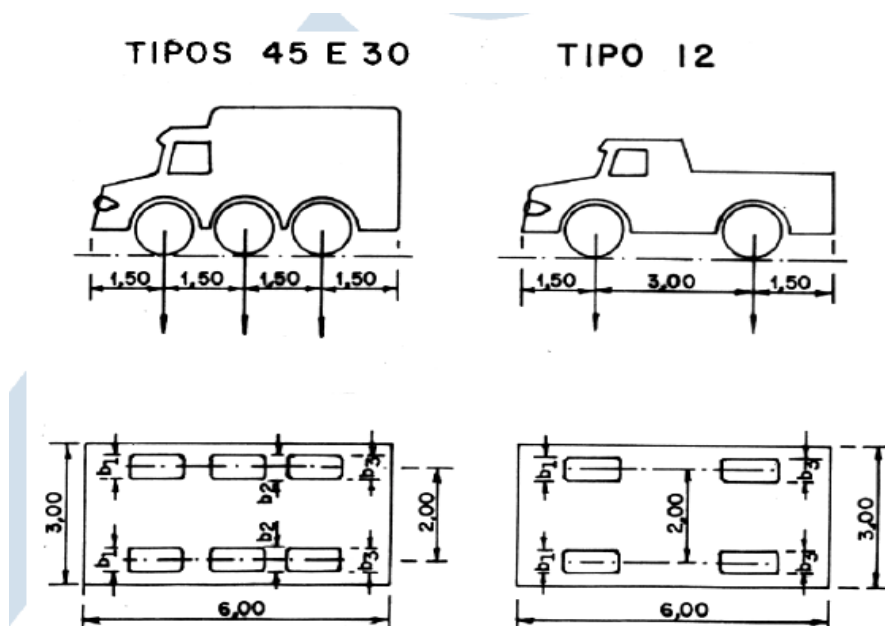
Fonte: ABNT NBR 7188/1982.

Tabela 2 - Características dos veículos

	Unidade	Tipo 45	Tipo 30	Tipo 12
Quantidade de eixos	Eixo	3	3	2
Peso total de veículo	kN-t _f	450-45	300-30	120-12
Peso de cada roda dianteira	kN-t _f	75-7,5	50-5	20-2
Peso de cada roda traseira	kN-t _f	75-7,5	50-5	40-4
Peso de cada roda intermediária	kN-t _f	75-7,5	50-5	-
Largura de contato b ₁ de cada roda dianteira	m	0,50	0,40	0,20
Largura de contato b ₃ de cada roda traseira	m	0,50	0,40	0,30
Largura de contato b ₂ de cada roda intermediária	m	0,50	0,40	-
Comprimento de contato de cada roda	m	0,20	0,20	0,20
Área de contato de cada roda	m ²	0,20 x b	0,20 x b	0,20 x b
Distância entre os eixos	m	1,50	1,50	3,00
Distância entre os centros de roda de cada eixo	m	2,00	2,00	2,00

Fonte: ABNT NBR 7188/1982.

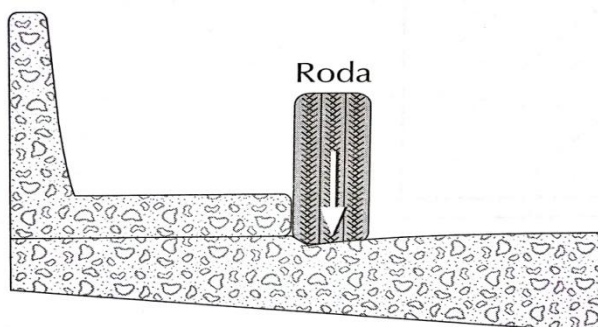
Figura 11 - Representação dos tipos de veículos



Fonte: ABNT NBR 7188/1982.

Para determinar as reações que as cargas móveis vão provocar na ponte, faz-se a aplicação do trem-tipo em posições onde a ponte poderá ser mais solicitada, por que ao longo dela vai haver pontos onde serão mais solicitados que outros, dependendo da estrutura da ponte. Daí então através da linha de influência das reações encontra-se os casos mais críticos que a ponte estará solicitada. Nesses pontos críticos é que são determinados os máximos valores de cortante e momento, sejam eles positivos ou negativos. Na maioria dos casos a posição do veículo-tipo mais desfavorável é quando ele está encostado no guardas rodas, no bordo da pista, como mostra a figura 12.

Figura 12 - Posição mais desfavorável para a ponte.



Fonte: MARCHETTI, 2008.

2.2 CONCRETO

O concreto é um dos materiais mais usados e importantes para a construção civil, sem ele não seria possível a execução de grandes estruturas, como prédios de múltiplos andares, pontes, barragens, dentre outras.

De acordo com Fusco (1930), o concreto é formado por uma mistura de um aglomerante hidráulico com materiais inertes e água. O aglomerante hidráulico mais usado é o cimento portland, e os materiais inertes são chamados de agregados, podendo eles ser, agregados miúdos ou agregados graúdos, isso depende das suas dimensões.

Os agregados podem ser obtidos de forma natural ou artificial. Os naturais são areias de rios, seixo rolado e pedregulhos. Já os artificiais são os que precisam de um processamento para ser utilizado, são eles, a pedra britada, argila expandida, escória, dentre outros.

Segundo Fusco (1930), as dimensões da pedra britada, são classificadas nas seguintes categorias, referentes às suas dimensões nominais:

Quadro 1 - Dimensões nominais da pedra britada

TIPO	DIMENSÕES (mm)
BRITA 0	4,8 A 9,5
BRITA 1	9,5 A 19
BRITA 2	19 A 25
BRITA 3	25 A 50
BRITA 4	50 A 76
BRITA 5	76 A 100

Fonte: Fusco 1930, p. 2. Adaptado por Autora.

A escolha do diâmetro do agregado graúdo mais adequado para a execução de uma obra vai depender das dimensões das peças de concreto, e o espaçamento das barras de aço, no caso do concreto armado com armaduras passivas e/ou ativas.

Já o cimento, para Leonhardt (1977), o cimento é feito sobre a aquecimento da mistura entre o calcário e a argila até a sintetização (clínquem do cimento), em seguida é moída essa mistura até chegar a uma textura bem fina. Os agregados devem apresentar uma boa resistência e que não afetem o concreto, como o açúcar, que impede a pega do cimento. A água pode ser qualquer água natural, só uma atenção para águas de pântanos e de rejeito industrial. A água do mar é imprópria, devido ao seu teor de sal, que corroem o aço.

Fazendo referência a Fusco (1930), é frequente a mistura de dois tipos de brita para compor o concreto. Para a fabricação do concreto é formada uma pasta feita de cimento e água, em seguida misturasse essa pasta com o agregado miúdo, onde essa mistura é chamada e argamassa, e por fim, faz se a junção da argamassa com o agregado graúdo, constituindo assim o concreto.

De acordo com Leonhardt (1977), o concreto é uma rocha artificial, onde a sua fabricação é feita pela mistura de dos agregados com cimento e água, e quando se tem necessidade, acrescenta-se aditivos, que influenciam diretamente nas características físico-químicas do concreto. O chamado concreto fresco é moldado em formas e adensado por vibradores, onde começa a endurecer pouco tempo depois de sua fabricação, dependendo do cimento pode atingir de 60 a 90% de sua resistência em 28 dias. O concreto pode ser fabricado *in loco* ou pré-moldado.

Antes de decidir qual a resistência do concreto adequada para cada tipo de construção, deve-se levar em conta a agressividade do ambiente. Segundo a NBR 6118, a agressividade do ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre a estrutura de concreto, independente de outras ações que possa existir. A classe de agressividade ambiental é dividida em classe I, II, III e IV, como mostra a tabela 3.

Tabela 3 - Classes de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
	I	Fraca	Rural Submersa
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a Industrial ^{a, b}	Grande
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c} Respingos de maré	Elevado

^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 em regiões de clima seco, com umidade média 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: NBR 6118/2014, p. 17.

De acordo com a NBR 6118 [item 7], alguns critérios de projeto devem ser adotados, visando à durabilidade da estrutura, tais como: drenagem, formas arquitetônicas e estruturas, qualidade do concreto de cobrimento, detalhamento da armadura, controle de fissuração, medidas especiais, inspeção e manutenção preventiva.

A tabela 4 relaciona a classe de agressividade do ambiente com a qualidade do concreto.

Tabela 4 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		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

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.
^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: NBR 6118/2014, p. 18.

Quando se refere ao cobrimento, a NBR 6118 diz que, para que tenha garantia do cobrimento mínimo (c_{\min}), no projeto e na execução deve-se considerar o cobrimento nominal (c_{nom}), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (Δ_c). Com isso, as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, estabelecidos na tabela 5. Onde os cobrimentos nominais e mínimos são a superfície da armadura externa, de modo geral à face externa do estribo. O cobrimento nominal de uma determinada barra deve sempre ser:

$$-(c_{\text{nom}}) \geq \phi \text{ barra};$$

$$-(c_{\text{nom}}) \geq \phi \text{ feixe} = \phi_n = \phi \sqrt{n};$$

$$-(c_{\text{nom}}) \geq 0,5\phi \text{ bainha.}$$

Tabela 5 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta_c = 10\text{mm}$

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	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: NBR 6118/2014, p. 20.

Ainda fazendo referência a NBR 6118, quando se trata de agregado graúdo do concreto, a dimensão máxima característica não pode ultrapassar em 20% a espessura nominal do cobrimento, ou seja: $d_{\text{máx}} \leq 1,2c_{\text{nom}}$.

Segundo Pfeil (1988), a resistência a compressão simples (f_{ck}) está relacionada com as propriedades mecânicas do concreto. Essa resistência é calculada por ensaios de ruptura de corpos de prova padronizados, que são cilindros de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, com uma idade de 28 dias. Essa resistência pode aumentar em até 30% depois dos 28 dias, mas esse aumento é desprezado.

De acordo com a NBR 8953, é feita uma classificação do concreto, de acordo com seus níveis de resistência. Onde se tem o grupo I, com concretos de 20 à 50MPa, e o grupo II, de 55 à 100MPa. Mas segundo a NBR 6118, 90MPa é considerada a resistência limite.

Para Cholfe e Bonilha (2015), alguns parâmetros do concreto, com relação a sua resistência:

$\gamma_c = 25KN/m^3$	- Peso específico do concreto armado e protendido;
$\alpha_T = 10^{-5}/^\circ C$	- Coeficiente de dilatação térmica;
$f_{cmj} =$	- Resistência a compressão média aos j dias;
$f_{ck} =$	- Resistência a compressão característica (28 dias);
$f_{ck,j} = \beta_1 \cdot f_{ck}$	- Resistência a compressão característica (j dias);
$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$	- Resistência à tração direta média para concretos de classes C20 até C50;
$f_{ct,m} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,11 \cdot f_{ck})$	- Resistência à tração direta média para concretos de classes C55 até C90.

Onde:

$$\beta_1 = e^{\{S \cdot [1 - (28/t)^{1/2}]\}}$$

S = 0,38 para concreto de cimento CPIII IV – Lentos

S = 0,25 para cada concreto de cimento CPI e II – Normais

S = 0,20 para cada concreto de cimento CPV (ARI) – Rápidos

t = idade efetiva do concreto em dias, com t < 28

Com relação ao módulo de elasticidade do concreto, segundo a NBR 6118, poderá ser obtido através do método de ensaio estabelecido na ABNT NBR 8522, onde é considerado o módulo de deformação tangencial inicial, que foi alcançado com uma idade de 28 dias. Mas quando não forem realizados os ensaios, esse valor pode ser estimado, de acordo com a fórmula a seguir:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad \text{para um } f_{ck} \text{ de 20MPa a 50MPa;}$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25\right)^{1/3} \quad \text{para um } f_{ck} \text{ de 55MPa a 90MPa.}$$

Onde:

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse

$\alpha_E = 0,9$ para calcário

$\alpha_E = 0,7$ para arenito

Já o módulo de deformação secante (E_{cs}), deve ser utilizado em análises elásticas e verificações de Estados Limites de Serviços. Segundo a NBR 8522, o módulo secante pode ser obtido através de ensaio ou calculado pela fórmula:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci}$$

Onde:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0$$

Segundo a NBR 6118, a tabela 6 tem valores estimados arredondados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto, que podem ser usados no projeto estrutural.

Tabela 6 - Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando o uso do granito como agregado graúdo)

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

Fonte: NBR 6118/2014, p.25.

Para o módulo de elasticidade em uma idade menor que 28 dias, a NBR 6118 diz que pode ser calculado pelas expressões a seguir, substituindo f_{ck} por f_{cj} :

- Para concretos de classes C20 até C45:

$$E_{ci}(t) = \left[\frac{f_c(t)}{f_c} \right]^{0,5} \cdot E_{ci}$$

-Para concretos de classes C50 até C90:

$$E_{ci}(t) = \left[\frac{f_c(t)}{f_c} \right]^{0,3} \cdot E_{ci}$$

Onde:

$E_{ci}(t)$ é a estimativa do módulo de elasticidade do concreto em uma idade entre 7 dias e 28 dias;

$f_c(t)$ é a resistência à compressão do concreto na idade em que se pretende estimar o módulo de elasticidade, em megapascal (MPa).

De acordo com a NBR 6118, o coeficiente de Poisson ν , para tensões de compressão menores que $0,5f_c$ e tensões de tração menores que f_{ct} , pode ser considerado igual a 0,2. O módulo de elasticidade transversal G_c igual a $E_{cs}/2,4$.

Segundo a NBR 6118, para análises no estado-limite último, pode-se aplicar o diagrama de tensão-deformação idealizado, como mostra na figura a seguir. Onde os valores que devem ser usados de ε_{c2} , que é a deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico e ε_{cu} que é a deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura, seguem os parâmetros a seguir:

- Para concreto de classes até C50:

$$\varepsilon_{c2} = 2,0\text{‰};$$

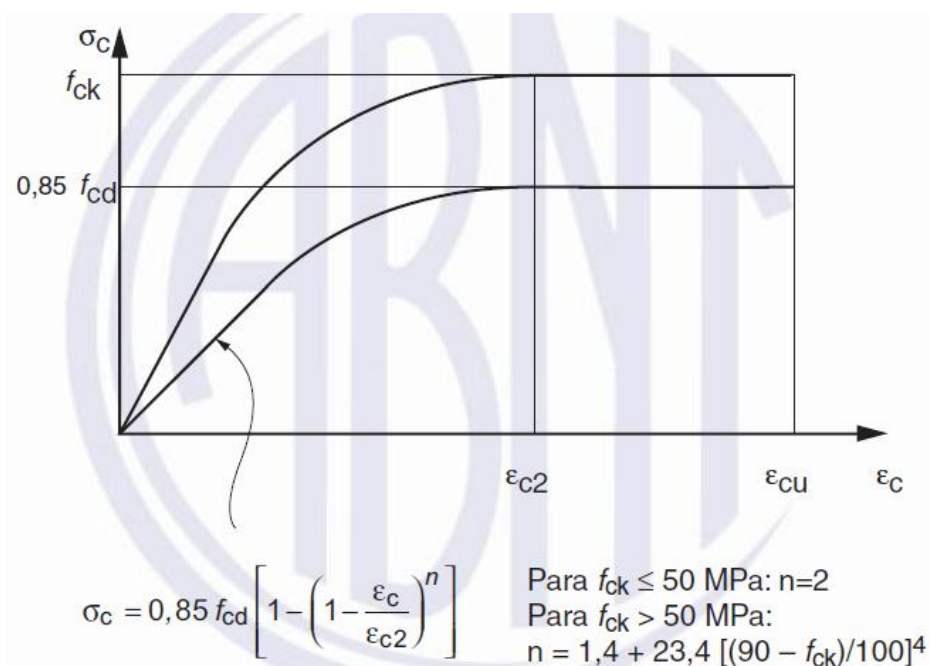
$$\varepsilon_{cu} = 3,5\text{‰}$$

- Para concretos de classes C55 até C90:

$$\varepsilon_{c2} = 2,0\text{‰} + 0,085\text{‰} \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53};$$

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

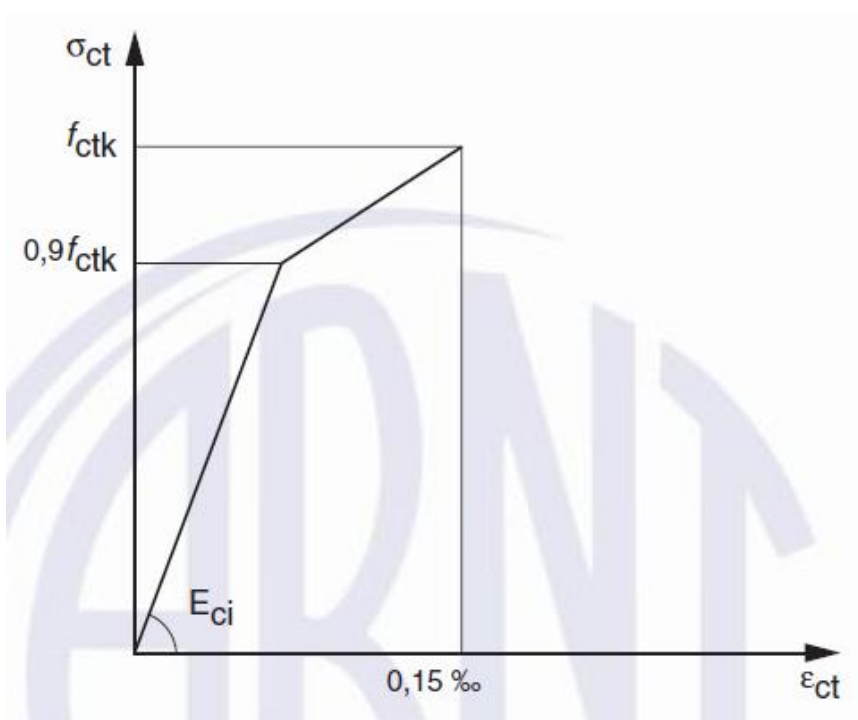
Figura 13 - Diagrama tensão-deformação idealizado de compressão



Fonte: NBR 6118/2014, p. 26.

A 6118/2014 também recomenda, para concretos que ainda não fissuraram um diagrama de tensão-deformação bilinear de tração.

Figura 14 - Diagrama tensão-deformação bilinear de tração



Fonte: NBR 6118/2014, p. 27.

O concreto simples tem baixa resistência à tração, onde a mesma é desprezada, com isso, viu-se a necessidade de associar esse material com outro, para suprir essa falta de resistência. Concreto aliado com cabos de aço, que são bons resistentes a tração, consegue vencer grandes vãos. Daí surgiu então o concreto armado, é a junção do concreto com armaduras passivas, e logo depois veio o concreto protendido, que a mistura de concreto com armaduras ativas.

Para Fusco (1930), as armaduras do concreto armado são formadas por cabos de aço de até 32 mm de diâmetro. No concreto protendido é comum a utilização de cabos compostos por fios pequenos de aço, que variam de 5 a 9 mm de diâmetro. Para adotar a armadura adequada, devem-se respeitar as características e comportamentos singulares de cada material.

2.3 AÇO

2.3.1 Armaduras Passivas

Fazendo referência a Cholfe e Bonilha (2015), alguns parâmetros do aço CA:

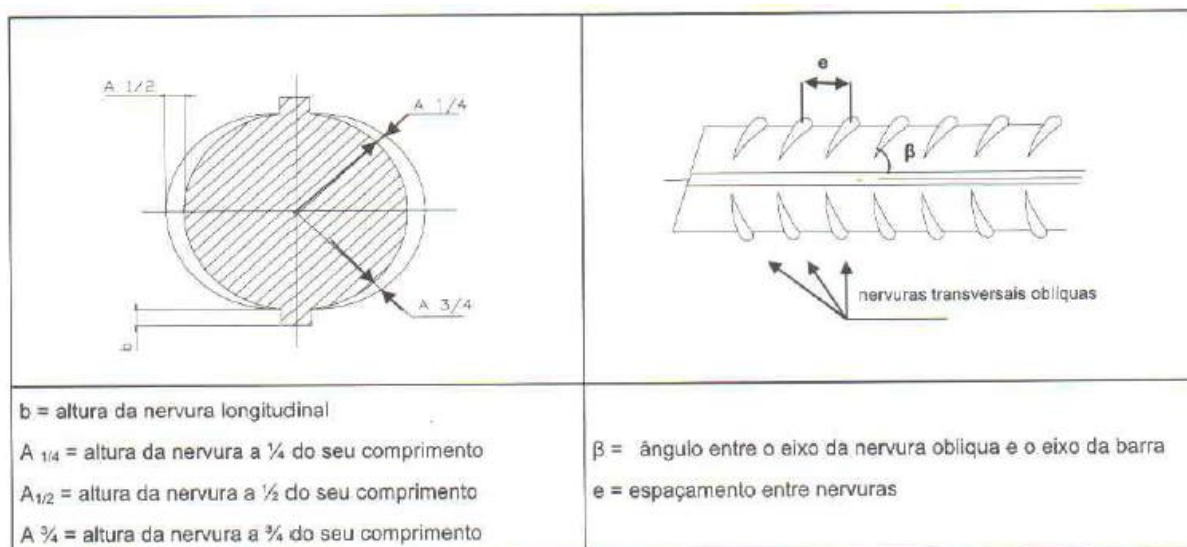
$\gamma_s = 78,5 \text{ KN/m}^3$	– peso específico;
$\alpha_T = 10^{-5} / ^\circ\text{C}$	– coeficiente de dilatação térmica, válido para $-20^\circ\text{C} \leq \Delta T \leq +150^\circ\text{C}$;
$E_s = 210 \text{ GPa}$	– módulo de elasticidade do aço CA.

Com relação ao valor característico da resistência de escoamento, a NBR 7480 diz que, as barras de aço são classificadas nas categorias CA-25 e CA-50, e os fios de aço na categoria CA-60.

Fazendo referência à mesma norma mencionada anteriormente, com relação às características geométricas das barras e fios, as barras categoria CA-50 são providas de nervuras transversais oblíquas de acordo com o exemplo na figura 15, onde o eixo dessas nervuras deve formar, com a direção do eixo da barra, um ângulo entre 45° e 75° . Já as barras CA-25 têm superfície lisa, sem qualquer tipo de nervuras ou entalhes, onde se deve adotar um coeficiente de conformação superficial igual a um ($\eta=1$) para todos os diâmetros. Os fios CA-60 podem ser tanto

lisos, entalhados ou nervurados, levando em consideração o coeficiente de conformação mínimo, discriminados a seguir.

Figura 15 - Exemplo de configuração geométrica com nervuras transversais oblíquas em dois lados da barra e nervuras longitudinais



Fonte: NBR 7480, p. 9.

Tabela 7 - Propriedades mecânicas exigíveis de barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado

Categoria	Valores mínimos de tração				Ensaio de dobramento a 180°		Aderência	
	Resistência característica de escoamento ^a f_{yk} MPa ^g	Limite de resistência ^b f_{st} 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 δ_o da ABNT NBR ISO 6892.
^b O mesmo que resistência convencional à ruptura ou resistência convencional à tração (LR ou δ_t da ABNT NBR ISO 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 (A_{gt}).
^g Para efeitos práticos de aplicação desta Norma, pode-se admitir 1 MPa = 0,1 kgf/mm².
^f f_{st} mínimo de 660 MPa.

Fonte: NBR 7480, p. 12.

A massa desses fios e barras deve ser igual à massa linear nominal, com as tolerâncias indicadas nas tabelas 8 e 9.

Tabela 8 - Características das barras

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

^a 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: NBR 7480, p. 10.

Tabela 9 - Característica dos fios

Diâmetro nominal ^a mm	Massa e tolerância por unidade de comprimento		Valores nominais		
	Fios	Massa nominal ^b kg/m	Máxima variação permitida para massa nominal	Área da seção mm ²	Perímetro mm
2,4		0,036	± 6%	4,5	7,5
3,4		0,071	± 6%	9,1	10,7
3,8		0,089	± 6%	11,3	11,9
4,2		0,109	± 6%	13,9	13,2
4,6		0,130	± 6%	16,6	14,5
5,0		0,154	± 6%	19,6	15,7
5,5		0,187	± 6%	23,8	17,3
6,0		0,222	± 6%	28,3	18,8
6,4		0,253	± 6%	32,2	20,1
7,0		0,302	± 6%	38,5	22,0
8,0		0,395	± 6%	50,3	25,1
9,5		0,558	± 6%	70,9	29,8
10,0		0,617	± 6%	78,5	31,4

^a 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: NBR 7480, p. 11.

O fornecimento dessas barras e fios é feitos de forma reta e devem ser de 12 m e a tolerância de $\mp 1\%$, ou podem ser acordados entre o fornecedor e o consumidor, mas mantendo a mesma tolerância, segundo a NBR 7480.

Em relação à capacidade de aderência entre o concreto e o aço, a NBR 6118 diz que, essa aderência esta relacionada ao coeficiente η_1 , na qual o valor está estabelecido na tabela 10.

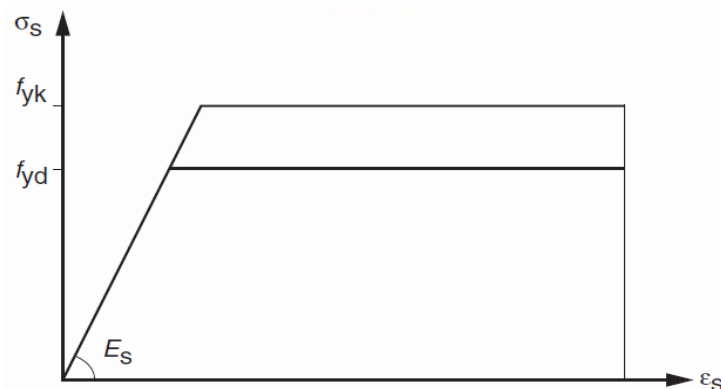
Tabela 10 - Valor do coeficiente de aderência η_1

Tipo de superfície	η_1
Lisa	1,0
Entalhada	1,4
Nervurada	2,25

Fonte: NBR 6118/2014, p. 29.

No que se diz respeito à deformação, tanto de tração quanto de compressão, Cholfe e Bonilha (2015) diz que para análise nos Estados Limites de Serviço [ELS], pode ser usado o diagrama da figura 16.

Figura 16 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas



Fonte: NBR 6118/2014, p. 29.

2.3.2 Armaduras Ativas

Para Cholfe e Bonilha (2015), a armadura ativa pode ser de barras, fios e cordoalhas, onde essas são classificadas de acordo com o valor característico da resistência a tração [f_{ptk}] e quanto à relaxação [CP] – [RN ou RB]. No qual a NBR 7483, que trata de cordoalhas de aço para concreto protendido, os aços mais utilizados são os seguintes:

Categoria CP 190: $f_{pyk} = 1.710$ MPa e $f_{ptk} = 1.900$ MPa

Categoria CP 210: $f_{pyk} = 1.890$ MPa e $f_{ptk} = 2.100$ MPa

No mercado estão disponíveis cordoalhas com as características, como mostra na tabela 11, nas categorias CP 190-210.

Tabela 11 - Características nas categorias: CP 190-210

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 3,5 mm	7,6	0,303	0,238
3 fios de 4,0 mm	8,8	0,387	0,304
3 fios de 4,5 mm	9,6	0,466	0,366
3 fios de 5,0 mm	11,1	0,662	0,520
7 fios	9,5 (3/8")	0,562	0,441
7 fios	12,7 (1/2")	1,009	0,792
7 fios	15,2 (5/8")	1,434	1,126

Fonte: CHOLFE E BONILHA, 2015, p. 21.

Fazendo referência a Cholfe e Bonilha (2015), alguns parâmetros do aço CP:

$\gamma_s = 78,5 \text{ KN/m}^3$ – peso específico;

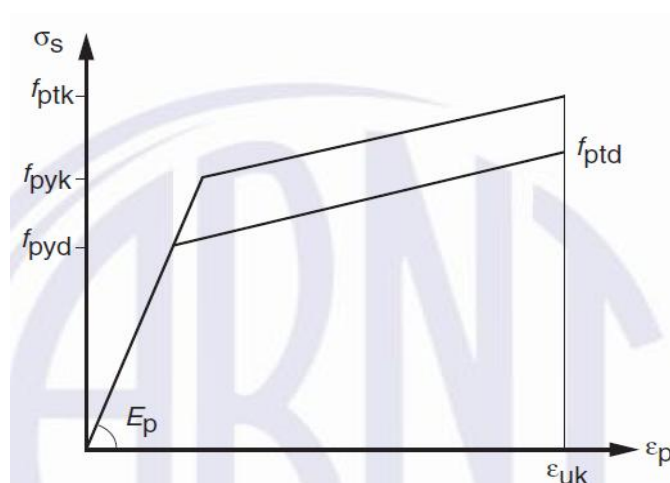
$\alpha_T = 10^{-5}/^\circ\text{C}$ – coeficiente de dilatação térmica, com $-20^\circ\text{C} \leq \Delta T \leq +150^\circ\text{C}$;

$E_p = 200 \text{ GPa}$ – módulo de elasticidade (fios e cordoalhas)

Segundo a NBR 6118, os valores característicos da resistência ao escoamento convencional f_{pyk} , da resistência a tração f_{ptk} e o alongamento após a ruptura ϵ_{uk} das cordoalhas devem atender os valores mínimos contidos na ABNT NBR 7483. E os valores de f_{pyk} , f_{ptk} e do alongamento após a ruptura ϵ_{uk} dos fios devem satisfazer o que estabelecido na ABNT NBR 7482.

De acordo com Cholfe e Bonilha (2015), para cálculos nos Estados Limites de Serviço [ELS] e Último [ELU], poderá ser utilizado o diagrama mostrado na figura 17.

Figura 17 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras ativas



Fonte: NBR 6118/2014, p. 31.

Com relação à relaxação de fios e cordoalhas, a NBR 6118/2014 diz que, depois de 1000 horas a 20°C (Ψ_{1000}) e uma tensão variando de $0,5 f_{ptk}$ a $0,8 f_{ptk}$, não pode ultrapassar os valores descritos nas ABNT NBR 7482 e ABNT NBR 7483, respectivamente. Mas para efeito de projeto, os valores de Ψ_{1000} podem ser adotados de acordo com a tabela 12.

Tabela 12 - Valores de Ψ_{1000} em porcentagem

σ_{po}	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

Onde
 RN é a relaxação normal;
 RB é a relaxação baixa.

Fonte: NBR 6118/2014, p. 32.

2.4 CONCRETO ARMADO

2.4.1 História

A idéia de associar barras metálicas à pedra ou argamassa com a finalidade de aumentar a resistência às solicitações de serviço remonta ao tempo dos romanos. Durante a recuperação das ruínas das termas de Caracalla em Roma, notou-se a existência de barras de bronze dentro da argamassa de pozzolana, em pontos onde o vão a vencer era maior do que o normal na época. (VASCONCELOS, 1922, p. 8)

Segundo Vasconcelos (1922), pouco se conhece quando de fato o concreto armado começou a ser usado no Brasil. O mais antigo relato encontrado foi de 1904, documentada pelo Prof. ANTONIO DE PAULA FREITAS na escola “*Polytechnica*” do Rio de Janeiro, onde comenta que foram construídas, a cargo do engenheiro CARLOS POMA, casas em Copacabana pela “*Empreza de Construções Civis*”. Poma executou prédios onde a fundação, paredes, vigamentos, soalhos, tetos, escadas e muros eram todos feitos de concreto armado.

2.4.2 Definição

O concreto armado é uma ligação fundida de concreto, pedra artificial composta por cimento, areia, pedra e água, com o aço, material bem resistente a tração. De modo geral a parte solicitada a compressão tem só concreto e a parte solicitada a tração é composta por concreto e aço. Segundo ABNT NBR 6118/2014 é adotada uma armadura mínima de segurança, onde a peça no seu estado atual não tem solicitações de tensões de tração.

Por concreto armado, entendi-se o concreto com barras de aço nele imersas – o concreto é considerado “armado” com uma armadura de aço (dizia-se antigamente *armiert* devido ao francês *béton arme*). O concreto armado é, pois, um material de construção composto, no qual a ligação entre o comncreto e a armadura de aço é devida à aderência do cimento e a efeitos de natureza mecânica. (LEONHARDT 1977, p. 1)

De acordo com Fusco (1930), além da armadura resistente a tração, tem se os estribos, que garantem a posição do aço na peça. No caso de pilares, os estribos

têm mais uma função, que é a resistência das barras a flambagem dentro do concreto.

Essa armadura é embutida dentro do concreto, e de acordo com a norma 6118/2014, tem-se um cobrimento mínimo para essas barras, na qual vai depender do tipo de peça que será construído, de acordo com o grau de corrosão do local.

2.5 CONCRETO PROTENDIDO

2.5.1 História

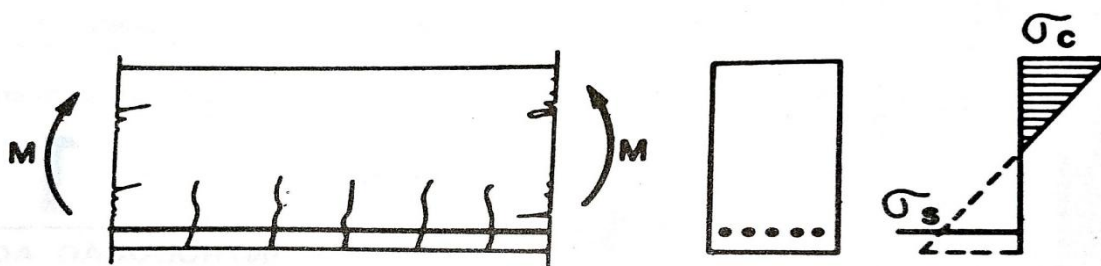
Segundo Duarte em uma entrevista feita para a revista: Concreto e Construções (Abril-Junho de 2015), os primeiros princípios de protensão vieram de uma origem antiga, referentes ao barril de vinho e a roda da bicicleta. O barril de vinho é constituído por várias tiras de madeira acomodadas umas nas outras, não poderiam ser coladas, pois depois de cheio, poderiam se abrir. Para essas tiras não se abrirem colocava-se no barril uma fita de aço de diâmetro menor que as tiras do barril, que ao serem esticadas, faziam-se com que as peças comprimissem-se umas nas outras.

2.5.2 Definição

A deficiente resistência à tração do concreto fez com que, desde o início, se pensasse em colocar sob compressão as zonas tracionadas das estruturas de concreto, através de uma protensão, de tal modo que os esforços de tração tenham, em primeiro lugar, de anular essas tensões de compressão antes que surjam tensões de tração no concreto. (LEONHARDT, 1979, p. 03).

“A protensão pode ser definida como o artifício de introduzir, numa estrutura, um estado prévio de tensões, de modo a melhorar sua resistência ou seu comportamento, sob ação de diversas solicitações.” (PFEIL, 1988, p. 01)

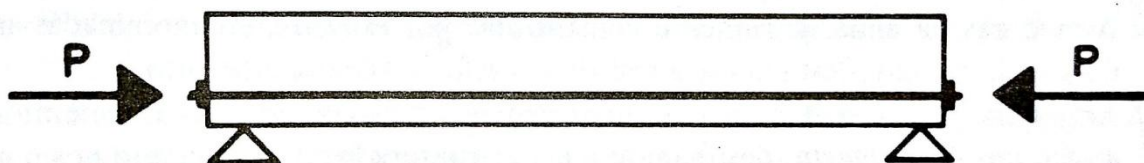
Figura 18 - Viga de concreto armado convencional sujeita a uma solicitação de flexão simples, em serviço.



Fonte: PFEIL, 1988, p. 02.

Elementos de concreto protendido: aqueles nos quais parte das armaduras é previamente alongadas por equipamentos especiais de protensão, com a finalidade de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura bem como propiciar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência no estado-limite último (ELU). (NORMA 6118/2014, p. 03)

Figura 19 - Conceito de viga de concreto protendido.



Fonte: PFEIL, 1988, p. 3

Fazendo referência a Cholfe e Bonilha (2015), o elemento mais importante do concreto protendido é a força de protensão, que resulta do pré-alongamento da armadura ativa. É um processo no qual se dá por processos mecânicos em que o aço é tensionado dentro do limite, onde se aproveita o máximo da resistência do material.

2.5.3 Materiais e protensão aplicada ao concreto

Os principais materiais utilizados para a confecção de peças em concreto protendido são: concreto, armaduras não protendidas e armaduras protendidas, também chamadas de armaduras passivas e armaduras ativas, respectivamente.

Fazendo referência a Cholfe e Bonilha (2015), para armaduras passivas usa-se concreto C20 ou superior, e para armaduras ativas, C25 ou superior.

Segundo Pfeil (1988) a protensão do concreto tem uma importância singular devido o concreto ser um dos materiais mais importantes na construção civil. O concreto é composto por cimento, pedra, areia e água, materiais esses de fácil obtenção e de um custo relativamente baixo. O concreto tem uma grande resistência à compressão, e baixa resistência à tração, essa baixa resistência chega a ser desconsiderada nos cálculos de construções feitas com a utilização do mesmo. A sua resistência à compressão varia de 20 Mpa a 50 Mpa para utilização em obras. Desse modo viu-se a necessidade de aplicar-se uma compressão prévia nas regiões onde existem tensões de tração. A protensão do concreto é feita por cabos de aço de alta resistência, ancorados e tracionados no concreto.

2.5.3.1 Comportamento de vigas protendidas sob ação das solicitações

Fazendo referência a Pfeil (1988) uma viga protendida submetida a ações de cargas sofre flexão, com isso é alterada as tensões de compressão que foram colocadas anteriormente. A viga volta para sua posição inicial essas cargas são retiradas e as tensões previamente submetidas são retomadas. Se essa carga for menor que a admissível pela vigas, quando retirada, ela volta a sua posição de antes, sem nenhuma grande alteração. Mas se essa carga for maior que a aceitável o concreto fica tracionado e surgem fissurações, quando as cargas saem a protensão fecha as fissuras.

O comportamento das vigas protendidas, sob ação das cargas, podem ser resumido em duas propriedades básicas: a. A protensão retarda a fissuração do concreto, de modo que para uma parte do carregamento, a viga se comporta como um matéria homogêneo; b. Após a fissuração do concreto, o comportamento é análogo ao do concreto armado, com algumas propriedades melhoradas pela protensão. (PFEIL, 1988, P. 4)

2.5.4 Tipos de protensão

2.5.4.1 Quanto ao processo construtivo

Segundo Cholfe e Bonilha (2015), com relação ao sistema construtivo e como a força de proteção é transferida para a seção de concreto, durante a construção, as peças protendidas podem ser classificadas em: pré-tração; pós-tração com aderência posterior; pós-tração sem aderência posterior e pós-tração com aderência externa.

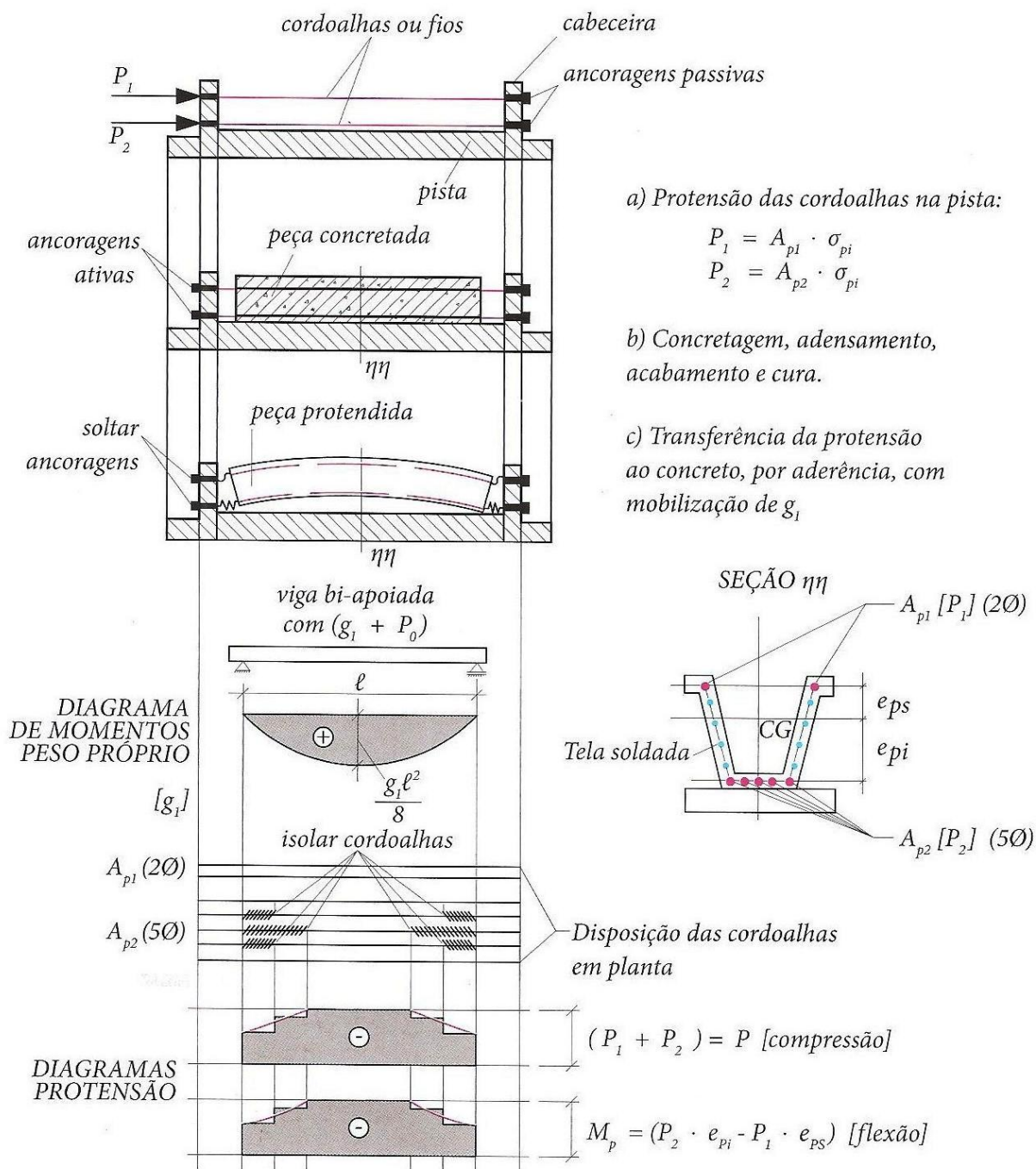
- Pré-tração

São peças de concreto com armaduras ativas pré-tracionadas, ou seja protensão com aderência inicial.

De acordo com a NBR 6118/2014, é o concreto protendido na qual o pré-alongamento da armadura ativa é feito a utilização de apoios independentes do elemento estrutural, isso antes do lançamento do concreto. Onde a ligação da armadura de protensão com os apoios só é feita após o endurecimento do concreto, e a ancoragem no concreto é realizada só por aderência.

Cholfe e Bonilha (2015) diz que, esse processo construtivo é aplicado para a execução de pré-moldados (e pré-fabricados), conforme sequência ilustrada na figura 20.

Figura 20 - Sequência construtiva da pré-tração



Fonte: CHOLFE E BONILHA, 2015, p. 50.

- Pós-tração com aderência posterior

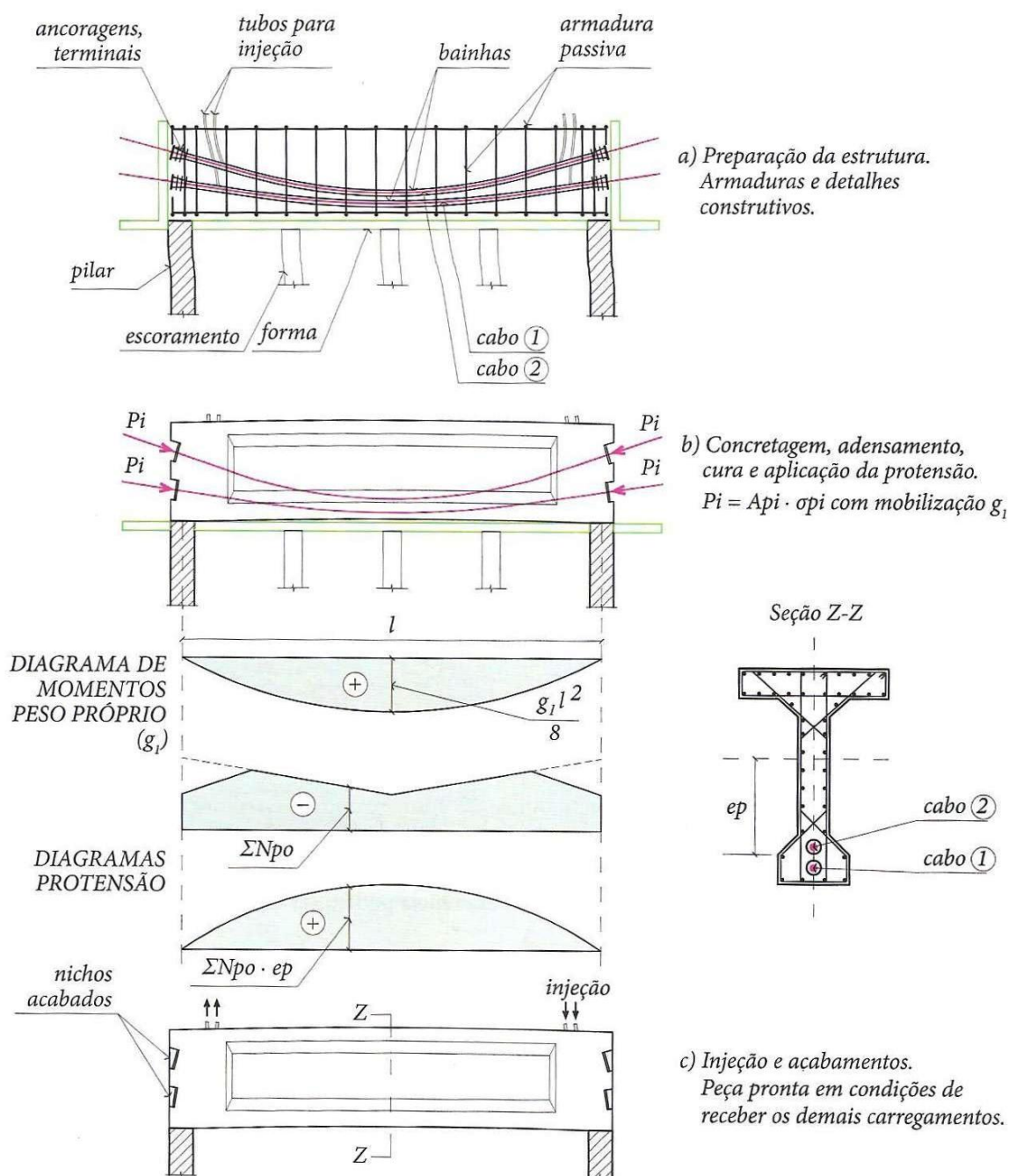
São peças de concreto com armaduras ativas pós-tracionadas, com aderência posterior (protensão com aderência).

Fazendo referência a NBR 6118/2014, é o concreto protendido em que o pré-alongamento da armadura ativa é feito depois do endurecimento do concreto, onde o apoio é parte do elemento estrutural da peça, criando-se depois a aderência com o concreto, através da injeção das bainhas.

Segundo Cholfe e Bonilha (2015), essa aderência posterior é feita através da injeção de calda de cimento, que preenche os espaços vazios no interior das bainhas. Esse tipo construtivo é bastante utilizado em obras de médio e grande porte, onde são as tradicionais estruturas moldadas e protendidas no local de construção.

Para Cholfe e Bonilha (2015), a sequência construtiva de uma peça de concreto protendido pós-tracionado com aderência posterior, se dá inicialmente pela preparação da estrutura, que são as formas, armaduras passivas, posicionamento das bainhas por onde vai passar os cabos, e todos os acessórios necessários para a ancoragem e protensão. Em sequência, a concretagem, adensamento e cura, onde após o endurecimento do concreto, quando ele atingir a resistência necessária para a protensão, especificado em projeto, efetua-se a protensão, nesta hora, ocorre a mobilização do peso próprio e deve-se ser feitas algumas verificações. Acatadas todas as exigências de projeto, faz-se o preenchimento dos espaços vazios nas bainhas, com a injeção de calda de cimento, em seguida os acabamentos finais, como corte das sobras de aço, preenchimentos dos nichos, dentre outros, conforme mostra a figura 21.

Figura 21 - Sequência construtiva da pós-tração com aderência posterior



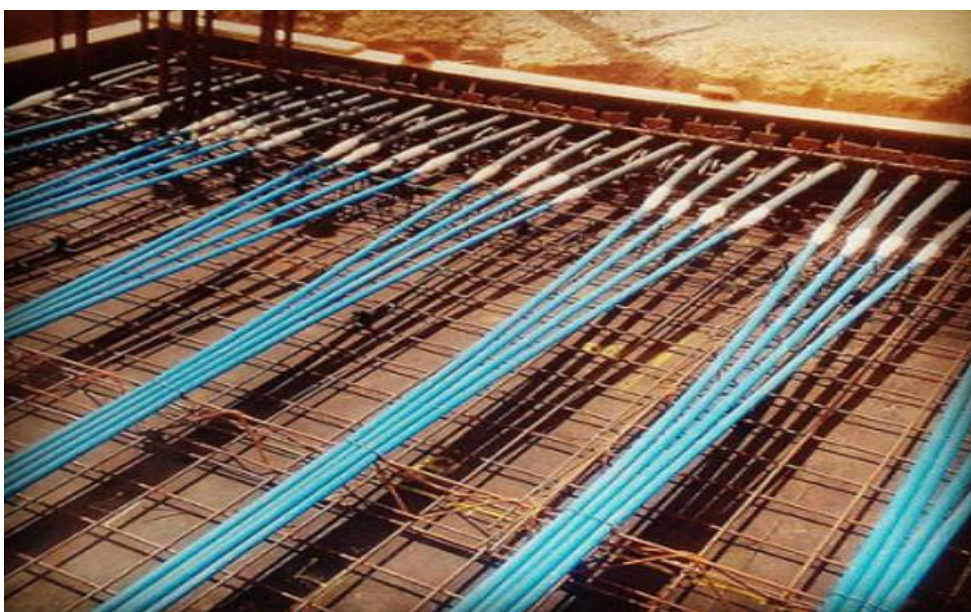
Fonte: CHOLFE E BONILHA, 2015, p. 53.

- Pós-tração sem aderência posterior

Segundo a NBR 6118/2014, é o qual, o pré-alongamento da armadura ativa é feito após o endurecimento do concreto, igual a item anterior, só que esse é sem aderência, não tem a injeção da calda de cimento, onde a única ligação entre a armadura e o concreto é nos pontos onde a força de protensão é transferida para a estrutura.

Esse tipo de protensão é mais usual em estruturas pré-moldadas, onde a armadura se encontra dentro de cordoalhas que são engraxadas, como mostra a figura 22.

Figura 22 - Demonstração de uma laje protendida com cordoalhas engraxadas

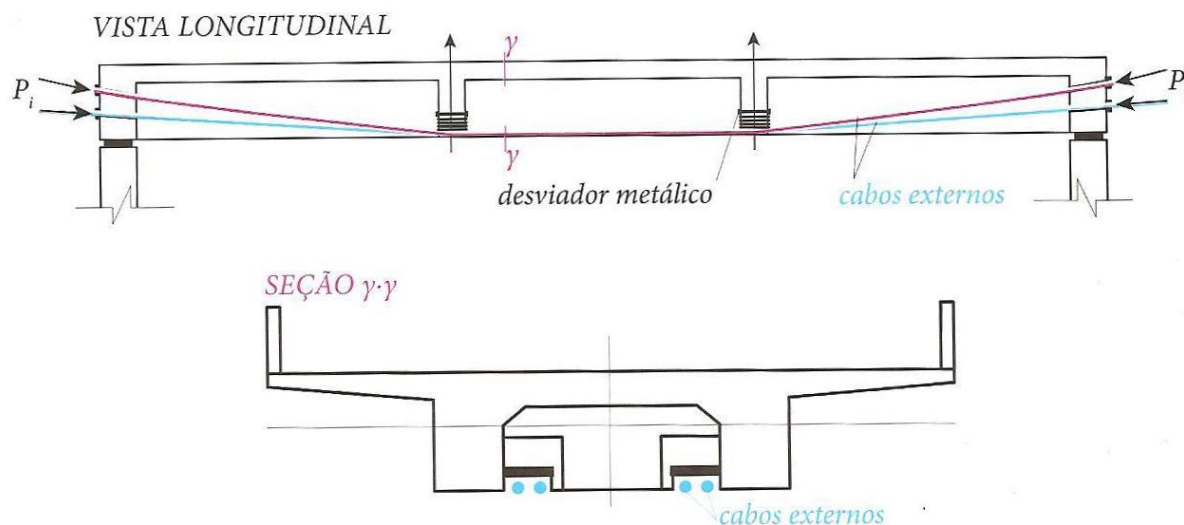


Fonte: < <https://www.flickr.com/photos/lazaroobrito/19917624282> > Disponível em: 16 nov. 2015.

- Pós-tração com aderência externa

Segundo Cholfe e Bonilha (2015), esse tipo de protensão ocorre quando a armadura ativa atua fora da seção de concreto da peça, geralmente é utilizada para reforçar estruturas de obras já em uso, como ilustrada na figura 23.

Figura 23 - Exemplo de protensão externa



Fonte: CHOLFE E BONILHA, 2015, p. 57.

2.5.4.2 Quanto às exigências relativas à fissuração e a proteção das armaduras

Para Cholfe e Bonilha (2015), as estruturas de concreto precisam ser projetadas para atender a sua vida útil de projeto, ou seja, que sejam seguras, tenham estabilidade e aptidão em serviço, isso sob determinadas condições ambientais e sendo utilizadas de forma adequada, para qual ela foi projetada. Onde a existência ou não de fissuras nas estruturas de concreto está relacionada ao Estado Limite de Serviço, que para ser atendido, deve-se levar em consideração o tipo de concreto a classe de agressividade ambiental (CAA), onde a estrutura será exposta.

As exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental, estão ilustradas de forma resumida na tabela 13.

Tabela 13 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	–
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D ^a	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D ^a	Combinação frequente
^a A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 50$ mm (Figura 3.1). NOTAS 1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2. 2 Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV, exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens. 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.			

Fonte: NBR 6118/2014, p. 80.

Onde:

ELS-D: Estado Limite de Descompressão;

ELS-F: Estado Limite de Formação de Fissuras;

ELS-W: Estado Limite de Abertura das Fissuras.

2.5.5 Valores limites da tensão (força) de protensão

Segundo a NBR 6118/2014 apud Cholfe e Bonilha (2015), é recomendado que na saída do aparelho tensor (macaco), a tensão σ_{pi} não exceda os valores a seguir:

- Pré-tração

$$\sigma_{pi} = 0,77f_{ptk} \text{ e } 0,90f_{pyk} \quad (\text{aços RN})$$

$$\sigma_{pi} = 0,77f_{ptk} \text{ e } 0,85f_{pyk} \quad (\text{aços RB})$$

- Pós-tração

$$\sigma_{pi} = 0,74f_{ptk} \text{ e } 0,87f_{pyk} \quad (\text{aços RN})$$

$$\sigma_{pi} = 0,74f_{ptk} \text{ e } 0,82f_{pyk} \quad (\text{aços RB})$$

- Para cordoalhas engraxadas:

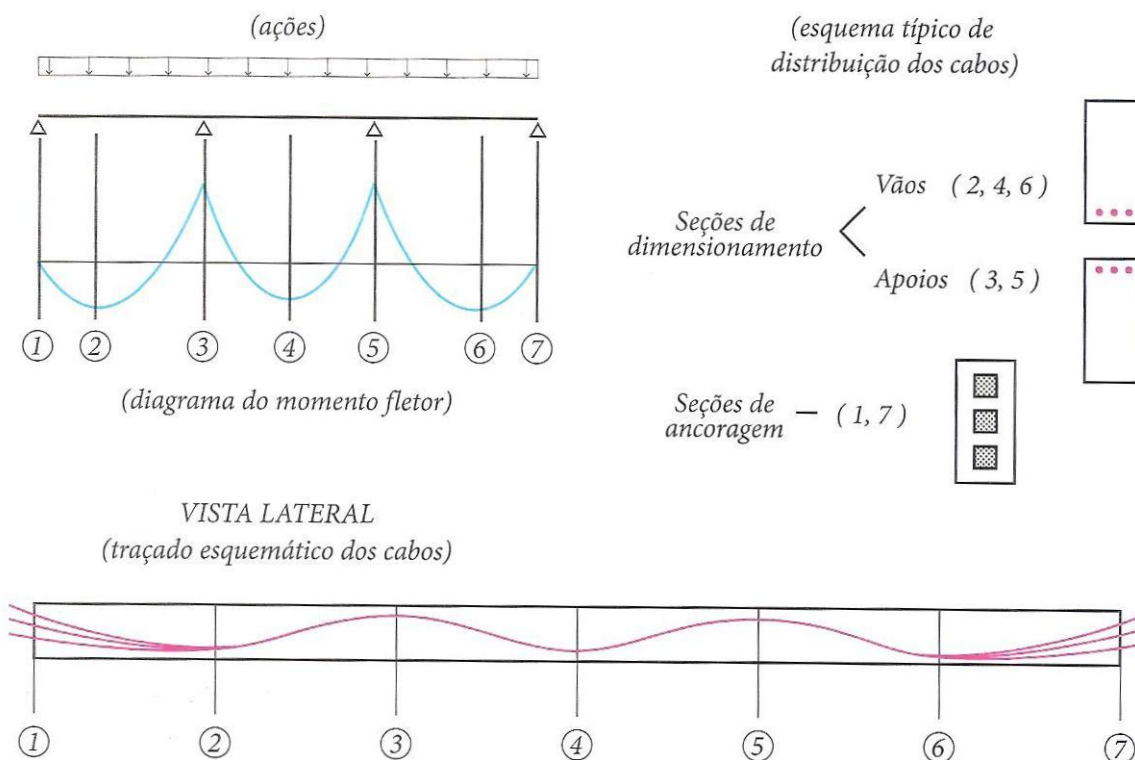
$$\sigma_{pi} = 0,80f_{ptk} \text{ e } 0,88f_{pyk} \quad (\text{aços RB})$$

- Nos aços CP-85/105, fornecidos em barras, os limites são $0,72f_{ptk}$ e $0,88f_{pyk}$, respectivamente.

2.5.6 Traçado geométrico dos cabos

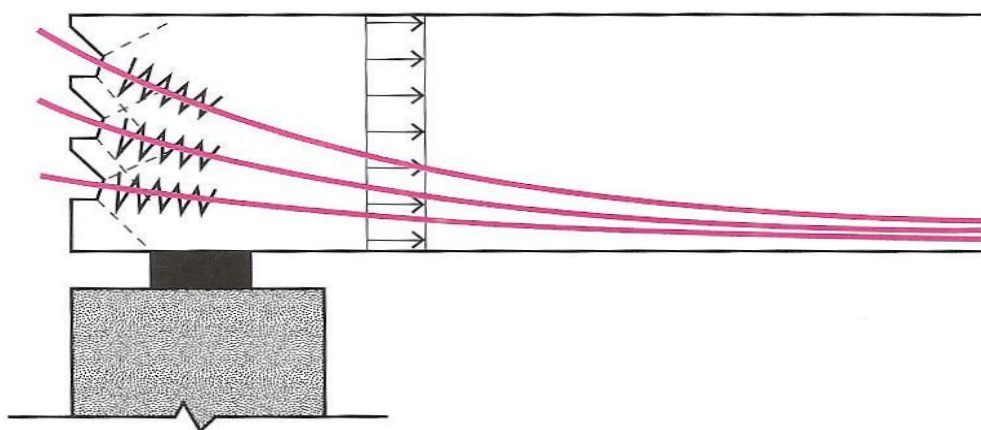
Segundo Cholfe e Bonilha (2015), os cabos devem acompanhar as solicitações da viga. Quanto à ancoragem dos cabos, devem ser feita nas extremidades ou na mesa da viga, respeitando os espaçamentos mínimos recomendados. Se possível, é bom que todos fiquem ancorados nas extremidades, visto que, cabos ancorados na mesa a viga são mais comuns de apresentarem problemas na hora da construção. Se existirem mais de uma camada de cabos, e algumas dessas camadas forem ancoradas nos flanges superiores, deve-se os mesmo estarem na camada mais superior. Como ilustra nas figuras 24 e 25.

Figura 24 - Elevação e seções transversais - viga contínua



Fonte: CHOLFE E BONILHA, 2015, p. 280.

Figura 25 - Elevação - detalhe esquemático na região da ancoragem

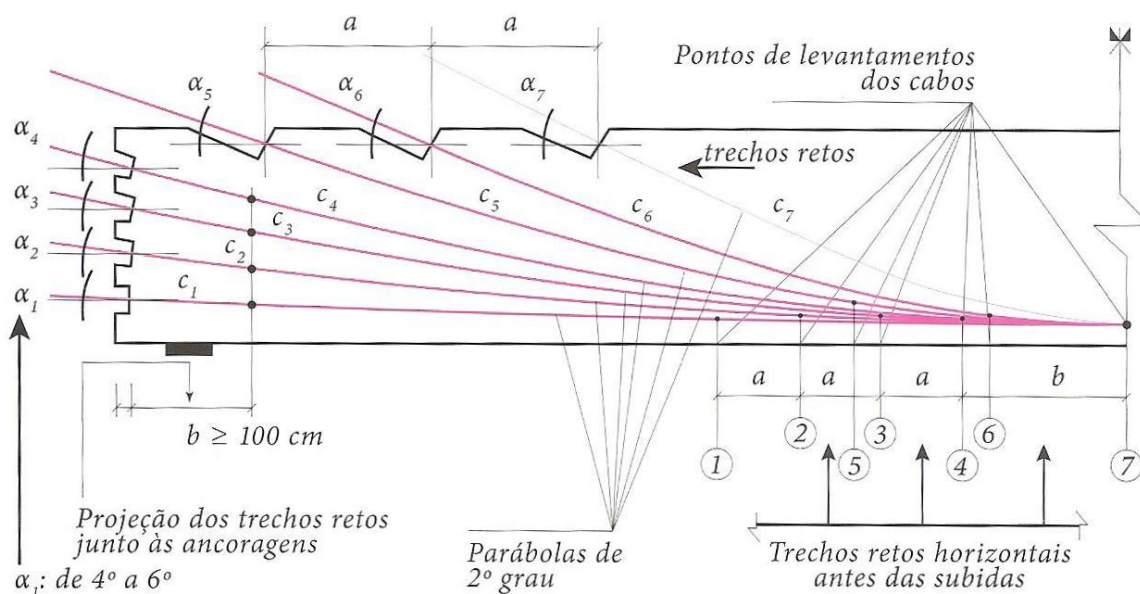


Fonte: CHOLFE E BONILHA, 2015, p. 281.

Fazendo referência a Cholfe e Bonilha (2015), na disposição da ancoragem dos cabos é recomendado que os mesmos, quando ancorados nas extremidades, o ângulo que esses cabos formarem com uma reta na horizontal sejam variáveis de 0°

e 20° e de preferência múltiplos de 2° e 5°, e quando ancorados na mesa da viga, esse ângulo sejam variáveis de 20° e 30° e de preferência iguais, como mostra na figura 26.

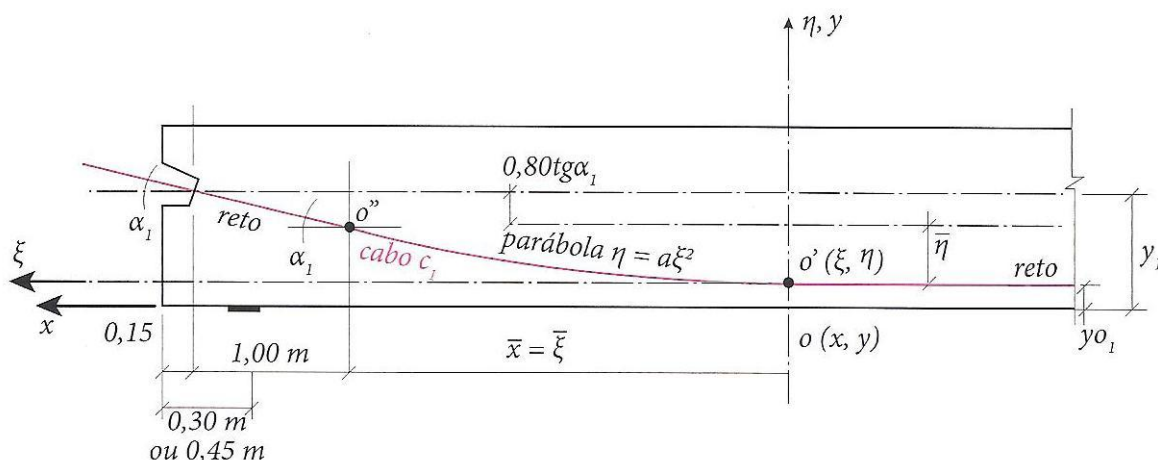
Figura 26 - Traçado geométrico esquemático da clambagem em elevação



Fonte: CHOLFE E BONILHA, 2015, p. 282.

Quanto à disposição dos cabos ao longo do eixo longitudinal da peça, Cholfe e Bonilha (2015) recomendam que se tenha pelo menos trechos retos antes de depois dos apoios, de no mínimo 1 m, onde o que liga esses trechos retos uns com os outros é uma parábolas do 2º, que tem como equação $\eta = a \cdot \xi^2$, como mostra a figura 27.

Figura 27 - Traçado geométrico em elevação



Fonte: CHOLFE E BONILHA, 2015, p. 284.

2.6 SEGURANÇA E ESTADOS-LIMITES

Segundo a NBR 6118/2014, o estado-limite último (ELU) está relacionado a qualquer forma de ruína ou colapso estrutural, na qual pode ser determinada a paralisação do uso da estrutura. Todas as estruturas de concreto devem ser verificadas, quanto à:

- Perda do equilíbrio da estrutura;
- Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, devido às solicitações normais e tangenciais;
- Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando os efeitos de segunda ordem;
- Estado-limite último provocado por solicitações dinâmicas;
- Colapso progressivo;
- Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando exposição ao fogo;
- Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas;
- E outros estados-limites que eventualmente possam ocorrer em casos especiais.

Fazendo referência a NBR 6118/2014, o estado-limite de serviço (ELS) está diretamente ligado a durabilidade e conforto do usuário. São ELS são divididos em:

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

- b) Estado - limite de abertura de fissuras (ELS-W);
- c) Estado - limite de deformações excessivas (ELS-DEF);
- d) Estado - limite de descompressão (ELS-D);
- e) Estado - limite de descompressão parcial (ELS-DP);
- f) Estado - limite de compressão excessiva (ELS-CE);
- g) Estado - limite de vibrações excessivas (ELS-VE).

3 METODOLOGIA

3.1 LEVANTAMENTO BIBLIOGRÁFICO

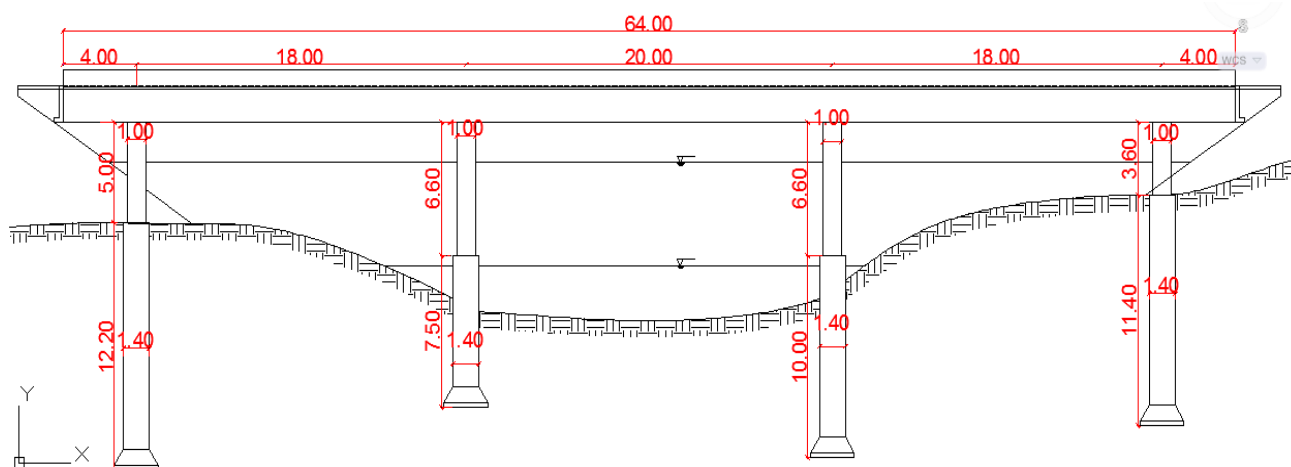
Pretendendo-se atender aos objetivos propostos inicialmente, que é comparar os projetos de vigas em concreto armado e concreto protendido em uma ponte, foi feito um levantamento bibliográfico das NBR: NBR 6118/2014 – Projeto de estruturas de concreto, NBR 7188/2013 – Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre e NBR 7187/2003 – Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido, e outras demais normas relacionadas a concreto armado, concreto protendido, segurança das estruturas, fatores determinantes na escolha de material e tipos de pontes, que possam ajudar a desenvolver este trabalho com êxito. Assim como, também, livros de autores renomados, revistas de caráter científico, tecnológico e informativo, teses de mestrado e doutorado, artigos científicos atuais que façam referência ao assunto em estudo.

3.2 PROJETO ARQUITETÔNICO

Foi adotado o projeto arquitetônico da ponte sobre o rio Pau Seco localizada na TO – 373 discriminado no livro: Projeto de Ponte em Concreto Armado com duas Longarinas, de Daniel de Lima Araújo pela Editora UFG-2013. Segundo Araújo (2013) essa ponte tem 64 m de extensão total, distribuídas em um vão central de 20 m, dois vãos adjacentes de 18 m e dois balanços de 4m, possuindo assim quatro apoios fixos. Sua estrutura é simétrica, com duas vigas principais, e o tabuleiro tem uma largura total de 9m. As alas são orientadas na direção longitudinal, ou seja, alas fechadas.

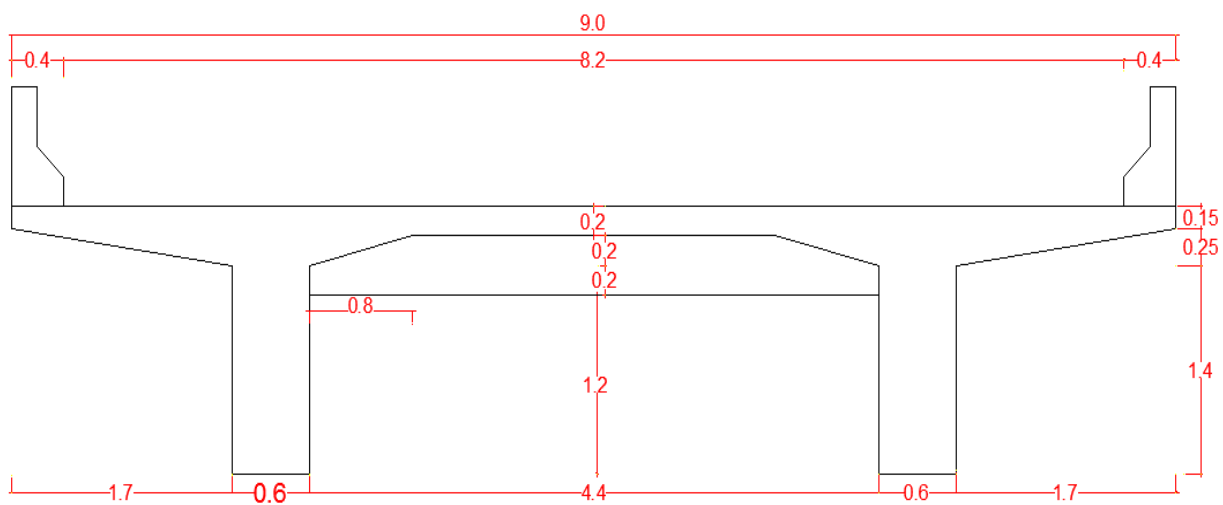
O desenho arquitetônico adotado foi desenhado e detalhado, para um melhor entendimento deste trabalho, no software computacional AUTO CAD (2014) versão autorizada para estudante. Como mostra nas figuras 28, 29 e 30.

Figura 28 - Vista longitudinal da ponte sobre o rio Pau Seco (m)



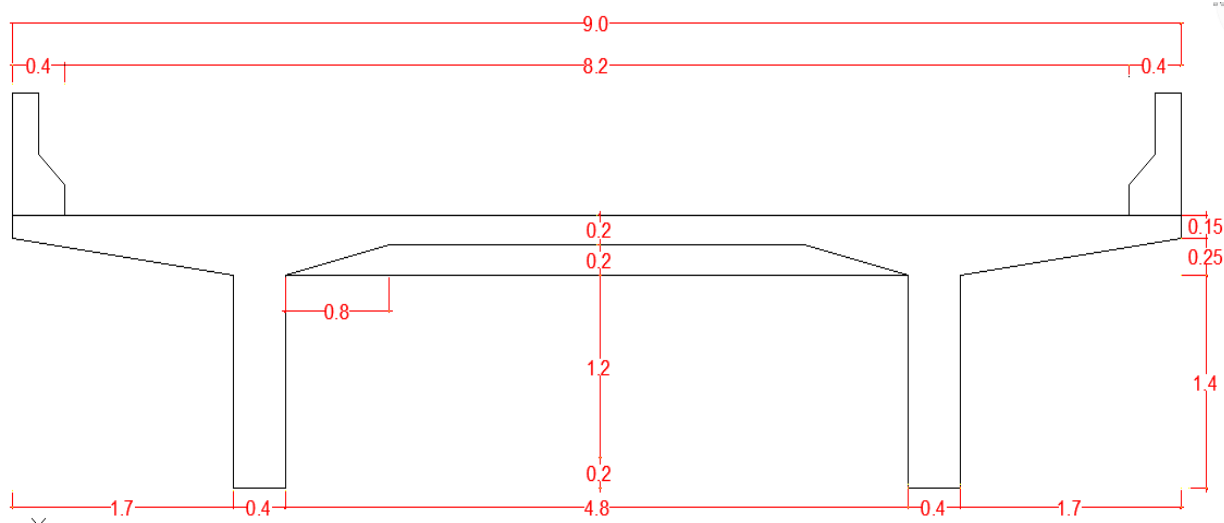
Fonte: ARAÚJO 2013, p. 156, adaptado por Autora.

Figura 29 - Seção transversal no apoio (m)



Fonte: ARAÚJO 2013, p. 34, adaptado por Autora.

Figura 30 - Seção transversal no meio do vão (m)



Fonte: ARAÚJO 2013, p. 34, adaptado por Autora.

3.3 DIMENSIONAMENTO

Inicialmente, para fazer o projeto de uma ponte, deve-se ter o conhecimento da necessidade e natureza para qual ela será construída. Onde, a partir daí sejam definidos os carregamentos, a seção transversal, e outras características fundamentais para os cálculos de dimensionamento. Outras informações, também são de suma importância para a elaboração e execução de projetos de pontes, como, o conhecimento dos elementos topográficos, geotécnicos, hidrológicos, contudo, essas informações não serão abordadas neste trabalho.

3.3.1 Dados iniciais

Todas as considerações iniciais necessárias para o dimensionamento de uma ponte, como cargas permanentes, cargas móveis, foram adotadas as mesmas usadas por Araújo (2013), no seu livro: Projeto de Ponte em Concreto Armado com duas Longarinas, onde ele explica detalhadamente a escolha de cada característica, respeitando todas as normas vigentes para projeto de pontes.

Foram utilizados também as mesmas solicitações decorrentes do peso próprio e das cargas móveis, momentos fletores e forças cortantes, calculadas por

Araújo (2013), no seu dimensionamento das vigas em concreto armado, visto que o peso específico do concreto armado e do concreto protendido é o mesmo, com mostra na tabela 14, não havendo nenhuma outra distinção para a determinação dessas cargas e solicitações.

Tabela 14 - Peso específico dos materiais

<i>Material</i>	γ (tf/m ³)	γ (kN/m ³)
Concreto armado	2,5	25
Concreto protendido	2,5	25
Concreto simples	2,2	22
Aço	7,85	78,5
Madeira	0,8	8,0

Fonte: MARCHETTI, 2008, p. 21 adaptado por Autora.

3.3.2 Dimensionamento das vigas de concreto protendido

Foram feitos os cálculos de dimensionamento das vigas longitudinais, respeitando as normas vigentes de concreto protendido, a partir do levantando das cargas atuantes nas vigas longitudinais do projeto da ponte em estudo.

Primeiramente foram determinadas as características geométricas da seção transversal, para descobrir o centro de gravidade, momento de inércia e o módulo resistente da peça. Em seguida calculou-se a força de protensão resistente por cada cordoalha e a tensão resistente do concreto, causada pela força normal de protensão.

3.3.2.1 Características geométricas da seção transversal composta

Com todas as cargas e suas resultantes, que são os momentos fletores e forças cortantes, determinados, deve-se calcular as características geométricas da seção transversal da ponte em estudo, para obter os valores de:

A_c = área de concreto da seção transversal;

CG = centro de gravidade;

- Y_1 = distância do CG da seção à borda inferior;
 Y_2 = distância do CG da seção à borda superior;
 Y_g = distância do CG para o meio da seção;
 I_g = inércia da seção;
 W_{inf} = módulo resistente inferior;
 W_{sup} = módulo resistente superior;
 K_{inf} = raio resistente relativo a fibra inferior;
 K_{sup} = raio resistente relativo a fibra superior.

Com o auxílio de uma tabela, feita no programa Excel do pacote Office 2007, foi calculada a área da seção transversal composta e outras variações, onde a partir daí, acha-se as outras condicionantes através das fórmulas a seguir:

Para inércia da seção, I_g (m⁴):

$$I_g = \Sigma(A \cdot y^2) + \Sigma(I_o) - A \cdot (Y_g)^2$$

Para momento resistente da seção de concreto, W (m³):

Bordo inferior	$W_{inf} = \frac{I}{y_1}$
Bordo superior	$W_{sup} = \frac{I}{y_2}$

Para raio resistente, K (m):

Bordo inferior	$K_{inf} = \frac{W_{inf}}{A_c}$
Bordo superior	$K_{sup} = \frac{W_{sup}}{A_c}$

3.3.2.2 Valores limites da força de protensão

Para calcular a força de protensão máxima em cada cordoalha, deve-se multiplicar a tensão da armadura de protensão (σ_{pi}) pela área da cordoalha (A_p^o), ou seja:

$$P_i = \sigma_{pi} \cdot A_p^o$$

Segundo a NBR 6118, a tensão σ_{pi} da armadura de protensão na saída do aparelho tensor (macaco), para pós-tração, não pode ultrapassar os seguintes valores:

$$\sigma_{pi} = 0,74f_{ptk} \text{ e } 0,82 f_{pyk} \text{ (aços RB)}$$

Onde:

f_{pyk} = resistência ao escoamento do aço de armadura ativa;

f_{ptk} = resistência a tração do aço de armadura ativa.

3.3.2.3 Tensões normais de protensão

A tensão é provocada pelos momentos fletores máximos, de cargas móveis e permanentes, e pela força de protensão normal (N_p), que é gerada pela força das cordoalhas de aço.

Para calcular a tensão gerada pelos momentos fletores, divide-se o momento fletor atuante pelo momento resistente, como mostra a seguir:

$$\sigma_c = \frac{M}{W}$$

Já a tensão provocada pela força de protensão normal, vai variar com a posição que o cabo de protensão na peça, ou seja, se ela está aplicada no CG ou

em outra posição. Primeiramente, faz-se a verificação se a tensão máxima de compressão resistente do concreto suporta o cabo no CG. Quando ela é aplicada no CG, o cabo é reto na seção longitudinal da viga, e é calculado pela seguinte fórmula:

$$\sigma_c = \frac{N_p}{A_c}$$

Onde:

A_c = área bruta da seção de concreto;

Se a tensão solicitada for maior que a suportada pelo concreto, deve-se posicionar o cabo de protensão fora do centro de gravidade da peça. Podendo ser posicionada acima ou a baixo do CG. Como a viga T escolhida para projeto tem 4 apoios, gerando assim uma oscilação dos momentos fletores, ou seja, negativo nos apoios e positivo nos vãos, possivelmente esse cabo vai acompanhar a solicitação da viga, não sendo mais uma reta.

Essa variação de altura do cabo de protensão é medida pela distância e_p , que é a excentricidade do cabo de protensão, referente ao centro de gravidade da seção bruta de concreto. A tensão gerada pela força normal de protensão com a excentricidade variando, é calculada pelas seguintes fórmulas:

$$\sigma_c = N_p \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_{inf}} \right) \quad (\text{compressão})$$

$$\sigma_c = N_p \left(\frac{1}{A_c} - \frac{e_p}{W_{sup}} \right) \quad (\text{tração})$$

Para a ancoragem dos cabos, devem-se seguir algumas recomendações feitas por Cholfe (2015), para que não comprometa o desempenho dos cabos ou seja, os cabos devem ter um trecho reto de no mínimo 1 m antes de chegarem à ancoragem, e o ângulo que essa reta forma com uma reta na horizontal, não deve ser superior a 20°, de preferência que esses ângulos sejam múltiplos de 2° ou 5°. Os cabos foram ancorados todos nas extremidades da viga. O desenho esquemático dos cabos, foram feitos no AUTO CAD, como mostra na figura a seguir.

3.3.2.4 Traçado geométrico dos cabos

Para encontrar a posição em que os cabos vão ficar na ancoragem e no decorrer da peça, deve-se calcular a equação do 2º que representa o trecho curvo dos cabos, que é dada pela seguinte fórmula:

$$\eta = a \cdot \xi^2$$

Onde:

η = é a parábola;

ξ = projeção da parábola.

3.3.2.5 Esforço cortante

O dimensionamento à cortante é o mesmo de concreto armado, como não difere, foi utilizado o mesmo calculado por Araújo (2013).

3.3.2.6 Verificações

a) Pré-alongamento da armadura ativa ($\Delta\varepsilon_{pi}$)

$$\sigma_{cp} = \frac{\gamma_p \cdot N_p}{A_c} - \frac{\gamma_p \cdot N_p \cdot e_p^2}{I_c}$$

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot \alpha_e \cdot A_p \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_c}$$

$$N_{pnd} = \gamma_p \cdot N_p + [\alpha_p \cdot A_p \cdot |\sigma_{cp}| \cdot \gamma_p]$$

$$\Delta \epsilon_{pi} = \frac{N_{pnd}}{E_p \cdot A_p} \leq 7\text{‰}$$

b) Estado Limite de Serviço

- Para protensão limitada: Concreto protendido nível 2

$$\text{ELS-F: } \sigma_{c,m\acute{a}x,CF} \leq f_{ctk,f}$$

$$\text{ELS-D: } \sigma_{c,m\acute{a}x,CQP} \leq 0$$

c) Estado limite último (ELU) no ato da protensão

Condição:

$$\sigma_{c,m\acute{a}x,n} \cdot N_{po(0)} \cdot 1,1 + g_1 \leq 1,2 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3,14} \quad (\text{Fibra superior})$$

$$\sigma_{c,m\acute{i}n,n} \cdot N_{po(0)} \cdot 1,1 + g_1 \leq |0,7 \cdot f_{ck,14}| \quad (\text{Fibra inferior})$$

• Efeitos da protensão de uma cordoalha

$$\sigma_{c,sup,1,1} \cdot N_{po(0)} = \frac{\gamma_p \cdot N_{po(0)}}{A_c} - \frac{\gamma_p \cdot N_{po(0)} \cdot e_p}{W_{c,sup}}$$

$$\sigma_{c,inf,1,1} \cdot N_{po(0)} = \frac{\gamma_p \cdot N_{po(0)}}{A_c} - \frac{\gamma_p \cdot N_{po(0)} \cdot e_p}{W_{c,inf}}$$

• Efeitos do momento mobilizado

$$\sigma_{c,sup,M_{g1}} = \frac{-M_g}{W_{c,sup}}$$

$$\sigma_{c,inf,M_{g1}} = \frac{M_g}{W_{c,inf}}$$

• Resistência do concreto aos $j = 14$ dias

$$\beta_1 = e^{\{0,25 \cdot [1 - (28/14)^{1/2}]\}}$$

$$f_{ck,14} = \beta_1 \cdot f_{ck}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3,14}$$

3.4 COMPARATIVO

Para que seja feito o comparativo proposto neste trabalho, foram feitos todos os cálculos pertinentes ao dimensionamento e detalhamento, para as duas longarinas do projeto arquitetônico adotado, em estrutura de concreto protendido. Em seguida foi transcrito do livro de Araújo para este trabalho as principais características, necessárias para o comparativo, do seu projeto em concreto armado.

Com os dois projetos, das vigas em concreto armado e protendido, fez-se um comparativo do dimensionamento das duas estruturas, mostrando a sequência construtiva de cada projeto de cada um, destacando seus pontos em comum.

Também foram listadas vantagens e desvantagens de cada estrutura, algumas características distintas, como o tipo e área de aço utilizado, resistência do concreto mínima aceitável, de como elas se comportam quando são solicitadas, de que modo elas podem ser executadas, *in loco* ou pré-fabricadas fora do canteiro de obras, qual o maior vão que cada uma pode vencer.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 DIMENSIONAMENTO

4.1.1 Dados iniciais

Segundo Araújo (2013), a seção transversal é em viga com duas longarinas e sua altura foi pré-dimensionada em 1,8 m, no qual foram atendidas as exigências normativas do DNIT, em que a altura das longarinas deve ser maior que $\ell/14$, onde ℓ é o comprimento do vão. E para o pré-dimensionamento do comprimento do balaço, em pontes com sistema estrutural em viga contínua, e da seção transversal de postes com duas longarinas, devem-se considerar algumas recomendações dos manuais de projeto do DNIT.

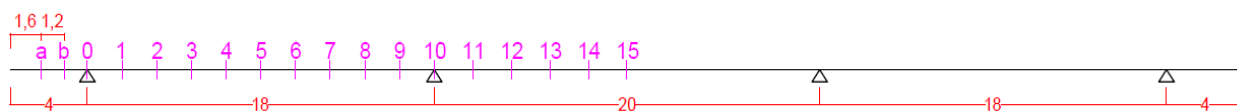
Através dos desenhos das seções transversais das vigas, foram calculadas as áreas necessárias para os cálculos de peso próprio da estrutura.

- Área da seção transversal no meio do vão: 3,495 m²;
- Área da seção transversal no apoio: 4,135 m²;
- Área da seção transversal do guarda-rodas : 0,23 m²;

Também é necessário para os cálculos das cargas permanentes o peso próprio do guarda-corpo, o tipo e a espessura média do pavimento a ser considerado sobre a ponte. No projeto, Araújo (2013), considerou o pavimento asfáltico com uma espessura média de 0,08 m e com uma inclinação de 2%, para permitir o escoamento da água pluvial, e um peso do guarda-corpo de 0,1 kN/m.

Segundo Araújo (2013), os valores de momento fletor e força cortante, em uma longarina, decorrentes do peso próprio e das cargas móveis, para a ponte em estudo, são os representados nos quadros 2 e 3 e nas figuras 32, 33 e 34, divididos por trechos como mostra a figura 31.

Figura 31 - Seção de cálculo, onde de 0 a 15 são divididos em trechos iguais



Fonte: ARAÚJO 2013, p. 43, adaptado por Autora.

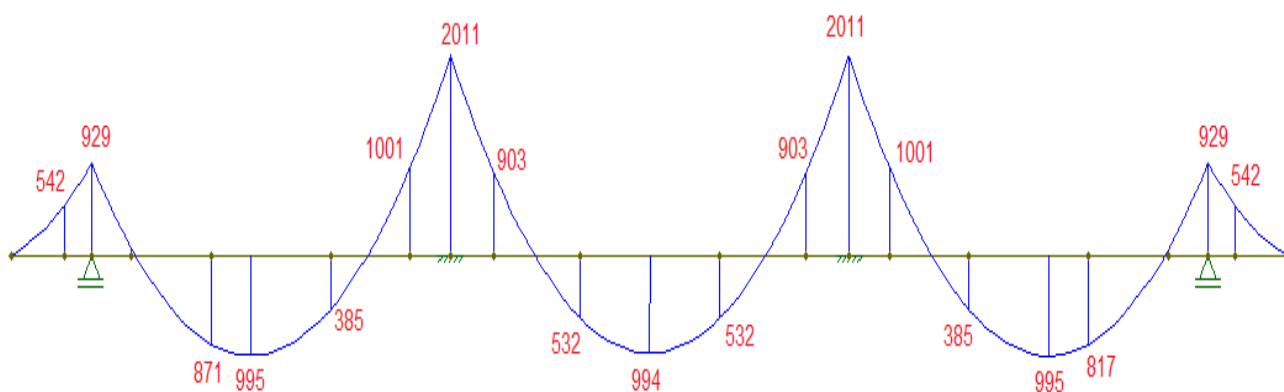
Quadro 2 - Momento fletor e força cortante, em uma longarina, decorrentes do peso próprio

Seção	a	b	0esq	0dir	1	2	3	4	5	6
Mg (kNm)	-254	-542	-929		-136	435	817	995	979	779
Vg (kN)	-204	-288	-356	492	390	263	161	42	-60	-162

Seção	7	8	9	10esq	10dir	11	12	13	14	15
Mg (kNm)	385	-214	-1001	-2011		-903	-70	532	881	994
Vg (kN)	-281	-384	-510	-612	611	497	358	244	144	0

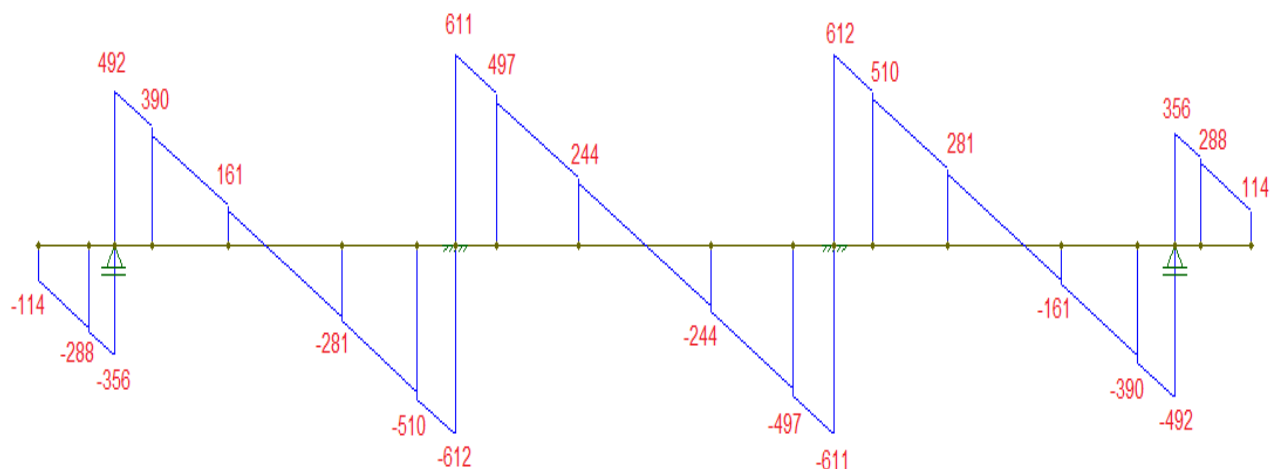
Fonte: ARAÚJO, 2013, p. 42 e 43, adaptado por Autora.

Figura 32 - Gráfico de Momento Fletor decorrente do peso próprio (KN.m)



Fonte: Autora

Figura 33 - Gráfico de esforço cortante decorrente do peso próprio (KN)



Fonte: Autora.

Quadro 3 - Momento fletor e força cortante, em uma longarina, decorrentes da carga móvel

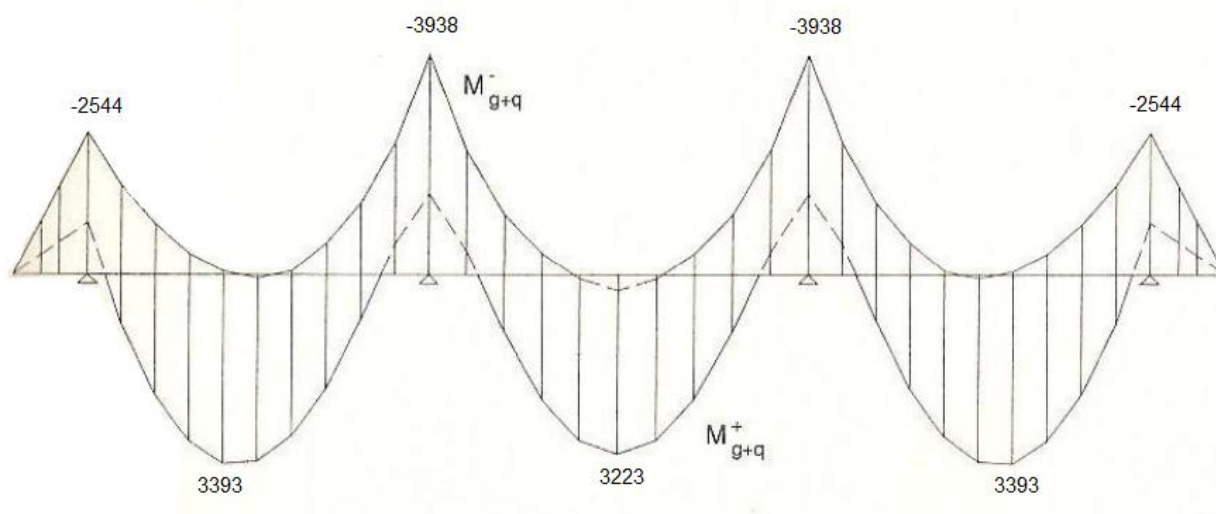
Seção	a	b	0esq	0dir	1	2	3	4	5	6
Mg +(kNm)	-	-	-		1015	1721	2167	2398	2375	2120
Mg - (kNm)	-361	-879	-1615		-1475	-1335	-1195	-1055	-915	-851
Vg+ (kN)	-	-	-	677	572	473	382	300	227	164
Vg- (kN)	-426	-437	-653	-74	-63	-119	-194	-273	-356	-440

Seção	7	8	9	10esq	10dir	11	12	13	14	15
Mg +(kNm)	1661	1032	452	570		489	1090	1706	2096	2229
Mg - (kNm)	-957	-1063	-1354	-1927		-1328	-1008	-902	-802	-702
Vg+ (kN)	137	128	123	121	772	678	582	486	393	306
Vg- (kN)	-525	-610	-693	-773	-89	-91	-99	-157	-226	-306

Fonte: ARAÚJO, 2013, p. 50, adaptado por Autora.

A figura 35 mostra o gráfico da envoltória de momento fletor em serviço, que é a soma das solicitações decorrentes do peso próprio com as geradas pela carga móvel, já adicionado o efeito de impacto. Onde esses valores foram obtidos através da soma dos quadros 2 e 3. Observa-se que os valores máximos negativos estão nos apoios, e os máximos positivos estão basicamente no meio dos vãos.

Figura 34 - Envoltórias de momento fletor em serviço (KN.m)



Fonte: ARAÚJO, 2013, p. 50, adaptado por Autora.

4.1.2 Dimensionamento das vigas de concreto protendido

Fazendo a concepção e análise de uma estrutura de concreto protendido, algumas decisões iniciais são fundamentais, para os cálculos, tais como, f_{ck} do concreto, tipo de cordoalhas, tipo de protensão que será aplicada, cobrimento mínimo para armaduras protendidas, ambiente de agressividade do local que será construída a ponte do projeto, dentre outros fatores.

Para Araújo (2013), o ambiente da obra da ponte em estudo, é um ambiente rural com elevada umidade relativa, o que segundo a NBR 6118, classifica o meio como de média agressividade, ou seja, Classe de Agressividade Ambiental II (CAA), o qual também foi considerado, para os cálculos de protendido.

Araújo (2013), nos cálculos das armaduras das longarinas de concreto armado, usou o f_{ck} mínimo de 25 MPa. Neste projeto de concreto protendido, será utilizado também o mínimo exigido por norma, que segundo a NBR 6118, o f_{ck} do concreto mínimo para estruturas de concreto protendido é de 30 MPa.

O tipo de protensão, quanto ao processo construtivo, escolhido para projeto, foi de pós-tração com aderência posterior, visto que é a mais usual em pontes, onde suas armaduras são aderentes ao concreto, e por serem tradicionalmente estruturas moldadas e protendidas no local da construção. Já as estruturas com pré-tração e

pós-tração sem aderência (com cordoalhas engraxadas), são mais adequadas para execução de pré-moldados. Existe também a pós-tração com protensão externa, na qual é mais utilizada para reforços de estruturas.

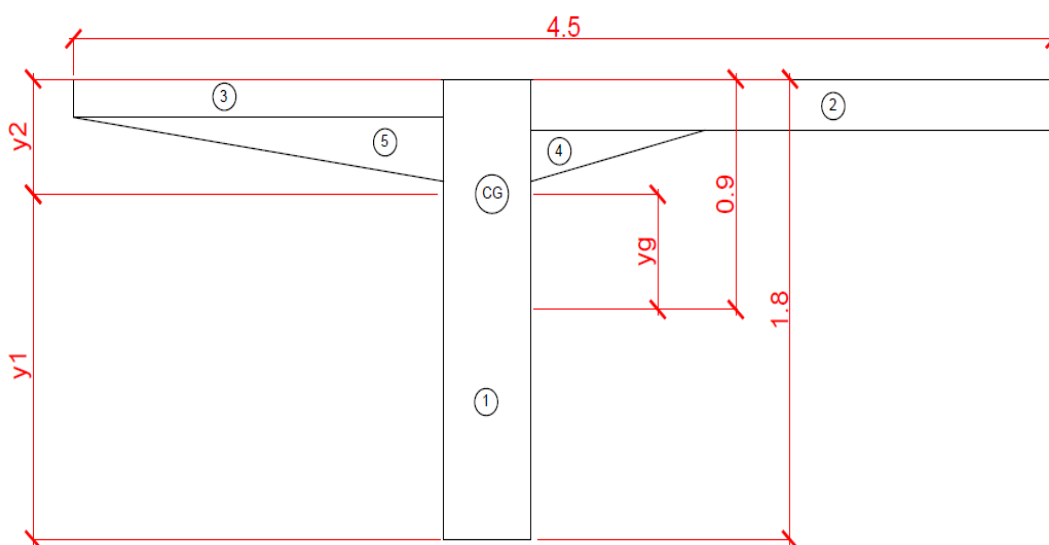
A categoria da armadura de protensão, que foi usado é o CP190, onde esse tipo de aço, para cordoalhas, são produzido na condição de Relaxação Baixa (RB).

Quando se faz referência a durabilidade da estrutura, pensa-se logo em proteção das armaduras e combate de fissuras. A NBR 6118, direcionada o tipo de concreto estrutural que pode ser usado, e no caso de armaduras protendidas, o nível de protensão a ser aplicado, tendo como base a classe de agressividade ambiental e tipo de proteção, para garantir essa durabilidade. Para a CAA adotado neste projeto, e com armaduras pós-tracionadas, o tipo de concreto protendido Nível 1(protensão parcial), já se encaixaria perfeitamente. Mas como um dos objetivos deste trabalho, é comparar projetos de vigas com armaduras passivas e vigas com armaduras ativas, foi preferível considerar o Nível 2 (protensão limitada) de protensão, no qual, são adotadas somente armaduras passivas e não é permitido nenhum tipo de abertura de fissuras.

4.1.2.1 Características geométricas da seção transversal composta

A seção transversal de uma longarina foi desenhada no AUTO CAD, e dividida em seções geométricas, onde R é retângulo e T é triangulo na tabela, para facilitar o cálculo das áreas, como mostra a figura 35. Depois com o auxílio de uma tabela no Excel, foram determinadas algumas características geométricas da seção transversal, representadas no quadro 4.

Figura 35 - Divisão da seção da viga em áreas elementares, para cálculo numérico das propriedades geométricas da viga (m)



Fonte: Autora.

Quadro 4 - Cálculo das seções compostas

Cálculo das seções compostas								
Figura N°	Tipo de seção (R, T ou C)	Base (m)	Altura (m)	Área A (m ²)	y (m)	A.y (m ³)	A.y ² (m ⁴)	I _o (m ⁴)
1	R	0,4	1,8	0,7200	0	0	0	0,194
2	R	2,4	0,2	0,4800	0,800	0,384	0,307	0,002
3	R	1,7	0,15	0,2550	0,825	0,210	0,174	0,000
4	T	0,8	0,2	0,0800	0,633	0,051	0,032	0,001
5	T	1,7	0,25	0,2125	0,667	0,142	0,095	0,002
Σ				1,7475		0,787	0,607	0,199

Fonte: Autora.

Munidos dos valores da tabela acima, pode-se calcular as outras características geométricas da seção.

Para a distância do CG para o meio da seção:

$$Y_g = (0,7868)/1,7475$$

$$Y_g \cong 0,450 \text{ m}$$

Para inércia da seção:

$$I_g = 0,607 + 0,199 - 1,7475 \cdot (0,45)^2$$

$$I_g = 0,452 \text{ m}^4$$

Para a distância do CG da seção à borda inferior:

$$Y_1 = 0,9 + 0,450$$

$$Y_1 = 1,35 \text{ m}$$

Para a distância do CG da seção à borda superior

$$Y_2 = 0,9 - 0,450$$

$$Y_2 = 0,45 \text{ m}$$

Para momento resistente da seção de concreto (W):

$$W_{\text{inf}} = \frac{0,452}{1,35} \quad W_{\text{inf}} = 0,335 \text{ m}^3$$

$$W_{\text{sup}} = \frac{0,452}{0,45} \quad W_{\text{sup}} = 1,006 \text{ m}^3$$

Para o raio resistente (K):

$$K_{\text{inf}} = \frac{0,335}{1,7475} \quad K_{\text{inf}} = 0,192 \text{ m}$$

$$K_{\text{sup}} = \frac{1,006}{1,7475} \quad K_{\text{sup}} = 0,576 \text{ m}$$

4.1.2.2 Valor limite da força de protensão

Para o aço CP190, os valores de f_{pyk} e f_{ptk} são respectivamente 1710 MPa e 1900 MPa. A tensão de protensão σ_{pi} é o menor valor entre as duas expressões abaixo.

$$\sigma_{pi} = 0,74 \cdot 1900$$

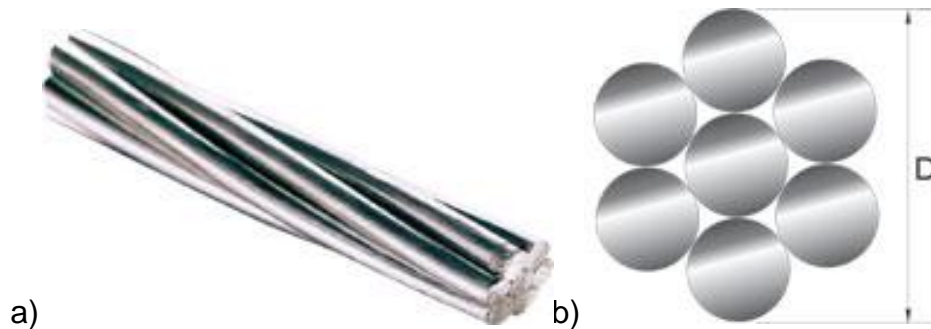
$$\sigma_{pi} = 1406 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pi} = 0,82 \cdot 1710$$

$$\sigma_{pi} = 1402,2 \text{ MPa (adotado)}$$

O tipo de cordoalha escolhido para a fabricação dos cabos de protensão, foi o de 7 fios, com um diâmetro nominal de 15,2 mm e uma área de 1,434 cm², como representado na figura 36.

Figura 36 - Representação de uma cordoalha de 7 fios. a) Figura real da cordoalha trefilada. b) Figura representativa, mostrando como é dimensionado o diâmetro nominal da cordoalha.



Fonte: Disponível em: <<http://www.intelli.com.br/produto.php?apl=6&idi=52>> Acesso em: 19 mar. 2016

Portanto a força de protensão, por cordoalha vale:

$$P_i = 1402,2 \cdot 10^3 \cdot 1,434 \cdot 10^{-4}$$

$$P_i = 201,07 \text{ kN}$$

4.1.2.3 Tensões normais de protensão

Com os valores máximos de momentos fletores, positivos e negativos, calcula-se o momento fletor máximo de cálculo, com as devidas majorações para cargas permanentes e cargas móveis, onde:

✓ Positivo (meio do vão)

$$M_g = 995 \text{ kN.m}$$

$$M_q^+ = 2398 \text{ kN.m}$$

$$M_d = (995 \cdot 1,3) + (2398 \cdot 1,4)$$

$$M_d \cong 4650,7 \text{ kN.m}$$

✓ Negativo (no apoio)

$$M_g = -2011 \text{ kN.m}$$

$$M_q^+ = -1927 \text{ kN.m}$$

$$M_d = (-2011 \cdot 1,3) + (-1927 \cdot 1,4)$$

$$M_d \cong -5312,1 \text{ kN.m}$$

✓ Negativo (no balanço)

$$M_g = -542 \text{ kN.m}$$

$$M_q^+ = -879 \text{ kN.m}$$

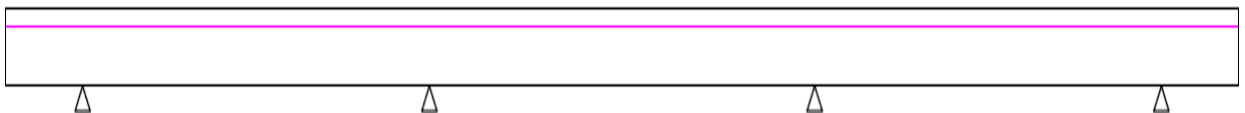
$$M_d = (-542 \cdot 1,3) + (-879 \cdot 1,4)$$

$$M_d \cong -1935,2 \text{ kN.m}$$

Com os momentos de cálculo, faz-se o traçado esquemático dos cabos de protensão, para fazer a verificação da posição certa que eles devem ficar, posição essa onde, a tensão normal não ultrapasse a compressão de 60% do f_{ck} do concreto.

Primeiramente foi feita uma análise com o cabo posicionado no CG da seção transversal, ou seja, $e_p = 0$. Como mostra na figura 37.

Figura 37 - Traçado esquemático dos cabos no CG



Fonte: Autora.

- Para $M_d = 4650,1 \text{ kN.m}$ (seções do meio do vão)

$$\sigma_{c,inf} = + \frac{4651}{0,335} \quad \sigma_{c,inf} \cong 13882,70 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{c,sup} = - \frac{4651}{1,006} \quad \sigma_{c,inf} \cong -4622,97 \text{ KPa}$$

$$N_p: \sigma_c = \frac{N_p}{1,7475}$$

Condição: tensão nula na fibra superior

$$\frac{N_p}{1,7475} + 13883,58 \leq 0$$

$$N_p = -24260,01 \text{ kN}$$

Verificação na fibra inferior com $N_p = -24260,01 \text{ kN}$

$$-13883,58 - 4623,29 = -18506,87 \text{ kPa}$$

$$|-18506,87| > |-18000| \text{ não ok!}$$

- Para $M_d = -5312,1 \text{ kN.m}$ (seção dos apoios)

$$\sigma_{c,inf} = -\frac{5312}{0,335} \quad \sigma_{c,inf} \cong -15857,02 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{c,sup} = +\frac{5312}{1,006} \quad \sigma_{c,inf} \cong 5280,42 \text{ KPa}$$

Condição: tensão nula na fibra inferior

$$\frac{N_p}{1,7475} + 5280,42 \leq 0$$

$$N_p = -9227,54 \text{ kN}$$

Verificação na fibra inferior com $N_p = -9227,54 \text{ kN}$

$$-9227,54 - 15857,02 = -25084,56 \text{ kPa}$$

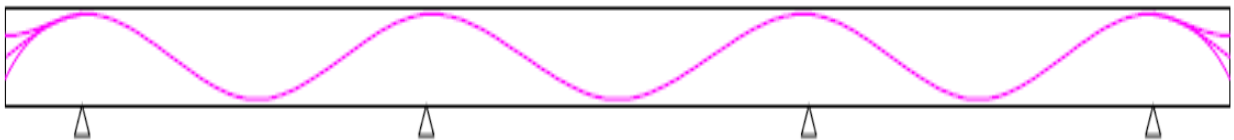
$$|-25084,56| > |-18000| \text{ não ok!}$$

O fio de protensão aplicado no CG foi reprovado, visto que a tensão de compressão aceitável deu menor que a solicitada pela peça. A condição mais provável é que o fio acompanhe as solicitações. Para isso onde existem momentos

negativos as cordoalha passa por cima, e momentos positivos as cordoalhas passam por baixo.

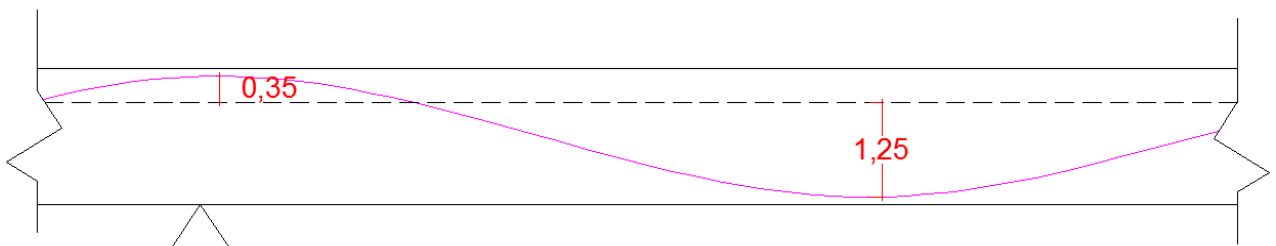
Mesmo com o posicionamento adequado, deve-se fazer as verificações, para ver a que altura esse cabo pode passar, sem comprometer a estrutura. Foi considerado um $e_p = 1,25\text{ m}$ abaixo do centro de gravidade e $e_p = 0,35\text{ m}$ acima do centro de gravidade, onde foi apenas descontado 10 cm de cobertura das armaduras.

Figura 38 - Traçado esquemático dos cabos (vista lateral)



Fonte: Autora.

Figura 39 - Posição do cabo com relação ao centro de gravidade da peça (m)



Fonte: Autora.

- Para $M_d = 4650,7\text{ kN.m}$ (seção central das vigas)

$$\sigma_{c,\text{inf}} = + \frac{4650,7}{0,335} \quad \sigma_{c,\text{inf}} \cong 13882,69\text{ KPa}$$

$$\sigma_{c,\text{sup}} = - \frac{4650,7}{1,006} \quad \sigma_{c,\text{sup}} \cong -4622,97\text{ KPa}$$

Para $e_p = 1,25\text{ m}$

Condição: tensão nula na fibra superior

$$N_p \left(\frac{1}{1,7475} + \frac{1,25}{0,335} \right) + 13882,69 \leq 0$$

$$N_p = -3225,84 \text{ kN}$$

Verificação na fibra inferior com $N_p = -3225,84 \text{ kN}$

$$\frac{-3225,84}{1,7475} - \frac{1,25 \cdot (-3225,84)}{1,006} - 4622,97 =$$

$$|-2460,70| < |-18000| \text{ ok!}$$

- Para $M_d = -5312,1 \text{ kN.m}$ (seção dos apoios)

$$\sigma_{c,inf} = -\frac{5312,1}{0,335} \quad \sigma_{c,inf} \cong -15857,02 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{c,sup} = +\frac{5312,1}{1,006} \quad \sigma_{c,inf} \cong 5280,42 \text{ KPa}$$

Para $e_p = 0,35 \text{ m}$

Condição: tensão nula na fibra inferior

$$N_p \left(\frac{1}{1,7475} + \frac{0,35}{1,006} \right) + 5280,42 \leq 0$$

$$N_p = -5738,60 \text{ kN}$$

Verificação na fibra superior com $N_p = -5738,60 \text{ kN}$

$$\frac{-5738,60}{1,7475} - \frac{0,35 \cdot (-5738,60)}{0,335} - 15857,02 =$$

$$|-13145,36| < |-18000| \text{ ok!}$$

- Para $M_d = -1935,2 \text{ kN.m}$ (no balanço para ancoragem)

$$\sigma_{c,inf} = -\frac{1935,2}{0,335} \quad \sigma_{c,inf} \cong -5776,72 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{c,sup} = + \frac{1935,2}{1,006} \quad \sigma_{c,inf} \cong 1923,66 \text{ KPa}$$

Para $e_p = 0$

Condição: tensão nula na fibra inferior

$$\frac{N_p}{1,7475} + 1923,66 \leq 0$$

$$N_p = -3361,60 \text{ kN}$$

Verificação na fibra superior com $N_p = -3361,60 \text{ kN}$

$$\frac{-3361,60}{1,7475} - 5776,72 \leq 0$$

$$|-7700,38| < |-18000| \text{ ok!}$$

Para $e_p = 0,4 \text{ m}$

Condição: tensão nula na fibra inferior

$$N_p \left(\frac{1}{1,7475} + \frac{0,4}{1,006} \right) + 1923,66 \leq 0$$

$$N_p = -1983,45 \text{ kN}$$

Verificação na fibra superior com $N_p = -1983,45 \text{ kN}$

$$\frac{-1983,45}{1,7475} - \frac{0,4 \cdot (-1983,45)}{0,335} - 5776,72 =$$

$$|-4543,45| < |-18000| \text{ ok!}$$

Para $e_p = 0,8 \text{ m}$

Condição: tensão nula na fibra inferior

$$N_p \left(\frac{1}{1,7475} + \frac{0,8}{1,006} \right) + 1923,66 \leq 0$$

$$N_p = -1925,03 \text{ kN}$$

Verificação na fibra superior com $N_p = -1983,45$ kN

$$\frac{-1923,03}{1,7475} - \frac{0,8 \cdot (-1923,03)}{0,335} - 5776,72 =$$

$$|-2281,23| < |-18000| \text{ ok!}$$

As verificações para posição dos cabos, com excentricidades variando, todas foram aprovadas. Agora para saber o número de cordoalhas necessárias que suporte todas as solicitações da viga, deve-se dividir a força normal máxima solicitada pela estrutura pela força de protensão do aço. Então uma longarina irá precisar de:

$$N_{p(\text{máx})} = |5738,60| \text{ kN}$$

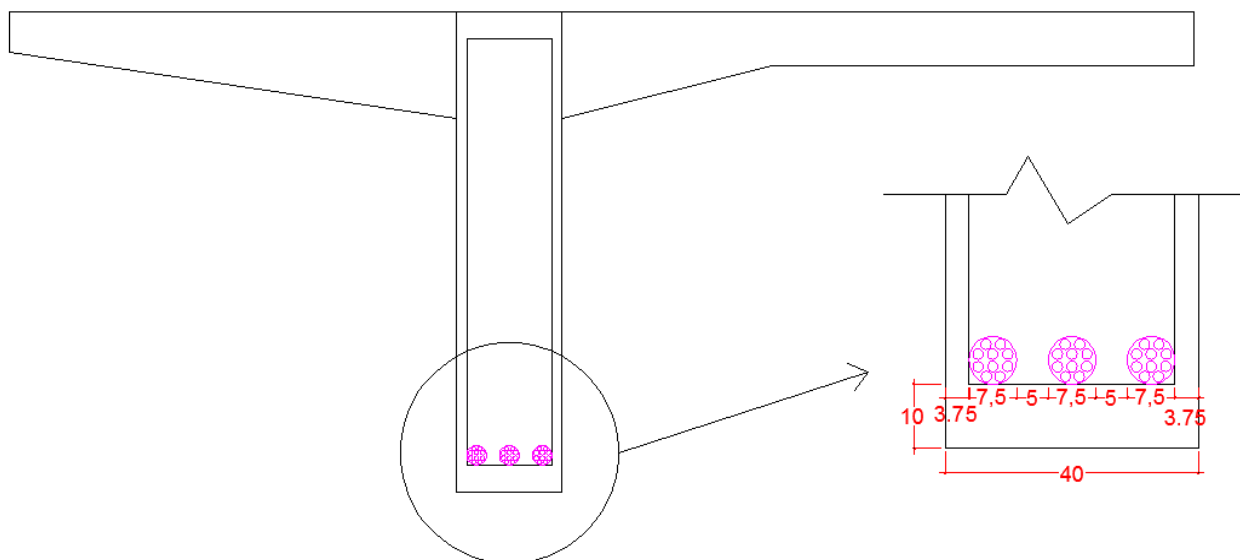
$$N^{\circ} = \frac{5738,60}{201,07}$$

$$N^{\circ} \cong 30 \text{ (quantidade construtiva)}$$

Dividiu-se as 30 cordoalhas, em 3 cabos de protensão. As figuras 41, 42 e 43 ilustram detalhadamente como ficaram dispostos os cabos em todas as seções da peça. Para o cobrimento inferior, foram considerados 10,0 cm, e nas laterais 3,75 cm. Nos afastamentos entre dos cabos, ficou 5,0 cm, visto que o diâmetro externo do cabo com dez cordoalhas é de 7,5 cm. Todas as dimensões mencionadas acima estão respeitando os espaçamentos mínimos para cabos de protensão, exigidos pela NBR 6118/2014.

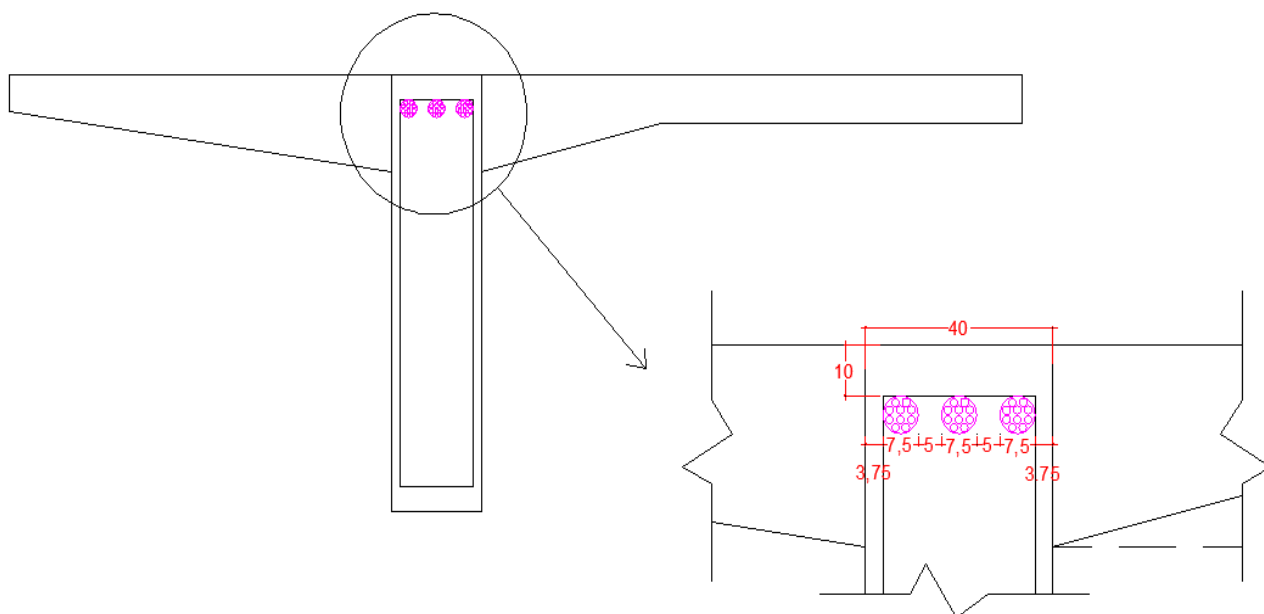
Cada cordoalha tem aproximadamente $1,434 \text{ cm}^2$ de área na seção transversal. Para as duas longarinas, foram usadas $30 \times 2 = 60$ cordoalhas de 7 fios, totalizando uma área de área de aço para protensão de $86,04 \text{ cm}^2$.

Figura 40 - Seção transversal no meio do vão (cm)



Fonte: Autora.

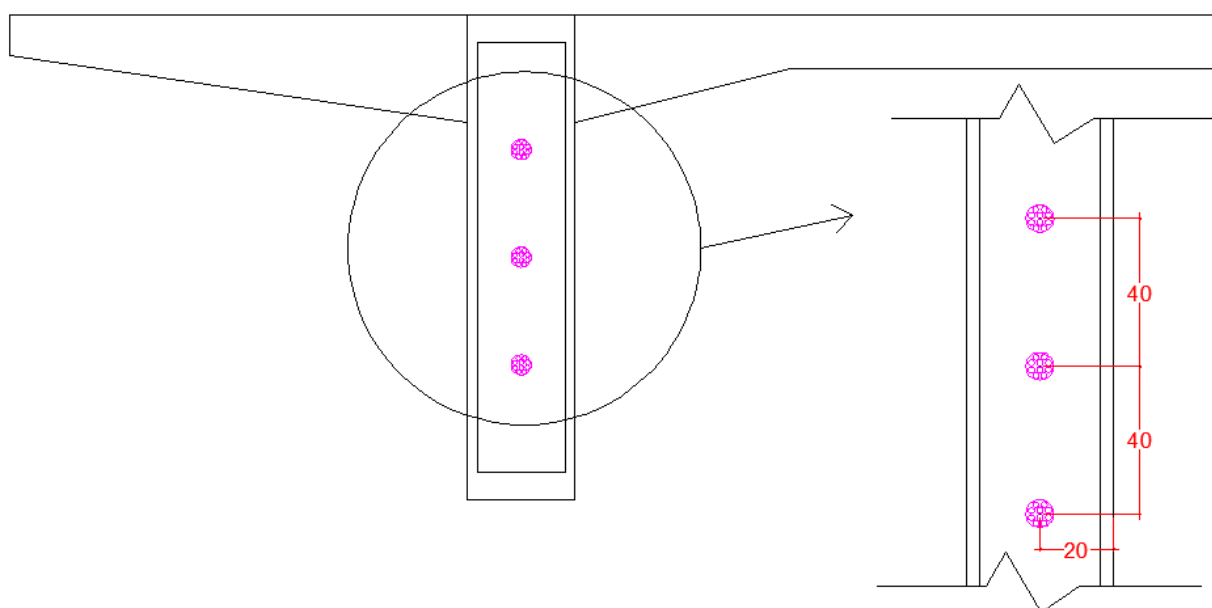
Figura 41 - Seção transversal nos apoios (cm)



Fonte: Autora.

Na ancoragem, os cabos ficaram dispostos na vertical, a 40 cm de distância um do outro, onde foi feita a verificação, para que não comprometesse a solicitação na ponta do balanço.

Figura 42 - Seção transversal na ancoragem (cm)

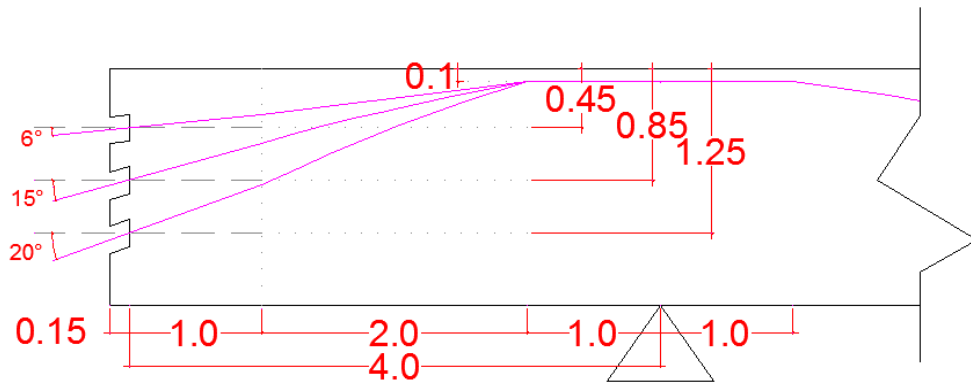


Fonte: Autora.

4.1.2.4 Traçado geométrico dos cabos

Para a ancoragem dos cabos, foram considerados 1 m dos cabos retilíneos e 1 m para cada lado, onde os cabos tinham seu e_p máximo, ou seja, na transposição. O desenho esquemático dos cabos foi feito no AUTO CAD, respeitando a angulação máxima de 20° e os outros sendo múltiplos de 2° ou 5° . Os cabos foram todos ancorados na extremidade da viga, como mostra a figura 43. Essa configuração dos cabos é para as duas extremidades da viga longarina, visto que, por ser muito extensa, as duas pontas serão de ancoragens ativas.

Figura 43 – Vista longitudinal do detalhamento da ancoragem (m)



Fonte: Autora.

Retirando a parte em que a configuração dos cabos é uma reta, o que sobra é cabos com ondulações, onde essas são representadas por uma parábola do 2º que tem como equação $\eta = a \cdot \xi^2$. Para o trecho curvo dos balanços, foram calculados os valores de $\bar{\xi}$ e $\bar{\eta}$ para obterem-se as equações das curvas, como mostra a seguir.

Para Cabo 1:

Onde:

$$y_{01} = 0,1 \text{ m} \quad \bar{\xi} = \frac{2 \cdot (0,45 - 0,1 - 1 \cdot \tan 6^\circ)}{\tan 6^\circ} = 4,66$$

$$y_1 = 0,45 \text{ m} \quad \bar{\eta} = 0,45 - 0,1 - 1 \cdot \tan 6^\circ = 0,245$$

$$\alpha_1 = 6^\circ \quad a = \frac{0,245}{(4,66)^2} = 0,011$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\text{Equação da curva: } \eta = 0,011 \cdot \xi^2$$

Para Cabo 2:

Onde:

$$y_{01} = 0,1 \text{ m} \quad \bar{\xi} = \frac{2 \cdot (0,85 - 0,1 - 1 \cdot \tan 15^\circ)}{\tan 15^\circ} = 3,60$$

$$y_1 = 0,85 \text{ m} \quad \bar{\eta} = 0,85 - 0,1 - 1 \cdot \tan 15^\circ = 0,482$$

$$\alpha_1 = 15^\circ$$

$$a = \frac{0,482}{(3,60)^2} = 0,037$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\text{Equação da curva: } \eta = 0,037 \cdot \xi^2$$

Para Cabo 2:

Onde:

$$y_{01} = 0,1 \text{ m}$$

$$\bar{\xi} = \frac{2 \cdot (1,25 - 0,1 - 1 \cdot \tan 20^\circ)}{\tan 20^\circ} = 4,32$$

$$y_1 = 1,25 \text{ m}$$

$$\bar{\eta} = 1,25 - 0,1 - 1 \cdot \tan 20^\circ = 0,786$$

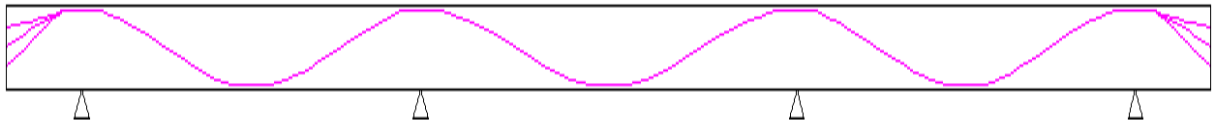
$$\alpha_1 = 20^\circ$$

$$a = \frac{0,786}{(4,32)^2} = 0,042$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\text{Equação da curva: } \eta = 0,042 \cdot \xi^2$$

Figura 44 - Posição final dos cabos



Fonte: Autora.

4.1.2.5 Esforço cortante

O quadro abaixo mostra a área de aço e os seus respectivos espaçamentos para a uma viga longarina da ponte, calculados por Araújo (2013), não houve a necessidade recalculá-lo, visto que o dimensionamento a cortante das vigas de concreto armado e de concreto protendido não diferem uma da outra. Os valores estão representados no quadro 5 e o detalhamento nas figuras 45 e 46.

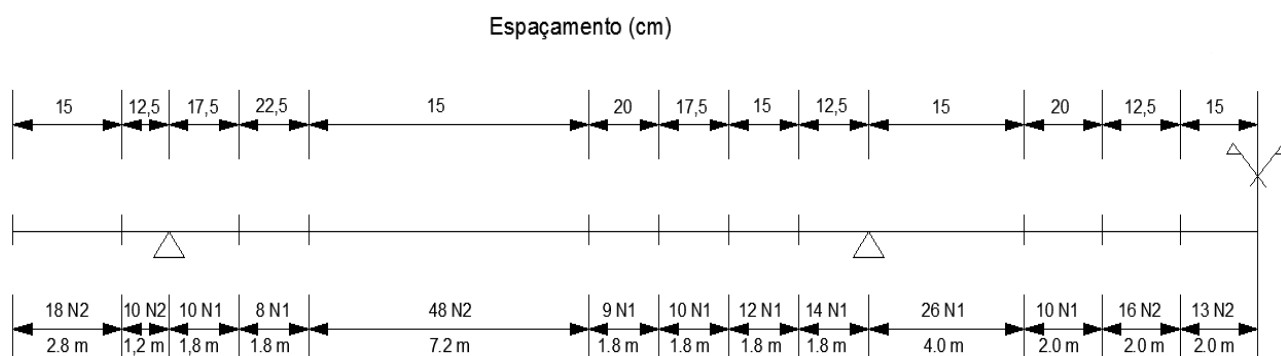
Quadro 5 - Armadura transversal com fadiga

Seção	a	b	0esq	0dir	1	2	3	4	5	6
K_{sw}	1,03	1,11	1,2	1,26	1,28	1,5	1,45	1,0	1,0	1,64
A_{sw} (cm ² /m)	5,07	6,14	12,24	17,03	13,18	9,88	6,25	4,1	4,1	8,77
Espaçamento (cm)	15,0	15,0	12,5	17,5*	22,5	15,0	15,0	15,0	15,0	15,0

Seção	7	8	9	10esq	10dir	11	12	13	14	15
K_{sw}	1,52	1,41	1,32	1,26	1,22	1,27	1,38	1,61	1,28	1,0
A_{sw} (cm ² /m)	14,2	17,22	20,4	23,01	22,14	19,15	15,42	12,65	5,23	4,1
Espaçamento (cm)	20,0*	17,5*	15,0*	12,5*	15,0*	15,0*	20,0*	12,5	15,0	15,0

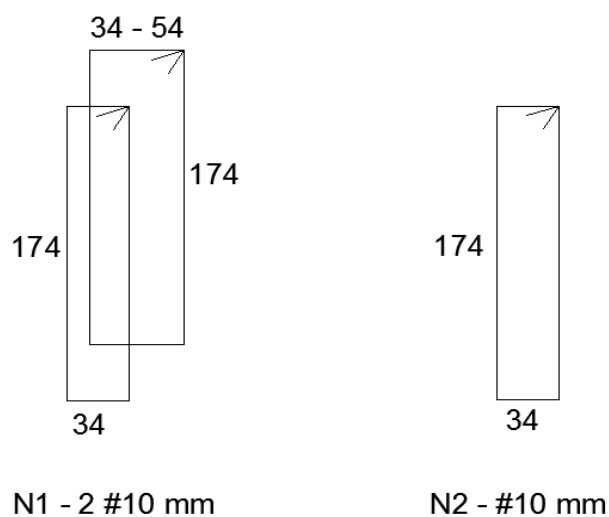
Fonte: ARAÚJO, 2013, p. 92, adaptado por Autora.

Figura 45 - Detalhes dos estribos da longarina (cm)



Fonte: ARAÚJO, 2013, p. 94, adaptado por Autora.

Figura 46 - Detalhes dos estribos



Fonte: ARAÚJO, 2013, p. 94, adaptado por Autora.

4.1.2.6 Verificações

d) Pré-alongamento da armadura ativa ($\Delta\varepsilon_{pi}$)Para $e_p = 1,25$ m :

$$\sigma_{cp} = \frac{-0,9.5738,60.10^{-3}}{1,7475} - \frac{-0,9.5738,60.10^{-3} \cdot (1,25)^2}{0,452} = -14898,27 \text{ KPa}$$

$$E_{cs} = 0,88.1,0.4343020 \cdot \sqrt{30} = 207354,62 \text{ MPa}$$

$$\alpha_p = \frac{200000}{207354,62} = 0,965$$

$$N_{pnd} = 0,9.5738,60 + (0,965.43,02.10^{-4} \cdot |14898,27| \cdot 0,9) = 5220,40 \text{ KN}$$

$$\Delta\varepsilon_{pi} = \frac{5220,40.10^{-3} \cdot 1000}{200000.43,02.10^{-4}} = 6,07\text{‰} \leq 7\text{‰} \quad \text{ok!}$$

Para $e_p = 0,35$ m :

$$\sigma_{cp} = \frac{-0,9.5738,60.10^{-3}}{1,7475} - \frac{-0,9.5738,60.10^{-3} \cdot (0,35)^2}{0,452} = -1555,77 \text{ KPa}$$

$$E_{cs} = 0,88.1,0.4343020 \cdot \sqrt{30} = 207354,62 \text{ MPa}$$

$$\alpha_p = \frac{200000}{207354,62} = 0,965$$

$$N_{pnd} = 0,9.5738,60 + (0,965.43,02.10^{-4} \cdot |1555,77| \cdot 0,9) = 5170,55 \text{ KN}$$

$$\Delta\varepsilon_{pi} = \frac{5170,55.10^{-3} \cdot 1000}{200000.43,02.10^{-4}} = 6,01\text{‰} \leq 7\text{‰} \quad \text{ok!}$$

e) Estado limite último (ELU) no ato da protensão

Considerando que a protensão será aplicada no décimo quarto dia de idade do concreto mobilizando um momento fletor ($M_{g1} = 995 \text{ KN.m}$), e com $N_{p0} = 201,07 \text{ KN}$ / por cordoalha, teremos:

$$\sigma_{c,m\acute{a}x,n} \cdot N_{p0}^{(0)} \cdot 1,1 + g_1 \leq 1,2 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3,14} \quad (\text{Fibra superior})$$

$$\sigma_{c,m\acute{i}n,n} \cdot N_{p0}^{(0)} \cdot 1,1 + g_1 \leq |0,7 \cdot f_{ck,14}| \quad (\text{Fibra inferior})$$

- Efeitos da protensão de uma cordoalha com $\gamma_p = 1,10$

$$e_p = 1,25 \text{ m}$$

$$\sigma_{c,sup,1,1} \cdot N_{p0}^{(0)} = \frac{1,1 \cdot (-201,07)}{1,7475} - \frac{1,1 \cdot (-201,07) \cdot 1,25}{1,006} = 148,26 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{c,inf,1,1} \cdot N_{p0}^{(0)} = \frac{1,1 \cdot (-201,07)}{1,7475} - \frac{1,1 \cdot (-201,07) \cdot 1,25}{0,335} = -951,86 \text{ KPa}$$

- Efeitos do momento mobilizado $M_{g1} = 995 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{c,sup,M_{g1}} = \frac{-995}{1,006} = -989,07 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{c,inf,M_{g1}} = \frac{995}{0,335} = 2970,15 \text{ KPa}$$

- Resistência do concreto aos $j = 14$ dias

$$\beta_1 = e^{\{0,25 \cdot [1 - (28/14)^{1/2}]\}} = 0,90$$

$$f_{ck,14} = \beta_1 \cdot f_{ck} = 0,9 \cdot 30 = 27 \text{ MPa} = 27000 \text{ KPa}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3,14} = 0,3 \cdot (27)^{2/3} = 2,7 \text{ MPa} = 2700 \text{ MPa}$$

- Cálculo do número máximo de cordoalhas n

$$\text{Na fibra superior:} \quad n \cdot (148,26) - 989,07 \leq 1,2 \cdot 270$$

$$148,26 \cdot n \leq 3240 + 989,07$$

$$n \leq 28,52 \cong 28 \text{ cordoalhas}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Na fibra inferior: } \quad n.(-951,86) - 2970,15 &\leq 0,7. -27000 \\
 -951,86.n &\leq -18900 + 2970,15 \\
 n &\leq 22,98 \cong 22 \text{ cordoalhas}
 \end{aligned}$$

Este projeto parte de um princípio da não existência de armaduras passivas, somente ativas, na qual todas as cordoalhas serão protendidas ao mesmo tempo, depois de todos os carregamentos da viga estiverem sobre ela, visto que não foi trabalhada toda a estrutura da ponte, somente as vigas longarinas.

Mas se fosse o caso de protensão por estapas, atendendo as duas condições simultaneamente, adotariamos 20 cordoalhas. Ou seja, no décimo quarto dia de idade do concreto, serão protendidas 20 das 30 cordoalhas, onde as outras 10 serão protendidas em outras condições de resistência ou carregamento, para não comprometer a vida útil da estrutura. Para a protensão parcial dessas 20 cordoalhas necessitaria de armadura passivas para ajudar a combater os esforços de tração.

4.1.2.7 Nata de cimento

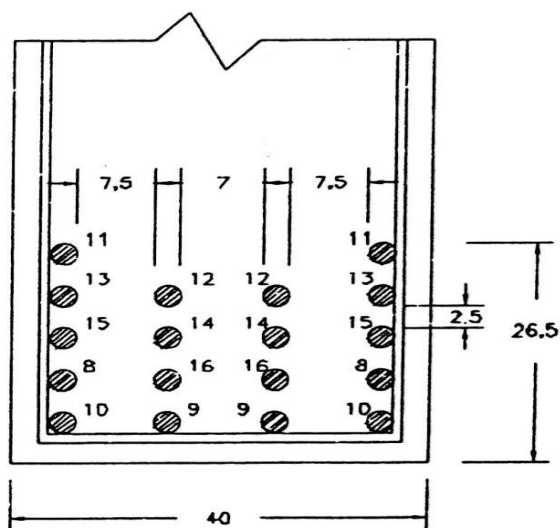
Inicialmente foi dito que a protensão seria do tipo pós-tração com aderência posterior. Para que haja essa aderência, deve-se injetar uma calda de cimento dentro dos cabos, após a protensão dos mesmos. Essa calda de cimento varia de acordo com as marcas do cimento e os tipos de aditivos que são adicionados nela. Segundo o fabricante Rudloff, em média, a relação água cimento é de aproximadamente 0,42.

Para cabos com 10 cordoalhas, são necessários 3,28 litros por metro (l/m) de nata de cimento, segundo catálogo do mesmo fabricante. Então para as duas longarinas são considerados seis cabos de protensão, ou seja, vão ser utilizados 19,68 l/m de calda de cimento. Em caso de execução, Rudloff indica que, deve-se considerar um acréscimo de 10%.

4.2 PROJETO DE CONCRETO ARMADO

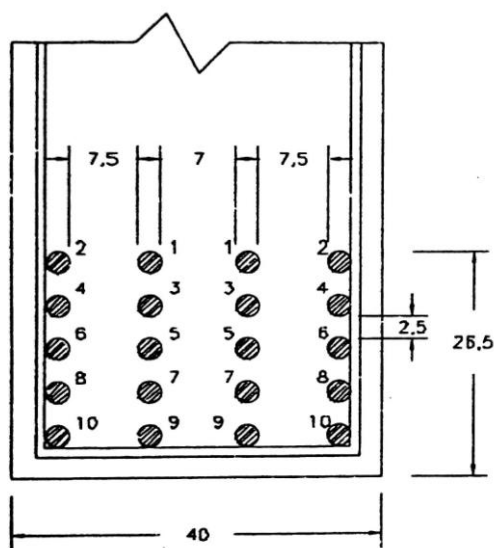
O projeto das longarinas em concreto armado, feito por Araújo (2013), gerou uma seção de armadura de flexão, detalhas nas figuras 47, 48, 49 e 50.

Figura 47 - Seção transversal do meio do vão de 18 m (cm)



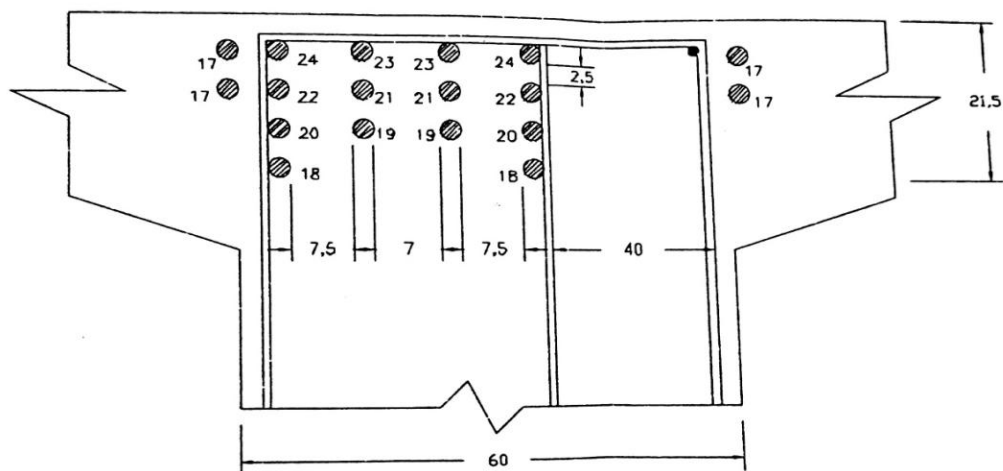
Fonte: ARAÚJO, 2013, p. 81.

Figura 48 - Seção transversal do meio do vão de 20 m (cm)



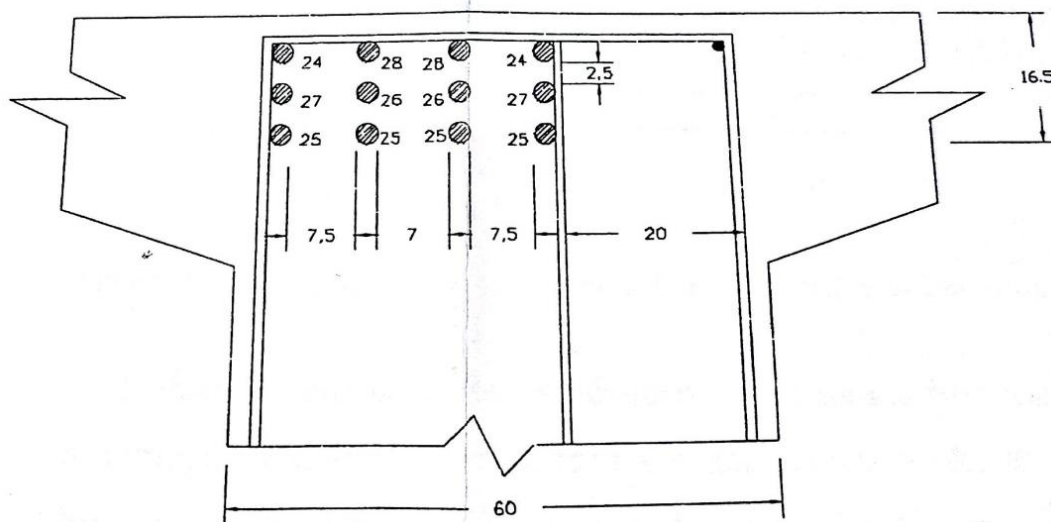
Fonte: ARAÚJO, 2013, p. 81.

Figura 49 - Seção transversal nos dois apoios internos (cm)



Fonte: ARAÚJO, 2013, p. 81.

Figura 50 - Seção transversal nos apoios externos (cm)



Fonte: ARAÚJO, 2013, p. 81.

4.3 COMPARATIVO

4.3.1 Procedimento de cálculo

Os métodos de cálculo, para o dimensionamento de estruturas de concreto armado convencional e estruturas de concreto protendido, são bem distintos. Para os dois tipos de dimensionamento, são tomadas algumas decisões iniciais, como o f_{ck} do concreto, tipo de aço, dimensões iniciais, dentre outros.

O procedimento inicial de dimensionamento de vigas da uma ponte é o mesmo, tanto para concreto armado convencional, quanto para concreto protendido. Onde através das cargas atuantes na ponte, estáticas e móveis, encontram-se os momentos fletores e forças cortantes, que atuaram na solicitação da viga. Em seguida, faz-se um pré-dimensionamento de como será a seção transversal inicial desta viga, com base em conhecimentos e atendendo as exigências do DNIT, onde posteriormente verifica-se se essas dimensões podem permanecer ou se precisa aumentá-las. A partir daqui, o procedimento de cálculo das duas estruturas, são diferentes, como descritos no quadro 6.

Quadro 6 - Comparativo de dimensionamento

Procedimento de dimensionamento (Viga T)	
Concreto Armado	Concreto Protendido
<p>a) Resistência e vida útil</p> <p>- As vigas de concreto armado são dimensionadas dentro dos limites de serviço dos materiais, para que possam está apta ao uso durante sua vida útil.</p> <p>b) Cargas estáticas e móveis:</p> <p>- Definido o tipo de ponte que será construída, e determinada a geometria da viga, determina-se as cargas estáticas, que são decorrentes do peso próprio da viga, e as cargas móveis, que são as cargas que estarão em constante movimento por cima da ponte.</p> <p>c) Solicitações de serviço:</p> <p>- Com as cargas móveis e estáticas, determina-se o trem-tipo e em seguida faz-se a aplicação do mesmo na posição em que a ponte será mais solicitada, que geram as linhas de influência, onde através dessas, são determinados os valores máximos de momento fletor e força cortante. Essas solicitações podem ser encontradas com o auxílio do software computacional FTOOL.</p>	<p>a) Resistência e vida útil</p> <p>- Assim como as vigas de concreto armado, as de protendido também são dimensionadas respeitando os limites dos materiais, aproveitando ao máximo as suas resistências.</p> <p>b) Cargas estáticas e móveis:</p> <p>- É o mesmo processo de concreto armado, visto que o peso específico dos dois concretos é o mesmo, não havendo outra diferença.</p> <p>c) Solicitações de serviço:</p> <p>- É o mesmo calculado em vigas de concreto armado, visto que as cargas móveis e estáticas são as mesmas.</p>

d) Dimensionamento à flexão:

- Determina-se o f_{ck} do concreto, e o aço a ser utilizado. Em seguida calcula-se o momento de cálculo;
- Com a seção transversal definida, acha-se a largura efetiva colaboradora (b_f) da mesa;
- Em seguida faz-se uma verificação para saber se a linha neutra passa cortando a alma (verdadeiramente T) ou a mesa (falsa T);
- Através da verificação anterior, com os valores dos momentos atuantes de cálculo máximo, calculasse a constante k_6 , e com o uso de uma tabela, acha-se a constante k_3 ;
- Com k_3 , calculam-se a área da seção transversal de aço (A_s) necessária para suporta os esforços solicitantes. Em seguida faz-se as verificações de posicionamento dessas armaduras, respeitando os espaçamentos e cobrimentos mínimos.

d) Dimensionamento à flexão:

- Com a seção transversal definida, determinam-se as características geométricas, que para viga T é considerada do tipo composta;
- Determinado o f_{ck} do concreto, e o aço a ser utilizado e seus valores de f_{pyk} e f_{ptk} , encontra-se a tensão máxima de protensão do aço;
- Em seguida, escolhido o tipo de cordoalha a ser utilizado, e com o valor da tensão, encontra-se a força de protensão máxima suportada pela cordoalha;
- Com os momentos de cálculo, faz-se o traçado esquemático dos cabos de protensão, para fazer a verificação da posição certa que eles devem ficar, posição essa onde, a tensão normal não ultrapasse a compressão de 60% do f_{ck} do concreto;
- Daí então para encontra o número de cordoalhas necessárias que suporte as solicitações da viga, deve-se dividir a força normal máxima solicitada pela estrutura pela força de protensão do aço;
- Na ancoragem dos cabos, deve-se fazer as verificações de posicionamento correto, para que não haja perda de protensão nos cabos, respeitando inclinações máximas permitidas pelos cabos, que vai variar de acordo com a posição em que eles estiverem fixados.

<p>e) Dimensionamento à força cortante</p> <p>- Munido das forças cortantes, faz-se a verificação do concreto, onde o esforço solicitante de cálculo (V_{sd}) deve ser menor que o esforço cortante máximo (V_{erd2}) em que a seção pode absorver.</p> <p>- Daí então é determinada a armadura necessária e a mínima permitida por norma, a que for maior, será a que deve ser adotada. Em seguida fazem-se as verificações de posicionamento dessas armaduras, respeitando os espaçamentos e cobrimentos mínimos.</p>	<p>e) Dimensionamento à força cortante</p> <p>- A determinação das armaduras transversais das vigas, é o mesmo procedimento feito em armaduras de concreto armado.</p>
---	--

Fonte: Autora.

4.3.2 Concreto e aço

Fazendo referência aos dois projetos da ponte sobre o rio Pau Seco, em concreto armado e protendido, inicialmente o que já difere eles é o f_{ck} do concreto mínimo exigido pela NBR 6118/2014. Para concreto armado, $f_{ck} \geq 25 \text{ MPa}$, e concreto protendido, $f_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$. Pelo fato de Araújo (2013), ter projetado as vigas de concreto armado com o f_{ck} mínimo, no dimensionamento de concreto protendido, também foi feito com o mínimo.

O tipo de aço usado para armadura à flexão nas duas estruturas é bem diferente, pelo fato do aço de protensão precisar ter uma resistência melhor de tração. Para a armadura de concreto convencional foi utilizado aço CA – 50, com diâmetro de 25 mm que tem 5 cm² de área, onde para armaduras a flexão, na seção transversal do meio do vão de 20 m, que é o mais solicitado, tem-se uma $A_s = 200 \text{ cm}^2$ para as duas longarinas. Para armaduras de concreto protendido

foi utilizado aço CP – 190, com cordoalhas de sete fios, de diâmetro nominal igual a 1,52 cm que tem 1, 434 cm² de área, no qual foram utilizadas 60 cordoalhas, totalizando $A_p = 86,04$ cm² em qualquer seção transversal da peça, para as duas longarinas. As armaduras para combater os esforços das forças cortantes, são iguais, foram calculadas por Araújo (2013) as armaduras necessárias para cada seção da ponte, onde foi utilizado aço CA-50 com estribo simples de 10 mm e a armadura mínima $A_{sw,min} = 10,5$ cm²/m.

4.3.3 Outros parâmetros de comparação

Não foi considerado em projeto, para que não houvesse distinção na área da seção transversal de concreto nos dois projetos, mas vale ressaltar que, a estrutura de concreto protendido poderia ser mais esbelta, conseqüentemente mais leve, e sem a necessidade de tantos apoios, visto que, esse tipo de estrutura pode vencer maiores vãos, isso por conta da qualidade superior dos materiais utilizados, havendo uma necessidade de uma menor quantidade de aço, com relação às estruturas de concreto armado.

Com relação à custo, os materiais usados nas estruturas de concreto protendido são mais caros com relação aos de concreto armado, visto que o aço e o concreto precisam ser de melhor qualidade e terem algumas características específicas. Em contra partida, o custo total da mão de obra para execução de estruturas de concreto protendo é mais barato, mesmo que seja uma mão de obra mais cara, a quantidade de horas necessárias para a execução é bem menor comparado com concreto armado.

“O sentido econômico do concreto protendido consiste no fato de que os aumentos percentuais de preços são muitos inferiores aos acréscimos de resistência utilizáveis, tanto para o concreto, como para o aço de protensão.” (PFEIL, 1988, p. 4)

O quadro 7 mostra algumas vantagens e desvantagens de estruturas de concreto protendido, quando comparadas as de concreto armado convencional.

Quadro 7 - Vantagens e desvantagens do concreto protendido em relação ao concreto armado

Vantagens	Desvantagens
<p>a) Durabilidade – pelas grandes exigências, quanto à abertura de fissuras;</p> <p>b) Deformabilidade – equilíbrio do carregamento;</p> <p>c) Materiais de melhor qualidade – utilização de aços especiais, com um maior aproveitamento no seu ELU e concretos de alta resistência;</p> <p>d) Leveza e esbeltez da estrutura – pela qualidade dos materiais, possibilita seções mais esbeltas, vão maiores e estruturas mais leves;</p> <p>e) Menores cisalhamentos – redução da força cortante e da tensão principal de tração;</p> <p>f) Prova de carga – equilíbrio de parte do carregamento da estrutura;</p> <p>g) Maior resistência à fadiga – diante das ações repetitivas, como das pontes, comportasse melhor que as estruturas de concreto armado, visto que a $\Delta\sigma_p$ é menor que a $\Delta\sigma_s$.</p>	<p>a) Corrosão – peças protendidas projetadas sem os devidos cuidados, quando sujeitas a corrosão, pode vir ao colapso brusco;</p> <p>b) Protensão é força ativa – Erros de projeto podem ter a consequência em ruína das estruturas;</p> <p>c) Maiores exigências no projeto – verificações e detalhamentos mais abrangentes;</p> <p>d) Maiores exigências na construção – requer equipamentos especificados, mão de obra treinada, maior controle tecnológico do concreto para a aplicação da protensão.</p>

Fonte: CHOLFE E BONILHA, 2015, p. 45, 46 e 47. Adaptado por Autora.

5 CONCLUSÕES

Conclui-se que, para este trabalho, na qual a estrutura geométrica dos dois projetos é idêntica, posição dos pilares e seção transversal, para que possibilitasse a comparação, a concepção e análise inicial para o dimensionamento das vigas, em estruturas de concreto armado e protendido, não diferem uma da outra, visto que as cargas móveis e permanentes são as mesmas, pois o peso específico dos dois materiais são iguais. Já que as cargas não mudam, as solicitações da viga, momento fletor e esforço cortante, também são os mesmos.

Vale ressaltar que em um projeto prático onde não evidencia este comparativo, existem diferenças na concepção e análise, visto que as estruturas de concreto protendido podem ter uma redução na seção transversal de concreto, tornando a estrutura mais esbelta, com isso possibilitando maiores vãos com a redução da quantidade de pilares.

No dimensionamento à cortante os dois projetos não diferem. Já no dimensionamento a flexão, o procedimento de cálculo dos dois são bem diferentes. Em concreto armado, dar-se em calcular a armadura necessária para suporta os esforços solicitantes, onde a área de aço é dimensionada para combater os momentos negativos e os momentos positivos, separadamente. Já em concreto protendido, pelo fato do aço ser pré-tensionado, devem-se fazer algumas análises de até que ponto o aço pode ser tracionado e até que ponto o concreto resiste àquela compressão causada pelos cabos, depois dos cabos soltos das ancoragens, onde a partir dessas verificações, encontra-se a área da seção transversal da armadura, para combater os momentos solicitantes, diferentemente das armaduras de concreto armado, a armadura é uma só, ou seja, essa armadura é posicionada seguindo a solicitação da estrutura.

No projeto de concreto protendido foi adotado uma seção transversal totalmente comprimida, sem uso de armaduras passivas. Mas vale ressaltar que existe a possibilidade da combinação dos dois tipos de armaduras, passivas e ativas em uma mesma peça, uma complementando a outra para combater os esforços solicitantes. Utilizando-se armadura ativa para ajudar na região comprimida da peça

de concreto armado, como armadura passiva para ajudar na região tracionada da peça de concreto protendido.

As armaduras de concreto armado são locadas antes da concretagem da peça, pelo fato da dependência de uma boa aderência entre os dois materiais, para um bom funcionamento da estrutura. Essas armaduras são pré-fabricadas, onde é solicitada pelo diâmetro do aço necessário. Em concreto protendido, as armaduras são locadas depois da concretagem, por meio de uma bainha que acompanha o arranjo dos cabos, posicionada antes da concretagem. Essas armaduras são fios trefilados, pré-fabricados, onde no canteiro da obra monta-se os cabos com a quantidade de cordoalhas necessárias, específicas para a obra. A injeção da nata de cimento nessas bainhas fazem com que a peça de concreto protendido se torne do tipo aderente.

O tipo de aço das duas estruturas é diferente, visto que para concreto protendido necessita-se de uma resistência maior a tração, pois o aço será pré-tensionado. O concreto, no caso deste trabalho, também muda, pela necessidade de um f_{ck} maior na estrutura de concreto protendido, para resistir melhor à compressão que ele vai sofrer quando as cordoalhas forem soltas dos aparelhos. Mas pode-se utilizar para as duas estruturas o mesmo f_{ck} , no tanto que respeite os mínimos para cada uma das estruturas, exigido por norma.

As duas estruturas, de concreto armado e protendido, têm suas vantagens e desvantagens, escolher uma ou a outra vai depender da necessidade da via na qual pretendesse construir a ponte. No caso da ponte sobre o rio Pau Seco, que foi o objeto de estudo deste trabalho, por questões construtivas e financeiras, por ser uma ponte localizada em uma zona rural, foi construída em concreto armado, que é o tipo de estrutura que melhor se adéqua.

6 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sugestão para trabalhos futuros, para complementação deste trabalho, é interessante elaborar um orçamento para duas estruturas da viga, e fazer uma relação de custo x benefício entre elas.

Recomenda-se a elaboração de outro projeto em concreto protendido das vigas longarinas, propiciando mudanças na seção transversal, visto que estrutura de concreto protendido tem a possibilidade de serem mais esbeltas, pela menor utilização da alma para ocupação com armadura. E também com alterações na posição dos apoios, ou até mesmo retirada de algum, pelo fato de estruturas de concreto protendido vencer maiores vãos que estruturas e concreto armado.

Seria interessante também a mudança do f_{ck} da estrutura de concreto armado, de 25 MPa para 30 MPa, ou seja, deixando com o mesmo f_{ck} utilizado no projeto de concreto protendido, alterando praticamente todo o dimensionamento da estrutura, que iria propiciar seções com menores quantidades de aço.

Elaborar projetos das vigas de outros materiais, como por exemplo, em estrutura de aço, podendo fazer o comparativo das três estruturas, e ainda, fazer um levantamento de custo, para saber qual a mais viável.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

_____. **NBR 6118**: Projetos de estruturas de concreto: procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 7187**: Projetos de pontes de concreto armado e de concreto protendido: procedimentos. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 7188**: Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro, 1982.

_____. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR 14931**: Execução de estruturas de concreto: procedimentos. Rio de Janeiro, 2004.

_____. **NBR 7482**: Fios de aço para concreto protendido. Rio de Janeiro, 1991.

_____. **NBR 8953**: Concretos para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2015.

_____. **NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação. Rio de Janeiro, 2004.

_____. **NBR 7483**: Cordoalhas de aço para concreto protendido. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR 8522**: Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2008.

ARAÚJO, DANIEL LIMA. **Projeto de uma ponte em concreto armado com duas longarinas**. Goiânia, Editora UFG, 2013.

BOTELHO, MANOEL HENRIQUE CAMPOS. **Concreto armado eu te amo**. São Paulo: Editora Edgard Blucher Ltda, 1997.

BOTELHO, MANOEL HENRIQUE CAMPOS. **Concreto armado eu te amo: Resistência dos materiais e concreto armado**. 2. ed. São Paulo: Edgard Blucher Ltda., 1996. 362 p.

CHOLFE, LUIZ. BONILHA, LUCIANA. **Concreto protendido – teoria e prática –2ª edição** – São Paulo: Pini, 2015.

FUSCO, PÉRICLES BRASILIENSE. **Estruturas de concreto – solicitações normais**. Rio de Janeiro, Editora LTC, 1981.

FUSCO, PÉRICLES BRASILIENSE, 1930. **Técnicas de armar as estruturas de concreto** – São Paulo: Pini, 1995.

LEONHAEDT, FRITZ. **Construções de concreto: vol. 6: princípios básicos da construção de pontes de concreto**; tradução João Luís Escosteguy Merino . Rio de Janeiro, Editora Interciência, 1979.

LEONHAEDT, FRITZ. **Construções de concreto: vol. 5: concreto protendido**; tradução João Luís Escosteguy Merino. Rio de Janeiro, Editora Interciência , 1983.

MARCHETTI, OSVALDEMAR. **Pontes de concreto armado**. São Paulo, Editora Edgard Blücher, 2008.

MARCHETTI, OSVALDEMAR. BOTELHO, MANOEL HENRIQUE CAMPOS. **Concreto armado eu te amo, volume 2** – 4ª edição – São Paulo: Blucher, 2015.

PFEIL, WALTER. **Concreto protendido, 1: introdução** – 2.ed. rev. – Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos editora Ltda., 1988.

REVISTA CONCRETO E CONSTRUÇÕES IBRACON. **Aplicando a protensão em pontes, pisos, reservatórios e edificações**. Abril – Junho. 2015.

RUDLOFF. **Catalogo – Concreto protendido, preparação, protensão e injeção**. Disponível em <www.rudloff.com.br>. Acesso em: Março de 2016. São Paulo/Curitiba, 2016.

VASCONCELOS, AUGUSTO CARLOS DE 1922 – **O concreto no Brasil** – São Paulo: Pini, 1992.

ANEXOS

ANEXO A: Tabela de flexão simples.

Tabela de flexão simples						
$\xi d = x/d$	Valores de $k6d$ para concreto de f_{ck}			$k3d$		
	20	25	30	CA-25	CA-50	CA-60B
0,01	1.034	827	689	0,462	0,231	0,192
0,02	519	415	346	0,464	0,232	0,192
0,03	347	278	232	0,466	0,233	0,192
0,04	262	209	174	0,468	0,234	0,192
0,05	210	168	140	0,469	0,235	0,192
0,06	176	141	117	0,471	0,236	0,192
0,07	151	121	101	0,473	0,237	0,192
0,08	133	106	88,6	0,475	0,238	0,192
0,09	119	94,9	79,1	0,477	0,239	0,192
0,10	107	85,8	71,5	0,479	0,240	0,192
0,11	97,9	78,3	65,3	0,481	0,241	0,192
0,12	90,1	72,1	60,1	0,483	0,242	0,192
0,13	83,5	66,8	55,7	0,485	0,243	0,192
0,14	77,9	62,3	51,9	0,487	0,244	0,192
0,15	73,0	58,4	48,7	0,489	0,245	0,192
0,16	68,7	55,0	45,8	0,492	0,246	0,192
0,167	66,1	52,8	44,0	0,493	0,247	0,192
0,17	65,0	52,0	43,3	0,494	0,247	0,192
0,18	61,6	49,3	41,1	0,496	0,248	0,192
0,19	58,6	46,9	39,1	0,498	0,249	0,192
0,20	55,9	44,8	37,3	0,500	0,250	0,192
0,21	53,5	42,8	35,7	0,502	0,251	0,192
0,22	51,3	41,0	34,2	0,504	0,252	0,192
0,23	49,3	39,4	32,9	0,507	0,253	0,192
0,24	47,4	38,0	31,6	0,509	0,254	0,192
0,25	45,8	36,6	30,5	0,511	0,256	0,192
0,259	44,3	35,5	29,6	0,513	0,257	0,192
0,26	44,2	35,4	29,5	0,513	0,257	0,192
0,27	42,7	34,2	28,5	0,516	0,258	0,192

Tabela de flexão simples (continuação)						
$\xi d = x/d$	Valores de $k6d$ para concreto de f_{ck}			$k3d$		
	20	25	30	CA-25	CA-50	CA-60B
0,28	41,4	33,1	27,6	0,518	0,259	0,192
0,29	40,2	32,1	26,8	0,520	0,260	0,192
0,30	39,0	31,2	26,0	0,523	0,261	0,192
0,31	37,9	30,3	25,3	0,525	0,263	0,192
0,32	36,9	29,5	24,6	0,528	0,264	0,192
0,33	35,9	28,8	24,0	0,530	0,265	0,192
0,34	35,0	28,0	23,4	0,533	0,266	0,192
0,35	34,2	27,4	22,8	0,535	0,267	0,192
0,36	33,4	26,7	22,3	0,537	0,269	0,192
0,37	32,7	26,1	21,8	0,540	0,270	0,192
0,38	31,9	25,6	21,3	0,543	0,271	0,192
0,39	31,3	25,0	20,8	0,545	0,273	0,192
0,40	30,6	24,5	20,4	0,548	0,274	0,192
0,41	30,0	24,0	20,0	0,550	0,275	0,192
0,42	29,5	23,6	19,6	0,553	0,276	0,192
0,43	28,9	23,1	19,3	0,556	0,278	0,192
0,44	28,4	22,7	18,9	0,558	0,279	0,192
0,442	28,3	22,6	18,9	0,559	0,279	0,192
0,45	27,9	22,3	18,6	0,561	0,281	
0,46	27,4	21,9	18,3	0,564	0,282	
0,469	27,0	21,6	18,0	0,566	0,283	
0,47	27,0	21,6	18,0	0,567	0,283	
0,48	26,5	21,2	17,7	0,569	0,285	
0,49	26,1	20,9	17,4	0,572	0,286	
0,50	25,7	20,6	17,2	0,575	0,288	

Fonte: MARCHETTI, 2008.

ANEXO B: Características mecânicas especificadas para aços de protensão.

Designação	Tipo	Resistência característica à ruptura (f_{ptk})			Limite de escoamento convencional ($f_{pyk} = f_{p0,2k}$)			Tensão corr. à def. unit. resid. 0,1% ($f_{p0,1k}$)			Limite elástico (f_{pel})			Alongamento unit. de ruptura (ϵ_{rut}) %	Relaxação a 1 000 horas, a 20°C, na tensão $\sigma_p = 0,7 f_{ptk}$
		kgf/mm ² kN/cm ²	kgf/cm ²	N/mm ² MPa	kgf/mm ² kN/cm ²	kgf/cm ²	N/mm ² MPa	kgf/mm ² kN/cm ²	kgf/cm ²	N/mm ² MPa	kgf/cm ²	N/mm ² MPa			
CP 105	barra	105	10 500	1 050	80	8 000	800	105	10 500	1 050	70	7 000	700		
CP 125	barra	125	12 500	1 250	110	11 000	1 100	125	12 500	1 250	100	10 000	1 000		
CP 150 RN	fio	150	15 000	1 500	128	12 800	1 280	123	12 300	1 230	110	11 000	1 100	6	5
CP 175 RN	cordoalha	175	17 500	1 750	150	15 000	1 500	145	14 500	1 450	125	12 500	1 250	3,5	7
CP 175 RB	cordoalha	175	17 500	1 750	158	15 800	1 580	153	15 300	1 530	125	12 500	1 250	3,5	2
CP 190 RN	cordoalha	190	19 000	1 900	160	16 000	1 600	155	15 500	1 550	140	14 000	1 400	3,5	7
CP 190 RB	cordoalha	190	19 000	1 900	170	17 000	1 700	164	16 400	1 640	140	14 000	1 400	3,5	2