



UNIVERSIDADE DO SUL DE SANTA CATARINA
JOÃO PAULO PATRÍCIO

ANÁLISE COMPARATIVA DA VIABILIDADE TÉCNICA E ECONÔMICA DE
VIGAS ARMADAS E PROTENDIDAS

Tubarão
2019

JOÃO PAULO PATRÍCIO

**ANÁLISE COMPARATIVA DA VIABILIDADE TÉCNICA E ECONÔMICA DE
VIGAS ARMADAS E PROTENDIDAS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Curso de Engenharia Civil da Universidade
do Sul de Santa Catarina como requisito parcial
à obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Esp. Beatriz Anselmo Pereira

Tubarão

2019

JOÃO PAULO PATRÍCIO

**ANÁLISE COMPARATIVA DA VIABILIDADE TÉCNICA E ECONÔMICA DE
VIGAS ARMADAS E PROTENDIDAS**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado à obtenção do título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo Curso de Engenharia Civil da Universidade do Sul de Santa Catarina.

Tubarão, 17 de junho de 2019

Beatriz Anselmo Pereira

Professor e orientador Beatriz Anselmo Pereira, Esp.
Universidade do Sul de Santa Catarina

Paulo Ricardo Matos

Prof. Paulo Ricardo Matos, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

Renan Medeiros

Prof. Renan Medeiros, Msc.
Universidade do Sul de Santa Catarina

Dedico esse trabalho a todos que contribuíram de alguma forma, para minha formação acadêmica.

AGRADECIMENTOS

Quero agradecer primeiramente a Deus, por me conceder a bênção de poder concluir uma faculdade de engenharia.

Meus professores em especial minha orientadora Prof. Beatriz Anselmo Pereira, por aceitar o meu convite para orientação do presente trabalho.

Aos amigos que sempre me incentivaram a nunca desistir dos meus objetivos pretendidos.

Em especial, toda minha família, pelo suporte fornecido, sem os quais, eu jamais conseguiria chegar até aqui.

Que Deus abençoe a todos, em geral.

“A imaginação é mais importante que a ciência, porque a ciência é limitada, ao passo que a imaginação abrange o mundo inteiro” (Albert Einstein).

RESUMO

Este trabalho teve como objetivo apresentar as principais diferenças de vigas armadas e protendidas, tanto nos aspectos técnicos como econômicos. Para isso foi abordada uma pesquisa do tipo exploratória, visando a comparação das duas técnicas mencionadas, sob alguns aspectos e comportamentos. A partir dos dados obtidos, observou-se que à medida que se reduz a seção transversal da viga em função do aumento da resistência característica do concreto, as deflexões imediatas tendem a aumentar. Contudo, nesse aspecto, as vigas protendidas apresentaram melhores resultados na medida que se aumentam os vãos. Quanto ao consumo de aço, as vigas apresentaram resultados proporcionais, para todos os vãos, conforme aumenta a resistência, aumenta a área de aço necessária, contudo, as vigas protendidas apresentaram maior consumo de aço. Sob o contexto geral, sob a análise técnica, para os vãos analisados, as vigas protendidas foram preferíveis, contudo, quanto a economia de materiais, as vigas protendidas se tornaram menos viáveis, tendo em vista que o consumo de aço, foi maior.

Palavras-chave: Viga de concreto armado. Viga de concreto protendido. Comportamento estrutural.

ABSTRACT

This work aimed to present the main differences between reinforced and prestressed beams, both in technical and economic aspects. For this, a research of the exploratory type was approached, aiming the comparison of the two mentioned techniques, under some aspects and behaviors. From the obtained data, it was observed that as the cross section of the beam is reduced as a function of the increase of the resistance, the immediate deflections tend to increase. However, in this aspect, the prestressed beams presented better results as the spans were increased. As for the steel consumption, the beams presented proportional results, for all spans, as the resistance increases, the required steel area increases, however, the prestressed beams also presented higher steel consumption. In the general context, under the technical analysis, for the analyzed spans, the prestressed beams were preferable, however, as for the material economy, the prestressed beams became less viable, since steel consumption was higher.

Keywords: Reinforced concrete beam. Prefabricated concrete beam. Structural behavior.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Diagrama tensão-deformação do concreto a compressão.....	24
Figura 2- Representação dos possíveis domínios de deformações.....	29
Figura 3 - Domínio 1 de deformação.....	30
Figura 4 - Domínio 2 de deformação.....	30
Figura 5 - Domínio 3 de deformação.....	31
Figura 6 - Domínio 4 de deformação.....	32
Figura 7 - Relação dos métodos construtivos para Concreto Protendido.....	35
Figura 8 - Esquema construtivo de protensão pré-aderente	35
Figura 9 – Macaco Hidráulico	41
Figura 10 – Cunhas bi-partidas e porta cunhas	41
Figura 11 - Ilustrações dos vãos adotados	43
Figura 12 - Seção transversal da viga em estudo.....	44
Figura 13 - Demonstração seção transversal da viga	45
Figura 14 - Área de concreto de envolvimento da armadura	47
Figura 15 - Viga protendida.....	53
Figura 16 - Gráfico consumo de materiais	61
Figura 17 – Gráfico consumo de concreto e altura das vigas.....	62
Figura 18 – Gráfico flechas imediatas e diferidas	62

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classes de agressividade ambiental.....	25
Tabela 2 - Cobrimento nominal das armaduras.....	26
Tabela 3 - Valores limites para formação de fissuras.....	27
Tabela 4 - Coeficientes de ponderações	28
Tabela 5 - Exigências ao tipo de protensão	38
Tabela 6 - Dados iniciais	44
Tabela 7 - Parâmetros para protensão.....	53
Tabela 8 - Tabela Resumo	60

LISTA DE ABREVEATURAS E SIGLAS

NBR	Norma Brasileira regulamentadora
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CA-25	Aço 250 MPa
CA-50	Aço 500 MPa
CA-60	Aço 600 MPa
CAA	Classe de Agressividade ambiental
ELU	Estado limites últimos
ELS	Estados limites de serviços
ELS-F	Estados limites de formação de fissuras
ELS-W	Estados limites de abertura de fissuras

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área
$f_{tk,inf}$	Resistência característica do concreto à tração inferior
$f_{tk,m}$	Resistência característica do concreto à tração média
$f_{tk,sup}$	Resistência característica do concreto à tração superior
f_{ck}	Resistência característica do concreto
E _{ci}	Módulo de elasticidade inicial
E _{cs}	Módulo de elasticidade secante
a/c	Relação água/cimento
γ_{f2}	Coefficiente para combinações quase permanente e acidentais
Ψ_1	Coefficiente de combinações quase permanente
Ψ_2	Coefficiente dependente das condições de vinculação e dimensões da laje
D	Altura útil
Ψ_3	Coefficiente que depende do tipo de combinações das ações
Cm	Centímetros
kN	Quilonewton
ν	Coefficiente de Poisson
h	Altura
α	Parâmetro que reflete a geometria da viga
m ²	Metro quadrado
m ³	Metro cúbico
p	Carga
M _d	Momento majorado de cálculo
M _r	Momento de fissuração
F _{ct}	Resistência a tração direta do concreto
Y _t	Distância entre a a linha neutra e a face mais tracionada da viga
b _w	Largura da seção
ρ_s	taxa de Armaduras
ρ_{min}	Armaduras mínimas
A _s	Área de aço
A _c	Área de concreto da seção
cm ²	Centímetro quadrado
m	Metro
c	Cobrimento

\emptyset	Diâmetro
f_{cd}	Resistência minorada do concreto
f_{yd}	Resistência do aço minorada pelo fator de segurança
K	Coefficiente em relação a altura útil
σ_{cp}	Força longitudinal na seção devida a protensão ou carregamento
γ_c	Coefficiente de segurança do concreto

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1- Cálculo da resistência à compressão	22
Equação 2- Resistência à tração no banzo superior.....	23
Equação 3- Resistência à tração no banzo inferior.....	23
Equação 4- Resistência média à tração direta	23
Equação 5- Determinação do módulo de elasticidade do concreto à compressão longitudinal	24
Equação 6- Equação do módulo de elasticidade secante.....	24
Equação 7- Tensão admissível no concreto.....	37
Equação 8- Limite para abertura de fissuras	38
Equação 9- Profundidade da linha neutra.....	46
Equação 10- Área de armadura longitudinal	46
Equação 11- Estado limite de formação de fissuras	47
Equação 12- Estado limite de formação de fissuras	47
Equação 13- Momento de inércia no estágio II.....	48
Equação 14- Momento ativo de serviço	49
Equação 15- Tensão na armadura mais próxima da linha neutra	49
Equação 16- Módulo de elasticidade secante	49
Equação 17- Momento de serviço	50
Equação 18- Momento de fissuração.....	50
Equação 19- Inércia equivalente.....	51
Equação 20- Flecha imediata.....	51
Equação 21- Flecha diferida.....	51
Equação 22- Flecha total no tempo infinito.....	52
Equação 23- Tensão inicial nos cabos de protensão.....	53
Equação 24- Estimativa do número de cabos	54
Equação 25- Estado limite de descompressão.....	54
Equação 26- Estimativa de tensão nos cabos de protensão	55
Equação 27- Comprimento de ancoragem da armadura ativa no concreto	56
Equação 28- Comprimento de ancoragem para as vigas pré-tracionadas	56
Equação 29- Tensão máxima de tração	56
Equação 30- Tensão máxima de compressão	56
Equação 31- Força de tração na viga.....	57
Equação 32- Área de armadura passiva.....	57

Equação 33- Cálculo do KMD	57
Equação 34- Profundidade da linha neutra.....	57
Equação 35- Área de armadura ativa.....	58

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	20
1.1	JUSTIFICATIVA	20
1.2	OBJETIVO	21
1.2.1	Objetivo geral	21
1.2.2	Objetivos específicos	21
2	REVISÃO DE LITERATURA.....	22
2.1	PROPRIEDADES DO CONCRETO PARA ESTRUTURAS.....	22
2.1.1	Resistência à compressão.....	22
2.1.2	Resistência à tração.....	23
2.1.3	Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson.....	23
2.2	DURABILIDADE DA ESTRUTURA DE CONCRETO	24
2.2.1	Classe de agressividade ambiental.....	25
2.2.1.2	Cobrimento das armaduras	25
2.2.2	Segurança e estados limites	26
2.2.2.2	Estado limite último	26
2.2.2.3	Estado limite de serviço.....	26
2.2.3	Ações nas estruturas de concreto.....	27
2.2.3.2	Combinação das ações.....	28
2.2.4	Domínios de deformação	28
2.2.4.2	Domínio 1 de deformação	29
2.2.4.3	Domínio 2 de deformação	30
2.2.4.4	Domínio 3 de deformação	31
2.2.4.5	Domínio 4 de deformação	31
2.3	CONCRETO ARMADO	32
2.3.1	Materiais	33
2.3.1.1	Concreto	33
2.3.1.2	Aço	33
2.4	CONCRETO PROTENDIDO	34
2.4.1	Métodos construtivos	35
2.4.2	Grau de protensão.....	37
2.4.2.1	Protensão completa.....	37
2.4.2.2	Protensão limitada	37

2.4.2.3	Protensão Parcial	37
2.4.3	Escolha do grau de protensão	38
2.4.4	Perdas de protensão	38
2.4.5	Materiais	39
2.4.5.1	Concreto	39
2.4.5.2	Aço de protensão	40
2.4.5.3	Equipamentos para protensão no sistema pré-tracionado	40
3	MATERIAIS E MÉTODOS	42
3.1	VARIÁVEIS DA PESQUISA	42
3.2	DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO.....	45
3.2.1	Pré dimensionamento.....	45
3.2.2	Dimensionamento das armaduras longitudinais	45
3.2.3	Disposição da armadura	46
3.2.4	Verificação quanto ao estado limite de fissuração	47
3.2.4.1	Momento de inércia no estágio II.....	48
3.2.4.2	Momento ativo para combinação de serviço	48
3.2.4.3	Tensão na armadura em análise.....	49
3.2.5	Estado limite de deformação excessiva (ELS – DEF)	49
3.2.6	Momento de fissuração	50
3.2.7	Flecha imediata.....	50
3.2.8	Flecha diferida	51
3.3	DIMENSIONAMENTO VIGA DE CONCRETO PROTENDIDO.....	52
3.3.1	Concreto Protendido	52
3.3.2	Tensão inicial nos cabos de protensão	53
3.3.3	Estimativa do número de cabos	54
3.3.4	Estado limite de descompressão.....	54
3.3.5	Estimativa no tempo imediato para ELU	55
3.3.6	Perdas de protensão	55
3.3.7	Cabo representante	55
3.3.8	Verificação da fissuração.....	55
3.3.9	Verificação da transferência de esforços das armaduras ativas para o concreto .	56
3.3.10	Verificação da ruptura no tempo zero (ruptura simplificada)	56
3.3.11	Armadura Passiva	57
3.3.12	Verificação das tensões no tempo infinito	57

3.3.13	Determinação de área de aço de protensão para tempo infinito.....	57
3.3.14	Cálculo da Flecha imediata das vigas protendidas	58
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	59
5	CONCLUSÃO.....	63
	REFERÊNCIAS	64
	ANEXO A – TABELA UTILIZADA PARA OS CÁLCULOS DAS VIGAS PROTENDIDAS	66
	ANEXO B - UTILIZADA PARA OS CÁLCULOS DAS VIGAS PROTENDIDAS.....	67

1 INTRODUÇÃO

Sabe-se que o concreto está presente em, praticamente, todas as obras, desde pequenas edificações, como residências, até obras de infraestrutura. A Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP, 2013), em um estudo, afirmou que o a produção de concreto em centrais, entre os anos de 2005 e 2012, teve um aumento de 180%. Porém esse aumento não se manteve no Brasil nos últimos 4 anos, entretanto, de acordo com Paulo Camilo (2018), presidente do sindicato nacional da indústria do cimento (SNIC), o cenário econômico atual da indicativos de retomada de crescimento do uso do cimento no Brasil. O aumento no consumo deste material deve-se, principalmente, ao crescimento da construção civil. As inovações nesse meio, como novos sistemas de formas, bombas de maior alcance, aperfeiçoamento nas propriedades do concreto, permitiram uma maior utilização do concreto, uma vez que estas inovações possibilitam que ele se adeque às mais diversas finalidades solicitadas.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), concreto estrutural refere-se ao concreto quando utilizado como material estrutural. A norma supracitada informa que existem elementos de concreto simples estrutural – quando não há qualquer tipo de armadura, elementos de concreto armado e de concreto protendido. No Brasil é bem difundido o uso do concreto armado, onde ocorre a aderência entre concreto e armadura, ainda, a armadura não sofre nenhum tipo de tensionamento inicial. É de conhecimento geral que o concreto não resiste bem quando submetido à tração, por isso a inclusão da armadura nos elementos estruturais de concreto.

Bastos (2019) afirma que o concreto protendido surgiu a fim de melhorar o concreto armado, comumente utilizado. Assim, é feito o tensionamento prévio na armadura, o que gera tensões prévias de compressão no concreto. Tal situação irá reduzir as tensões de tração final, quando a peça for submetida ao carregamento externo.

1.1 JUSTIFICATIVA

Bastos (2015), afirma que a utilização do concreto é vantajosa, por se moldar a qualquer forma, entretanto, os arranjos estruturais tem uma boa dinâmica em função disso. Contudo, com o avanço da tecnologia, surgiram novos mecanismos no uso do aço, aplicando esforços prévios no mesmo, promovendo uma maior solidarização entre os componentes do concreto. Esse mecanismo, implica na redução da seção transversal da viga de concreto, conferindo à mesma, menor carregamento, haja vista que o concreto é um material com peso

próprio elevado, da ordem de 2500 kg/m³, isto implica também na redução do frete no caso das vigas pré-fabricadas.

Assim, sob esse contexto, buscou-se investigar quando o concreto protendido se torna mais viável técnica e economicamente, bem como analisar alguns comportamentos da estrutura, quando comparada uma viga de concreto armado.

Por isso pergunta-se: **Qual seria, a melhor escolha entre concreto armado e protendido, técnica e economicamente para vigas com vãos entre 5 e 9 metros, em estudo exploratório realizado na cidade de Tubarão no ano de 2019?**

1.2 OBJETIVO

Neste item serão abordados o objetivo geral e específicos elencados para o desenvolvimento desta pesquisa.

1.2.1 Objetivo geral

Comparar, de modo técnico e econômico, vigas que atendam vãos entre 5 e 9 metros de comprimento, sob mesmo carregamento externo, produzidas em concreto armado e concreto protendido.

1.2.2 Objetivos específicos

Com o intuito de alcançar o objetivo geral proposto por esta pesquisa foram listados os objetivos específicos necessários:

- a) Descrever os processos construtivos do concreto armado e protendido;
- b) Dimensionar as vigas em concreto armado e protendido para diferentes níveis de resistência;
- c) Analisar o comportamento do concreto armado e protendido;
- d) Apresentar a modalidade mais viável técnica e economicamente;
- e) Comparar e analisar os resultados obtidos.

2 REVISÃO DE LITERATURA

Este capítulo abordará os conceitos de concreto armado e protendido, suas principais propriedades mecânicas, bem como procedimentos de verificações para segurança e durabilidade das estruturas

2.1 PROPRIEDADES DO CONCRETO PARA ESTRUTURAS

Neste item serão apresentadas as propriedades do concreto, que são comuns para o concreto armado e concreto protendido. Propriedades essas que são de grande importância se conhecer para a realização de um cálculo estrutural.

2.1.1 Resistência à compressão

Segundo Helene e Terzian (1992) a propriedade de resistência à compressão dos concretos é comumente empregada para a realização do controle de qualidade dos concretos. Os autores afirmam que isso pode ocorrer devido sua fácil execução e também por ser uma propriedade que pode variar muito devido diferentes composições da mistura, o que possibilita a percepção de modificações em outras propriedades do concreto.

A resistência à compressão, segundo os autores supracitados, pode ser influenciada devido: ao tipo de cimento, os agregados, a água, os aditivos, além da proporção desses materiais. Ainda, o método de mistura, os equipamentos utilizados e o controle de qualidade, podem alterar o valor da resistência à compressão do concreto.

Para fins estruturais, a NBR 8953 (ABNT, 2015) classifica o concreto em dois grupos, de acordo com a resistência característica à compressão (f_{ck}). Assim, o grupo I enquadra as classes C20 a C50 – f_{ck} entre 20 e 50 MPa. E o grupo II possui as classes C55 à C100 – f_{ck} entre 55 e 100 MPa.

A determinação da resistência à compressão do concreto é realizada conforme os preceitos da NBR 5739 (ABNT, 2018), assim, o corpo de prova – amostra de concreto em formato cilíndrico moldado in loco – é submetido ao rompimento à compressão conforme idade especificada em projeto. O cálculo da resistência se dá através da seguinte equação:

$$f_c = \frac{4F}{\pi \times D^2} \quad (1)$$

Onde:

f_c é a resistência à compressão, expressam em megapascal (MPa);

F é a força máxima alcançada, expressa em newtons (N);

D é o diâmetro do corpo de prova, expresso em milímetros (mm);

2.1.2 Resistência à tração

Bastos (2006), afirma que a resistência do concreto à tração, representa apenas 10% da resistência à compressão. A NBR 12142 (ABNT 2010), determina ensaios de tração direta, tração na flexão e tração por compressão diametral. Contudo, na ausência desses ensaios, e também em função da complexidade de realização do ensaio de tração direta, a norma fornece equações em função da resistência a compressão do concreto. As equações 2 e 3, fornecem as resistências à tração superior e inferior, respectivamente:

$$f_{ctk, sup} = 1,3 * f_{ct, m} \quad (2)$$

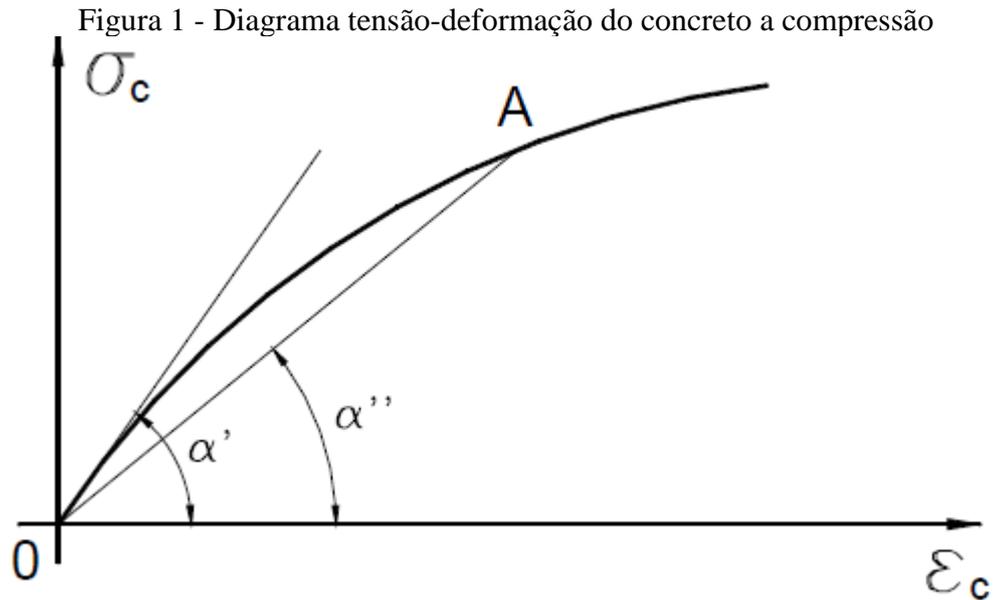
$$f_{ctk, inf} = 0,7 * f_{ct, m} \quad (3)$$

Na falta de valores para $f_{ct, m}$, a resistência média à tração pode ser deduzida através da expressão:

$$f_{ct, m} = 0,3^3 \sqrt{f_{ck}^2} \quad (4)$$

2.1.3 Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson

Quando o concreto é submetido aos esforços externos, tende a se deformar. O módulo de elasticidade é obtido por meio do diagrama tensão x deformação do concreto (Figura 1). Devido a não linearidade do diagrama, o valor do módulo de elasticidade pode ser calculado com infinitos valores (BASTOS, 2006).



Fonte: Bastos (2006, p. 74).

O módulo de elasticidade demonstra a rigidez do material, ou seja, a tensão necessária para deformação do mesmo, através de ensaios, ou por meio de equações fornecidas pela NBR 6118 (ABNT, 2014), utilizando apenas a resistência característica do concreto (f_{ck}), após os 28 dias de idade: As equações 5 e 6, determinam os módulos de elasticidade tangente e secante respectivamente:

$$E_{ci} = \alpha e * 5600 * \sqrt{f_{ck}} \quad (5)$$

$$E_{cs} = 0,85 * E_{ci} \quad (6)$$

A relação entre a deformação transversal e longitudinal é definida como coeficiente de Poisson, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 25), no item 8.2.9, “[...] para tensões de compressão menores que $0,5 f_c$ e tensões de tração menores que f_{ct} , o coeficiente de Poisson ν pode ser tomado como igual a 0,2”.

2.2 DURABILIDADE DA ESTRUTURA DE CONCRETO

Mehta e Monteiro (2014) afirmam que é de extrema importância que os projetistas de estruturas tenham o conhecimento quanto à durabilidade dos materiais utilizados. Isso se faz necessário uma vez que são comuns casos de patologias das estruturas, e estas podem acarretar diretamente na vida útil da obra, além de trazer custos adicionais de reparos, por exemplo.

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), as estruturas de concreto devem ser projetadas de modo que atendam as premissas de segurança e durabilidade, para que a obra

tenha bom desempenho em toda sua vida útil. Para isso, a norma supracitada enfatiza alguns itens, conforme serão citados a seguir.

2.2.1 Classe de agressividade ambiental

Quanto ao desempenho da estrutura, é imprescindível saber onde ela estará inserida, e conhecer as características desse local, pois esse ambiente pode influenciar diretamente na vida útil da estrutura (LIMA, 2011).

Segundo Bastos (2006), as ações químicas e físicas implicam na deterioração da estrutura de concreto, e o grau desta deterioração está relacionado com o tipo de ambiente que a estrutura está inserida. Assim, a classe de agressividade a ser adotada no dimensionamento se faz muito relevante, e depende principalmente do tipo de ambiente em que será realizada a obra. Por exemplo, próximo de ambientes marinhos, a presença de elementos agressivos (cloretos), tende a serem maiores, assim, necessita-se maior proteção das armaduras para evitar a corrosão das mesmas. A tabela 1, retirada da NBR 6118 (ABNT, 2014), apresenta as classes de agressividade ambiental que devem ser consideradas.

Tabela 1 - Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do Tipo de ambiente	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha Industrial	Grande
IV	Muito forte	Industrial Respingos de maré	Elevado

Fonte: NBR 6118 (ABNT 2014, p.35)

2.2.1.2 Cobrimento das armaduras

O cobrimento das armaduras está diretamente relacionado à classe de agressividade. Este se faz necessário para proteção da armadura. Assim, a NBR 6118 (ABNT 2014), demonstra através da tabela 2, os parâmetros mínimos para cada tipo elemento estrutural, conforme sua classe de agressividade.

Tabela 2 - Cobrimento nominal das armaduras

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

Fonte: NBR 6118 (ABNT 2014, p.38)

Observa-se, na tabela 2, que as armaduras de vigas e pilares são mais resguardadas, quando comparadas a outros elementos estruturais, isso se deve a estes terem mais importância no que se refere a sustentação global da estrutura.

2.2.2 Segurança e estados limites

A segurança ao usuário de estruturas de concreto armado, é o principal aspecto a ser considerado, para isto, de acordo com Bastos (2006), são adotados critérios de segurança, como a majoração dos carregamentos e a minoração da resistência da estrutura, tanto do concreto, quanto do aço.

2.2.2.2 Estado limite último

A NBR 6118 (ABNT, 2014), define o estado limite último como o estado em que a estrutura não resiste às solicitações externas, implicando no colapso da mesma. A estrutura passa a estar segura, quando as verificações recomendadas pela norma forem atendidas.

2.2.2.3 Estado limite de serviço

O estado limite de serviço, está relacionado com a boa funcionalidade, durabilidade da estrutura e o conforto do usuário. Nesse sentido a NBR 6118 (ABNT 2014), estabelece alguns parâmetros a serem verificados, conforme consta na tabela 3, para que esses limites não sejam ultrapassados. Os limites que devem ser verificados são: “Estado limite de formação de fissuras (ELS-F), Estado limite de abertura das fissuras (ELS-W), estado limite de deformações excessivas (ELS-DEF), estado limite de vibrações excessivas (ELS-VE)”. (BASTOS 2006, p. 51)

Tabela 3 - Valores limites para formação de fissuras

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

Fonte: NBR 6118 (ABNT 2014, p.98)

Cabe ressaltar que para concreto simples, não há exigência da norma quanto a formação e/ou abertura de fissuras, pois esses elementos não possuem armaduras, sendo assim não corre risco de corrosão.

2.2.3 Ações nas estruturas de concreto

As ações a serem consideradas nos projetos de estrutura de concreto, são solicitações externas a elas impostas, segundo a NBR 8681 (ABNT, 2014), estas ações, podem ser classificadas em: permanentes, variáveis e excepcionais.

Para Bastos (2006), as ações permanentes são aquelas que se mantem constantes sob toda vida útil da estrutura. São elas: peso próprio, peso dos elementos construtivos fixos, eventuais empuxos fixos. Já as ações variáveis contemplam os esforços em que a estrutura poderá sofrer ao longo de sua vida útil, esforços laterais provocados pelos ventos, frenagem de veículos, (nos casos de pontes e viadutos), entre outros. As ações excepcionais, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), são esforços com baixa probabilidade de ocorrência; entretanto, seus efeitos são imprevistos, por exemplo eventuais impactos de veículos, incêndios e enchentes.

2.2.3.2 Combinação das ações

As ações devem ser consideradas nos cálculos conforme a probabilidade de simultaneidade de suas combinações. Para isso, a NBR 6118 (ABNT, 2014), mencionada na tabela 4, fornece coeficientes de ponderações para cada combinação de ação em que a estrutura possa sofrer.

Tabela 4 - Coeficientes de ponderações

Ações		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longo período de tempo, nem elevadas concentrações de pessoas	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação a média anual local	0,6	0,5	0,3

Fonte: NBR 6118 (ABNT 2014, p.83).

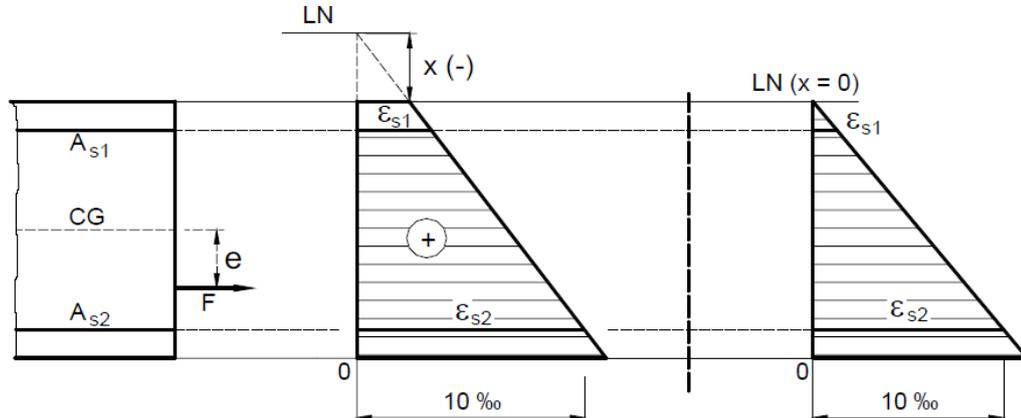
Em geral, o coeficiente de ponderação para o estado limite de serviço, é dado pela expressão $\gamma_f = \gamma_{f2}$, onde γ_{f2} , tem valor variável, conforme a tabela 4 NBR 6118 (ABNT 2014).

- a) $\gamma_{f2} = 1$ para combinações raras;
- b) $\gamma_{f2} = \psi_1$ para combinações frequentes;
- c) $\gamma_{f2} = \psi_2$ para combinações quase permanentes.

2.2.4 Domínios de deformação

De acordo com a quantidade de aço disposta na seção transversal, têm-se as representações para cada configuração de deformação no concreto, de acordo com Bastos (2006), os domínios são representações das deformações que ocorrem na seção transversal dos elementos estruturais. As deformações são de alongamento e de

Figura 3 - Domínio 1 de deformação



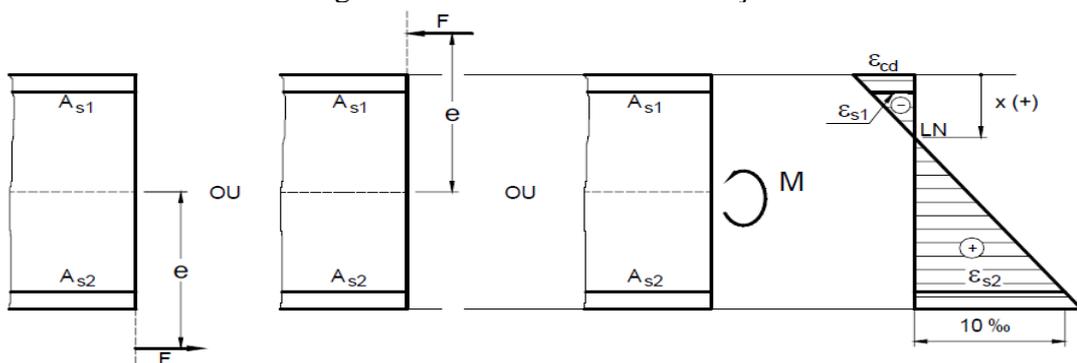
Fonte: Bastos (2006, p. 85).

De acordo com Bastos (2006), nessa configuração de esforços, o alongamento da armadura tracionada se fixa em 10‰, entretanto, toda a viga se encontra tracionada, no estado de serviço.

2.2.4.3 Domínio 2 de deformação

O mesmo autor afirma que o domínio 2 é caracterizado pela presença de esforços tanto de tração, como de compressão. Esses esforços são de grande excentricidade, sendo que a posição da linha neutra varia entre ($0 < x \leq 0,256d$), (conforme ilustra a figura 4), e o encurtamento do banzo comprimido pode chegar até 3,5‰.

Figura 4 - Domínio 2 de deformação



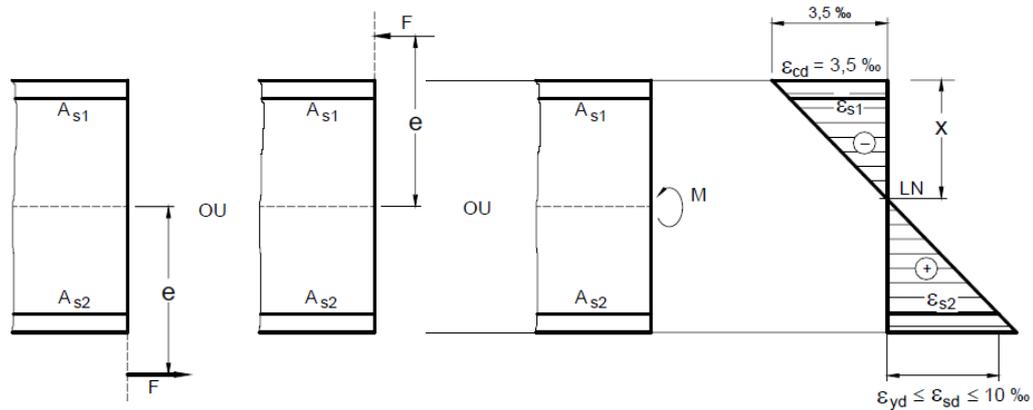
Fonte: Bastos (2006, p. 86)

Nessa configuração de esforços, apesar de a linha neutra já se localizar dentro da seção, a armadura tracionada atinge seu limite de deformação no estado limite último, sem que o concreto atinja seu encurtamento máximo que é 3,5‰.

2.2.4.4 Domínio 3 de deformação

Almeida (2002), afirma que no domínio 3, assim como no 2, ocorre flexão na viga, entretanto, em função da posição da linha neutra estar entre $0,259d < x \leq xy$. Nessa configuração, obtém-se um maior aproveitamento tanto do aço, como do concreto, implicando em avisos prévios, na ocasião de ruptura da estrutura, portanto, esse é o domínio recomendado para o dimensionamento da viga, e será adotado no dimensionamento das vigas deste trabalho.

Figura 5 - Domínio 3 de deformação



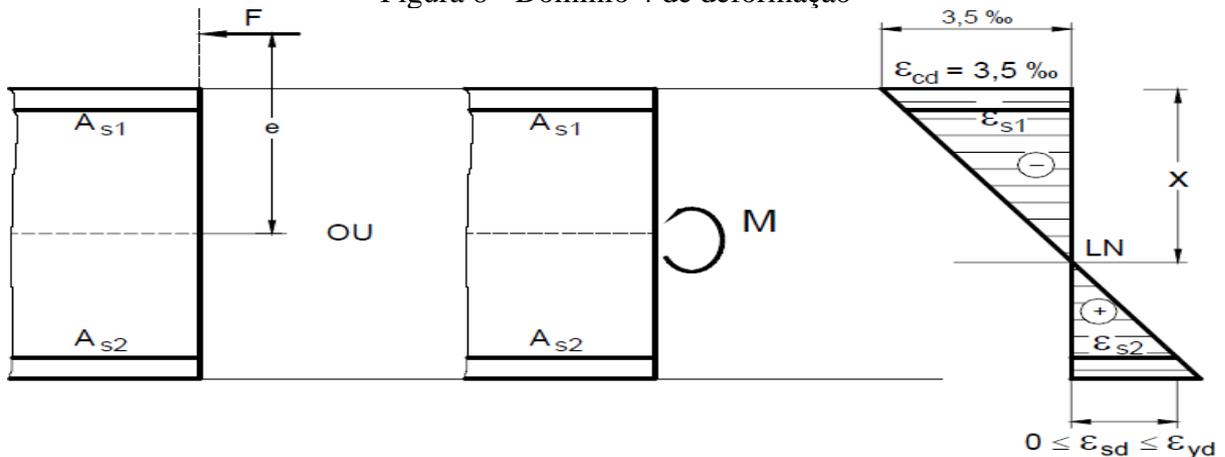
Fonte: Bastos (2006, p. 86)

Conforme explica Bastos (2006), nessa configuração de esforços, a ruptura por compressão do concreto, ocorre simultaneamente com o escoamento da armadura mais tracionada.

2.2.4.5 Domínio 4 de deformação

O domínio 4 engloba esforços de flexão composta, com pequena excentricidade, Almeida (2002), explica que a linha neutra se localiza entre $xy < x \leq d$, nesse sentido, o concreto na zona comprimida chega ao seu estado limite de encurtamento, que é de 0,35%, enquanto a armadura nesse estado não alcança seu patamar de escoamento f_{yd} . Segundo a NBR 6118 (ABNT 2014), esse domínio deve ser evitado, pois a estrutura em uma situação de colapso, não apresenta avisos prévios.

Figura 6 - Domínio 4 de deformação



Fonte: Bastos (2006, p. 87)

Pode-se ocorrer também o domínio/A de deformação, nessa configuração, tem-se flexão composta na viga, o mesmo esforço que acontece com os pilares, sendo que nesse caso, a maior parte da seção é solicitada no âmbito da compressão, e uma pequena parcela é tracionada.

2.3 CONCRETO ARMADO

De acordo com Bastos (2006), o concreto é largamente utilizado no mundo, de acordo com o autor, o concreto armado surgiu na França, no ano de 1849, sendo que em sua primeira obra, um barco, que fora construído com tela de fios, preenchidos com argamassa. Algumas de suas características, são atrativas como o baixo preço dos agregados, o fato de poder se moldar de acordo com a necessidade, bem como a boa resistência conferida à mistura, não exigir mão de obra especializada, entre outras. Entretanto, o mesmo apresenta baixa resistência quando solicitado à tração, sendo esse valor apenas 10% da resistência à compressão. Nesse sentido, surgiu a necessidade de se introduzir armadura no concreto. Estas são dispostas convenientemente na zona tracionada, promovendo assim, com a aderência garantida, um conjunto solidário resistente às solicitações impostas ao sistema.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece as diretrizes de dimensionamento para que o concreto apresente a resistência necessária para diversas solicitações. Ainda de acordo com essa norma, o fator água cimento da mistura deve ser prezado, de acordo com a classe de agressividade ambiental, bem como a resistência característica do concreto em questão. Esses parâmetros citados pela norma abrangem tanto concreto armado, como o protendido.

2.3.1 Materiais

Neste item serão apresentados os materiais comumente utilizados na realização de concreto armado.

2.3.1.1 Concreto

Parte fundamental das peças de concreto armado, o material é constituído por cimento, água e agregados, podendo conter outras adições, como aditivos, fibras, entre outros.. Entretanto, para se ter um material de qualidade e que atenda ao que se solicita, deve-se ter conhecimento quanto a proporção dos insumos (HELENE; ANDRADE, 2010)

Para as estruturas de concreto armado, a NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que a classe de resistência deste material deve ser igual ou superior à classe C20, ou seja, os concretos para este tipo de estrutura devem ter resistência característica mínima de 20 MPa. Quanto à massa específica, esta deve estar entre 2000 kg/m³ e 2800 kg/m³, a norma citada ainda permite adotar o valor de 2500 kg/m³ para o concreto armado quando não se conhece a massa específica real utilizada.

2.3.1.2 Aço

Empregado no concreto para resistir aos esforços de tração, o aço deve ser disposto na zona tracionada dos elementos estruturais, também utilizado como armadura de pele, que de acordo com a NBR 6118 (ABNT 2014), a vigas com altura superior a 60 cm, e largura superior a 40 cm, deve dispor dessas armaduras, que por sua vez, irão evitar fissuração na estrutura. Ainda de acordo com Bastos (2006), a aderência entre o aço e o concreto deve ser relevante, a fim de garantir a perfeita solidarização de esforços pelo conjunto.

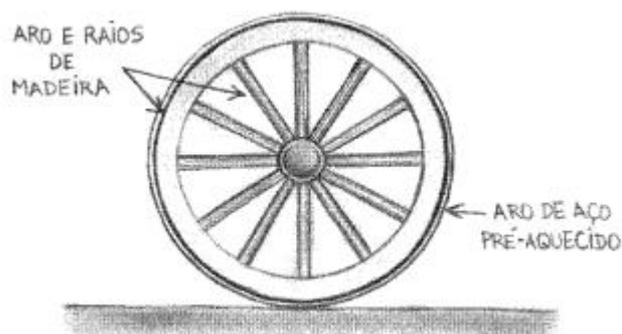
Quanto aos tipos de aço, a NBR 7480 (ABNT, 2007) os normatiza conforme sua obtenção. Assim, os aços classificados como CA-25 e CA-50, são obtidos através de laminação a quente. Já os aços classificados como CA-60 são obtidos por trefilação ou laminação a frio. Ainda, segundo a norma supracitada, este material pode ser encontrado em barras ou fios, essa classificação ocorre devido a sua resistência de escoamento, logo, os aços CA-25 e CA-50, são classificados como barras, e o CA-60 como fios.

2.4 CONCRETO PROTENDIDO

O concreto protendido surgiu na França, na década de 20, através de Eugène Freyssinet. O Engenheiro Civil patenteou o método de construção com concreto protendido, e alavancou seu uso em estruturas, uma vez que este método possibilita obras ousadas, que vencem grandes vãos por exemplo (HELENE; ANDRADE, 2010).

O ato de protensão significa submeter algo a um estado prévio de tensões. Nesse sentido, a protensão pode ser exemplificada, recorrendo às aplicações clássicas do dia a dia, como uma roda de carroça, conforme a figura 3, onde o aro de ferro é superaquecido de forma a se ajustar ao diâmetro da roda, posteriormente resfriado, promovendo assim uma protensão da roda, conferindo à mesma uma maior resistência mecânica. (HANAI, 2005).

Figura 3 – Uma roda protendida



Fonte: Hanai (2005, p. 8).

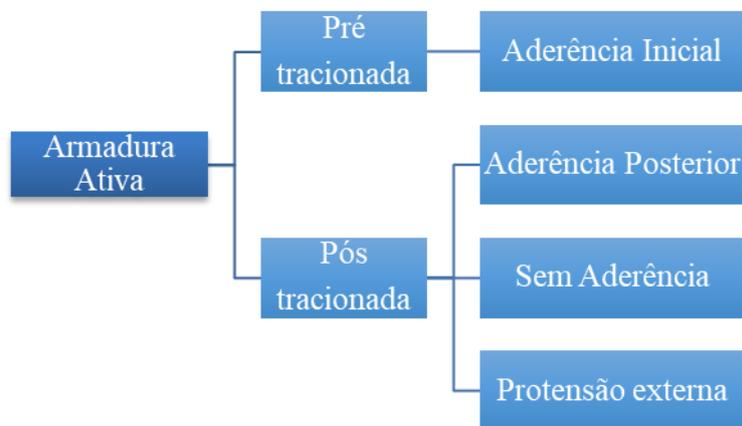
Portanto, para o mesmo autor o concreto protendido surgiu para melhorar o comportamento do concreto armado. Por isso passou-se a utilizar a protensão, prática onde ocorre a aplicação de esforços prévios na armadura. Tais esforços prévios posteriormente fazem com que a estrutura tenda à retornar ao seu tamanho inicial, o que implica em uma força de compressão em toda a peça.

Quanto aos métodos construtivos, Bastos (2006) afirma que os sistemas de pré-tração e pós-tração. Para o primeiro sistema, a armadura de protensão é tracionada antes da concretagem. Este método é comumente utilizado em fábrica de pré-moldados, em função de serem necessárias plataformas fixas para o devido estiramento nas armaduras. Já o sistema de pós-tração a armadura será tensionada após a concretagem e cura da peça. Este método pode ser aplicado in loco, pois a própria peça serve de apoio, a fim de resistir aos esforços da tensão nas armaduras.

2.4.1 Métodos construtivos

De acordo com Hanai (2005), os sistemas de protensão podem ser classificados devido a existência ou não de aderência entre a armadura ativa e o concreto, e também de acordo com o modo que essa aderência irá ocorrer, antes ou depois da concretagem. Assim, o esquema da figura 7, apresenta os métodos construtivos existentes para a execução de peças estruturais em concreto protendido.

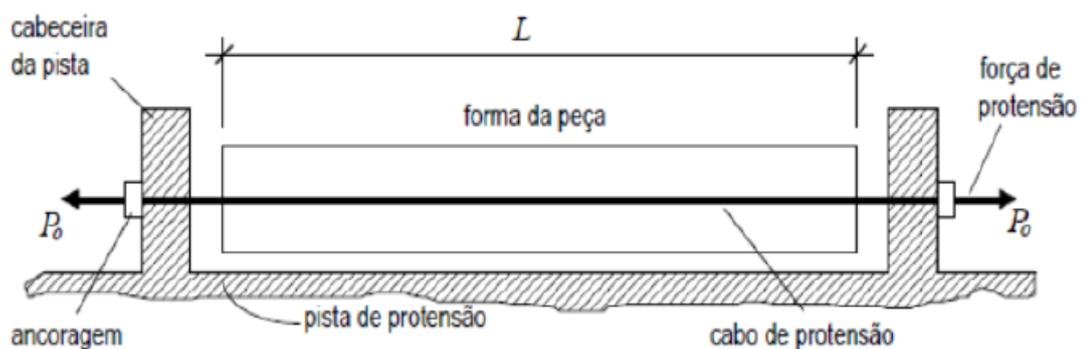
Figura 7 - Relação dos métodos construtivos para Concreto Protendido



Fonte: Autor (2019).

Pfeil (1984) afirma que o sistema com armadura pré-tracionada é comumente utilizado em peças pré-fabricadas, onde a peça é executada nas chamadas pistas de protensão. A figura 8, apresenta, de forma simplificada, o sistema construtivo de uma viga pré-tracionada.

Figura 8 - Esquema construtivo de protensão pré-aderente

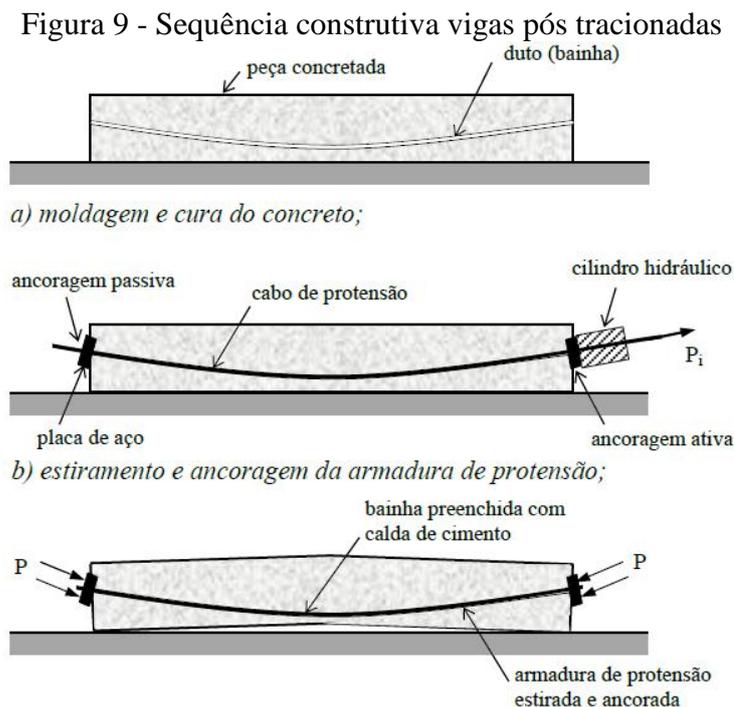


Fonte: Veríssimo e César Jr. (1998), Apud. Apostila Cechinel (2016, p. 55)

Neste método construtivo os cabos de protensão são alongados antes da concretagem, portanto estes são dispostos e esticados entre dois encontros. Em seguida são adicionadas as armaduras passivas e a forma, para então ser realizada a concretagem da peça. Após a cura desta peça, e o concreto apresentando a resistência necessária, os sistemas de

ancoragens são liberados, assim a força de protensão é transferida para o concreto devido à aderência. Esta força de protensão gerará uma força de compressão na peça (BASTOS, 2019).

Já para o sistema de armadura pós-tracionada, Bastos (2019) afirma que a tensão de pré-alongamento do aço, se dá após a concretagem. Sendo assim, tem-se uma configuração de aderência posterior, ou até mesmo sem aderência, quando são utilizadas cordoalhas engraxadas, a fim de evitar a corrosão da armadura. A figura 9, apresenta um esquema construtivo na fabricação de uma viga com aderência posterior:



Fonte: Bastos (2019, p. 21).

Nessa configuração, primeiramente é disposta a bainha metálica juntamente com toda armadura passiva e a forma, e logo após ocorre o lançamento do concreto. Após a cura correta do concreto, e este tendo alcançado a resistência mínima necessária, é feito a protensão da armadura ativa, que deverá ser posicionada na bainha metálica. Para que ocorra a aderência, posteriormente é injetada uma nata cimento na bainha, com auxílio de purgadores, que são dispositivos que irão garantir a total introdução da nata, a fim de promover aderência total entre as partes. Logo após o macaco hidráulico é dispensado (BASTOS 2015).

O autor ainda afirma, que no caso do sistema de pós-tração com armadura sem aderência, o processo é semelhante ao anterior, porém sem a injeção da nata cimento, tendo a garantia da protensão apenas nos sistemas de ancoragem, neste caso, utilizam-se cordoalhas engraxadas.

2.4.2 Grau de protensão

Nesse item, serão abordados os tipos de protensão, referente ao grau de protensão, bem como suas devidas verificações, conforme a normativa NBR 6118 (ABNT 2014).

2.4.2.1 Protensão completa

A protensão completa (ou protensão total), confere à estrutura um melhor comportamento, apresentando tração nula no concreto quando o mesmo se encontra em uma condição desfavorável nas combinações de carregamento em serviço. Neste caso, é respeitado o limite de descompressão. De acordo com o autor, para combinações raras de carregamento, é respeitado apenas o limite de formação de fissuras (PFEIL 1984)

Conforme Cechinel (2016), este grau de protensão, em função do seu preço ser o mais elevado dentre os demais, geralmente é substituído pela protensão parcial.

2.4.2.2 Protensão limitada

Pfeil (1984) afirma que as tensões promovidas pela protensão limitada, são menos intensas do que no caso da protensão total. Nesse caso, sob condições desfavoráveis de carregamento em serviço, o concreto apresenta tensões de tração, sendo estas tensões previamente verificadas de tal modo, que o concreto não apresente abertura de fissuras. Entretanto, segundo a equação 7, fornecida pelo autor mencionado anteriormente se adota $\sigma_{lim} = f_{ct,m}$

$$\sigma \leq \sigma_{lim} \quad (7)$$

Segundo o autor supracitado, essa tensão de tração solicitada junto ao concreto, não deve ser maior do que a resistência característica média à tração do concreto, para combinações de ações quase permanentes

2.4.2.3 Protensão Parcial

A protensão parcial, propicia elevadas tensões de tração no concreto, nesse sentido, a sua viabilidade se restringe às combinações de ações quase permanentes, nesse caso é respeitado o limite de descompressão no concreto. Assim que a peça for alvo de ações

frequentes, é respeitado o limite de abertura de fissuras (PFEIL 1984). Conforme equação 8, verifica-se o limite de abertura de fissuras.

$$wk \leq w \lim \quad (8)$$

Conforme a NBR 6118 (ABNT 2014), dependendo das condições ambientais, adota-se valores entre 0,1 e 0,2 mm, para $w \lim$.

2.4.3 Escolha do grau de protensão

De acordo com Cechinel (2016), a escolha do grau de protensão, depende principalmente do fator custo, porém a normativa NBR 6118 (ABNT 2014), estabelece que a classe de agressividade ambiental, seja o critério a ser adotado conforme a tabela 5.

Tabela 5 - Exigências ao tipo de protensão

Nível de agressividade do ambiente	Exigências mínimas quanto ao tipo de protensão
Muito agressivo	Protensão completa
Pouco agressivo	Protensão limitada
Não agressivo	Protensão parcial

Fonte: NBR 7197 (ABNT 1989).

2.4.4 Perdas de protensão

Pfeil (1984) afirma que durante o processo de execução da protensão ocorrem perdas de esforços da armadura de protensão. Estas perdas podem ser tanto instantâneas, como progressiva. As perdas instantâneas são perdas ocorridas logo após a aplicação da protensão, e são decorrentes de três fatores:

- Perda por atrito: decorrente do atrito entre o cabo e a bainha de protensão devido à curvatura do cabo.
- Perda por acomodação das ancoragens: no instante em que os cabos são liberados dos macacos hidráulicos, ocorre um movimento de acomodação das peças de ancoragens, implicando em alívios de esforços de protensão.
- Perda pelo encurtamento elástico do concreto: logo após a liberação dos cabos de protensão, ocorre um encurtamento da peça concretada, implicando assim em uma relaxação das armaduras protendidas, diminuindo a sua força inicial de protensão.

As perdas progressivas, conforme o autor supracitado, ocorrem ao longo do tempo e são decorrentes de:

- Fluência do concreto: devido a utilização da peça ao longo do tempo, implica em uma relaxação na armadura protendida.
- Retração do concreto: decorrente da diminuição do volume da peça em função da saída da água no processo de secagem.
- Relaxação da armadura de protensão: ao longo do tempo, as armaduras protendidas tendem-se a relaxar, implicando em uma queda de tensão nas mesmas, conseqüentemente acarreta em diminuição da protensão aplicada inicialmente.

2.4.5 Materiais

Neste item serão apresentados os materiais principais utilizados na realização de concreto protendido para o sistema de aderência inicial com pré-tração da armadura, uma vez que será o sistema abordado no dimensionamento das vigas deste trabalho.

2.4.5.1 Concreto

Conforme Cechinel (2016), peças de concreto protendido tendem a utilizar concretos com resistências superiores se comparado ao concreto armado, limitando-se geralmente entre 30 e 40 MPa. Logo, a NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que para este tipo de estrutura deve-se utilizar a partir da classe de resistência C25, ou seja, a resistência característica deste material deve ser igual ou superior à 25 MPa.

Esta necessidade por maiores resistências pode ser justificada devido alguns fatores, conforme Veríssimo e César Junior (1998) apresentam:

- Força de protensão: a aplicação dessa força gera solicitações na peça, assim, a peça deve resistir a tais esforços. Ainda, a elevada resistência nas idades iniciais possibilita uma rapidez na produção das peças, já que é possível introduzir a força de protensão com a peça ainda nova;
- Redução das dimensões: o uso de concretos de alta resistência além de possibilitar a redução das peças, acarreta na diminuição do seu peso próprio também;

- Redução do efeito de perda de protensão: com os concretos de alta resistência o módulo de deformação deste material também será maior, o que afeta diretamente nas deformações da peça, que serão menores, também reduzindo as perdas de protensão devido retração e fluência do concreto.

2.4.5.2 Aço de protensão

A armadura ativa de protensão, conforme Pfeil (1984), é caracterizada pela alta resistência, e por praticamente não possuir um patamar de escoamento, obtendo maior plasticidade, contribuindo para protensão, bem como eventuais perdas. Além dessas, é exigido da armadura algumas propriedades, afim de garantir um bom desempenho, sendo materiais de fácil aderência, ductibilidade, e principalmente resistência a corrosão. Os aços utilizados na armadura ativa podem ser apresentados da seguinte forma:

- a) Fios de formato trefilados, de diâmetro entre 3 e 5mm de espessuras, acomodados em bobinas ou rolos.
- b) Fios enrolados em hélice (cordoalhas), com 2, 3 ou 7 fios.
- c) Barras de aço laminadas a quente, de alta resistência, se apresentando com diâmetros iguais ou maiores que 12 mm e com tamanho limitado.

De acordo com Hanai (2005), quanto ao tratamento, o aço de protensão pode ser dividido em aços de relaxação normal (RN) e de relaxação baixa (RB). Esta relaxação se caracteriza como a capacidade do material de perder tensão quando estirado.

2.4.5.3 Equipamentos para protensão no sistema pré-tracionado

Conforme dito anteriormente, este trabalho utilizou o sistema pré tracionado, e de acordo com Cechinel (2016), para este sistema utilizam-se as chamadas pistas de protensão fixas, onde através de macacos hidráulicos (Figura 9) se executa o alongamento dos cabos de protensão. Esse método dispensa a utilização de bainhas, pois a aderência se dá através do atrito direto entre o concreto e o aço de protensão, ressaltando que o controle da qualidade nesse processo deve ser rigoroso, pois o sistema exige dos materiais mais eficiência das suas propriedades mecânicas.

Figura 9 – Macaco Hidráulico



Fonte: Cechinel (2016, p. 37)

De acordo com o autor mencionado acima, outro componente usado no sistema de aderência inicial, são as cunhas, ilustradas na figura 10, onde permitem a devida ancoragem dos cabos na estrutura.

Figura 10 – Cunhas tri-partidas e porta cunhas



Fonte: Bastos (2019, p. 22)

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Conforme exposto por Gil (2010), este trabalho é uma *pesquisa experimental exploratória*, pois foi determinado um objeto de estudo e suas variáveis, sendo que estas podem influenciá-lo. Portanto, devido seu objetivo, classifica-se como *experimental*, já que o intuito deste trabalho é analisar vigas que atendam vãos entre 5 e 9 metros de comprimento, produzidas em concreto armado e concreto protendido, com distintas resistências características. Pode-se dizer que esta pesquisa também é bibliográfica, uma vez que Hart (1998 apud BELL, 2010), afirma que a revisão bibliográfica dá subsídio para os assuntos pesquisados. Isto se satisfaz pois foi realizada a revisão bibliográfica para fundamentação do capítulo 2.

3.1 VARIÁVEIS DA PESQUISA

Conforme dito anteriormente, o objetivo deste trabalho é analisar o comportamento e as características de vigas que atendam vãos entre 5 e 9 metros de comprimento, produzidas em concreto armado e concreto protendido. Para tanto, foram estabelecidas algumas características e variáveis para esta pesquisa, conforme será apresentado neste item.

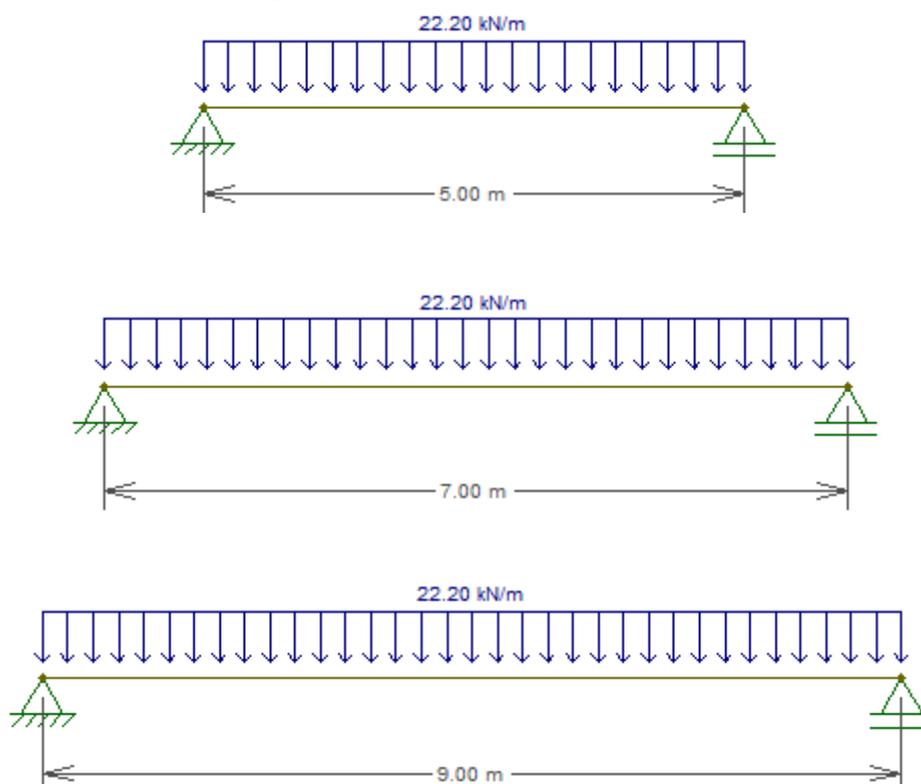
Primeiramente, foi estabelecido a peça estrutural a ser analisada seria a viga. De acordo com a NBR 6118 (ABNT 2014), as vigas são elementos lineares em que o esforço predominante é a flexão. Sua função basicamente consiste em vencer vãos, transferindo esforços solicitantes para os pilares. Portanto, para este trabalho, foram adotadas vigas pré-moldadas simplesmente apoiadas, desconsiderando a solidarização dos pilares.

As solicitações implicadas nas vigas são provenientes de carregamentos permanentes e acidentais. Os carregamentos permanentes contemplam o peso próprio assim como eventuais vigas e/ou pilares adicionais a elas. Assim, foi arbitrado para o presente trabalho acadêmico, o valor de 17,2 KN/m para as cargas permanentes, já para cargas acidentais, foi considerado um valor de 5 KN/m.

Quanto as características geométricas estabeleceram-se que todas as vigas teriam a mesma base (b), de 20 cm, a fim de melhor analisar os resultados. Já os vãos (l) foram variados em 5, 7 e 9 metros. A altura (h) será determinada de acordo com cada viga, pois ela está ligada diretamente ao domínio que a estrutura se enquadrará, assim, optou-se por adotar o domínio 3, e fazer com que a altura se insira nele. As Figuras 11 e 12, apresentam um esquema dessas vigas.

Em relação a classe de agressividade ambiental, para o presente trabalho adotou-se a classe II, entretanto deve ser respeitado o cobrimento das armaduras conforme a Tabela 2, para vigas armadas de 30 mm, e para vigas protendidas 35 mm. As combinações de serviços adotadas foram permanentes. Contudo, conforme a Tabela 3, para vigas armadas devem ser verificadas as aberturas de fissuras, quanto as vigas protendidas, devem ser verificadas quanto a formação de fissuras.

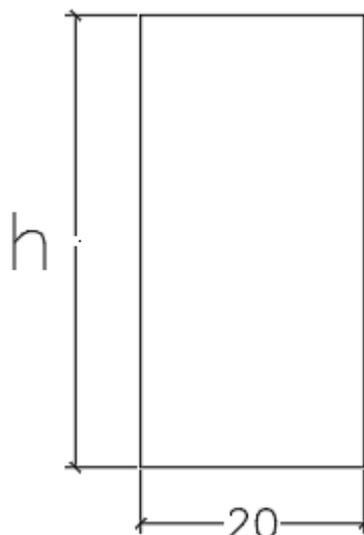
Figura 11 - Ilustrações dos vãos adotados



Fonte: Autor (2019).

Como mencionado anteriormente, as bases das vigas seguiram com a mesma dimensão, enquanto a altura será previamente estimada, e posteriormente verificado o domínio de deformação.

Figura 12 - Seção transversal da viga em estudo



Fonte: Autor (2019).

Ainda, foram estabelecidas três resistências características do concreto, sendo elas 30, 40 e 50 MPa. Optou-se por adotar os três valores para melhor analisar o comportamento das vigas quando ocorre a alteração da resistência do concreto.

Portanto, serão analisadas no total nove vigas em concreto armado e em concreto protendido. Assim, serão consideradas e comparadas as flechas imediatas e diferidas de cada viga, além do consumo de concreto e aço, a fim de determinar a viabilidade de cada modalidade de execução. Ainda, optou-se por não considerar as armaduras transversais, logo estas serão desprezadas no presente trabalho. A tabela 6 a seguir apresenta os dados fixos adotados para o dimensionamento das vigas.

Tabela 6 - Dados iniciais

Viga	Vão (cm)	Base (cm)	fck (MPa)
1	500	20	30
2	500	20	40
3	500	20	50
4	700	20	30
5	700	20	40
6	700	20	50
7	900	20	30
8	900	20	40
9	900	20	50

Fonte: Autor (2019).

Assim sendo, será abordado nos próximos itens o método para dimensionamento de vigas armadas e protendidas, sob as prescrições da norma supracitada, bem como as verificações do estado limite último (ELU) e de serviço (ELS).

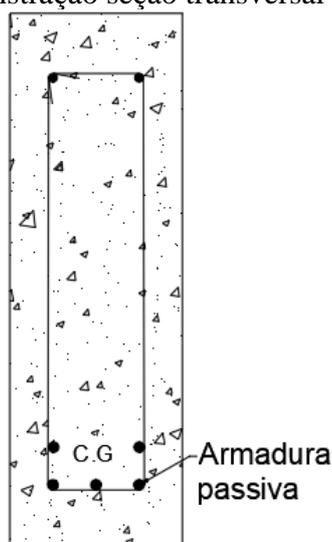
3.2 DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Neste item serão apresentadas as etapas do dimensionamento para a viga apresentada no item 3.1 de concreto armado conforme estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

3.2.1 Pré dimensionamento

De acordo com Bastos (2015), a preferência dos arquitetos é que as vigas tenham a mesma largura das paredes, por questão de estética, já a altura depende de alguns fatores, como vão, carregamentos, entre outros, conforme dito no item 3.1, pois conforme o autor mencionado anteriormente, é recomendado trabalhar entre o domínio 2 e 3, contudo, esse deve ser verificado após a estimativa inicial da altura da viga adotada. A figura 13, ilustra a seção da viga adotada.

Figura 13 - Demonstração seção transversal da viga



Fonte: Autor (2019).

3.2.2 Dimensionamento das armaduras longitudinais

Com auxílio do *software FTOOL*, são obtidos os esforços globais na viga, bem como os deslocamentos verticais. Com a viga pré-dimensionada, calcula-se a altura útil, a qual corresponde à distância entre o centro da armadura tracionada e a borda mais comprimida da seção.

Posteriormente, calculou-se a profundidade da linha neutra (Equação 9) para verificação do domínio de deformação, conforme a NBR 6118 (ABNT 2014). Neste trabalho, foi optou-se por trabalhar no domínio 3 de deformação.

$$x = \frac{0,68 + \sqrt{0,68 * d^2 - 4 * 0,272 * \frac{Md}{bw * fcd}}}{0,544} \quad (9)$$

Onde:

d: Altura útil

Md: Momento fletor majorado

bw: Largura da seção transversal

gcd: Resistência a compressão do concreto minorada

A NBR 6118 ABNT (2014), estabelece um limite para relação x/d, limitando o mesmo, em 0,45. Em seguida, pode-se calcular a área da armadura longitudinal da viga em questão (Equação 10).

$$As = \frac{Md}{z - 0,4x} \quad (10)$$

Onde:

Md: Momento fletor majorado

z: Braço de alavanca da seção transversal

x: Profundidade da linha neutra

Conforme a norma supracitada, são estabelecidos limites mínimos e máximos, em relação a quantidade de aço na seção transversal. Tal verificação deve ser atendida. A área mínima corresponde a 0,15% da seção transversal, e a máxima 40%, ressaltando que essa verificação não consta nas zonas de emendas por transpasse.

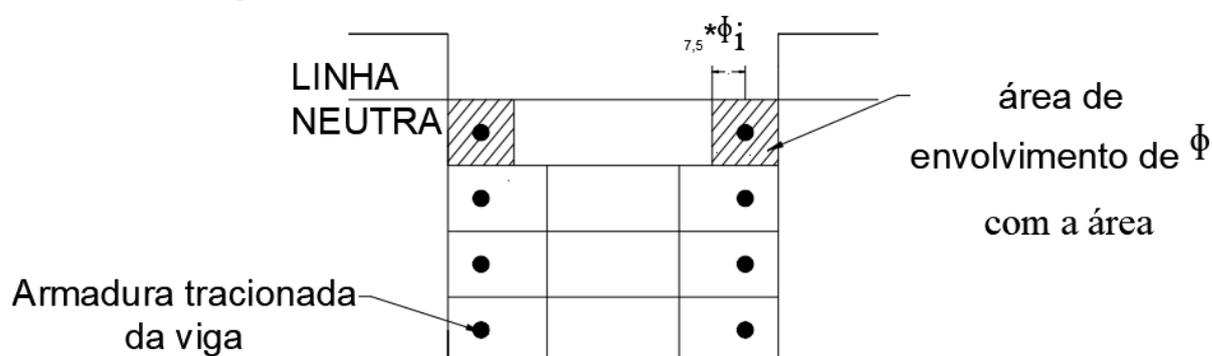
3.2.3 Disposição da armadura

Segundo a NBR 6118 (ABNT 2014), a armadura deve ser disposta de tal forma que, se permita o ideal adensamento do concreto, bem como o manuseio do vibrador. Caso a armadura se dispore em mais de uma camada, tem-se um novo centro de gravidade. Nesse sentido, deve-se recalcular a área de aço e certificar-se, que a armadura adotada previamente é suficiente.

3.2.4 Verificação quanto ao estado limite de fissuração

De acordo com a NBR 6118 (ABNT 2014), o valor específico para formação de fissuras, se dá adotando o menor valor de W_k , fornecido segundo as equações 11 e 12, subsequentes. As verificações, abrangem tanto as vigas armadas, quanto as protendidas. Os valores limites para verificação, constam na tabela 3 demonstrada no tópico 2.2.2.3. A Figura 14, ilustra a seção transversal de uma viga de concreto, destacando a área em forma de hachura, na qual, é verificada a formação de fissura.

Figura 14 - Área de concreto de envolvimento da armadura



Fonte: NBR 6118 (ABNT 2014, p. 146)

$$W_k = \frac{\phi_i}{12,5 n_1} * \frac{\tau_{si}}{E_{s1}} * \frac{3\tau_{si}}{f_{ctm}} \quad (11)$$

$$W_k = \frac{\phi_i}{12,5 n_1} * \frac{\tau_{si}}{E_{s1}} * \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \quad (12)$$

Onde:

τ_i , ϕ_i , E_{s1} e ρ_{ri} : são definidos para cada área em análise;

A_{cri} : é a área da região de envolvimento protegida pela barra ϕ_i ;

E_{s1} : é o módulo de elasticidade do aço da barra considerada, de diâmetro ϕ_i ;

ϕ : é o diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada;

ρ_{ri} : é a taxa de armadura passiva ou ativa aderente (que não esteja dentro de bainha) em relação à área da região de envolvimento (A_{cri});

σ_{si} : é a tensão na armadura em análise no estágio II;

3.2.4.1 Momento de inércia no estágio II

De acordo com Bastos (2015), quando a viga se encontra no estado de serviço, parte da estrutura trabalha no estágio I (próximo aos apoios), e parte da estrutura trabalha no estágio II (no meio do vão), isso se dá pela abertura das fissuras provocadas pelo momento fletor. Entretanto o cálculo do momento de inércia no estágio II, consiste numa análise da estrutura teoricamente já fissurada, para que se possa fazer a verificação. A equação 13 fornece o momento de inércia no estágio II. Segundo a NBR 6118 (ABNT 2014), nesse estágio se despreza totalmente a resistência do concreto à tração.

$$I_{xIIo} = \frac{bw \cdot XII^3}{3} + \alpha e \cdot As \cdot (XII - d)^2 \quad (13)$$

Onde:

bw : largura da viga;

As : área de aço na seção

αe : relação entre módulo de elasticidade do aço e do concreto, por se desprezar a resistência do concreto a tração, a norma fixa 15;

$$XII: \frac{-a2 + \sqrt{a2^2 - 4 \cdot a1 \cdot a3}}{2 \cdot a1}$$

$$a1 = \frac{bw}{2}$$

$$a2 = \alpha e \cdot As$$

$$a3 = -d \cdot \alpha e \cdot As$$

Paras as combinações de ações do presente trabalho, considerou-se frequente. Nesse sentido, segundo a norma supracitada, sua consideração deve ser incluída nas verificações constantes no item 2.2.2.3.

3.2.4.2 Momento ativo para combinação de serviço

Nessa etapa é incluído o coeficiente de majoração sobre a carga acidental, conforme consta na Tabela 4. Como no presente trabalho serão suprimidas as cargas de vento, o terceiro termo da equação fornecida pela NBR 6118 (ABNT 2014) também será desconsiderado. Através da equação 14, é possível calcular o momento ativo de serviço.

$$Fd\ ser = \Sigma Fgk + \Psi 1fq1k + \Sigma \Psi 2Fkik \quad (14)$$

Onde:

ΣFgk : parcela referente ao carregamento permanente;

$\Psi 1fq1k$: parcela referente ao carregamento acidental;

3.2.4.3 Tensão na armadura em análise

Segundo a NBR 6118 (ABNT 2014), através da equação 15, deve calcular-se a tensão na armadura tracionada mais próxima da linha neutra, na qual será feita a análise de fissuração na respectiva área de concreto sobre a mesma armadura.

$$\tau si = \frac{Mat}{IxIIo} ysi. \alpha e \quad (15)$$

A análise da verificação quanto a abertura de fissuras, consiste em uma condição em que $Wk < ELS-K$, ou seja, se adota o menor valor das expressões da equação 9,

Onde:

Mat: Momento ativo;

Ix: Inércia no estágio II puro

ysi: Distância entre a linha neutra e o centro de gravidade da armadura em análise

αe : Relação entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto

3.2.5 Estado limite de deformação excessiva (ELS – DEF)

Conforme Bastos (2015), esse estado é alcançado quando as flechas atingem os limites estabelecidos pela norma, causando má estética. Nesse sentido, cabe ao engenheiro projetista evitar esse limite. Para tal verificação, se utiliza a equação 16, no qual se faz um levantamento das propriedades mecânicas do material em questão.

$$\left(0,8 + 0,2 * \frac{fck}{80} \right) + \alpha E * 5600 * \sqrt{fck} \quad (16)$$

Onde:

αE : Módulo de elasticidade inicial do concreto;

fck: Resistência característica a compressão do concreto;

Conforme a NBR 6118 (ABNT 2014), é possível usar um coeficiente de redução $\Psi=1,3$, como fator de redução do carregamento acidental, na obtenção do momento ativo em serviço através da equação 17, tendo em vista que não existirão equipamentos pesados fixos sobre a estrutura, nem qualquer sobrecarga extra.

$$Fd = \Sigma Fg, k + \Psi 2 * Fq, k \quad (17)$$

Onde:

$\Sigma Fg, k$: Carregamento permanente;

$\Psi 2$: Fator de redução da carga acidental para combinação utilizada;

Fq, k : Carregamento acidental da estrutura;

3.2.6 Momento de fissuração

Conforme a NBR 6118 (ABNT 2014), o momento de fissuração pode ser demonstrado através da equação 18, representando o momento necessário para o aparecimento da primeira fissura na estrutura, levando em consideração o coeficiente α , de acordo com a geometria da peça:

$$Mr = \frac{\alpha * fct * Ic}{yt} \quad (18)$$

Onde:

α : 1,5 para seções retangulares, prescritos na norma;

fct : resistência média a tração característica do concreto;

Ic : momento de inércia da seção bruta;

yt : distância entre o centro de gravidade da seção, até a face mais tracionada;

Interpretando o resultado dessa equação, determina-se o momento limite ao início da fissuração.

3.2.7 Flecha imediata

Para o cálculo do deslocamento imediato nos elementos de concreto, deve-se calcular o momento de inércia equivalente, já que durante a utilização, parte da estrutura trabalha no estágio I e parte dela no estágio II. Este pode ser expresso pela equação 19 fornecida pela NBR 6118 (ABNT 2014), sendo um dos aspectos em análise neste trabalho.

$$(E.I)eq = \left(\frac{Mr}{Ma}\right)^3 * lc + \left[1 - \left(\frac{Mr}{Ma}\right)^3\right] * l2 \quad (19)$$

Onde:

Mr: Momento de fissuração calculado com fck médio (fct,m);

Ma: Momento fletor para combinação utilizada;

lc: Inércia da seção bruta

l2: inércia no estágio 2 puro (considerando a viga fissurada)

Logo após calcular o momento de inércia equivalente, é possível deduzir a deflexão imediata da viga, a partir da equação 20 fornecida pela norma supracitada:

$$a = \frac{5 * p * l^4}{384 * (E.I)} \quad (20)$$

Onde:

p: Carregamento da viga no estado de serviço

l: Vão da viga;

(E.L): Inércia equivalente da viga;

Para maior agilidade no processo, se obteve o deslocamento imediato, através do software FTOOL.

3.2.8 Flecha diferida

Conforme a NBR 6118 (ABNT 2014), em função das cargas de longa duração, bem como a fluência do concreto, a viga tende a se deformar ao longo do tempo, e essa deformação aproximada, pode ser calculada multiplicando a deflexão imediata por um coeficiente αf , dado pela equação 21:

$$\alpha f = \Delta \xi \quad (21)$$

Onde:

$$\Delta \xi = \xi(t) - \xi(t_0)$$

t é o tempo em meses que se deseja obter o deslocamento, cujo coeficiente é fornecido pela norma, para idade acima dos 72 meses, que é 2;

t₀ é a idade relativa à carga de aplicação do carregamento de longa duração;

$$at = ai + ai * \alpha f \quad (22)$$

Onde:

ai : Flecha imediata

αf : Coeficiente fornecido pela equação 20

Conforme a referida norma, caso a flecha diferida ultrapasse os limites previsto, que é $at > L/250$ se faz necessário calcular e aplicar a contra flecha, antes da concretagem.

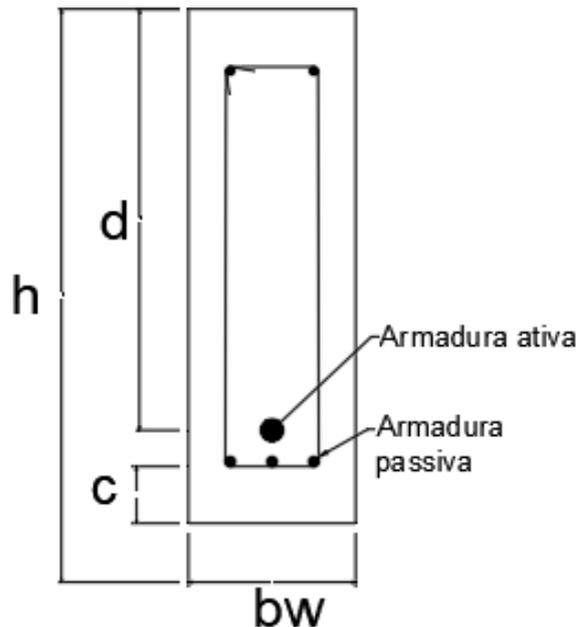
3.3 DIMENSIONAMENTO VIGA DE CONCRETO PROTENDIDO

Neste item serão apresentadas as etapas do dimensionamento para a viga apresentada no item 3.1 de concreto protendido. Para isso, foram adotados os passos apresentados por Cechinel (2016).

3.3.1 Concreto Protendido

Algumas prescrições do concreto protendido, são análogas ao concreto armado, no que se refere às verificações, entretanto, como mencionado anteriormente, esse sistema exige muita qualidade na execução. Para a classe de agressividade ambiental, será adotada a classe II, adotando cobrimento (c) de 3,5 cm. Conforme a Tabela 1, esta se enquadra como ambiente moderado. Nesse sentido, a NBR 6118 (ABNT, 2014) recomenda trabalhar com protensão limitada, respeitando os limites de formação de fissuras. Portanto, conforme a Tabela 3, o ELS-F, para combinações frequentes das ações (que é atingido imediatamente quando os esforços de tração na viga, se igualam ao $f_{ct,m}$). Em relação às dimensões das vigas, a largura (bw) será adotada 20 cm, conforme já estabelecido. Porém, sua altura (h) será estimada e posteriormente conferido o domínio de deformação, conforme prescrição da norma vigente. O cabo de protensão adotado será o CP 190 RB, com diâmetro de 12,5 mm. Segue a figura 15, ilustrando a geometria adotada no presente trabalho.

Figura 15 - Viga protendida



Fonte: Autor (2019)

3.3.2 Tensão inicial nos cabos de protensão

De acordo com Cechinel (2016), muitos autores mencionam a força de protensão como a informação mais importante do projeto, pois caracteriza a força que será aplicada aos cabos. Conforme a Tabela 7, com dados retirados da NBR 6118 (ABNT 2014), para cabos de protensão com relaxação baixa, adota-se o menor valor entre f_{ptk} , conforme a equação 23:

$$\sigma_p \leq \begin{matrix} 0,77 \cdot f_{ptk} \\ 0,85 \cdot f_{pyk} \end{matrix} \quad (23)$$

Tabela 7 - Parâmetros para protensão

		Na ocasião da protensão	Ao término da protensão
PRÉ-TRAÇÃO	RN	0,77 f_{ptk} e 0,90 f_{pyk}	0,74 f_{ptk} e 0,87 f_{pyk}
	RB	0,77 f_{ptk} e 0,85 f_{pyk}	0,74 f_{ptk} e 0,82 f_{pyk}
PÓS-TRAÇÃO	RN	0,74 f_{ptk} e 0,87 f_{pyk}	0,74 f_{ptk} e 0,82 f_{pyk}
	RB	0,74 f_{ptk} e 0,82 f_{pyk}	0,74 f_{ptk} e 0,82 f_{pyk}

Fonte: Cechinel (2016, p. 53)

3.3.3 Estimativa do número de cabos

Cechinel (2016) afirma que em um primeiro momento, estima-se uma perda de protensão de 20%, em relação as tensões calculadas na Equação 23. Posteriormente aplica-se o coeficiente de redução do carregamento acidental, conforme a tabela 4. As cargas de ventos serão desconsideradas para o trabalho em questão. Em conformidade com o item 2.4.2.2, para a combinação utilizada, a tensão aplicada através dos cabos de protensão (equação 24), deve ser igual ou maior do que a tensão média característica, fornecida pela NBR 6118 (ABNT 2014), pois nessa combinação, não se admite abertura de fissuras no concreto. Essa estimativa do número de cabos, remete exatamente a área de armadura ativa necessária para verificação de abertura de fissuras na viga.

$$\sigma_i = \frac{\sigma_{p,t\infty}.A_p}{A} + \frac{\sigma_{p,t\infty}.e}{W_i} - \frac{\Sigma M_g}{W_i} - \frac{\Sigma M_q.\Psi_1}{W_i} \geq f_{ck,inf} \quad (24)$$

Onde:

$\sigma_{p,t\infty}$: Tensão no cabo de protensão no tempo infinito;

A_p : Área de protensão necessária;

ΣM_g : Somatório das cargas permanentes;

ΣM_q : Somatório das cargas acidentais;

Ψ_1 : Coeficiente de redução do carregamento conforme combinação utilizada;

W_i : $\frac{I}{y_{cg}}$

3.3.4 Estado limite de descompressão

De acordo com Cechinel (2016), deve-se calcular uma área de aço de protensão, demonstrando outra verificação, quanto o limite de descompressão da peça pretendida. Entretanto, conforme o autor, é necessário adotar a combinação quase permanente das ações. Nesse sentido adota-se $\Psi_2=0,40$, de acordo com a Tabela 4. Contudo, nessa verificação, não é permitido força de tração na viga, por isso, conforme a equação 25, a tensão aplicada nos cabos, no estado limite de descompressão, pode apresentar valor maior ou igual a zero. Posteriormente se compara o valor dessa equação, com a equação 24, e adota o maior valor de área de protensão

$$\sigma_i = \frac{\sigma_{p,\infty}.A_p}{A} + \frac{\sigma_{p,\infty}.e}{W_i} - \frac{\Sigma M_g}{W_i} - \frac{\Sigma M_q.\Psi_2}{W_i} \geq 0 \quad (25)$$

3.3.5 Estimativa no tempo imediato para ELU

Conforme Cechinel (2016), essa tensão inicial (σ_i), aplicada junto as fibras inferiores da viga, irão gerar esforços de tração nas fibras superiores. Entretanto, estes esforços devem ser verificados, sendo que essa tensão, não pode ultrapassar 1,2 vezes o $f_{ct,m}$ do concreto. Para isso, o autor mencionado anteriormente, considera uma perda inicial de 2,5% em relação a tensão inicial aplicada nos cabos. De acordo com o autor, com a equação 26 é possível determinar a área de aço de protensão superior ($A'p$).

$$\sigma_s = \frac{(\sigma_{p.t=0}) * A_p}{A} - \frac{(\sigma_{p.t=0}) * A_p * e}{W_s} + \frac{(\sigma_{p.t=0}) * A'p}{A} + \frac{(\sigma_{p.t=0}) * A'p * e}{W_s} \geq -1,2 * f_{ct,m} \quad (26)$$

Sendo que o símbolo ($A'p$), aparece na equação representando a parcela da armadura protendida no banzo superior da viga.

3.3.6 Perdas de protensão

Os valores calculados referentes às perdas de protensão mencionados no sub-item 2.4.4, foram determinados conforme os conceitos de Cechinel (2016), entretanto não serão demonstradas as equações em virtude de não ser o foco principal deste trabalho.

3.3.7 Cabo representante

Cechinel (2016), afirma que dificilmente é possível alojar todos os cabos em apenas uma camada, nesse sentido, considera-se para efeito de cálculo das perdas de protensão, um cabo representante no centro de gravidade (y_g) de todos os cabos, simplificando o processo de cálculo.

3.3.8 Verificação da fissuração

De acordo com Cechinel (2016), após descontar todas as perdas de protensão no tempo infinito, deve verificar-se, os esforços normais, bem como os momentos efetivos, nas

bordas superiores e inferiores, através das equações de esforços normais e momentos efetivos, respectivamente.

Posteriormente, entra-se com parâmetros da NBR 6118 (ABNT 2014), para as verificações de esforços, na Tabela 3. Conforme a combinação frequente das ações adotada, não se admite esforços de tração nas vigas. Entretanto essas verificações devem ser realizadas tanto nas bordas superiores quanto nas inferiores. Conforme Cechinel (2016), caso essas verificações não sejam atendidas, uma alternativa seria introduzir armaduras frouxas no sistema já que estas, não provocariam reações nas bordas contrárias.

3.3.9 Verificação da transferência de esforços das armaduras ativas para o concreto

Cechinel (2016), afirma que, para que os esforços provenientes dos cabos, sejam devidamente amparados pela peça, deve-se fazer uma verificação conforme a equação 27.

$$lbp = \frac{7 * \Phi * fpyd}{36 * fbpd} \quad (27)$$

Conforme o autor, nas peças com protensão inicial, é comum se adotar a liberação não gradual dos cabos de protensão. Contudo, os valores devem ser majorados em 25%, e considera-se a superfície dos cabos, posteriormente fazer a verificação utilizando a equação 28.

$$lbp = 1,25 * 0,5 * lbp * \frac{\sigma pi}{fpyd} \quad (28)$$

3.3.10 Verificação da ruptura no tempo zero (ruptura simplificada)

Ainda conforme Cechinel (2016), deve-se realizar a verificação no tempo zero de utilização, pois os carregamentos provenientes do peso próprio da estrutura, aliviam os esforços na borda superior, bem como na borda inferior. Para tanto, caso a verificação não seja atendida, deve ser introduzidas armaduras passivas na estrutura, a fim de conter estes alívios de tensões provocados pelos esforços não resistidos da estrutura. Desse modo, utiliza-se somente os carregamentos provenientes dos pesos permanentes, e verificam-se, se esses momentos ultrapassam os momentos limites fornecidos pela norma.

$$\text{Tração} \rightarrow \quad \sigma = 1,2.0,3. fct, m \quad (29)$$

$$\text{Compressão} \rightarrow \quad \sigma = 0,7. fck, j \quad (30)$$

3.3.11 Armadura Passiva

A armadura passiva para controle de fissuração da borda superior também foi determinada conforme os preceitos de Cechinel (2016), segundo equação 31.

$$f_t = \sigma_s \cdot b_w \cdot \frac{x}{2} \quad (31)$$

Onde: x é a posição da linha neutra

Determinado a posição da linha neutra, é possível calcular a área de aço da armadura passiva, conforme equação 32:

$$A'_s = \frac{f_t}{25} \quad (32)$$

3.3.12 Verificação das tensões no tempo infinito

Cechinel (2016), estabelece que devem ser feitas as verificações das tensões no tempo infinito. Diferente das verificações realizadas no item 3.3.10, estas consideram também os outros carregamentos, não apenas o peso próprio. Assim, os valores são comparados com os limites estabelecidos para compressão e tração dos bordos, conforme Equações 33 e 34.

3.3.13 Determinação de área de aço de protensão para tempo infinito

Para obtenção da posição da linha neutra e o cálculo da armadura ativa, é necessário utilizar a tabela A1, apresentada nos anexos, além de determinar o valor de KMD conforme equação 33:

$$KMD = \frac{Md}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (33)$$

Para o cálculo da profundidade da linha neutra, obtém-se o coeficiente K_x , da tabela A1 (anexo A), e o aplica na seguinte equação 34.

$$X = K_x * d \quad (34)$$

Logo após o cálculo da linha neutra e conferir o domínio de deformação em que a peça se encontra, calcula-se a armadura necessária conforme equação 35, para contensão dos esforços solicitantes.

$$A_p = \frac{Md}{Kz \cdot d \cdot \tau_{sd}} \quad (35)$$

Para o valor do pré-alongamento da armadura ativa, pode se utilizar tabela demonstrada nos anexos, adaptadas por Vasconcelos (1980), Apud. Apostila Cechinel (2016, p.179), interpolando valores para CP 190 (cabo de protensão utilizado no trabalho).

Assim, o valor de A_p determinado deve ser comparado com o valor utilizado para a verificação de fissuração (item 3.3.7), logo, se a armadura estimada inicialmente atender também a calculada pela equação 30, ou seja, no ELU, a verificação é atendida.

3.3.14 Cálculo da Flecha imediata das vigas protendidas

O presente trabalho adotou a protensão limitada. Entretanto, de acordo com a Tabela 3, parte-se do pressuposto de que a viga não fissurou no estado de serviço. Para verificação da flecha, utiliza-se a Equação 19, mantendo o momento de inércia bruto da seção, bem como o módulo de elasticidade secante do concreto, conforme determina a NBR 6118 (ABNT 2014).

Obteve-se o valor da deflexão imediata, através do *software FTOOL*. Posteriormente, calculou-se a flecha diferida no tempo, processo descrito no sub-item 3.2.8.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Conforme citado anteriormente, foram realizados os dimensionamentos de nove vigas de concreto armado e nove de concreto protendido. Essas foram calculadas com base nas equações e métodos apresentados no capítulo 3. Os cálculos foram todos realizados com auxílio do programa *Microsoft® Office Excel*.

Ainda, de acordo com o item 3.1, as vigas foram dimensionadas para três diferentes resistências características – 30, 40 e 50 MPa – e também três vãos livres – 5, 7 e 9 metros. Assim, foi possível obter a tabela resumo (Tabela 8) que apresenta os resultados para altura da viga, consumo de concreto e aço, além das flechas imediatas e diferidas de cada viga. O consumo de concreto foi determinado conforme o volume de cada peça. A taxa de aço foi obtida através da razão entre a área de aço total e a área da seção do concreto. Optou-se por somar todas as armaduras (tanto ativa quanto passiva) da viga de concreto protendido, a fim de se comparar o valor total de aço com o obtido para viga de concreto armado.

Tabela 8 - Tabela Resumo

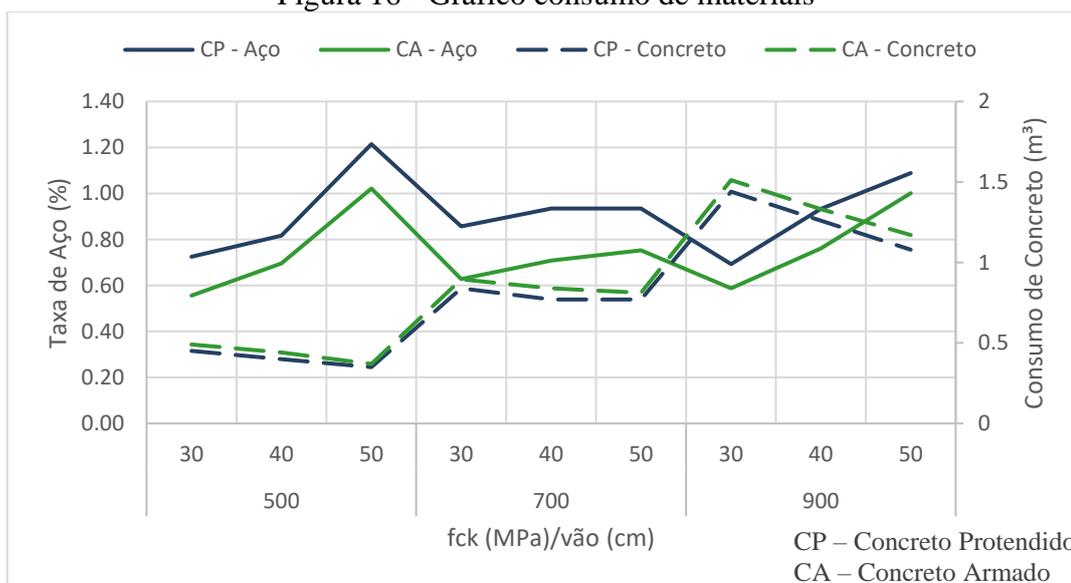
	Viga	Altura (cm)	CP 190 RB Ø12,5 mm		CA50 Ø10 mm	Consumo de concreto (m ³)	Taxa de Aço (%)	Flecha Imediata (mm)	Flecha Diferida (mm)
			Inferior	Superior	Passiva longitudinal				
Concreto Protendido	1	45	4	1	2	0,45	0,73	1,2	2,78
	2	40	4	1	2	0,4	0,82	1,898	4,40
	3	35	6	1	2	0,35	1,21	3	6,96
	4	60	6	2	3	0,84	0,86	3,1	7,19
	5	55	6	2	3	0,77	0,94	2,92	6,77
	6	55	6	2	3	0,77	0,94	2,57	5,96
	7	80	6	2	4	1,44	0,69	3,49	8,09
	8	70	8	2	4	1,26	0,93	3,38	7,84
	9	60	8	2	4	1,08	1,09	6,22	14,43
	Viga	Altura (cm)			CA-50 Ø 25mm	Consumo de concreto (m ³)	Taxa de Aço (%)	Flecha Imediata (mm)	Flecha Diferida (mm)
Concreto Armado	1	49			2	0,49	0,56	3,01	6,97
	2	44			2	0,44	0,70	3,6	8,35
	3	37			2	0,37	1,02	5,35	12,41
	4	64			3	0,89	0,63	5,13	11,90
	5	60			3	0,84	0,71	5,44	12,62
	6	58			3	0,81	0,75	5,3	12,29
	7	84			4	1,51	0,59	6,26	14,52
	8	74			4	1,33	0,76	7,93	18,39
	9	65			4	1,17	1,00	10,46	24,26

Fonte: Autor (2019).

Através dessas informações, foram construídos gráficos, a fim de melhor analisar os resultados obtidos. O gráfico da figura 16 mostra a relação do consumo de aço e concreto para os diferentes vãos e resistências características adotados. Quanto ao consumo de aço, nota-se que o consumo deste material, em média, foi maior à medida que aumenta a resistência característica do concreto. Ainda, pode-se dizer que a curva do consumo de aço para concreto armado e protendido é semelhante. Outro ponto importante a se observar, é que para as vigas de concreto armado a taxa de aço é inferior quando comparada com as vigas de concreto protendido, isto se dá pelo fato de as vigas protendidas, possuírem armaduras ativas e passivas.

Com base na figura 16 também é possível constatar que o comportamento para o consumo de concreto das vigas nos dois métodos dimensionados foi semelhante, embora a viga de concreto armado tenha consumido mais concreto. Isto ocorre devido as alturas maiores necessárias para estas vigas, o que é possível perceber mais claramente na figura 17.

Figura 16 - Gráfico consumo de materiais

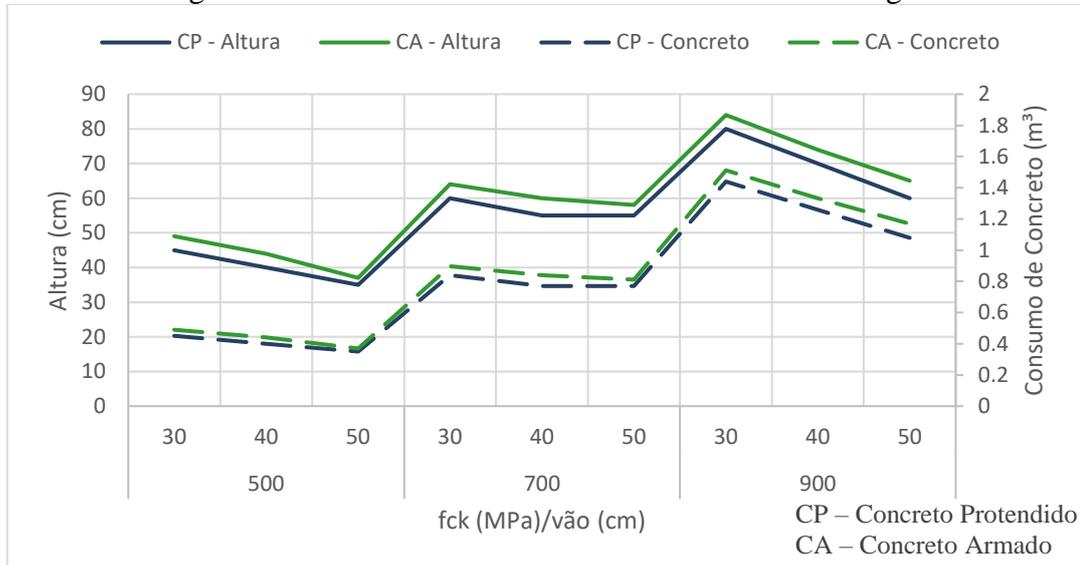


Fonte: Autor (2019).

Quanto à altura das vigas, percebe-se um comportamento semelhante para as vigas de concreto armado e protendido. Uma vez que o volume de concreto utilizado para cada viga está ligado diretamente com a altura das mesmas, fica evidente a relação entre estas variáveis. Outro ponto importante a se destacar com a figura 17 é que para cada vão, conforme a resistência característica do concreto era aumentada, a altura da viga podia ser reduzida, isto se dá pelo fato de ter que adequá-la ao domínio de deformação recomendado pela norma. Veríssimo e César Junior (1998), afirmam que é possível obter menores seções de concreto com a utilização de maiores resistências características, o que é corroborado pelos resultados obtidos,

uma vez que a redução das alturas das seções está diretamente ligada com o aumento da resistência característica do concreto.

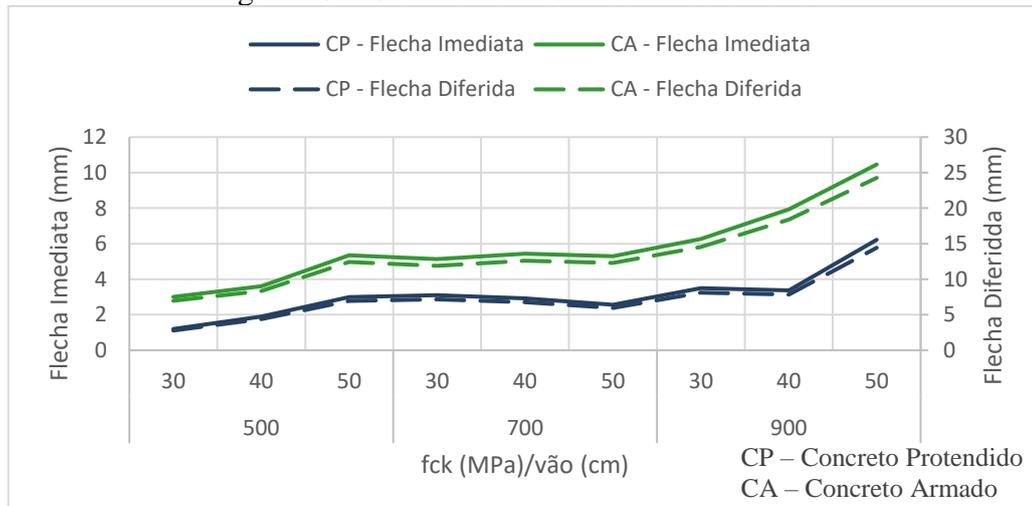
Figura 17 – Gráfico consumo de concreto e altura das vigas



Fonte: Autor (2019).

Conforme a figura 18, é possível afirmar que, o comportamento das flechas foi semelhante quando se compara a flecha imediata com a flecha diferida do concreto protendido. Isto também ocorre para o concreto armado. Outro ponto a se analisar, é que o comportamento para os dois métodos construtivos é quase semelhante. Assim, percebe-se que essas flechas, de modo geral, aumentaram conforme maior era o vão e o aumento do fck. Ainda, destaca-se que o concreto protendido apresentou menores valores de flechas, quando comparado ao concreto armado.

Figura 18 – Gráfico flechas imediatas e diferidas



Fonte: Autor (2019)

5 CONCLUSÃO

A NBR 6118 (ABNT, 2014), afirma que existem elementos de concreto simples estrutural, sob elementos de concreto armado e de concreto protendido. Ainda, sabe-se que no Brasil é mais difundido o uso do concreto armado, onde ocorre a aderência entre concreto e armadura, e esta não sofre nenhum tipo de tensionamento prévio. Porém, novos mecanismos no uso do aço foram surgindo, é o caso do concreto protendido, onde aplica-se esforços prévios, promovendo uma maior solidarização entre os componentes do concreto. Com base nisso, observou-se a necessidade de analisar o comportamento de vigas em concreto armado e protendido para diferentes vãos e resistências características, além de estarem sob as mesmas circunstâncias de carregamento.

Para o desenvolvimento deste trabalho, primeiramente foram estipulados as características que seriam comuns às vigas – domínio de deformação, base, carregamentos – e em seguida quais informações seriam variadas – vãos, resistência característica, altura. Ainda, as vigas foram dimensionadas no estado limite último, utilizando as mesmas combinações de ações para todos os casos, tudo sob recomendação da norma vigente. Com auxílio de planilhas eletrônicas, foram realizados os dimensionamentos das nove vigas em concreto armado e protendido.

Com os resultados obtidos, é possível afirmar que as flechas máximas das vigas tanto armadas quanto protendidas tendem a aumentar, conforme o aumento da resistência característica do concreto. Isso se dá pelo fato de se reduzir a seção de concreto, para adequar o domínio de deformação, implicando assim em menor momento de inércia da estrutura analisada. Ainda é possível concluir que as vigas protendidas, apresentaram melhores comportamentos quanto ao consumo de concreto, altura e flechas, uma vez que foi possível reduzir a altura da seção, se comparada com o concreto armado. Entretanto, o concreto armado consumiu menos aço, uma vez que para o concreto protendido são necessárias, armaduras ativas e passivas.

Deste modo, afirma-se que os objetivos específicos, bem como o objetivo geral, propostos neste trabalho, foram atendidos, pois foi possível analisar as vigas em concreto armado e protendido quanto ao consumo de concreto, altura das seções, taxa de aço e cálculo das flechas.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, L. C. **Notas de aula da disciplina Estruturas IV– Concreto armado**, Universidade Estadual de Campinas, São Paulo, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Pesquisa inédita e exclusiva revela cenário do mercado brasileiro de concreto**. Disponível em: <<https://www.abcp.org.br/cms/imprensa/noticias/pesquisa-inedita-e-exclusiva-revela-cenario-do-mercado-brasileiro-de-concreto/>>. Acesso em: 05 abr. 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos– procedimentos. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7197**: Projeto de estrutura de concreto protendido – procedimentos. Rio de Janeiro, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8953**: Dosagens e aplicações de concretos estruturais de acordo com as classes de consistência- Procedimento. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12142**: Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos- Procedimento. Rio de Janeiro, 2010.

BASTOS P. S. S. **Concreto Protendido** – Notas de aula. Universidade Estadual Paulista, Bauru, São Paulo, 2006.

BASTOS P. S. S. **Concreto armado** – Apostila, Flexão normal - vigas, Bauru, São Paulo, 2015.

BASTOS P. S. S. **Concreto Protendido** – Notas de aula. Universidade Estadual Paulista, Bauru, São Paulo, 2019.

BELL, J. **Doing your research Project**. Berkshire, England: McGraw-Hill Education. 2010.

CECHINEL, M. **Apostila de Concreto Protendido**. Notas de aula, Curso de Graduação em Engenharia Civil – UNISUL, 2016.

GIL, A. C. **Como elaborar projetos de pesquisa**. 5ª ed., São Paulo: Atlas, 2010.

HANNAI, J.B.; **Fundamentos do concreto protendido** – E-Book de apoio para o curso de engenharia civil. São Carlos, 2005.

HELENE, P.; ANDRADE, T. Concreto de Cimento Portland. In: ISAIA, Geraldo C. **Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais**. São Paulo: IBRACON, 2010. p. 905-944.

HELENE, P. R. L.; TERZIAN, P. **Manual de dosagem e controle de concreto**. São Paulo: SENAI, 1992

LIMA, M. G. **Ações do Meio Ambiente sobre as Estruturas de Concreto**. In: ISAIA, Geraldo C. **Concreto: Ciência e tecnologia**. São Paulo: IBRACON, 2011. p. 773-809.

MEHTA, P K; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: Microestrutura, propriedades e materiais**. 2. ed. São Paulo: IBRACON, 2014. 742 p. Edição: Nicole Pagan Hasparyk

PFEIL, W.; **Livro Concreto Protendido** - 2ª edição; Rio de Janeiro, 1984.

SNIC. Sindicato Nacional da indústria de cimento. Rio de Janeiro, 2018. V. 1. Disponível em: <https://cimento.org/venda-de-cimento-no-brasil-em-2018/>. Acesso em: 20/ jun.2019.

VERÍSSIMO, G. S.; CÉZAR JUNIOR, K. M. L. **Concreto Protendido: Fundamentos Básicos**. Notas de aula, Curso de Graduação em Engenharia Civil – UFV, 1998.

ANEXO A – Tabela utilizada para os cálculos das vigas protendidas

Tabela A1 – Coeficiente k_x, k_z

KMD	KX	KZ	EC	ES	KMD	KX	KZ	EC	ES
0,01	0,0148	0,9941	0,1502	10	0,13	0,2086	0,9166	2,6355	10
0,02	0,0298	0,9881	0,3058	10	0,135	0,2175	0,913	2,7786	10
0,03	0,0449	0,982	0,4704	10	0,14	0,2264	0,9094	2,9263	10
0,04	0,0603	0,9759	0,6414	10	0,145	0,2354	0,9058	3,0787	10
0,05	0,0758	0,967	0,8205	10	0,15	0,2445	0,9022	3,2363	10
0,055	0,0836	0,9665	0,9133	10	0,155	0,2536	0,8585	3,3391	10
0,06	0,0916	0,9634	1,0083	10	0,16	0,263	0,8948	3,5	9,8104
0,065	0,0995	0,9602	1,1056	10	0,165	0,2723	0,8911	3,5	9,3531
0,07	0,1076	0,957	1,2054	10	0,17	0,2818	0,8873	3,5	8,9222
0,075	0,1156	0,9537	1,3077	10	0,175	0,2913	0,8835	3,5	8,5154
0,08	0,1238	0,9505	1,4126	10	0,18	0,3009	0,8796	3,5	8,3106
0,085	0,132	0,9472	1,5203	10	0,185	0,263	0,8757	3,5	7,7662
0,09	0,1403	0,9439	1,6308	10	0,19	0,2723	0,8718	3,5	7,4204
0,095	0,1485	0,9406	1,7444	10	0,195	0,2818	0,8678	3,5	7,0919
0,1	0,1569	0,9372	1,8611	10	0,2	0,2913	0,8638	3,5	6,7793
0,105	0,1654	0,9339	1,981	10	0,205	0,3506	0,8597	3,5	6,4814
0,11	0,1739	0,9305	2,1044	10	0,21	0,3609	0,8556	3,5	6,1971
0,115	0,1824	0,927	2,2314	10	0,215	0,3714	0,8515	3,5	5,9255
0,12	0,1911	0,9236	2,3621	10	0,22	0,3819	0,8473	3,5	5,6658
0,125	0,1998	0,9201	2,4967	10	0,225	0,3925	0,843	3,5	5,417

Fonte: Carvalho (2010), Apud. Cechinel (2016, p. 178)

ANEXO B - Utilizada para os cálculos das vigas protendidasTabela A1 –Coeficiente k_x, k_z

ε (‰)	5,25	6,794	7,438	8,167	9,000	9,962	10,00	12,50	15,00
CP 175	1025	1264	1316	1344	1365	1368	1368	1378	1388
CP190	1025	1314	1411	1459	1482	1486	1486	1496	1507

ε (‰)	20,00	22,50	25,00	27,50	30,00	32,50	35,00	37,50	40,00
CP 175	1407	1416	1426	1436	1445	1445	1464	1474	1484
CP 190	1527	1538	1548	1559	1569	1579	1590	1600	1611

Fonte: Vasconcelos (1980), Apud. Cechinel (2016, p. 179)