

Universidade Camilo Castelo Branco
Curso de Engenharia Civil, Campus Descalvado

PEDRO HENRIQUE CHIARETTO BERTOLUCCI

ESTUDO TEÓRICO E COMPARATIVO DE VIGAS DE CONCRETO
PROTENDIDO SUJEITAS A FLEXÃO SIMPLES
*THEORETICAL AND COMPARATIVE STUDY OF PRESTRESSED
CONCRETE BEAMS SUBMITTED TO SIMPLE BENDING*

DESCALVADO
2016

Pedro Henrique Chiaretto Bertolucci

ESTUDO TEÓRICO E COMPARATIVO DE VIGAS DE CONCRETO
PROTENDIDO SUJEITAS A FLEXÃO SIMPLES
*THEORETICAL AND COMPARATIVE STUDY OF PRESTRESSED
CONCRETE BEAMS SUBMITTED TO SIMPLE BENDING*

Orientador: Prof. Ms. Rafael Pasquantonio

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Camilo Castelo Branco, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Descalvado, SP
Ano 2016

PEDRO HENRIQUE CHIARETTO BERTOLUCCI

ESTUDO TEÓRICO E COMPARATIVO DE VIGAS DE CONCRETO PROTENDIDO SUJEITAS A FLEXÃO SIMPLES

**Trabalho de Conclusão
apresentado como exigência
para a obtenção do título de
Bacharel em Engenharia
Civil, à Universidade Camilo
Castelo Branco - Unicastelo,
desenvolvido sob a orientação
do professor Ms. Rafael
Pasquantonio.**

Aprovado em ___/____ de 2016.

Com Nota _____.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Orientador Ms. Rafael Pasquantonio

Prof. Convidado Ms. Ricardo Luiz Canato

Prof. Convidado Esp. Davi Aono Nunes

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a minha Mãe, Isabel e meu Pai, Adão (*in memoriam*), com todo amor e carinho, que contribuíram inteiramente para esta

graduação e trabalho de conclusão de curso se tornarem reais.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus por mais esse sonho concretizado, que no inconsciente, me manteve determinado e sempre me amparou nos momentos de receios e dúvidas.

Agradeço também aos meus familiares, principalmente minha Mãe, que além dos laços fraternos, é minha amiga e a base da minha vida, bem como meu Pai, que mesmo ausente há muito tempo pela vontade de Deus, sei que sustenta minhas crenças e cuida de mim, mesmo que de longe. À estes digo com propriedade: é nossa vitória, sem vocês eu nada seria.

Aos amigos que me ajudaram durante esses cinco anos desta graduação, seja no amparo, nos desabafos, nos conselhos e principalmente, na fé pela amizade verdadeira e sem interesses, pura e simplesmente recíproca a se importar com a existência do outro: vocês me mantiveram de pé, e me ajudaram a não desistir dos meus ideais.

Aos colegas de sala, só agradeço pela paciência que tiveram comigo, mas agradeço principalmente aos bons amigos que fiz, que sei que vão ser além destas paredes da universidade.

Por fim, agradeço também ao meu orientador, Prof. Ms. Rafael, que de maneira simples, mas importante, me ajudou, não só com este trabalho, mas durante toda a graduação, bem como todos os mestres presentes nesta longa jornada, cada um foi essencial.

Assim, dedico este TCC para todos aqueles que junto da minha caminhada, ajudaram a tornar meu sonho real, me proporcionando forças para que eu não desistisse de ir atrás do que eu buscava para minha vida. Muitos obstáculos foram impostos para mim durante esses últimos anos, mas graças a vocês, por mim, eu não fraquejei. Por mais tentador que fosse desistir, isso nunca foi uma opção. Nunca será.

Obrigado a todos, pois o sentimento é de gratidão, pois vivi, cresci e muito aprendi nestes tempos, e anseio pelos novos desafios que por aqui, começarão.

EPIGRAFE

*“Magia é acreditar em si mesmo, se você conseguiu fazer isso, você pode fazer qualquer coisa acontecer. ”
(Goethe)*

RESUMO

Dentre os diversos elementos que podem ser construídos com concreto protendido se tem os elementos que devem resistir predominantemente a flexão, ou seja, as vigas. O presente trabalho tem como objetivo realizar um estudo comparativo entre as normas NBR 6118:2014 e a ACI 318:2014 sobre as considerações para o uso da protensão e especificamente através do dimensionamento da armadura de protensão sob o comportamento a flexão simples de vigas de concreto protendido no estado limite último (ELU), para vigas com aderência inicial. O mesmo busca elucidar se realmente há grandes diferenças entre as normas, ou se as semelhanças podem colaborar umas com as outras, já que cada país regulamenta de maneira diferente as necessidades de concepção e dimensionamento de vigas de acordo com o órgão vigente, propondo coeficientes de majoração e condições mínimas para segurança e estabilidade à estrutura a ser edificada. Ainda assim, ao comparar as normas, notou-se que não são exatamente iguais e não servem de complemento uma à outra, já que trabalham as informações de maneiras distintas mas entende-se que a norma brasileira não está aquém da norma americana, e pode ser utilizada seguramente para os cálculos inerentes à protensão, já que o princípio do dimensionamento de uma viga de concreto protendido depende diretamente do cálculo correto dos esforços solicitantes e resistentes.

Palavras-chaves: protensão, dimensionamento, armadura de protensão, normas.

ABSTRACT

Among the several elements that can be constructed with prestressed concrete are the elements that must resist predominantly the bending, that is, the beams. This inquiry aims to perform a comparative study between NBR 6118:2014 and ACI 318: 2014 requirements on the considerations for use prestress and specifically to design prestress armoring over simple bending and under ultimate limit state, for beams with initial adhesion. This work looks for elucidate if there are really big differences between the standard rules, or if the similarities can collaborate with each other, since each country regulates in a differently way the needs of design and dimensioning of beams according to the existing organ, proposing coefficients and minimum conditions for security and stability to the structure to be built. However, when comparing the standard rules, it was noted that they are not exactly the same and do not serve as a complement to each other, since they work the information in different ways but it is understood that the Brazilian standard is not below the American norm and can be used safely for the calculations inherent to the pretension, since the principle of the dimensioning of a prestressed concrete beam depends directly on the correct calculation of the requesting and resistant forces.

Key-words: Protension, sizing, reinforcement of protension, standard rules.

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1 - Processo de aglomeração do cimento | 19 |
| Figura 2 - Detalhe microscópico do concreto endurecido | 21 |
| Figura 3 - Forma metálica e corpo de prova endurecido | 22 |
| Figura 4 - Curva de gauss | 22 |
| Figura 5 - Ponte Rio-Niterói e museu nacional de arte contemporânea (Niterói, RJ)..... | 28 |
| Figura 6 - Fios trefilados | 30 |
| Figura 7 - Cordoalha de aço | 30 |
| Figura 8 - Barra de aço de baixa liga..... | 31 |
| Figura 9 - Tensão-deformação do Aço de Protensão | 31 |
| Figura 10 - Viga calha fabricada com protensão com aderência inicial..... | 35 |
| Figura 11 - Pista de protensão (execução de viga calha protendida com aderência inicial) ... | 36 |
| Figura 12 - Etapas de protensão de uma viga com aderência posterior | 38 |
| Figura 13 - Ilustração de cordoalha não aderente..... | 39 |
| Figura 14 - Deformações por retração e fluência do concreto ao longo do tempo | 41 |
| Figura 15 - Encurtamento e perda de tensão na armadura | 42 |
| Figura 16 – Gráfico de relaxação do aço..... | 43 |
| Figura 17 – Gráfico de fluência do aço | 43 |
| Figura 18 – Atrito dos cabos | 43 |
| Figura 19 - Bainhas | 45 |
| Figura 20 - Seção retangular com armadura simples | 49 |
| Figura 21 - Seção retangular com armadura dupla..... | 49 |
| Figura 22 - Domínios de estado-limite último de uma seção transversal..... | 52 |
| Figura 23 - Viga engastada..... | 57 |
| Figura 24 - Viga, em metros, com variação de altura..... | 64 |
| Figura 25 - Viga, em metros, com variação de largura | 65 |
| Figura 26 - Exemplo carga distribuída | 65 |
| Figura 27 - Uso de Cordoalhas de 15.2mm X Seção da Viga..... | 68 |

LISTA DE QUADROS

| | |
|---|----|
| Quadro 1 - Divisão do Concreto Protendido | 34 |
|---|----|

LISTA DE TABELAS

| | |
|---|-----------|
| Tabela 1 - Desvio-padrão a ser adotado em função da condição de preparo do concreto..... | 24 |
| Tabela 2 - Classes de agressividade ambiental (CAA)..... | 34 |
| Tabela 3 - Exemplo de detalhamento do aço de protensão | 35 |
| <i>Tabela 4 - Coeficientes de Ponderação γ_{f1} e γ_{f3}.....</i> | <i>60</i> |
| Tabela 5 - Coeficientes de Ponderação γ_{f2} | 61 |
| Tabela 6 - Definições de Agressividade | 62 |
| Tabela 7 - Comparativo de Seções de Viga..... | 69 |
| Tabela 8 - Comparação dos Coeficientes de Carregamento..... | 70 |

LISTA DE ABREVIATURAS

| | |
|-------------|--|
| ABNT | Associação Brasileira de Normas Técnicas |
| AP | Aço de protensão |
| CA | Concreto Armado |
| CAA | Classe de Agressividade Ambiental |
| CP | Concreto Protendido |
| ELU | Estado Limite Último |
| ELS | Estado Limite de Serviço |
| NBR | Norma Brasileira |
| RB | Relaxação Baixa |
| RN | Relaxação Normal |

SUMÁRIO

| | |
|---|-----------|
| INTRODUÇÃO | 14 |
| OBJETIVO GERAL | 16 |
| OBJETIVO ESPECIFICO | 16 |
| JUSTIFICATIVA | 17 |
| | |
| CAPÍTULO 1 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA | 18 |
| 1.1 Concreto | 18 |
| 1.1.1 Características do Concreto | 18 |
| 1.1.2 Estrutura Interna | 19 |
| 1.1.3 Propriedades Mecânicas | 21 |
| 1.1.3.1 Resistência a Compressão | 21 |
| 1.1.3.2 Resistência à tração | 25 |
| 1.1.4 Deformações | 26 |
| 1.1.4.1 Retração..... | 26 |
| 1.1.4.2 Expansão | 27 |
| 1.1.4.3 Imediata..... | 27 |
| 1.2 Concreto Protendido | 27 |
| 1.2.1 Características..... | 29 |
| 1.2.2 Vantagens e Desvantagens | 32 |
| 1.2.3 Classes de Agressividade Ambiental (CAA) | 33 |
| 1.2.4 Sistemas de Protensão | 34 |
| 1.2.4.1 Com aderência Inicial..... | 35 |
| 1.2.4.2 Com aderência Posterior | 36 |
| 1.2.4.3 Não aderente..... | 39 |
| 1.2.5 Perdas de Protensão | 39 |
| 1.2.5.1 Retração e Fluência do Concreto | 40 |
| 1.2.5.2 Relaxação e Fluência do aço de Protensão..... | 42 |
| 1.2.5.3 Atrito dos Cabos..... | 43 |
| 1.2.5.4 Deformação imediata do concreto..... | 44 |
| 1.2.5.5 Acomodação das ancoragens | 44 |
| 1.2.6 Elementos | 44 |
| 1.2.6.1 Bainhas | 45 |
| 1.2.6.2 Cabos de Fios Trefilados..... | 45 |
| 1.2.6.3 Cabos e Cordoalhas | 46 |
| 1.2.6.4 Armaduras de Protensão em Barras | 46 |

| | | |
|--|--|-----------|
| 1.2.6.5 | Injeção de Cabos Pós Tracionados..... | 46 |
| 1.3 | Vigas..... | 47 |
| 1.3.1 | Dimensionamento..... | 47 |
| 1.3.1.1 | Peso próprio..... | 48 |
| 1.3.1.2 | Armadura Simples..... | 48 |
| 1.3.1.3 | Armadura Dupla..... | 49 |
| 1.4 | Estado Limite Ultimo (ELU)..... | 49 |
| 1.4.1 | Condições de Estabilidade..... | 50 |
| 1.4.2 | Estado de Neutralização..... | 51 |
| 1.4.3 | Verificação dos Domínios..... | 51 |
| 1.5 | Flexão Simples..... | 56 |
| 1.5.1 | Teoria de flexão..... | 57 |
| CAPÍTULO 2 – NORMAS REGULAMENTADORAS..... | | 59 |
| 2.1 | ROTEIRO..... | 59 |
| 2.2 | NBR 6118:2014, BRASIL..... | 60 |
| 2.3 | ACI 318:2014, EUA..... | 62 |
| CAPÍTULO 3 – APRESENTAÇÃO DO PROBLEMA..... | | 64 |
| 3.1 | Considerações Iniciais..... | 64 |
| 3.2 | Comparação das Normas..... | 66 |
| CAPÍTULO 4 – RESULTADOS E ANÁLISE DE DADOS..... | | 67 |
| 4.1 | Cálculo de protensão..... | 67 |
| 4.2 | Discussão dos dados..... | 67 |
| 4.2.1 | Análise Teórica..... | 67 |
| 4.2.2 | Análise de Dados..... | 68 |
| CONCLUSÃO..... | | 71 |
| REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... | | 73 |
| APÊNDICES..... | | 75 |
| ANEXOS..... | | 78 |

INTRODUÇÃO

O concreto é o material mais usado pelo homem em todo o planeta, perdendo apenas para a água em volume utilizado e tem ampla aceitação devido à grande versatilidade de uso, podendo o concreto ser moldado em diversas formas, possuindo excelente resistência à água além de manter a firmeza da estrutura por anos a fio (IBRACON, 2009, s.p.)

O concreto é uma mistura homogênea de cimento, agregados miúdos e graúdos, com ou sem a incorporação de componentes minoritários (aditivos químicos e adições), que desenvolve suas propriedades pelo endurecimento da pasta de cimento (HANAI, 2005, p. 01). Além disso, é um material facilmente encontrado em barragens, estruturas prediais, tanques, pontes, viadutos, galerias, rodovias, modernas estruturas arquitetônicas entre outros.

O concreto tem sido implantado ao longo das últimas décadas habitualmente junto do aço, comumente chamado de concreto armado, ou betão armado, sendo um material que se tornou um dos mais importantes elementos da construção e arquitetura do século XX. O concreto armado é utilizado nas estruturas residenciais mais simples até nas estruturas dos edifícios mais complexos. Diferencia-se do concreto comum devido ao fato de receber uma armadura de aço responsável por resistir aos esforços de tração, enquanto que o concreto em resiste a compressão (BASTOS, 2015, p. 10).

A busca por estruturas mais resistentes, menos robustas, que suportassem grandes vãos e maiores pesos levaram ao desenvolvimento do concreto protendido, o qual através da introdução de esforços prévios reduzem ou anulam as tensões de tração no concreto sobre a ação das solicitações em serviço. Nessas condições, minimiza-se a importância da fissuração como condição determinante de dimensionamento da viga. Para a estrutura poder resistir a tais solicitações, seja o concreto armado ou protendido, é mandatório que ambas sejam calculadas de acordo com a sua destinação, dimensionando corretamente a capacidade da seção transversal e longitudinal (CARVALHO, 2012, p.01).

Dentre os diversos elementos que podem ser construídos com concreto protendido se tem os elementos que devem resistir predominantemente a flexão, ou seja, as vigas. Cada país regulamenta de maneira diferente as necessidades de concepção e dimensionamento de vigas de acordo com o órgão vigente, como por exemplo, no Brasil, a ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) através das Normas Brasileiras (NBR), a qual para dimensionamento e uso de concreto corresponde à NBR 6118:2014, que propõe condições mínimas para segurança e estabilidade à estrutura a ser edificada.

Desta maneira, o estudo será realizado por meio da revisão de literaturas, artigos e publicações levantando os fundamentos necessários ao entendimento do comportamento das vigas de concreto protendido sujeitas a flexão simples, apresentando os cálculos e modelos simplificados, os quais permitam determinar os efeitos das ações em uma estrutura simples, com a finalidade de conferir o estado-limite último, verificando as distribuições de esforços internos, tensões e deformações (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014, p.41).

OBJETIVO GERAL

Realizar um estudo comparativo entre as normas NBR 6118:2014 e ACI 318:2014 no dimensionamento de vigas protendidas sujeitas a flexão simples.

OBJETIVO ESPECIFICO

Realizar uma comparação entre a NBR 6118:2014 e a ACI 318:2014 (*American Concrete Institute* – EUA) sobre as considerações para o uso da protensão e especificamente através do dimensionamento da armadura de protensão sob o comportamento a flexão de vigas de concreto protendido no estado limite último, para vigas com aderência inicial, buscando elucidar se realmente há grandes diferenças entre as normas, ou se as semelhanças podem colaborar umas com as outras.

Desta maneira, a proposta desse trabalho consiste em:

- a) analisar as normas citadas, NBR 6118:2014 e a ACI 318:2014, e:
 - Identificar peculiaridades, se existirem;
 - Considerações sobre a protensão;
 - Verificar semelhanças e diferenças;

- b) como ponto principal de comparação realizar o dimensionamento da armadura de protensão e verificar se há semelhanças ou divergências nas equações e formas de cálculo.

JUSTIFICATIVA

O estudo comparativo de normas, principalmente de itens específicos como o cálculo da força de protensão e suas respectivas considerações, são difíceis de serem encontrados devido à dificuldade em se realizar a comparação de normas, já que as mesmas são realizadas de acordo com as eventualidades de cada país, e dessa maneira, são trabalhadas para atender propriamente os interesses daquele local. Ainda assim, as normas têm grande abrangência e podem ser erroneamente interpretadas, e desta maneira, para melhorar sua compreensão, é necessário que a comparação seja feita sobre um tema em específico, e não propriamente a respeito da norma toda.

É importante salientar que as normas técnicas são documentos dinâmicos que devem ser revisados com a frequência necessária a se manterem atualizados, e dessa maneira, alguns trabalhos, por mais similares que sejam, podem apresentar diferença quanto à sua fundamentação ou considerações, por utilizarem material mais atual. A ABNT exige que as normas brasileiras sejam reavaliadas a cada cinco anos, devendo ser confirmadas, revisadas ou se precisam ser atualizadas, ou até então canceladas caso não tenham mais aplicação.

A comparação aos principais códigos de normas internacionais permite verificar se os padrões ABNT da NBR adotada, referente a parte de dimensionamento de vigas bi apoiadas sujeitas a flexão simples, sob o estado limite último, são semelhantes as regras de cada país comparado, e com isso, entender se a normativa corrobora à segurança e estabilidade desse tipo de estrutura, identificando pontos de vantagens ou desvantagens, devido as normas receberem atualizações frequentes e deixarem os estudos realizados defasados, o que torna importante realizar constantemente a comparação da NBR 6118 às demais, a fim de garantir sua qualidade e segurança aos que a utilizam.

Assim, o presente trabalho colabora para aumentar os conhecimentos referente as vigas de concreto protendido, bem como seu correto dimensionamento, uma vez que o trabalho do Engenheiro Civil é entender de mecanismos construtivos e torna-los práticos a aplicação no dia a dia, e para tanto, aprimorar e aprofundar o conhecimento permite maior domínio dos materiais bem como estruturas que possam vir a ser projetadas e ou construídas por eles.

CAPÍTULO 1 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão tratados os principais assuntos que circundam o tema, os quais são os seguintes:

- a) Concreto;
- b) Concreto Protendido;
- c) Vigas;
- d) Estado Limite Ultimo (ELU), e;
- e) Flexão Simples;

1.1 Concreto

“O concreto é um material composto de água, cimento e agregados” (CARVALHO e FILHO, 2014, p. 19). Em outras palavras, a mistura em proporção adequada de cimento, agregados e água resulta num material de construção – o concreto.

Pode-se adquirir diversos tipos dependendo da finalidade do mesmo, desde a pasta, composta pelo cimento e água misturados até o concreto de alto desempenho com agregados, acima de 50 MPa até 90 MPa, definidos pela NBR 6118 (2014, s.p.). Desta maneira, se tem que:

- Cimento + Água = Pasta
- Pasta + Ar Aprisionado + Areia = Argamassa
- Pasta + Argamassa + Brita + Aditivos = concreto

A seguir são apresentados algumas características e propriedades do concreto.

1.1.1 Características do Concreto

O concreto não é um sólido perfeito. Externamente a sua superfície tem aparência lisa, mas, internamente apresenta redes de poros, as quais tem razões específicas para acontecer, tais como (BROOKS e NEVILLE, 2013, p. 01):

- a) Quantidade de água de amassamento,
- b) o excesso de água permanece pouco tempo na massa do concreto, ao evaporar deixa vazios;
- c) granulometria (empacotamento inadequado);

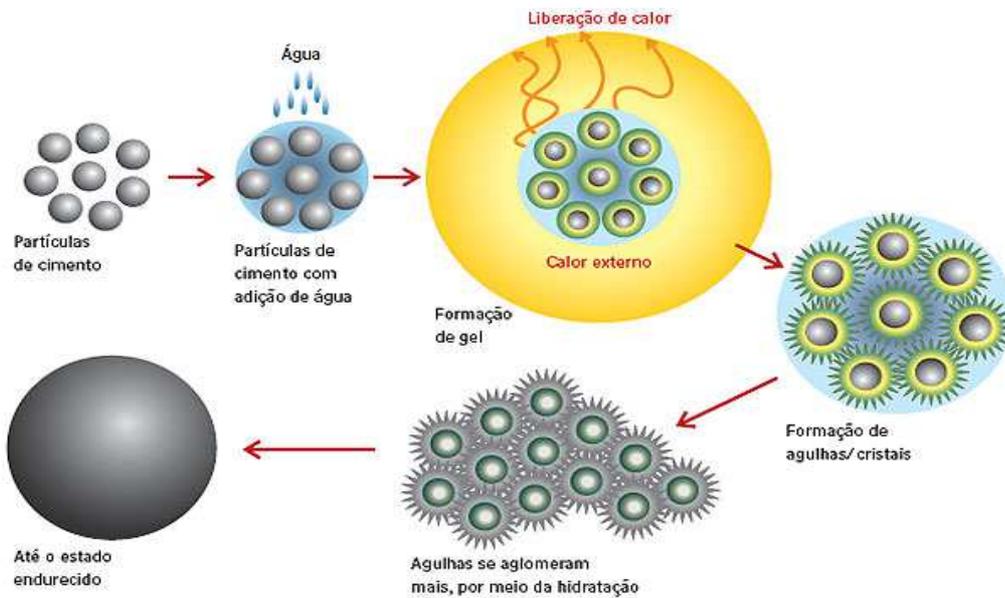
- d) Forma do grão dos agregados;
- e) Transporte;
- f) Lançamento;
- g) Qualidade da forma;
- h) Desmoldantes;
- i) Adensamento;
- j) Ar aprisionado;
- k) Ausência de cura.

Em linhas gerais, o concreto tem características inerentes e peculiares, tais como propriedades mecânicas, estrutura interna e deformações além dos fatores que podem influenciar diretamente na sua composição (PINHEIRO, MUZARDO E SANTOS, 2004, s. p.), conforme mostrado a seguir.

1.1.2 Estrutura Interna

Para Pinheiro et al (2004, p.04) durante a combinação dos agregados graúdos e miúdos com cimento e água, é iniciado o processo de reação química do cimento com a água, procedendo o gel de cimento, que compõe a massa coesiva de cimento hidratado. reação química de hidratação do cimento acontece com a diminuição do volume, dando origem a poros, cujo montante é de aproximadamente 28% do volume total do gel.

Figura 1 - Processo de aglomeração do cimento

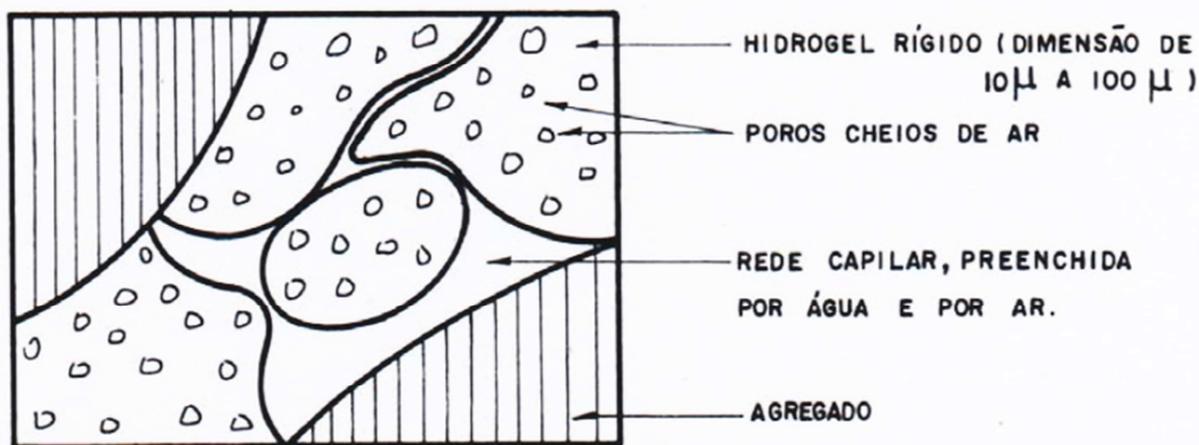


FONTE: LAGUNA E IKEMATSU, 2009, S.P.

Assim, como pode ser observado na figura 1, durante a cura do concreto, o gel envolve os agregados e endurece com o tempo, formando cristais. Ao final, após o endurecimento, o gel une os agregados, derivando em um material resistente e monolítico – o concreto.

Brooks e Neville (2013, p. 101), define que a composição interna do concreto resulta em uma massa muito heterogênea: contrai forma de retículos espaciais de gel endurecido, de grãos de agregados graúdo e miúdo de várias formas e dimensões, envoltos por grande quantidade de poros e capilares, portadores de água que não entrou na reação química e, ainda, vapor d'água e ar. Fisicamente, o concreto é um material capilar pouco poroso, sem seguimento da massa, no qual se encontram presentes as três condições da agregação – sólido, líquido e gasoso, como a figura 2, exemplifica o concreto endurecido e suas condições internas.

Figura 2 - Detalhe microscópico do concreto endurecido



FONTE: GIONGO, 2007, P.12.

1.1.3 Propriedades Mecânicas

Pinheiro et al (2004, p.02) indicam que o estado de tensão ao qual o concreto está submetido está diretamente ligado à sua capacidade de resistência, onde as principais propriedades mecânicas do concreto são: resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade.

1.1.3.1 Resistência a Compressão

A resistência à compressão simples, denominada f_c , é a propriedade mecânica mais importante. Para determiná-la, são necessários diversos corpos de prova de concreto, o qual são moldados e preparados segundo a NBR 5738 – Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto. Conforme mostra a figura 3, o padrão brasileiro é o corpo de prova cilíndrico, geralmente metálico, com 30cm de altura e 15cm de diâmetro com idade de cura com 28 dias.

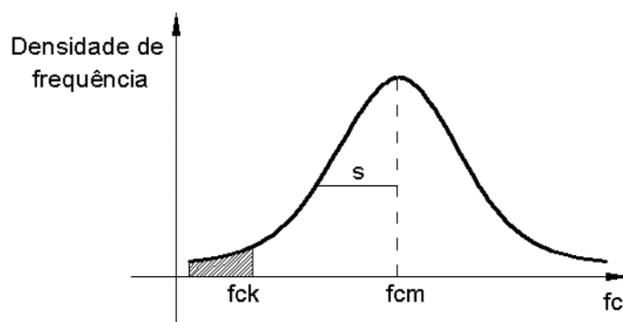
Figura 3 - Forma metálica e corpo de prova endurecido



FONTE: RESENDE C., 2012, S.P.

Após o ensaio é possível realizar um gráfico com os valores obtidos de f_c versus o número de corpos-de-prova relativos a determinado valor de f_c , também denominada densidade de frequência ou curva elástica de Gauss ou distribuição normal para a resistência do concreto à compressão (PINHEIRO et al, 2004, p.02). A curva encontrada é conforme a figura 4:

Figura 4 - Curva de gauss



FONTE: PINHEIRO ET AL, 2004, P.03.

No gráfico apresentado na figura 4, existem dois valores de grande importância: a resistência média do concreto à compressão, f_{cm} , e resistência característica do concreto à compressão, f_{ck} . O valor f_{cm} é a média aritmética dos valores de f_c para o conjunto de corpos de prova ensaiados, e é utilizado na determinação da resistência característica, f_{ck} , por meio da equação 01:

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,65 s \quad (\text{EQUAÇÃO 01})$$

Onde:

f_{cm} = média aritmética dos valores de f_c ;

1,65 = quantil de 5 % (apenas 5 % dos corpos de prova possuem $f_c < f_{ck}$)

s = distância entre a abscissa de f_{cm} e a do ponto de inflexão da curva;

Desta maneira, é possível definir que o valor de f_{ck} sendo o valor da resistência que tem 5 % de possibilidade de não ser atingido, em experimentos de corpos de prova de um certo lote de concreto. As classes de resistência em função de f_{ck} , como por exemplo, o concreto classe C30, corresponde a um concreto com $f_{ck} = 30$ MPa. Quando em obras de pequeno e médio porte, ou devido ao pequeno número de corpos de prova ensaiados, calcula-se o f_{ck} estimado, $f_{ck,est}$, da resistência característica do concreto à compressão (PINHEIRO et al, 2004, p.03).

Brusco (2014, p.29) cita que a NBR 6118:2014 é utilizada para o dimensionamento de estruturas com concretos normais, pertencentes aos grupos I (10 a 50 MPa) e II (55 a 90 MPa) de resistência à compressão. A mesma ainda se limita ao uso dos concretos simples, armado com classes acima de C20 e protendido, classes acima de C25, eliminando estruturas projetadas com concretos leve e pesado, concreto massa e concreto sem finos. Já as classes C10 e C15 são definidas apenas para obras temporárias ou sem fins estruturais. Desta maneira (NBR 6118, 2014, p.14) a resistência média é calculada a partir da equação 02:

$$f_{cj} = f_{ck} + 1,65 S_d \quad \text{(EQUAÇÃO 02)}$$

Onde:

f_{cj} = resistência média do concreto à compressão, prevista para a idade de j dias, em MPa;

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão, em MPa;

S_d = desvio-padrão da dosagem, em MPa.

A equação 02 é fundamentada em uma distribuição normal de possibilidade na qual o valor de f_{ck} tem somente 5% de chances de estar abaixo do indicado. No entanto o valor o desvio-padrão pode ou não ser conhecido (BRUSCO, 2014, p.30). Quando é conhecido, deve ser adquirido a partir de testes e ensaios, o qual exige-se no mínimo 20 resultados consecutivos não anteriores há 30 dias. No entanto, é limitado em 2 MPa o valor mínimo para S_d . Para quando o desvio-padrão é desconhecido, a NBR 12655:2015 estabelece valores fixos de S_d em função das condições de preparo e produção do concreto (PINHEIRO et al, 2004, p.03):

a) condição A: aplicada às classes de resistência C10 até C80 onde o cimento e os agregados são medidos em massa, a água de amassamento é medida em massa ou volume com correção em função da umidade dos agregados;

b) condição B: esta condição é aplicável a duas faixas de resistência.

- aplicável às classes C10 até C25 onde o cimento é medido em massa, a água de amassamento medida em volume e os agregados medidos em massa combinada com volume;

- aplicável às classes C10 até C20 onde o cimento é medido em massa e a água de amassamento e os agregados são medidos em volume. Durante o mesmo turno do processo de concretagem, é medido no mínimo 3 vezes a umidade do agregado miúdo, que tem seu volume corrigido através da curva de inchamento do material.

Desta maneira, quando definidas as condições de preparo, a tabela 1 fornece os valores de desvio-padrão.

Tabela 1 - Desvio-padrão a ser adotado em função da condição de preparo do concreto

| Condição de preparo do concreto | Desvio-padrão MPa |
|--|--------------------------|
| A | 4,0 |
| B | 5,5 |
| C ¹ | 7,0 |

¹⁾ Para a condição de preparo C, e enquanto não se conhece o desvio-padrão, exige-se para os concretos de classe C15 o consumo mínimo de 350 Kg de cimento por metro cúbico de concreto.

FONTE: PINHEIRO ET AL, 2004, P.03 – ADAPTADO.

A partir da resistência característica à compressão, a NBR 6118 (2014, p.74-75) estipula a resistência de cálculo que é dada pela equação 03:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{(EQUAÇÃO 03)}$$

Onde:

f_{cd} = resistência de cálculo à compressão do concreto, em MPa;

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão, em MPa;

γ_c = coeficiente de ponderação da resistência do concreto.

A equação 03 indica a resistência característica obtida com tempo de 28 dias ou mais, valor que é lembrado pela Norma. O coeficiente de ponderação γ_c , leva em conta os seguintes aspectos: variabilidade da resistência dos materiais envolvidos, diferença de resistência entre corpo de prova e estrutura, desvios gerados na construção e aproximações feitas em projeto em relação à resistência, e assim, os tipos de combinações de cargas utilizadas são:

- normais = 1,4;
- especial ou de construção = 1,2;
- excepcionais = 1,2.

1.1.3.2 Resistência à tração

As considerações relativas à resistência do concreto à tração, f_{ct} , são análogos aos colocados anteriormente, para a resistência à compressão. Assim, tem-se a resistência média do concreto à tração, f_{ctm} , obtida através da média aritmética dos resultados, e a resistência característica do concreto à tração, f_{ctk} , como o valor da resistência que tem 5% de possibilidade de não ser obtido pelos resultados de um lote de concreto (PINHEIRO et al, 2004, p.03).

Devido o concreto não apresentar uma resistência tão significativa a tração quanto a compressão comumente não se considera a resistência a tração do concreto no dimensionamento de elementos que possam vir ser sujeitos a esforços de tração (CARVALHO, 2012, p.10).

Na falta de resultados de ensaios à tração, é possível calcular a resistência média e característica à tração por meio de equações (equação 04 e 05). Para concretos de classes até C50 como sendo (CARVALHO, 2012, p.10):

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (\text{EQUAÇÃO 04})$$

E para concretos de classes C50 até C90:

$$f_{ct,m} = 2,12 \ln (1 + 0,11 f_{ck}) \quad (\text{EQUAÇÃO 05})$$

Para o cálculo da resistência característica à tração, as equações 06 e 07 estão definidas para todas as classes de resistência:

$$f_{ctk,sup} = 1,3 f_{ct,m} \quad (\text{EQUAÇÃO 06})$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m} \quad (\text{EQUAÇÃO 07})$$

Onde:

$f_{ct,m}$ = resistência média à tração do concreto, em MPa;

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto, em MPa;

$f_{ctk,inf}$ = resistência característica inferior à tração do concreto, em MPa;

$f_{ctk,sup}$ = resistência característica superior à tração do concreto, em MPa;

1.1.4 Deformações

“O concreto é um material sujeito a deformações intrínsecas, isto é, que são decorrentes da natureza da sua estrutura interna, da sua reologia” (HANAI, 2005, p. 37).

As deformações do concreto dependem essencialmente de sua estrutura interna. No entanto, devido a estrutura protendida aplicar estado prévios de tensão, admite-se que a mesma não está sujeita a fissuração e desta maneira, apenas a retração e expansão do concreto contribuem para as deformações da estrutura.

1.1.4.1 Retração

A retração é uma das formas de ocasionar a deformação do concreto (BROOKS e NEVILLE, 2013, p. 232), que consiste na redução de volume que ocorre no concreto, mesmo quando não há tensões mecânicas e ou de variações de temperatura. Assim, as razões da retração podem ser:

- Retração química que é a contração da água não evaporável, durante o endurecimento do concreto;
- Retração capilar, que ocorre por evaporação parcial da água capilar e perda da água adsorvida. Assim, a tensão superficial e o fluxo de água nos capilares provocam retração.

- Retração por carbonatação, representada pela fórmula: $Ca(OH)_2 + CO_2 \rightarrow CaCO_3 + H_2O$, que ocorre com diminuição de volume.

Geralmente a maior, se não a principal causa de retração ocorre em razão da diminuição do volume de água durante a secagem do concreto.

1.1.4.2 Expansão

A expansão é o aumento de volume do concreto, que ocorre em peças submersas. Nessas peças, no início tem-se retração química. Porém, o fluxo de água é de fora para dentro. As decorrentes tensões capilares anulam a retração química e, em seguida, provocam a expansão da peça (PINHEIRO, MUZARDO E SANTOS, 2004, p.05).

1.1.4.3 Imediata

A deformação imediata é ocasionada pela acomodação dos cristais que formam o material. Os espaços ociosos entre os agregados também permitem uma maior acomodação interna; assim um material que contenha baixo índice de vazios é menos deformável e o módulo de elasticidade é alto, neste caso o material é frágil (GIONGO, 2007, p.07).

A deformação imediata pode ocorrer em razão do carregamento sobre a peça, seja o mesmo excessivo ou no caso de dimensionamento incorreto da estrutura. Corresponde ao desempenho do concreto como sólido verdadeiro, e é causada por uma arrumação dos cristais que formam o material, os quais podem formar vazios e diminuir a capacidade de resistência do concreto, infligindo a ruptura do concreto (PINHEIRO, MUZARDO E SANTOS, 2004, p.04).

1.2 Concreto Protendido

Existem diversos tipos de concreto que são: convencional, ciclópico, bombeável, fluído, alto desempenho, rolado, projetado, pré-moldado, resfriado, leve, pesado, celular, submerso, extrusado, entre outros, no entanto, o presente trabalho limitar-se-á somente desenvolver o concreto o qual é inerente ao título do estudo, o concreto protendido. A figura 5 apresenta exemplos de estruturas em concreto protendido.

Figura 5 - Ponte Rio-Niterói e museu nacional de arte contemporânea (Niterói, RJ).



FONTE: RESENDE C., 2012, S.P.

Para o entendimento completo do concreto protendido, é necessário entender em partes qual a funcionalidade do mesmo, onde Carvalho e Filho (2014, p. 21), cita que o concreto protendido pode ser obtido por meio da associação entre o concreto simples e a armadura ativa (aplica-se uma força na armadura antes da atuação do carregamento na estrutura).

A aplicação da protensão incide em alongar a armadura contra a própria peça de concreto, a fim de comprimir a zona que será tracionada pela carga. A armadura de protensão necessita ter alta resistência, aproximadamente de duas a quatro vezes a resistência da armadura tradicional. Isso é devido as perdas de protensão, sobretudo daquelas que acontecem ao longo do tempo seja por fluência, retração do concreto e ou por fluência do aço de protensão (BUCHAIM, 2007, p. 03).

Desde a década de 1950, já eram publicados estudos sobre a projeção e construção de obras em concreto protendido, as quais ainda são atuais. Tais estudos evidenciam aspectos importantes, tais como o significado de protender, que nada mais é do que comprimir o concreto, apenas onde o encurtamento é possível evitando que não ocorra fora da direção da protensão. Além disso, em cada mudança de direção do cabo de protensão, podem surgir forças internas radiais ao se aplicar a protensão. Estas mudanças de direção do eixo das peças geram, por sua vez, forças internas de desvio, e assim, deve ser previsto essa análise ao dimensionamento. Desta maneira, é necessário evitar tensões de tração sob peso próprio e desconfiar da resistência à tração do concreto e dispor armadura passiva de preferência na direção transversal à da protensão e especialmente nas regiões de introdução das forças de protensão (HANAI, 2005, p.01).

Desta maneira, é evidente que a fim de garantir a correta protensão da viga, é necessário que seja levado em consideração a capacidade dos elementos utilizados na fabricação, tanto da capacidade de tração do aço como de compressão do concreto diretamente no cálculo da estrutura, evitando o comprometimento da peça pela falta de consideração da característica de algum elemento (BUCHAIM, 2007, p. 04).

Em relação ao concreto armado, uma das diferenças que mais se destaca está na existência ou não de forças de protensão. A existência de armadura ativa ocasiona metodologias especiais referindo-se ao concreto armado tradicional, tanto no projeto como na execução, o qual no projeto de peças de concreto protendido é necessário calcular com mais critério os efeitos da retração e da fluência do concreto e da relaxação do aço de protensão. Desta maneira, para se utilizar protensão, é necessário maior conhecimento e domínio tecnológico, o que implica em haver pessoas especializadas e equipamentos que têm maior custo (CARVALHO, 2012, p.10).

1.2.1 Características

Pfeil (1985, s.p.) cita que os principais materiais utilizados em concreto protendido são o concreto e armaduras não-protendidas e protendidas.

As armaduras não protendidas são constituídas pelos vergalhões comumente empregados em concreto armado. Em estruturas de concreto com aplicação de protensão, as armaduras têm as designações de convencionais ou suplementares. Os aços utilizados como armadura suplementar são designados pelas letras CA (concreto armado) junto do valor constitutivo do limite de escoamento em N/m^2 (PFEIL, 1985, s.p.).

Já os aços empregados como armaduras de protensão, segundo Pfeil (1985, s.p.), podem ser colocados em três grupos:

- Fios trefilados de aço carbono: diâmetros variando entre 3mm e 8mm, fornecidos em rolos ou bobinas com grande comprimento de fio;
- Cordoalhas: compostas por fios trefilados, enrolados em forma de hélice, como uma corda; são também fornecidas em bobinas, com grande extensão;
- Barras de aço baixa liga: laminadas a quente, fornecidas em peças retilíneas de dimensão limitada.

É importante ressaltar que atualmente a regulamentação da utilização destas cordoalhas são prescritas pela NBR 7483/2008 intitulada Cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido. As figuras de 6 a 8 ilustram os três grupos citados anteriormente.

Figura 6 - Fios trefilados



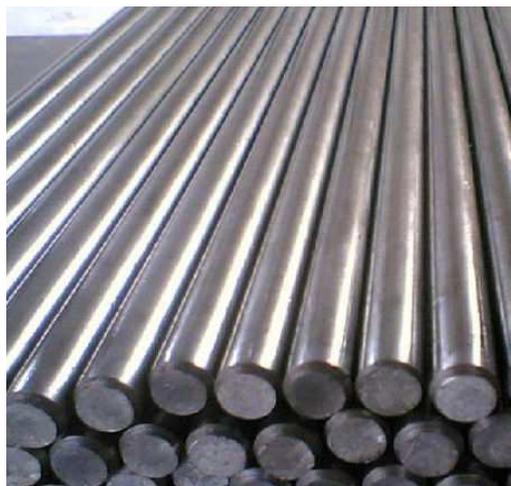
FONTE: ARCELLOR MITTAL, 2016, S.P.

Figura 7 - Cordoalha de aço



FONTE: ARCELLOR MITTAL, 2016, S.P.

Figura 8 - Barra de aço de baixa liga

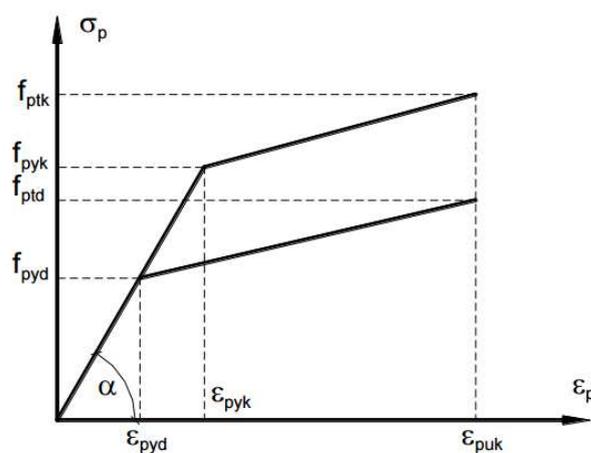


FONTE: ARCELLOR MITTAL, 2016, S.P.

A NBR 6118:2014, determina que o diagrama tensão-deformação deve ser fornecido pelo fabricante ou obtido em ensaio realizado segundo seguindo a NBR 6349. Na falta deles a NBR 6118:2014 permite, nos estados-limite de serviço e último, utilizar um diagrama simplificado, conforme a figura 9, para intervalos de temperaturas entre -20°C e 150°C (BASTOS, 2015, p. 18).

Bastos (2015, p.18) ainda indica que os valores característicos da resistência ao escoamento convencional f_{pyk} , da resistência à tração f_{ptk} e o alongamento após ruptura ϵ_{puk} das cordoalhas devem satisfazer os valores mínimos estabelecidos na ABNT NBR 7483. Os valores de f_{pyk} , f_{ptk} e do alongamento após ruptura ϵ_{puk} dos fios devem atender ao que é especificado na ABNT NBR 7482.

Figura 9 - Tensão-deformação do Aço de Protensão



FONTE: NBR 6118, 2014, P.31 – ADAPTADO.

Segundo Pfeil (1985, s.p.), os aços de protensão são geralmente designados pelas letras CP (Concreto Protendido), seguidas da resistência característica à ruptura por tração, em N/m^2 . As armaduras protendidas, ancoradas com tensões superiores demonstram, com o passar do tempo, uma perda de tensão devida à relaxação normal. Nos fios e cordoalhas pode-se fazer um tratamento termo-mecânico que reduz a perda por relaxação, sendo o aço denominado de relaxação baixa. O tratamento consiste em aquecimento a 400 °C e tracionamento até a deformação unitária de 1%.

Os aços de protensão necessitam sempre ser instalados com tensões elevadas, a fim de que as perdas de protensão concebam um percentual moderado da tensão aplicada (em geral 20% a 30%). Desta maneira, os esforços de protensão ativos, agindo sobre o concreto, representarão cerca de 70% a 80% do esforço inicial instalado. As tensões nas armaduras protendidas são, entretanto, limitadas a certos valores máximos, a fim de diminuir o risco de ruptura dos cabos e evitar perdas excessivas por relaxação do aço (PFEIL, 1985, s.p.).

1.2.2 Vantagens e Desvantagens

Existem diversas vantagens para a utilização de peças em concreto protendido, principalmente do caso de que o carregamento externo terá que superar as tensões de compressão prévias, para iniciar as fissurações no concreto (BUCHAIM, 2007, p.4):

- Reduz as tensões de tração provocadas pela flexão e pelos esforços cortantes;
- Reduz a incidência de fissuras;
- Reduz as quantidades necessárias de concreto e aço, devido ao emprego eficiente de materiais de maior resistência, assim as peças terão maior esbeltez para as seções de concreto;
- Permite vencer vãos maiores que o concreto armado convencional; para o mesmo vão, permite reduzir a altura necessária da viga;
- Facilita o emprego generalizado de pré-moldagem, uma vez que a protensão elimina a fissuração durante o transporte das peças;
- Durante a operação da protensão, o concreto e o aço são submetidos a tensões em geral superiores às que poderão ocorrer na viga sujeita às cargas de serviço. A operação de protensão constitui, neste caso, uma espécie de prova de carga da viga;

Além dessas vantagens acima, Ishitani e França (2002, p.15) também citam vantagens a respeito do concreto protendido, onde que o emprego de aços de alta resistência ao mesmo

tempo compõe uma necessidade para a execução do concreto protendido (por causa das perdas progressivas), ela também elimina os problemas citados, bem como, na eliminação das tensões de tração, se houver necessidade, é possível eliminar as tensões de tração e por consequência a fissuração do concreto, sendo um meio eficiente de controle de abertura de fissuras quando estas forem permitidas. Além disso, o uso obrigatório de aços de alta resistência associado a concretos de maior resistência admite a redução da seção transversal, colaborando diretamente para a redução do peso próprio – desta maneira, formam-se estruturas mais leves e que podem vencer maiores vãos, assim como a protensão colabora sobre a resistência ao cisalhamento, reduzindo também a força cortante efetiva.

A Protensão consegue eliminar a presença de seções fissuradas. Tem-se, assim, redução da flecha por eliminar a queda de rigidez a flexão correspondente à seção fissurada. Outra vantagem, é a possibilidade de criação de diversos sistemas construtivos, tais como: balanço sucessivos, pré-moldados e etc. (ISHITANI E FRANÇA, 2002, p.15).

Ainda assim, podem haver algumas desvantagens (BUCHAIM,2007, p. 5) sendo:

- Devido à esbelteza das peças, existe um risco maior de vibração por cargas móveis,
- Devido conter informações do estado-limite de utilização, é necessária uma melhor compreensão do projeto estrutura
- Demanda de mão de obra especializada;

1.2.3 Classes de Agressividade Ambiental (CAA)

Segundo a NBR 6118 (2014, p. 17), a agressividade ambiental deve ser classificada como apresentado na tabela 2 e pode ser avaliada, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes.

Tabela 2 - 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 | Insignificante |
| | | Submersa | |
| II | Moderada | Urbana (a e b) | Pequeno |
| III | Forte | Marinha (a) | Grande |
| | | Industrial (a e b) | |
| IV | Muito Forte | Industrial (a e c) | Elevado |
| | | Respingos de Maré | |

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

b) Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras 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.

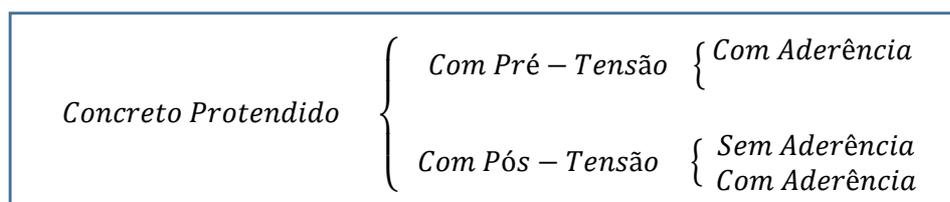
FONTE: NBR 6118, 2014, p. 17 – ADAPTADO.

1.2.4 Sistemas de Protensão

Para qualquer sistema de protensão, consideram-se os elementos da armadura ativa (de protensão), composta por barras, fios isolados ou cordoalhas, remetida à produção de forças de protensão, isto é, na qual se aplica um pré-alongamento inicial. Qualquer outra armadura que não seja utilizada para produzir forças de protensão, isto é, que não seja previamente alongada, considera-se como armadura passiva, devendo estar sempre aderente ao concreto (HANAI, 2005, p. 17-18).

Os tipos de concreto protendido são divididos em dois tipos, conforme o quadro 1:

Quadro 1 - Divisão do Concreto Protendido



FONTE: DADOS DO AUTOR (2016)

No entanto, o presente trabalho abordará somente o concreto protendido com pós tensão, tratando seus respectivos itens no tópico a seguir.

Além de se conhecer os tipos de concreto protendido existente, é importante compreender os parâmetros dos aços utilizados na protensão, que diferem do concreto armado conforme apresentados na tabela 3:

Tabela 3 - Exemplo de detalhamento do aço de protensão

| CP | 170 | RB | L |
|---------------------|--|---|---------------------------------|
| Concreto Protendido | f_{ptk} Resistência Característica de Ruptura em kN/cm^2 | Relaxação Baixa (RB) ou Relaxação Normal (RN) | Fio Liso (L) ou Fio Entalhe (E) |

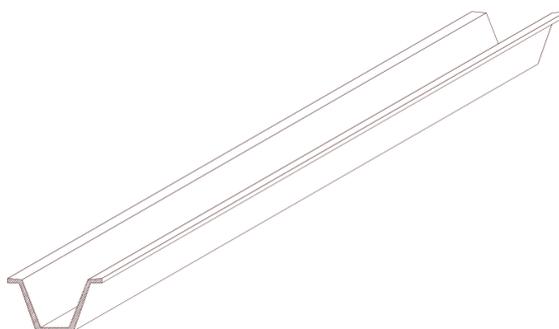
FONTE: NBR 6118, 2014, p. 17 – ADAPTADO.

1.2.4.1 Com aderência Inicial

O concreto protendido com aderência inicial é onde o pré-alongamento da armadura é realizado utilizando-se de apoios independentes do elemento estrutural, antes do lançamento do concreto, sendo a ligação da armadura de protensão com os referidos apoios, retirada após o endurecimento do concreto; a tensão entre o concreto e a armadura é desenvolvida só por aderência (NBR6118, 2014, p. 04).

Carvalho (2012, p.03) cita que o concreto protendido com aderência inicial tipicamente, é usada em peças pré-moldadas. Para a fabricação da viga ilustrada na figura 10 é utilizada uma pista de protensão com um berço com apoios rígidos e macaco de protensão.

Figura 10 - Viga calha fabricada com protensão com aderência inicial

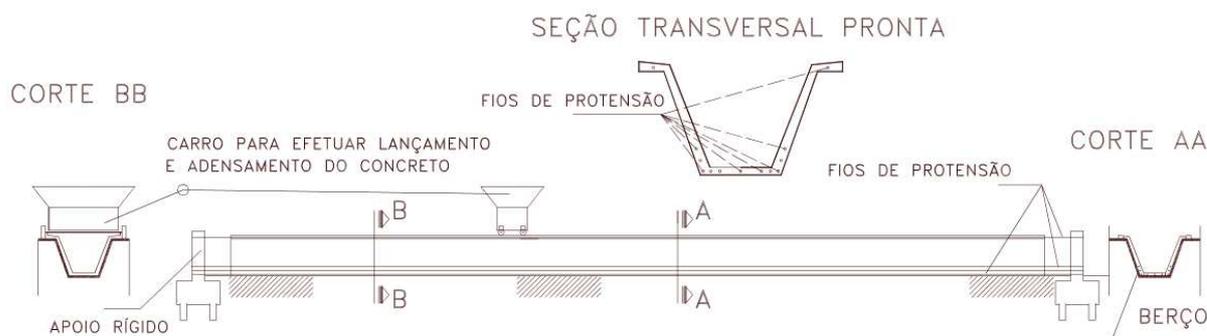


FONTE: CARVALHO, 2012, p.03.

A figura 11 mostra os elementos básicos de uma pista de protensão. A ordem de confecção é da seguinte maneira (CARVALHO, 2012, P.03):

- 1) são posicionados os fios de protensão ancorados em um dos pontos de apoio rígido, que neste caso, o do lado esquerdo;
- 2) utilizando um macaco hidráulico, é realizada a reação contra o apoio da direita, causando o estiramento da armadura protensão que pode ser composta de fios ou cordoalhas. Ao alcançar o estiramento necessário, as extremidades são ancoradas no apoio da direita;
- 3) o carro indicado dissemina o concreto, vibra-o e dá o acabamento da superfície superior. Com isso, o concreto entra em contato com a armadura iniciando o processo de aderência, daí provém o nome aderência inicial (ou pré-tensão) pois a armadura já estava tensionada quando aplicado o concreto;
- 4) depois de transcorrido o tempo suficiente para que o concreto curado e já tenha resistência apropriada se realiza a retirada da ancoragem de um dos apoios. A armadura tenta retornar ao comprimento que tinha antes da distensão provocando compressão no concreto em virtude de estar aderente ao mesmo.

Figura 11 - Pista de protensão (execução de viga calha protendida com aderência inicial)



FONTE: CARVALHO, 2012, P.03.

1.2.4.2 Com aderência Posterior

Neste caso, é entendido como concreto protendido com aderência posterior onde o pré-alongamento da armadura é feito após o endurecimento do concreto, usando como apoios, partes do próprio elemento estrutural, criando uma posterior aderência com o concreto de modo permanente, através da injeção de nata de cimento nas bainhas. Geralmente essa protensão é executada nos canteiros de obras, onde o aço é tracionado após o concreto ter

atingido perto de 75% de sua resistência especificada. No sistema aderente, impede-se a movimentação entre a cordoalha e o concreto, injetando-se nata de cimento dentro da bainha corrugada após a protensão, garantindo a aderência da cordoalha, ficando aderidas à estrutura de concreto e impedindo o movimento entre as partes (NBR 6118, 2014, p.04).

As vigas construídas com aderência posterior, seguem normalmente uma ordem pré-estabelecida pela NBR 6118:2014, que visa estabelecer padrões a fim de evitar falhas de execução, a não ser por uso de materiais de baixa qualidade ou que estejam fora dos procedimentos. A sequência, segundo Carvalho (2012, p.06), consiste nas seguintes etapas:

- Etapa 1: montagem do escoramento, das formas e da colocação das armaduras passivas (armaduras normais feitas com barras de aço comum) e bainhas estanques (não permitem a penetração do concreto dentro delas) com cabos em seu interior, conforme detalhe 1 da figura 12. Em alguns casos os cabos poderão ser inseridos posteriormente apesar de que o usual seja a colocação das bainhas já com os cabos dentro delas.

- Etapa 2: lançamento do concreto, sem nenhum contato com a armadura de protensão, devido a proteção ocasionada pela bainha, daí o nome de aderência posterior.

- Etapa 3: Ao alcançar a resistência mínima, após o endurecimento, é aplicada a força de protensão, geralmente utilizando-se de macacos hidráulicos que são apoiados nas extremidades e estiram através de força mecânica a armadura ali inserida. Assim, o concreto é comprimido pelo apoio dos macacos e simultaneamente o aço de protensão é distendido. Dependendo do projeto da peça, posterior a protensão do último cabo a viga não estará mais em contato com o escoramento devido a protensão criar um efeito de flexão com curvatura contrária à que existe devido à ação de peso próprio. Desta maneira, é necessário controlar no ponto de maior deformação da viga (neste caso no meio do vão) se há a separação da face inferior da viga da forma, o qual pode ser notado se retirando as formas laterais para inspeção.

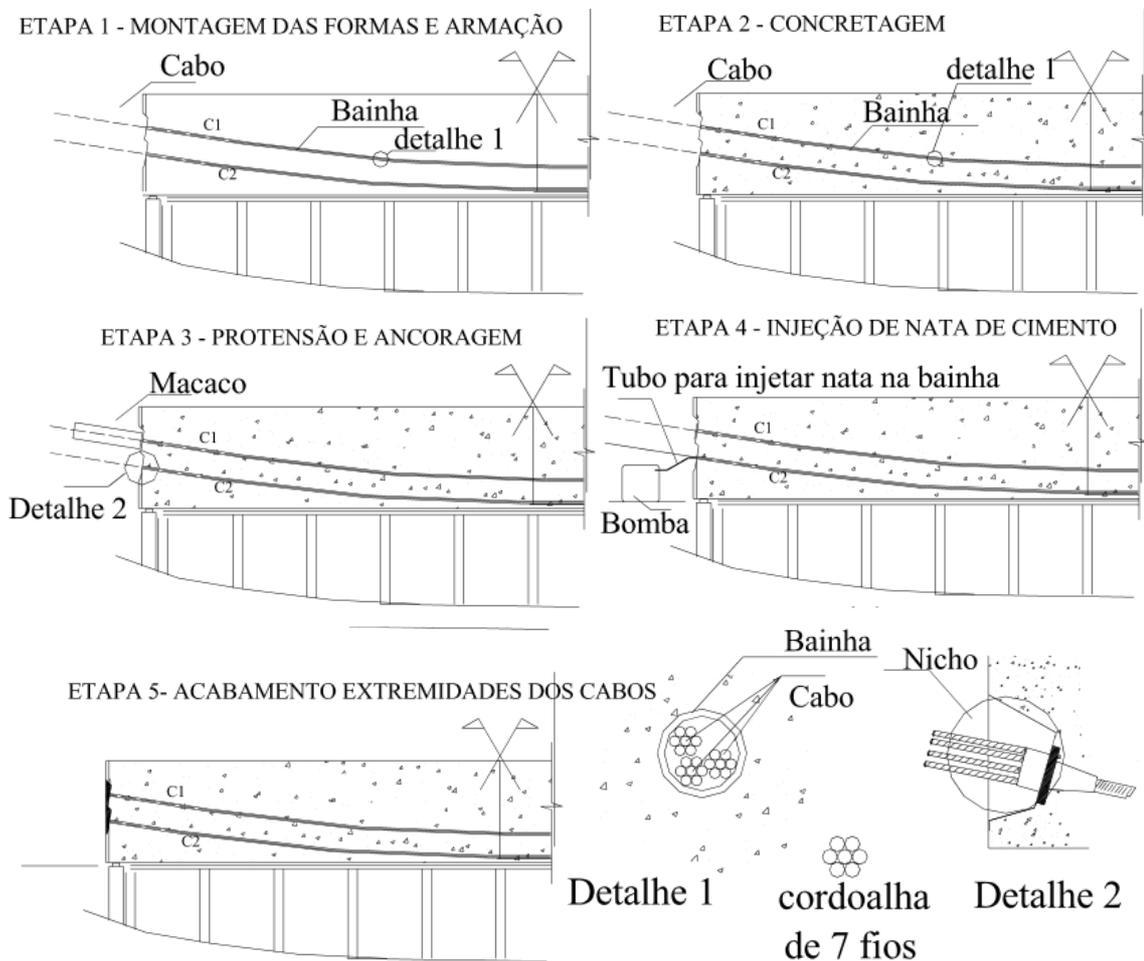
- Etapa 4: realizada a protensão do aço e a compressão do concreto, é feita a injeção de pasta de cimento nas bainhas. A bainha é designada para acomodar os cabos com uma certa folga, de modo que seja permitido seu deslocamento. Após a protensão e ancoragem dos cabos torna-se interessante o preenchimento com nata de cimento este vazio para estabelecer a aderência entre armadura e concreto (no caso cordoalhas-bainha que por sua vez já estão aderentes ao concreto). São deixados orifícios junto aos elementos que compõem a ancoragem nas extremidades dos cabos, de maneira que se pode injetar, sobre pressão a nata de cimento

por uma extremidade e quando a mesma purgar pela outra extremidade se garantir que os espaços vagos entre cordoalhas e interior da bainha estão devidamente preenchidos. É importante notar que, mesmo ocorrendo a retração da nata de cimento, devido ao corrugamento das bainhas, ocorre a transmissão de ações entre o concreto e face da bainha ondulada.

- Etapa 5: é realizada o corte das extremidades dos cabos e preenchimento com concreto dos nichos (detalhe 2 da figura 12) usados para aplicação da protensão.

A figura 12, conforme mostrada a seguir, ilustra passo a passo, a discriminação das etapas citadas.

Figura 12 - Etapas de protensão de uma viga com aderência posterior

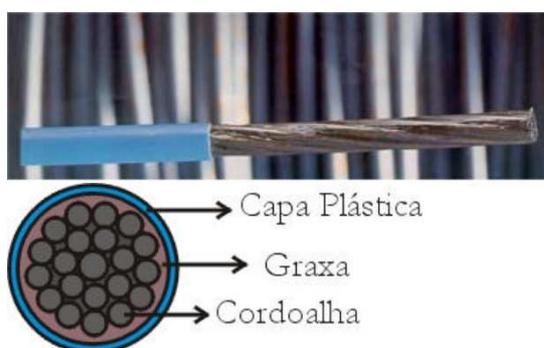


FONTE: CARVALHO, 2012, P.07.

1.2.4.3 Não aderente

Denomina-se protensão não aderente (sem aderência) o sistema onde se utiliza o emprego de cordoalhas engraxadas e plastificadas. No sistema não aderente, possibilita-se a movimentação entre a cordoalha e a estrutura de concreto, onde se dispensa a utilização de bainhas metálicas e a injeção de nata de cimento. Através desta solução, tem-se maior rapidez na colocação das cordoalhas e a ausência da operação da injeção. O conjunto completo constituído de ancoragens, aço de protensão (cordoalha), revestimento de graxa e bainha plástica (material de cobertura formando um revestimento no qual o aço de protensão – cordoalha, fica contido para evitar a aderência durante a colocação do concreto, promovendo proteção contra a corrosão por conter o envolvimento de graxa inibidora de corrosão, conforme a figura 13. No sistema de protensão não aderente, a ancoragem é o elemento que realiza o travamento da cordoalha e distribui as tensões geradas pela peça estrutural (NASCIMENTO, 2004, p.14).

Figura 13 - Ilustração de cordoalha não aderente.



FONTE: ISHITANI E FRANÇA, 2002, p.24.

A NBR 6118 define que o concreto protendido sem aderência consiste no pré-alongamento da armadura ativa que é realizado após o endurecimento do concreto, sendo utilizadas, como apoios, partes do próprio elemento estrutural, mas não sendo criada aderência com o concreto, mantendo a armadura ligada ao concreto apenas em pontos localizados (NBR 6118, 2014, p.04).

1.2.5 Perdas de Protensão

A Protensão induz uma força inicial P_0 que está diretamente relacionada com o estiramento ocasionado na armadura ativa. O uso dos macacos hidráulicos bem como a liberação dos cabos e a transferência da força de Protensão, entre outros, originam uma série de consequências que causam uma redução da força de Protensão. Dessa forma, tem-se as chamadas perdas de Protensão. No entanto, durante o cálculo de uma peça protendida, pode-se estimar as perdas de Protensão a fim de minimizar os impactos desse efeito (VERISSIMO e CESAR Jr., 1998, p.01) tais que os fatores que provocam perdas progressivas são:

- retração e fluência do concreto;
- relaxação do aço de protensão.

E os fatores que causam as perdas instantâneas são:

- atrito do cabo com a bainha;
- deformação imediata (ou elástica) do concreto;
- acomodação da ancoragem;

1.2.5.1 Retração e Fluência do Concreto

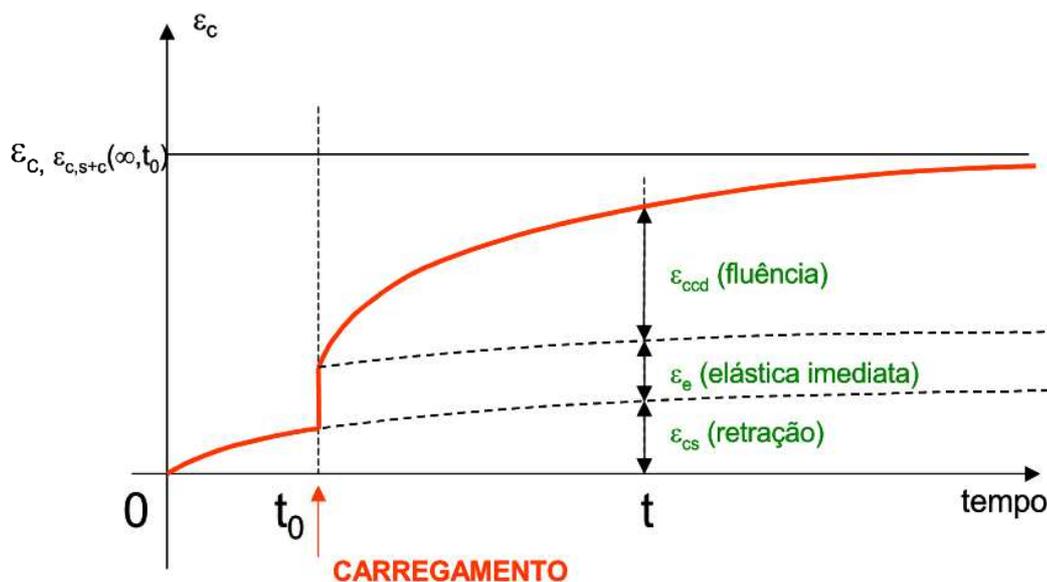
O concreto está sujeito a deformações que ocorrem da natureza da sua estrutura interna, do seu limite de resistência à deformação. A retração, sobretudo a retração por secagem, é um fenômeno que se relaciona com o balanceamento higrotérmico do concreto com o meio ambiente, que acaba gerando encurtamentos do concreto que aparecem ao longo do tempo. A fluência, que ocorre no concreto submetido a ações de longa duração, também é um fenômeno que ocorre em decorrência do tempo, causando deformações elásticas e plásticas progressivas das fibras nas regiões que estão sendo solicitadas. Desta maneira, a introdução de esforços de compressão prévios (Protensão) e de longa duração nas seções das peças, lida com as consequências do encurtamento do concreto na região da armadura protendida (HANAI, 2005, p. 37).

De forma simples, Carvalho (2012, p.96) conceitua que a retração é a variação volumétrica que o concreto sofre depois de endurecido e a fluência, associa-se um elemento linear de concreto de um conjunto, colocado em série, de uma mola associada a um pistão com líquido viscoso dentro e com pequenos orifícios na outra extremidade. Aplicando uma determinada força, se iniciará o processo de deformação imediata, ocorrendo o escape do

fluido pressionado dentro do pistão através dos pequenos furos. Devido a viscosidade do elemento e a pequena dimensão dos furos, a deformação crescerá lentamente com o tempo.

O gráfico de deformações por retração e fluência do concreto ao longo do tempo – figura 14, demonstra tal efeito, de acordo a deformação em relação ao tempo decorrido, o qual a retração ocorre antes do carregamento. Já a deformação imediata e a fluência, ocorrem respectivamente em ordem, de acordo com o tempo decorrido (CARVALHO, 2012, p.96).

Figura 14 - Deformações por retração e fluência do concreto ao longo do tempo

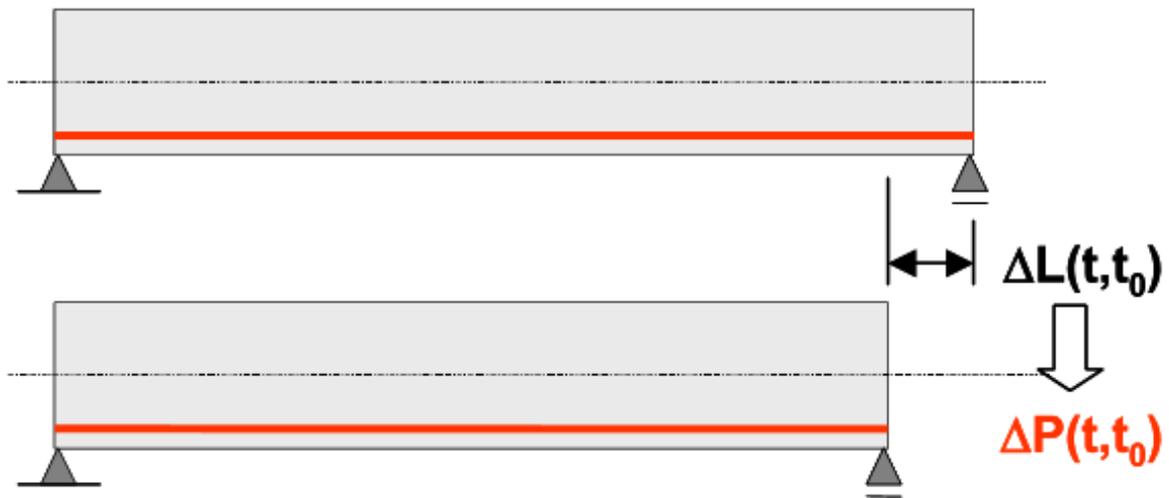


FONTE: HANAI, 2005, P. 37.

Desta maneira, de 0 à t_0 é indicado o tempo em que não há o carregamento e desta maneira a retração é natural de acordo com a viscosidade do material. Ao aplicar a força em t_0 , o material sofre a deformação imediata devido a instantaneidade do carregamento, que é denominada fase elástica. Após a deformação elástica, o concreto adquire homogeneidade e inicia-se o período de fluência, que tende a se estabilizar depois de um determinado período de tempo (t) (CARVALHO, 2012, p.96).

Hanai (2005, p.38) cita que a região da armadura de protensão tende a sofrer um encurtamento ao longo do tempo, e desta maneira, a armadura também receberá os efeitos do encurtamento, ocorrendo a perda progressiva da força de protensão instalada. Assim, os efeitos de retração e fluência de concreto geram uma perda progressiva de protensão, até estabilizar-se, o qual pode ocorrer em até 3 anos. A figura 15 mostra o ΔL , o qual é a relação de encurtamento, do início da protensão até a total estabilização, ΔP .

Figura 15 - Encurtamento e perda de tensão na armadura



FONTE: HANAI, 2005, p. 38.

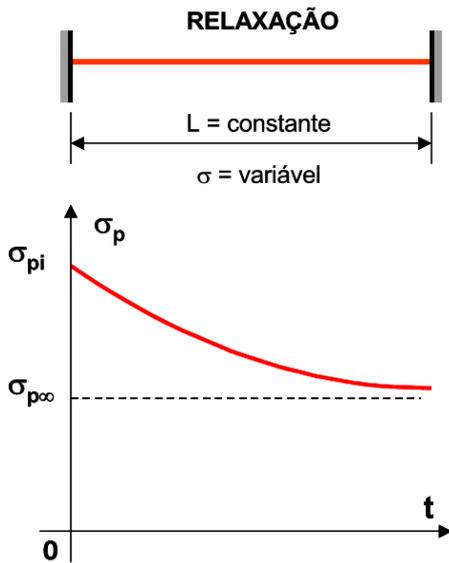
Devido ao efeito da retração e fluência do concreto, que impactam diretamente no encurtamento das armaduras, é um dos principais motivos de não ser adequado o uso de aços de baixa resistência na concepção das armaduras de protensão (HANAI, 2005, p. 38).

1.2.5.2 Relaxação e Fluência do aço de Protensão

Quando a armadura é esticada passa a existir a tensão de protensão que irá diminuir com o tempo devido a propriedade da relaxação do material, ao mesmo tempo que a perda por relaxação dependerá essencialmente da tensão em que está estirada a armadura (CARVALHO, 2012, p.97).

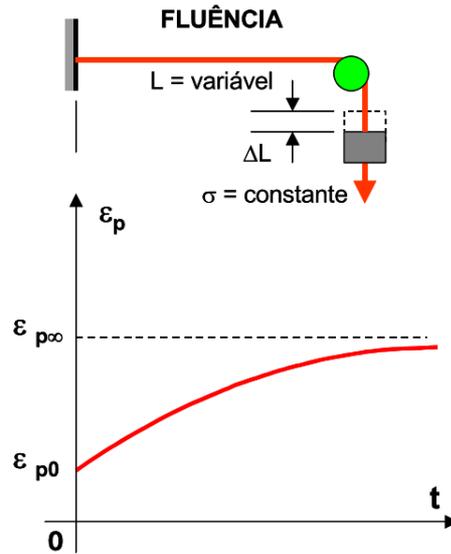
Na mesma linha, Hanai (2005, p.39) mostra que quando a armadura mantém o comprimento constante, apenas deformada por uma solicitação inicial, ocorre a relaxação do aço devido a diminuição da tensão no mesmo, ou seja, observando as figuras abaixo, quando a armadura sustenta um comprimento ou deformação constante, ocorre um alívio de tensão na armadura – figura 16. Já a fluência do aço acontece quando a deformação do aço cresce ao longo do tempo enquanto a tensão se mantém constante – figura 17.

Figura 16 – Gráfico de relaxação do aço



FONTE: HANAI, 2005, p. 39.

Figura 17 – Gráfico de fluência do aço

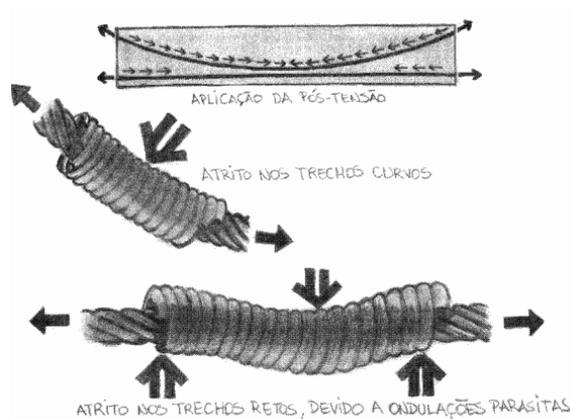


FONTE: HANAI, 2005, p. 39.

1.2.5.3 Atrito dos Cabos

No caso de protensão com aderência posterior, em que a armadura é tracionada após a concretagem da peça, pode ocorrer a perda de protensão devido o atrito entre o cabo e a bainha ocasionado à falta de linearidade dos cabos, ou seja, quando há trechos curvos, ocasionados pelo mal posicionamento, ou do cabo na bainha, ou da própria bainha por ocasião de deformações, ocorrerá a perda de protensão. Porém, há a possibilidade de ocorrer o atrito, mesmo em casos retílineos, devido a breves ondulações que podem ocorrer no estiramento do cabo (HANAI, 2005, p. 40). A figura 18 exemplifica essa colocação.

Figura 18 – Atrito dos cabos



FONTE: HANAI, 2005, p. 40.

1.2.5.4 Deformação imediata do concreto

Nas vigas de protensão, quando a armadura de protensão é pré-tracionada com certo valor de tensão, ocorre a protensão com aderência inicial. Neste caso, quando são soltas as armaduras das ancoragens nas cabeceiras da pista de confecção das estruturas, a força de protensão é direcionada ao concreto, que torna a se deformar, causando perda de tensão na armadura, que está colada ao concreto. No entanto, esta ocorrência é natural ao processo, já que para haver a instalação da força de protensão, é necessário que haja deformação do concreto. No caso da aderência posterior, devido o macaco de protensão ser apoiado em parte da própria peça a ser protendida, que ao tempo que se traciona a armadura, comprime-se o concreto, não havendo, portanto, queda de tensão por deformação imediata do concreto – quando há apenas um cabo de aço. Porém, há diferenciação entre haver apenas um cabo, ou vários cabos sendo tracionados. Na existência de mais de um cabo, caso sejam tracionados separadamente, como é feito comumente, a deformação no concreto provocada pelo cabo que está sendo tracionado acarreta perda de tensão aos cabos já ancorados. Para evitar maior perda de tensão, é necessário que seja feito um cálculo médio, ou então, sobretensionar os cabos de maneira que após toda a operação, eles fiquem todos com a mesma força de protensão – o que neste caso não é prático durante a execução (HANAI, 2005, p. 40).

1.2.5.5 Acomodação das ancoragens

Hanai (2005, p. 40) indica que a perda de tensão na acomodação na ancoragem está relacionada diretamente ao sistema de protensão adotado, bem como da extensão dos cabos pelo qual se distribui a distância de acomodação da ancoragem. Para equilibrar esse sistema, na pós-tração, é possível planejar a introdução de forças de protensão um tanto maiores, de maneira que seja prevista essa acomodação.

1.2.6 Elementos

Além dos detalhes técnicos quanto a estabilidade do concreto bem como o comportamento do aço em relação as vigas de concreto protendido, os elementos utilizados internamente, são de fundamental importância na composição final da peça, já que a utilização incorreta ao projeto dimensionado, implica diretamente na capacidade de resistir aos esforços solicitados.

1.2.6.1 Bainhas

As bainhas são fabricadas com chapas metálicas, sendo lisas ou onduladas. As bainhas de característica ondulada são mais comuns de serem utilizadas, pois permitem facilmente executar as curvas indicadas no projeto. As bainhas devem atender as seguintes condições (PFEIL,1985, s.p.):

- Terem resistência e estanqueidade suficientes para impedir entrada de nata de cimento em seu interior, durante a concretagem;
- Permitem os alongamentos dos cabos, durante a protensão com atrito reduzido;
- Terem área suficiente para permitir boa acomodação dos cabos e passagem da nata de injeção;

A seguir, a figura 19 demonstra alguns exemplos de bainhas.

Figura 19 - Bainhas



FONTE: HANAI, 2005, P. 40.

1.2.6.2 Cabos de Fios Trefilados

Segundo Pfeil (1985, s.p.), os primeiros cabos utilizados para protensão foram feitos com fios trefilados. O engenheiro francês Eugene Freyssinet inventou as famosas ancoragens com cunha central, que constituíram o produto básico da indústria de protensão durante muitos anos.

1.2.6.3 Cabos e Cordoalhas

As cordoalhas mais utilizadas são as de 7 fios, com diâmetro nominal 1/2" ou 5/8". Os cabos são constituídos por cordoalhas, colocadas lado a lado, no interior das bainhas. Nas ancoragens, cada cordoalha é presa individualmente por meio de cunhas encaixadas em furos cônicos. A protensão é feita por meio de elementos hidráulicos, que são apoiados na placa de ancoragem ou apoio. As ancoragens que aceitam o estiramento dos cabos são chamadas de ancoragens vivas ou ativas. Quando os cabos são protendidos nas duas extremidades, utiliza-se em ambas ancoragens ativas e quando a protensão é efetuada somente em uma ponta do cabo, é utilizado apenas um macaco hidráulico. As ancoragens dos lados não protendidos, são denominadas de ancoragens passivas, podendo ser constituídas por ancoragens ativas com cunhas pré-cravadas, por laços ou alças nas cordoalhas, ou por aderência e atrito entre as cordoalhas e o concreto (PFEIL,1985, s.p.).

1.2.6.4 Armaduras de Protensão em Barras

Geralmente são utilizadas individualmente, onde cada cabo é formado por uma barra dentro de uma bainha. As operações de protensão e injeção dos cabos de barras são análogas as dos cabos de cordoalhas. As barras são fabricadas em dimensões limitadas a cerca de 12 m, para facilitar seu transporte, bem como, em cabos longos, é imprescindível emendar as barras, com ajuda de luvas rosqueadas (PFEIL,1985, s.p.).

1.2.6.5 Injeção de Cabos Pós Tracionados

Os cabos protendidos inseridos nas bainhas são colocados com uma nata de cimento, que visa resguardar as armaduras, estabelecendo um grau de aderência entre os cabos e o concreto. Para tanto, a chamada 'nata de injeção', deve ser homogênea e com consistência de tinta espessa. Em geral, obtém-se uma nata adequada misturando-se cimento e água, na proporção de 1:0,4 em peso, acrescentando-se um aditivo plastificante e expensor (PFEIL,1985, s.p.).

1.3 Vigas

Vigas são elementos lineares em que a flexão é preponderante. Elementos lineares são aqueles em que o comprimento longitudinal supera em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal, sendo também denominada barras (NBR 6118, 2014, p. 84).

Estas são peças de curto ou longo comprimento que podem suportar, dependendo do seu dimensionamento, cargas provenientes de lajes e paredes, além do seu peso próprio. As vigas que têm maior exigência, ou que sejam as principais em uma estrutura, podem receber cargas provenientes de outras vigas. O autor ainda determina que a altura pode ser pré-definida empiricamente através de fórmulas práticas, tais que a largura mínima, denominada b_w deve ser de 12 cm e a altura está diretamente relacionada com o comprimento do vão (BOTELHO 2004, p.236). Desta maneira, têm-se:

- Vigas contínuas: $h = 1/12$ vão;
- Vigas bi apoiadas: $h = 1/10$ vão;
- Vigas balanço: $h = 1/5$ vão.

1.3.1 Dimensionamento

Bastos (2015, p. 07) coloca que em geral, a grande maioria dos engenheiros e arquitetos preferem que as vigas fiquem embutidas nas paredes de vedação, de modo que não sejam percebidas visualmente. Para que isso ocorra, a largura das vigas (b_w) deve ser escolhida em função da espessura final da parede, que depende basicamente das dimensões e da posição de assentamento das unidades de alvenaria (tijolo maciço, bloco furado, etc.). Assim também, é importante que sejam consideradas as espessuras das argamassas de revestimento (emboço, reboco, etc.), nos dois lados da parede, onde cada lado tem usualmente a espessura total de 1,5 cm a 2,0 cm.

Existe no comércio uma infinidade de unidades de alvenaria, com as dimensões das mais variadas, tanto para os blocos cerâmicos de seis como para os de oito furos, como também para os tijolos maciços cerâmicos. Antes de se definir a largura da viga é necessário, portanto, definir o tipo e as dimensões da unidade de alvenaria, levando-se em consideração a posição em que a unidade será assentada (BASTOS, 2015, p. 07).

As estruturas em concreto protendido mais que as em concreto armado apresentam uma gama de soluções em maior número para um mesmo problema. Só o fato de se poderem mesclar as armaduras passivas e ativas já conduz a pelo menos duas famílias de soluções (INFORSATO, 2009, p.57). Além disso, para um dimensionamento completo de uma viga protendida, é necessário determinar, conhecendo o carregamento da mesma, os seguintes pontos:

- Armadura longitudinal (A_s), que no caso será passiva, trabalhando à compressão do concreto;
- Distribuição dos Estribos (A_{sw});
- Armadura de Pele, para vigas com $h > 60\text{cm}$, e;
- Aço de Protensão (A_p);

1.3.1.1 Peso próprio

O peso próprio de vigas com seção transversal constante é uma carga (g_{pp}) considerada uniformemente distribuída ao longo do comprimento da viga, e deve sempre ser obrigatoriamente considerado. O seu valor é dado pela equação 08:

$$g_{pp} = b_w \cdot h \cdot \gamma_{conc} \quad (\text{EQUAÇÃO 08})$$

Onde:

g_{pp} = em kN/m

$\gamma_{conc} = 25 \text{ kN/m}^3$

b_w = largura da seção [m]

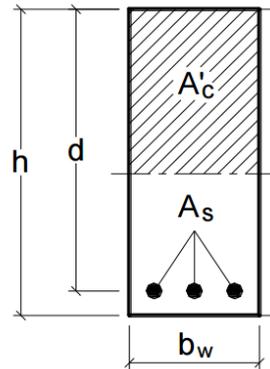
h = altura da seção [m]

1.3.1.2 Armadura Simples

As vigas podem assumir a seção transversal com qualquer forma geométrica, mas na maioria dos casos na prática a seção é a retangular, até pela questão executiva. Define-se viga com armadura simples a seção que necessita apenas de uma armadura longitudinal resistente tracionada (A_s). No entanto, por questões construtivas são colocadas barras longitudinais também na região comprimida (A'_c), para a amarração dos estribos, não sendo esta armadura considerada no cálculo de flexão como armadura resistente, ou seja, na seção com armadura

simples as tensões de compressão são resistidas unicamente pelo concreto (BASTOS, 2015, p. 21), conforme exemplificado na figura 20.

Figura 20 - Seção retangular com armadura simples

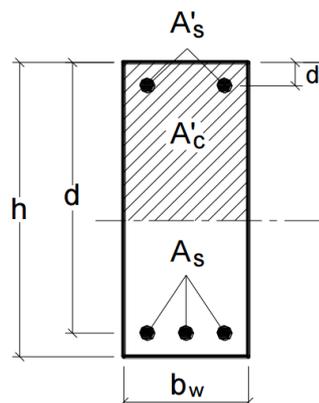


FONTE: BASTOS, 2015, P. 34.

1.3.1.3 Armadura Dupla

Define-se seção com armadura dupla a seção que, além da armadura resistente tracionada (A_s), contém também armadura longitudinal (A'_s) resistente na região comprimida (A'_c), ali colocada para auxiliar o concreto na resistência às tensões de compressão (BASTOS, 2015, p. 33) – figura 21.

Figura 21 - Seção retangular com armadura dupla



FONTE: BASTOS, 2015, P. 34.

1.4 Estado Limite Ultimo (ELU)

Segundo Ishitani e França (2002, p. 51), a diferença entre o concreto armado e o concreto protendido é a existência do pré-alongamento da armadura de protensão, e no caso

do estado limite ultimo o procedimento de cálculo é o mesmo para o concreto armado tradicional.

O estado limite último é considerado a ruína da obra, que quer dizer que a obra não possa ser usado, totalmente ou parcialmente. A verificação do estado limite ultimo da estrutura consiste em determinar o conjunto de esforços resistentes que consiste em N_{rd} e M_{rd} , que constituem as envoltórias dos esforços solicitantes N_{sd} e M_{sd} , que resumindo seja conforme a equação 09 (ISHITANI e FRANÇA, 2002, p. 51):

$$R_d \geq S_d \quad \text{(EQUAÇÃO 09)}$$

Onde:

R_d = esforço resistente de cálculo;

S_d = esforço solicitante de cálculo.

A protensão, como se sabe, representa um estado próprio de tensões locais (esforços solicitantes nulos na seção transversal) e global (as reações de apoio formam um sistema de forças estaticamente nulo). Estes estados de tensões influenciam diretamente o ELU, bem como o estado de neutralização da seção transversal, em que são nulas as tensões na seção de concreto (armado), e que é, por isso mesmo, adotado como referência de grau de deformações nos materiais, uma vez que nas normas o ELU por solicitações normais baseia-se em deformações limites (nominais). Desta maneira, o dimensionamento da seção à flexão simples pode ser realizado de duas maneiras: a primeira, como no concreto armado, considera-se o diagrama constitutivo completo da armadura protendida, e na segunda desconta-se desse diagrama o estado de neutralização, transferindo a força de neutralização para o lado dos esforços solicitantes (BUCHAIM, 2004, p.02).

1.4.1 Condições de Estabilidade

Segundo Grathwohl (2009, p.39) a estabilidade de uma seção está garantida quando o momento resistente de cálculo for maior ou igual ao momento solicitante de cálculo, conforme a equação 10:

$$M_{rd} \geq M_{sd} \quad \text{(EQUAÇÃO 10)}$$

Onde:

$M_{rd} = \gamma * M_{sk}$, momento solicitante de cálculo proveniente do carregamento;

M_{sd} = momento resistente de cálculo que produz a ruptura da seção (representa a capacidade resistente da seção).

A verificação deverá ser feita para a situação mais desfavorável, normalmente para a força P_{∞} combinado com todas as cargas de projeto, desta verificação resultará a armadura passiva necessária (ISHITANI E FRANÇA, 2002, P.45.).

1.4.2 Estado de Neutralização

O estado próprio de tensões local gerado pela protensão corresponde a uma diferença de deformações entre os dois materiais. Nas peças pré-fabricadas em pistas esta diferença é precisamente o pré-alongamento do aço antes da transferência da força de protensão dos apoios externos para as peças de concreto, uma vez que nessa situação a deformação do concreto é nula. Já na pós-tração a introdução da protensão se dá com o alongamento do aço simultâneo com o encurtamento do concreto. Tendo em vista esta diferença entre as duas modalidades de protensão, elas são tratadas em separado, para ao final serem consideradas de uma só maneira no caso de uma só camada de armadura. As perdas progressivas de protensão serão consideradas adiante (BUCHAIM, 2004, p.03).

1.4.3 Verificação dos Domínios

Segundo a NBR 6118 (2014, p.121), o estado limite último é caracterizado quando a distribuição de deformações no concreto e na armadura tracionada da seção transversal pertencer a um dos seis diferentes domínios definidos pela Norma. Para se determinar a resistência de cálculo de uma determinada seção, é necessário determinar em qual domínio ela se encontra. A figura 22 ilustra os domínios de deformação, mostrando as deformações limites tanto do concreto como do aço.

Onde:

ε'_{s2} = deformação específica da armadura menos tracionada;

ε_{su} = deformação específica limite da armadura;

d' = distância da face menos tracionada, até o eixo da armadura menos tracionada [cm];

x = posição da linha neutra, em cm;

ε_c = deformação específica no concreto (região menos tracionada);

d = distância da face menos tracionada, até o eixo da armadura mais tracionada [cm];

O domínio 2 distingue-se pela seção receber esforços de flexão simples ou composta (tração ou compressão com grandes excentricidades) sem haver ruptura à compressão do concreto, ou seja, a deformação ε_c é menor que a deformação limite ε_{cu} . Assim, a seção terá uma região comprimida e outra tracionada, com a posição 'x' da linha neutra já dentro do elemento estrutural, variando de zero até o limite com o domínio 3. Neste, a ruína da seção também acontece pela deformação plástica excessiva da armadura com $\varepsilon_{s1} = 10\%$ (BRUSCO, 2014, p.49), conforme demonstra as equações 13, 14 e 15.

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{su} \left(\frac{x - d'}{d - x} \right) \quad (\text{EQUAÇÃO 13})$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{su} \left(\frac{x}{d - x} \right) \quad (\text{EQUAÇÃO 14})$$

$$x_{23} = d \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{su} + \varepsilon_{cu}} \right) \quad (\text{EQUAÇÃO 15})$$

Onde:

ε_{s2} = deformação específica da armadura comprimida;

ε_c = deformação específica do concreto na compressão;

x_{23} = posição limite da linha neutra do domínio 2 com o domínio 3 [cm];

ε_{cu} = deformação específica limite do concreto na ruptura;

Quanto ao domínio 3, o componente estrutural tem uma região comprimida e outra tracionada, com a posição 'x' da linha neutra variando de x_{23} à x_{lim} e logo dentro da seção

transversal. Desta maneira, incluem-se esforços tanto de flexão simples como de flexão composta, com ruptura à compressão do concreto ($\epsilon_c = \epsilon_{cu}$) ao mesmo tempo do escoamento do aço. Assim, este domínio é tido como o que é mais econômico para um projeto, pois ambos os materiais são completamente aproveitados sem haver a ruína não avisada da estrutura. As seções desse domínio são tratadas como sub armadas, conforme indicado na NBR 6118:2014. As equações 16 à 19 mostram as semelhanças de compatibilidade de deformações (BRUSCO, 2014, p.50).

$$\epsilon_{s1} = \epsilon_{cu} \left(\frac{d-x}{x} \right) \quad (\text{EQUAÇÃO 16})$$

$$\epsilon_{s2} = \epsilon_{cu} \left(\frac{x-d'}{x} \right) \quad (\text{EQUAÇÃO 17})$$

$$x_{lim} = d \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{yd} + \epsilon_{cu}} \right) \quad (\text{EQUAÇÃO 18})$$

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (\text{EQUAÇÃO 19})$$

Onde:

ϵ_{s1} = deformação específica da armadura tracionada;

x_{lim} = posição limite da linha neutra do domínio 3 com o domínio 4 [cm];

ϵ_{yd} = deformação específica do aço no início do escoamento;

f_{yd} = deformação específica no concreto na região menos tracionada [MPa];

E_s = módulo de elasticidade do aço [MPa];

Já o domínio 4 tem caracterização pela ruptura à compressão do concreto como $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$, no entanto, diferente do domínio 3, não haverá o escoamento da armadura tracionada. Temos como situações correntes neste domínio, a flexão simples, que pode ser caracterizada por uma seção superarmada, ou composta. Porém, neste caso, a deformação da armadura ainda é inferior a deformação de início do escoamento. A ruptura da peça somente acontecerá, de forma sutil, devido o concreto romper sem que a armadura provoque uma fissuração que venha a servir de advertência. Os elementos que adentram ao domínio 4, são chamados de Superarmado, e devem ser evitados. As equações do domínio 3 também servem

para o domínio 4, com exceção da posição x da linha neutra, que vai do x_{lim} até o valor de 'd' (BRUSCO, 2014, p.51).

Brusco (2014, p.51) informa que segundo a NBR 6118:2014, o domínio 5 como sendo os casos de compressão não uniforme (flexo-compressão com pequena excentricidade) e no caso limite, reta b, de compressão uniforme. Nesse domínio, admite-se que a deformação última do concreto é igual a ϵ_{c2} para a compressão uniforme e ϵ_{cu} para a flexo-compressão, com a posição da linha neutra externa à seção, pois possui um valor maior do que 'h'. Os casos limites, divisa entre domínio 4 e 5 e a reta b, possuem o ponto C em comum, que pode ser medido a partir da borda mais comprimida da seção, onde seu valor é tido pela semelhança entre as deformações do concreto e a altura 'h' do elemento estrutural. As equações de 20 à 22, mostram as relações de compatibilidade de deformações para esse domínio:

$$\epsilon_c = \epsilon_{c2} \left(\frac{x}{x - \left(\frac{\epsilon_{cu} - \epsilon_{c2}}{\epsilon_{cu}} \right) h} \right) \quad \text{(EQUAÇÃO 20)}$$

$$\epsilon_{s1} = \epsilon_{c2} \left(\frac{x - d}{x - \left(\frac{\epsilon_{cu} - \epsilon_{c2}}{\epsilon_{cu}} \right) h} \right) \quad \text{(EQUAÇÃO 21)}$$

$$\epsilon_{s2} = \epsilon_{c2} \left(\frac{x - d'}{x - \left(\frac{\epsilon_{cu} - \epsilon_{c2}}{\epsilon_{cu}} \right) h} \right) \quad \text{(EQUAÇÃO 22)}$$

Onde:

ϵ_{c2} = deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico;

h = altura do elemento estrutural [cm].

Para o método de análise estrutural linear, admite-se um comportamento elástico-plástico para os materiais, sendo que, para o dimensionamento no ELU, deve-se garantir a ductilidade mínima às peças. A NBR 6118 (2014, p. 95), determina um valor limite da linha neutra para melhorar o comportamento dúctil em vigas e lajes. Segundo a Norma, a capacidade de rotação dos elementos estruturais é função da posição da linha neutra no ELU, sendo que quanto menor a relação x/d , maior será essa capacidade rotacional. Para concretos com resistência à compressão de até 50 MPa, o valor limite da linha neutra, para garantir as boas condições de ductilidade (BRUSCO, 2014, p.53), é dado pela equação 23.

$$x \leq 0,45d \quad (\text{EQUAÇÃO 23})$$

Para os concretos com resistências entre 55 MPa e 90 MPa, o limite da linha neutra é determinado pela equação 24.

$$x \leq 0,35d \quad (\text{EQUAÇÃO 24})$$

Nos casos de análise estrutural linear com redistribuição de momentos fletores, em que os esforços da seção determinados em uma análise linear, são redistribuídos na estrutura, os valores limites de 'x' para resistências de até 50 MPa e acima de 50 até 90 MPa, passam a ser de acordo com as equações 25 e 26, respectivamente.

$$x = d \left(\frac{\delta - 0,44}{1,25} \right) \quad (\text{EQUAÇÃO 25})$$

$$x = d \left(\frac{\delta - 0,56}{1,25} \right) \quad (\text{EQUAÇÃO 26})$$

Sendo que:

$\delta \geq 0,90$, para estruturas de nós móveis;

$\delta \geq 0,75$, para qualquer outro caso.

E onde:

x = posição da linha neutra na seção transversal [cm];

d = distância da face menos tracionada da seção até o eixo da armadura mais tracionada [cm];

δ = coeficiente de redistribuição de momentos fletores.

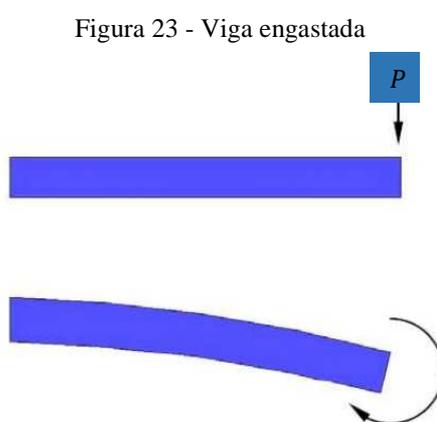
1.5 Flexão Simples

A flexão é caracterizada pela ação de momento fletor sobre a peça. A existência de outros esforços solicitantes subdivide o estudo da flexão em flexão simples, isto é, quando não se considera os esforços proveniente das forças axiais e flexão composta que considera a

o esforço causado pelas forças axiais. É importante destacar que neste trabalho será considerado apenas a análise das vigas sujeitas a flexão simples.

A flexão simples ocorre quando a carga aplicada atua perpendicularmente ao eixo da viga. O esforço de flexão simples é normalmente resultante da ação de carregamentos transversais que tendem a curvar o corpo e que geram uma distribuição de tensões aproximadamente lineares no seu interior. Essa distribuição alterna entre tensões de tração e compressão na mesma seção transversal (BEER E JOHNSTON, 1995, p. 321).

Por exemplo, uma viga engastada numa extremidade, conforme a figura 23, com uma carga concentrada P , aplicada na extremidade livre, está submetida à flexão simples, quando a carga aplicada atua perpendicularmente ao eixo da viga:



FONTE: DADOS DO AUTOR (2016).

O estudo da flexão simples tem como objetivo estabelecer o correto entendimento dos mecanismos resistentes proporcionados pelo concreto sob compressão e pelo aço sob tração, em seções retangulares e T, visando induzir a dimensionar ou verificar a resistência dessas seções (BASTOS, 2015, p. 01). Sendo assim, o próximo item discorre sobre os conceitos pertinentes para teoria da flexão.

1.5.1 Teoria de flexão

Bastos (2015, p. 01) define que a flexão simples é definida como a flexão sem força normal. Quando a flexão ocorre com a ação de força normal tem-se a flexão composta. As solicitações normais são aquelas cujos esforços podem produzir tensões normais perpendiculares às seções transversais dos elementos estruturais. O momento fletor (M) e a força normal (N) são os esforços responsáveis por provocar as tensões normais.

O dimensionamento à flexão simples, sob a condição mais desfavorável das ações, o concreto simples e a armadura devem ser solicitados com a máxima tensão permitida, e as suas deformações não podem ultrapassar certos limites máximos estabelecidos por norma (SOUZA e RODRIGUES, 2008, p.67).

CAPÍTULO 2 – NORMAS REGULAMENTADORAS

Este capítulo visa apresentar de forma prática e direta as normas que serão comparadas e conceituar suas respectivas metodologias para o dimensionamento da armadura de protensão no estado limite último (ELU). É importante frisar que parte da pesquisa da engenharia em países em desenvolvimento está no acompanhamento de novas descobertas que são feitas por países desenvolvidos. Isso acontece pois estes realizam pesquisas e trabalhos na área há muito mais tempo e, segundo, por apresentarem mais recursos destinados ao desenvolvimento técnico-científico.

Desta maneira, o acompanhamento das normas técnicas vigentes de países desenvolvidos, permite analisar também o progresso de países em desenvolvimento. Neste capítulo foram feitas algumas comparações entre a norma americana (ACI) a brasileira (NBR) a respeito dos critérios normativos para o dimensionamento de armadura de protensão. Para efeito comparativo, também foram abordados critérios como limites de tensão, coeficientes majoradores e redutores e combinação de ações.

2.1 ROTEIRO

Devido as normas serem extensas e não pontuarem de forma clara e prática as questões de cálculo para o objetivo proposto, será adotado um roteiro padrão e através do mesmo verificar o que as normas dizem a respeito de cada ponto. Com exceção dos dados complementares que serão apresentados na definição do problema no capítulo 3, o roteiro para análise das normas consiste em:

- a) Definição das ações permanentes (g) e variáveis (q);
- b) Verificação das combinações últimas normais;
- c) Momento de cálculo solicitante (M_{sd});
- d) Momento absorvido pela alma;
- e) Armadura Final (AP);

É importante destacar que, devido ao trabalho aplicar-se a estudar somente a flexão simples no Estado Limite Último (ELU), foram excluídas as considerações a respeito do Estado Limite de Serviço (ELS) e fissuração da estrutura.

2.2 NBR 6118:2014, BRASIL

A NBR 6118:2014, Projeto de estruturas de concreto (Procedimento), visa definir os critérios gerais que regem o projeto das estruturas de concreto, sejam elas de edifícios, pontes, obras hidráulicas, portos ou aeroportos etc., e tem sido revisada constantemente, a qual substituiu a NBR 7197:1989 - Projeto de estruturas de concreto protendido entre outras, e já teve mais de duas versões, 2003 e 2007 respectivamente.

Sobre o estado limite último, a NBR coloca que a ruína da peça acontece com um alongamento de 1% do aço da armadura ou pelo encurtamento de 0,35% do concreto.

Para os coeficientes redutores da resistência característica, a norma recomenda utilizar 1,4 para o concreto e 1,15 para o aço.

Quanto aos coeficientes majorados, a norma apresenta as tabelas 5 e 6, que especificam o tipo de ação e a combinação analisada. De modo geral, utilizam-se coeficientes de ponderação de 0,9 a 1,2 para elementos protendidos, variando as ponderações de carregamentos permanentes entre 1,0 e 1,4 e variáveis entre 1,0 e 1,4 (muito embora esses valores não sejam absolutos, ou seja, variam conforme as exigências).

Tabela 4 - Coeficientes de Ponderação γ_{f1} e γ_{f3}

| Combinações de ações | Ações $\gamma_{f1} * \gamma_{f3}$ | | | | | | | |
|-------------------------------|-----------------------------------|-----|---------------|-----|---------------|-----|-------------------------------|---|
| | Permanentes (g) | | Variáveis (q) | | Protensão (p) | | Recalques de apoio e retração | |
| | D | F | G | T | D | F | D | F |
| Normais | 1,4 ^a | 1,0 | 1,4 | 1,2 | 1,2 | 0,9 | 1,2 | 0 |
| Excepcionais ou de Construção | 1,3 | 1,0 | 1,2 | 1,0 | 1,2 | 0,9 | 1,2 | 0 |
| Excepcionais | 1,2 | 1,0 | 1,0 | 0 | 1,2 | 0,9 | 0 | 0 |

Onde, D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis e T é a temperatura.
^a, para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

FONTE: NBR 6118, 2014, P.65 - ADAPTADO

Tabela 5 - Coeficientes de Ponderação γ_{f2}

| Ações | | γ_{f2} | | |
|---|--|---------------|-------------|----------|
| | | ψ_0 | ψ_{1a} | ψ_2 |
| Cargas acidentais de Edifícios | Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b | 0,5 | 0,4 | 0,3 |
| | Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ^c | 0,7 | 0,6 | 0,4 |
| | Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens | 0,8 | 0,7 | 0,6 |
| Vento | Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral | 0,6 | 0,3 | 0,0 |
| Temperatura | Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local | 0,6 | 0,5 | 0,3 |
| ^a Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga ver seção 23 da NBR 6118:2014. ^b Edifícios residenciais. ^c Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos. | | | | |

FONTE: NBR 6118, 2014, P.65 - ADAPTADO

Para verificação das combinações, que devem ser majoradas pelo coeficiente γ_f , obedecendo as condições para o ELU:

$$\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3} \neq 1$$

$$\gamma_{f2} = \psi_0 \text{ valor reduzido}$$

Em relação às verificações de tensões na seção, a NBR recomenda que seja feita na situação em vazio e após as perdas de protensão, no tempo infinito. Em vazio, deve-se certificar que as tensões de compressão não excedam 0,7 vezes a resistência do concreto no dia da aplicação da protensão ($0,7 \cdot f_{ck,j}$) e nem 1,2 a sua resistência à tração ($1,2 \cdot f_{ctm,j}$). Caso haja tração e essa não exceda o limite, a norma recomenda utilizar uma armadura passiva para controle da fissura.

Para atender aos requisitos, a normativa indica que as resistências não devem ser menores que as solicitações e devem ser em relação a todos os estados limites e todos os carregamentos especificados para o tipo de construção considerada. Portanto:

$$Mrd \geq Msd$$

A norma também destaca a importância da definição da Classe de Agressividade Ambiental (CAA), que delimitará os valores mínimos de cobrimento das vigas (em cm) e seu f_{ck} mínimo, de acordo com a tabela 4.

Tabela 6 - Definições de Agressividade

| CAA | Cobrimento Mínimo das Vigas (cm) | f_{ck} mínimo |
|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------------|
| I – Rural e Submersa | 3,0 | 25,0 |
| II - Urbana | 3,5 | 30,0 |
| III – Marinha e Industrial | 4,5 | 35,0 |
| IV – Industrial e Respingos de Maré | 5,5 | 40,0 |

FONTE: CAETANO E FIRMINO, 2015, P.11 – ADAPTADO.

2.3 ACI 318:2014, EUA

A ACI 318:2014, *Building Code Requirements for Structural Concrete*, fornece requisitos mínimos para a concepção e construção de elementos de concreto estruturais de qualquer estrutura nos Estados Unidos, regida pela *American Concrete Institute* (ACI), e assim como a NBR 6118:2014, já teve mais de duas revisões.

Em relação aos coeficientes majoradores de carga, o ACI estabelece 1,2 vezes os valores para cargas permanentes e 1,6 para carregamento acidental.

A respeito das tensões, a norma americana estabelece, para a situação em vazio e em serviço os valores limites de 0,6 vezes a resistência à compressão na idade adequada.

Para a tração, os valores são:

- Na extremidade da viga a tração não deve exceder $0,5 \cdot \sqrt{f_{ck,j}}$;
- Nas outras regiões da viga, o limite é de $0,25 \cdot \sqrt{f_{ck,j}}$;

A norma também estabelece que a tensão de compressão decorrente da carga permanente não exceda 45% da resistência à compressão do concreto.

Esta ainda elucida outros pontos para protensão, referente ao ELS e fissurações, mas foram desconsiderados devido o presente trabalho considerar o estudo no ELU.

CAPÍTULO 3 – APRESENTAÇÃO DO PROBLEMA

Este capítulo visa definir a problemática sobre o dimensionamento da armadura de protensão para vigas de concreto protendido sujeitas a flexão simples no estado limite último, considerados somente os fatores de protensão com aderência inicial e protensão completa, tratados através de uma análise teórica e comparativa.

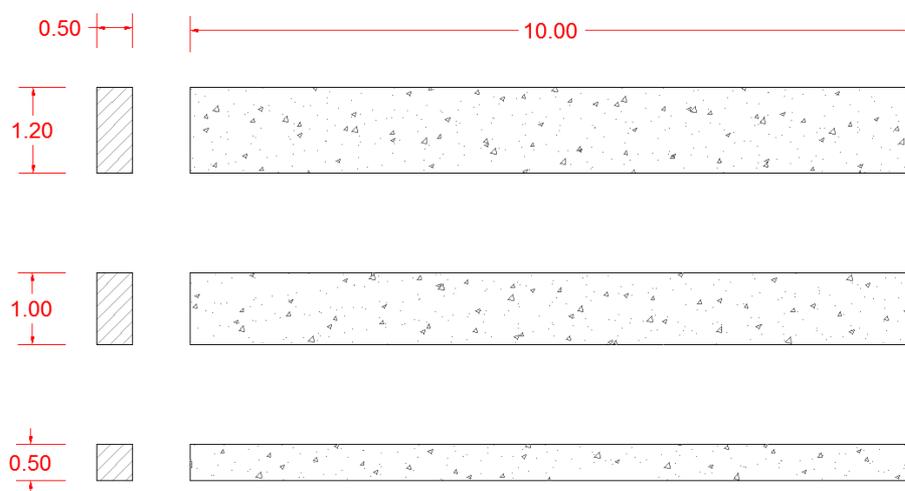
3.1 Considerações Iniciais

O presente trabalho pretende analisar vigas de concreto protendido sob flexão simples por meio de um estudo teórico comparativo a norma brasileira NBR 6118:2014 e a norma americana, ACI 318, visando identificar as semelhanças e diferenças no dimensionamento da armadura de protensão e fatores relacionados a protensão de acordo com as normativas.

Todas as vigas a serem estudadas, independente da sua variação, serão bi apoiadas e sujeitas somente à flexão simples, com esforços distribuídos. Ainda assim, a escolha dos modelos das vigas não está relacionada à uma determinada metodologia, porém respeita as ocasiões para o concreto protendido e a variação escolhida é somente em razão de se comparar as normas. Assim, são modelos aleatórios apenas para efeito de comparação. Desta maneira, serão utilizados os mesmos valores de carregamentos, para ambas as variações de altura (h) e largura (b_w). Portanto teremos vigas com variação de altura e largura somente.

As figuras 24 e 25 apresentam as vigas que serão estudadas.

Figura 24 - Viga, em metros, com variação de altura



FONTE: DADOS DO AUTOR (2016).

Figura 25 - Viga, em metros, com variação de largura

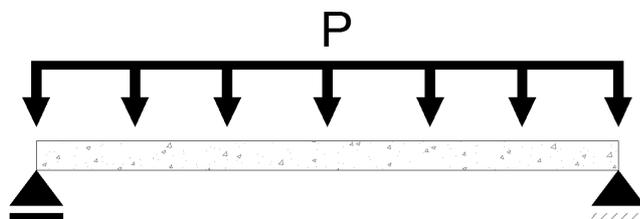


FONTE: DADOS DO AUTOR (2016).

Em todas as vigas serão aplicadas, conforme a figura 26, os carregamentos referente à:

- Peso próprio (PP ou g_{pp});
- À uma carga distribuída, com valor aleatório;

Figura 26 - Exemplo carga distribuída



FONTE: DADOS DO AUTOR (2016).

Para todos os casos, será considerado:

a) Momento fletor de:

- 20 kNm , como carga variável principal sem ponderação
- 30 kNm , como carga variável secundária com ponderação

b) aço de protensão (AP) CP 190 RB, que possui as seguintes características:

- $f_{ptk} = 1900$ MPa
- $f_{pyk} = 1710$ MPa
- $f_{pko} = 1197$ MPa
- $A_p (o) = 1,40$ cm² por cordoalha
- $E_p = 200.000$ MPa
- $\Delta\epsilon_{pi} = 6$ ‰ (pré-alongamento)

c) resistência característica do concreto (f_{ck}) de 30 MPa

d) Para os coeficientes redutores da resistência característica, será utilizado para ambas, o recomendado pela NBR 6118, 1,4 para o concreto (γ_c) e 1,15 para o aço (γ_s).

e) ademais, serão utilizados outros coeficientes que são utilizados no padrão brasileiro para o cálculo da armadura de protensão, tais como β_x , β_z , ϵ_{pd} ‰ e σ_{pd} .

f) para a armadura final, serão consideradas cordoalhas de 15,2 mm.z

3.2 Comparação das Normas

O dimensionamento da estrutura da viga, será feita sobre os parâmetros da NBR 6118:2014, realizando a comparação das normas somente sob o aspecto da aplicação das forças de protensão em vigas com aderência posterior. Assim, aqui não serão comparados os modos de dimensionamento básico da viga, pois esta estrutura básica das vigas (armaduras passivas) fora calculada sobre a NBR 6118:2014.

Desta maneira, apresentado as vigas e a narrativa do problema, o presente trabalho tem como intenção estudar e comparar teoricamente, as informações de cada norma apontada, no que se refere ao cálculo da protensão das estruturas indicadas nas condições propostas, verificando a limitação de cada norma, bem como suas semelhanças e as condições impostas e cada uma.

CAPÍTULO 4 – RESULTADOS E ANÁLISE DE DADOS

Este capítulo visa apresentar os resultados sobre o objetivo específico, através da proposta apresentada no capítulo 3 – Apresentação do Problema, bem como discutir os mesmos sobre os fundamentos relacionados.

4.1 Cálculo de protensão

Os cálculos realizados para o dimensionamento da armadura de protensão, da NBR 6118:2014 e da ACI 318:2014, estão disponíveis neste trabalho no Apêndice A.

Ambos foram realizados baseados no roteiro e definições apresentadas no capítulo 3, justamente com o intuito de comparar os parâmetros das normas, e não necessariamente os cálculos que são considerados nos mesmos – jamais desprezando a importância de levar em consideração todos os fatores de cada norma.

4.2 Discussão dos dados

Com a finalidade de discutir os resultados obtidos em relação aos objetivos elencados para o problema proposto, a discussão de dados tratará separadamente as análises teórica e de dados, a fim de elucidar melhor as informações. Além disso, a fim de facilitar as análises, a NBR 6118:2014 será considerada como “NBR 6118” e a ACI 318:2014 como “ACI 318”.

4.2.1 Análise Teórica

Neste ponto, serão tratadas todas as informações que visam analisar ambas as normas de forma teórica, comparando as sessões e diretrizes impostas para o correto dimensionamento de vigas de concreto protendido no estado limite último submetido à flexão simples.

Para início, a principal comparação que pode ser realizada em relação as normas é que a NBR 6118 coloca de forma mais clara as considerações em relação a Protensão, já que há um capítulo específico para a mesma no contraponto de que a ACI 318 coloca intrinsecamente os detalhes da protensão em cada item, de acordo com as necessidades buscadas (dimensionamento, carregamentos, entre outros).

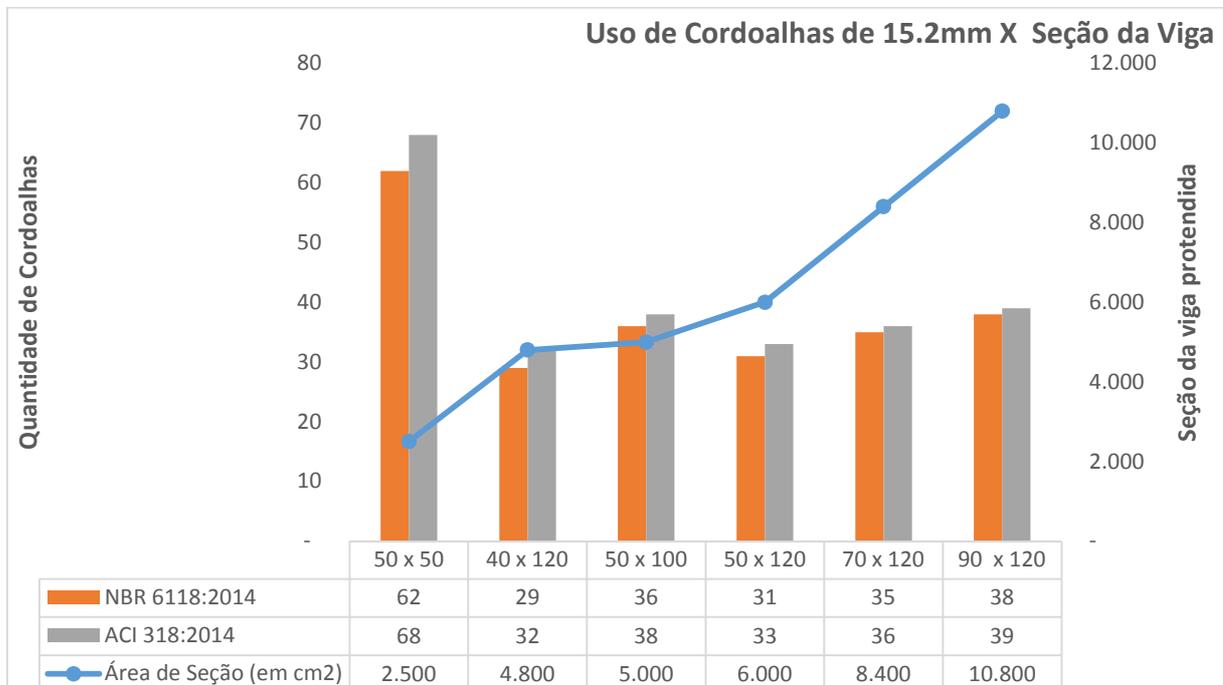
No entanto, ao utilizar diluída as informações de protensão, a ACI 318 facilita a comparação as demais metodologias de confecção de vigas, como por exemplo, diferenciar uma viga de concreto protendida e armado ou vigas cheias e vigas falsas. Porém, a questão de elencar qual das duas coloca de melhor maneira este conceito, é difícil, mas em termos práticos, é mais fácil entender os dados de protensão sobre a norma brasileira.

4.2.2 Análise de Dados

A análise de dados visa por meio dos roteiros de cálculo de dimensionamento da armadura de protensão, comparar as normas através dos resultados obtidos, elencando as principais diferenças ou semelhanças.

A princípio é preciso analisar o gráfico apresentado na figura 27, constituído pelas informações extraídas do item 4.1, presentes nos apêndices A – Cálculos da Armadura de Protensão:

Figura 27 - Uso de Cordoalhas de 15.2mm X Seção da Viga



FONTE: DADOS DO AUTOR (2016).

A respeito do consumo de aço entre ambas, não é considerável a diferença para o problema proposto, que apresenta carregamentos simples e que não exigem maiores esforços. No entanto, no intuito de se comparar as normas, pode-se dizer que há diferença entre a NBR 6118 e a ACI 318, apesar de não ser alarmante. Assim, a norma americana exige maior consumo de aço em razão da norma brasileira.

Um dos motivos que ateste essa ocorrência, é o fato de que ao aumentar o uso de aço em uma estrutura, aumenta-se a ductilidade da mesma, sendo um fator necessário para locais em que há a ocorrência ou probabilidade de terremotos, como o território americano, pois garantem a estabilidade da estrutura.

Outro ponto importante, porém, não estranho, é que conforme o aumento da seção transversal da viga, diminui-se a quantidade do consumo de aço, mas não exponencialmente, conforme ilustra a tabela 7. Ainda assim, a variação de consumo de aço entre a norma brasileira e a americana não ultrapassa 10%.

Tabela 7 - Comparativo de Seções de Viga

| COMPARATIVO | Tipos de Seção | 50 x 50 | 40 x 120 | 50 x 100 | 50 x 120 | 70 x 120 | 90 x 120 |
|---------------------|-------------------------------------|---------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | Área de Seção (em cm ²) | 2.500 | 4.800 | 5.000 | 6.000 | 8.400 | 10.800 |
| Qtde. de Cordoalhas | NBR 6118:2014 | 62 | 29 | 36 | 31 | 35 | 38 |
| | ACI 318:2014 | 68 | 32 | 38 | 33 | 36 | 39 |
| Variação | | 10% | 10% | 6% | 6% | 3% | 3% |

FONTE: DADOS DO AUTOR (2016).

No entanto, pode ser observado que em seções mais esbeltas, como o tipo 40 por 120 cm, tem uma diminuição considerável no consumo de cordoalhas. Assim é possível entender que quanto mais esbelta a seção, menor será o consumo de aço, desde que atenda às necessidades da seção, seja os carregamentos existentes ou o próprio peso da viga.

Além do comparativo das vigas em razão da análise de seção e do consumo de aço, é necessário avaliar os coeficientes que realizam a ponderação dos momentos solicitantes (M_{sd}) já que estes determinam a quantidade de cordoalhas que serão necessárias a estabilidade da armadura de protensão. Apesar de ter sido utilizado os mesmos coeficientes de ponderação para o concreto (γ_c) e para o do aço (γ_s), sendo 1,4, os coeficientes para ponderação dos

carregamentos são diferentes e impactam diretamente no cálculo da armadura de protensão. A variação, apesar de pequena, tem significância, conforme ilustra a tabela 8.

Tabela 8 - Comparação dos Coeficientes de Carregamento

| Coeficientes | γ_g | γ_q |
|---------------------|------------------------------|------------------------------|
| NBR 6118:2014 | 1,40 | 1,40 |
| ACI 318:2014 | 1,20 | 1,60 |

FONTE: DADOS DO AUTOR (2016).

Ainda assim, o coeficiente de peso próprio (γ_g) pela NBR 6118 é maior que pela ACI 318, no entanto, o coeficiente das cargas principais e secundárias (γ_q) é que determinam a diferenciação no consumo de aço entre as normas.

CONCLUSÃO

O presente trabalho, desenvolvido com o intuito de comparar as normas brasileira e americana atingiu seu objetivo proposto. Vale ressaltar que devido as recentes atualizações, fora difícil encontrar material válido para o estudo, já que a maioria dos trabalhos existentes ou a cerca deste tema que foram consultados apresentavam informações com mais de 10 anos.

Através da fundamentação teórica, ficou evidente que o concreto protendido é uma tecnologia promissora já que o mesmo permite a diminuição das seções das vigas, e desta maneira, é necessário compreender bem seu funcionamento assim como todos os parâmetros para o correto dimensionamento e garantir a segurança e estabilidade dos elementos protendidos. Também é notável a complexidade deste sistema, e para tanto, é importante se basear em argumentos válidos e que suportem a vida do engenheiro, tal como as normas regulamentadoras.

Devido este prestar-se a analisar teoricamente as normas, elucidada pelo cálculo do dimensionamento da armadura de protensão, pode ser notado que não há grandes diferenças entre a NBR 6118:2014 e ACI 318:2014, salvo a questão dos coeficientes de ponderação é que fazem a diferença quanto a quantidade de aço utilizado (cordoalhas). Estes coeficientes têm certa diferença, porém não considerável.

É necessário esclarecer que ambas as normas não apresentam de forma clara os propósitos de protensão, como uma sequência de informações, passo a passo de como pode ser considerado e realizado devidamente os cálculos, o que pode gerar diversas vertentes de entendimento, e conseqüentemente, algum elemento ficar de fora dos cálculos do roteiro, e com isso, haver uma diferenciação quando utilizada por pessoas distintas. Para mitigar tal efeito neste estudo, ambos os roteiros foram baseados sobre as normas, porém respaldados na revisão bibliográfica deste trabalho para haver o balizamento das informações.

Desta maneira, conclui-se que as normas não são exatamente iguais e não servem de complemento uma à outra, já que trabalham as informações de maneiras distintas. Porém, devido ao reconhecimento da norma brasileira pela ISO (Anexo A), entende-se que a mesma não está aquém da norma americana, e pode ser utilizada seguramente para os cálculos

inerentes à protensão, já que o princípio do dimensionamento de uma viga de concreto protendido depende diretamente do cálculo correto dos esforços solicitantes e resistentes.

Ainda assim, os resultados foram obtidos somente para efeito da comparação do dimensionamento da armadura de protensão. É necessário aprofundar os conhecimentos para calcular outros fatores que possam influenciar posteriormente à este cálculo.

O trabalho apesar de ser breve e específicos sobre um fator entre duas normas, com elemento, tipo de aço e concreto definidos, servem como base para novas pesquisas sobre os elementos de concreto protendido e indicar o caminho para estudos de evidências sobre as considerações para o aço e ou resistência do concreto. Porém, é necessário ampliar a base de conhecimento sobre os elementos protendidos, devido a vastidão de padrões existentes, que podem variar regionalmente à nível mundial. Ainda assim, a revisão deste trabalho sempre se faz necessária, quando há uma atualização de alguma das normas citadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARCELOR MITTAL, **Fios e Cordoalhas para Concreto Protendido**, 2016, <https://http://www.belgobekaert.com.br/Produtos/Documents/Fios-e-Cordoalhas.pdf>, acessado em 15 de Outubro de 2016.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI), **ACI 318:2014 - Building Code Requirements for Structural Concrete**, Farmington Hills, Michigan (EUA), 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118:2014 – Projeto de Estruturas de Concreto: Procedimentos**. Rio de Janeiro, RJ, 2014.

BASTOS, P.S.S.; **Flexão normal simples – vigas**, Estruturas de Concreto I – Notas de Aula, Universidade Estadual Paulista (UNESP), Bauru, SP, 2015.

BEER, F.P. e JOHNSTON, JR., E.R. **Resistência dos Materiais**, 3ª Edição, Makron Books, 1995.

BOTELHO, M. H. C.; MARCHETTI, O.; **Concreto armado, eu te amo – volume 2**. São Paulo: Edgard Blücher, 2004.

BROOKS, J.J. e NEVILLE, A.M., **Tecnologia do Concreto**, 2ª Edição, Porto Alegre, RS: Bookman, 2013.

BRUSCO, G.L., **Concreto de alta resistência: estudo comparativo entre a nova norma NBR 6118 e a norma americana quanto as suas propriedades mecânicas e ao dimensionamento de vigas**, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2014.

BUCHAIM, R., **Estado Limite Último – Flexão Simples em Peças Protendidas**. Instituto Brasileiro do Concreto – 46º Congresso Brasileiro do Concreto, 2014.

BUCHAIM, R., **Concreto protendido: Tração axial, flexão simples e força cortante**. Londrina, PR, Eduel, 2007.

CAETANO, C. C. A. e FIRMINO, M. V. N., **Concreto Protendido: Estimativa de carga de protensão**, Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Goiânia, GO, 2015.

CARVALHO, R.C., **Estruturas em Concreto Protendido: Pré-tração, pós tração, cálculo e detalhamento**, 1ª Edição, São Paulo: Pini, 2012.

CARVALHO, R.C., FIGUEIREDO Filho, J. R., **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**, 4ª Edição, São Carlos, SP: Edufscar, 2014.

GIONGO, J.S., **Concreto Armado: Introdução e propriedades dos materiais**, USP – EESC – Departamento de Engenharia de Estruturas, São Carlos, SP, 2007.

HANAI, J.B., **Fundamentos do Concreto Protendido**, Departamento de Engenharia de Estruturas, São Carlos, SP, 2005.

INFORSATO, T. B., **Considerações sobre o projeto, cálculo e detalhamento de vigas pré-fabricadas protendidas com aderência inicial em pavimentos de edificações**, Universidade Federal de São Carlos (UFSCar) - Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia, São Carlos, SP, 2009.

INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO (IBRACON), **Revista Concreto e Construções**, Nº 53, 2009.

ISHITANI, H. e FRANÇA, R. L. e S., **Concreto Protendido, Fundamentos Iniciais**, Escola Politécnica – USP, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, São Carlos, SP, 2002.

LAGUNA, L.A; HIKEMATSU, P., **A influência da temperatura na desforma do concreto**, Revista Techne Edição 150, setembro de 2009, <https://www.revistatechne.com.br/engenhariacivil/150/imprime151696.asp>, acessado em 11 de Outubro de 2016.

NASCIMENTO, A. V., **Concreto protendido: o uso da protensão não aderente em edifícios comerciais e residenciais**, Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, SP, 2004.

PFEIL, W. – **Concreto Protendido, Introdução, Livros Técnicos e Científicos – Volume 1**, Editora S.A., 1985.

PINHEIRO, L. M., MUZARDO, C. D. e SANTOS, P., **Características do Concreto – Capítulo 02**, USP – EESC – Departamento de Engenharia de Estruturas, São Carlos, SP, 2004.

RESENDE, C., **Um pequeno cilindro de concreto**, Concreto: propriedades, descobertas e casos interessantes, junho de 2012, <http://propriedadesdoconcreto.blogspot.com.br/2012/06/um-pequeno-cilindro-de-concreto.html>, acessado em 11 de Outubro de 2016.

SOUZA, M. F. S. M. e RODRIGUES, R. B., **Sistemas estruturais de edificações e exemplos**, Universidade Estadual de Campinas, FEC – UNICAMP - Departamento de Estruturas – DES, Campinas, SP, 2008.

VERISSIMO, G.S., PAES, J. R. L., SILVA, R. C. e CESAR Jr, K. M. L., **Concreto Protendido: Estados Limites – 4ª Edição**, Universidade Federal de Viçosa – Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas, Viçosa, MG, 1999.

VERISSIMO, G.S., CESAR Jr, K. M. L., **Concreto Protendido: Perdas de Protensão – 4ª Edição**, Universidade Federal de Viçosa – Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas, Viçosa, MG, 1998.

APÊNDICES

Apêndice A – Cálculos da Armadura de Protensão

| Cálculo da Armadura de Protensão com Aderência Inicial no ELU sob flexão simples com coeficientes de majoração da NBR 6118:2014 | | | | | | | |
|---|----------------------------------|--|-----------|-----------|--|-----------|-----------|
| Norma Aplicada: | NBR 6118:2014 | Com Variação de Altura (Larg x Alt) | | | Com Variação de Largura (Larg x Alt) | | |
| Detalhamento ↓ | Viga: | 50 x 50 | 50 x 100 | 50 x 120 | 40 x 120 | 70 x 120 | 90 x 120 |
| Largura | bw [cm] | 50 | 50 | 50 | 40 | 70 | 90 |
| Alturas | h [cm] | 50 | 100 | 120 | 120 | 120 | 120 |
| | d' útil [cm] * | 45 | 90 | 108 | 108 | 108 | 108 |
| Área de Seção | Ac (cm ²) | 2.500 | 5.000 | 6.000 | 4.800 | 8.400 | 10.800 |
| Comprim. | L [m] | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 |
| Concreto | f_{ck} (MPa) | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 |
| | f_{cd} (MPa) | 2,14 | 2,14 | 2,14 | 2,14 | 2,14 | 2,14 |
| Armadura | Aço CP | | | | | | 190 |
| | f_{yk} (MPa) | | | | | | 1.900 |
| | f_{pyk} | | | | | | 1.710 |
| | Pré Alongamento ‰ | | | | | | 6 |
| Aço | E_s (MPa) | | | | | | 200.000 |
| Peso Próprio | Permanente (kNm) ou Mg1 | 8 | 15 | 18 | 14 | 25 | 32 |
| Carga Principal | Variável (kNm) ou Mg1 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |
| Carga Secundária | Variável (kNm) ou Mg2 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 |
| Coeficientes de Ponderação | $\gamma_c = \gamma_q = \gamma_g$ | | | | | | 1,40 |
| | γ_s | | | | | | 1,15 |
| | ψ_0 | | | | | | 0,80 |
| Combinações últimas normais | Mrd (kNm) | 105 | 420 | 604 | 483 | 846 | 1.088 |
| | Msd (kNm) | 72 | 83 | 87 | 82 | 97 | 107 |
| | Condição Mrd \geq Msd | Ok ! | Ok ! | Ok ! | Ok ! | Ok ! | Ok ! |
| Outros coeficientes | coeficiente | 0,001 | 0,005 | 0,007 | 0,006 | 0,008 | 0,010 |
| | β_x | 0,450 | 0,450 | 0,450 | 0,450 | 0,450 | 0,450 |
| | β_z | 1,13 | 1,13 | 1,13 | 1,13 | 1,13 | 1,13 |
| | $\Delta\epsilon_{pd}$ ‰ | 9,43 | 9,43 | 9,43 | 9,43 | 9,43 | 9,43 |
| | ϵ_{pd} ‰ | 15,43 | 9,43 | 9,43 | 9,43 | 9,43 | 9,43 |
| | σ_{pd} | 1.487 | 1.487 | 1.487 | 1.487 | 1.487 | 1.487 |
| $A_s, \Delta M_d$ | cm ² | 85,8 | 49,2 | 43,0 | 40,5 | 48,0 | 53,0 |
| Armadura Final ** | Qtde. de Cordoalhas*** | 62 | 36 | 31 | 29 | 35 | 38 |
| | *borda até AP | considerado d' como $0,9 * h$. | | | | | |
| | ** Armadura Final | a linha em azul indica a quantidade de cordoalhas a serem utilizadas de 15,2 mm. | | | | | |
| | *** Qtde. de Cordoalhas | os valores obtidos foram arredondados para o próximo número inteiro. | | | | | |

| Cálculo da Armadura de Protensão com Aderência Inicial no ELU sob flexão simples com coeficientes de majoração da ACI 318:2014 | | | | | | | |
|--|--------------------------------|---|-----------|-----------|--|-----------|-----------|
| Norma Aplicada: | ACI 318:2014 | Com Variação de Altura (Larg x Alt) | | | Com Variação de Largura (Larg x Alt) | | |
| Detalhamento ↓ | Viga: | 50 x 50 | 50 x 100 | 50 x 120 | 40 x 120 | 70 x 120 | 90 x 120 |
| Largura | <i>bw [cm]</i> | 50 | 50 | 50 | 40 | 70 | 90 |
| Alturas | <i>h [cm]</i> | 50 | 100 | 120 | 120 | 120 | 120 |
| | <i>d' útil [cm] *</i> | 45 | 90 | 108 | 108 | 108 | 108 |
| Área de Seção | <i>Ac (cm²)</i> | 2.500 | 5.000 | 6.000 | 4.800 | 8.400 | 10.800 |
| Comprim. | <i>L [m]</i> | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 |
| Concreto | <i>fck (MPa)</i> | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 |
| | <i>fcd (MPa)</i> | 2,14 | 2,14 | 2,14 | 2,14 | 2,14 | 2,14 |
| Armadura | <i>Aço CP</i> | | | | | | 190 |
| | <i>fyk(MPa)</i> | | | | | | 1.900 |
| | <i>fpyk</i> | | | | | | 1.710 |
| | <i>Pré Alongamento ‰</i> | | | | | | 6 |
| Aço | <i>Es (MPa)</i> | | | | | | 200.000 |
| Peso Próprio | <i>Permanente (kNm) ou Mg1</i> | 8 | 15 | 18 | 14 | 25 | 32 |
| Carga Principal | <i>Variável (kNm) ou Mq1</i> | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |
| Carga Secundária | <i>Variável (kNm) ou Mq2</i> | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 |
| Coefficientes de Ponderação | <i>γc</i> | | | | | | 1,40 |
| | <i>γg</i> | | | | | | 1,20 |
| | <i>γq</i> | | | | | | 1,60 |
| | <i>γs</i> | | | | | | 1,15 |
| | <i>ψ0</i> | | | | | | 0,80 |
| Combinações últimas normais | <i>Mrd (kNm)</i> | 105 | 420 | 604 | 483 | 846 | 1.088 |
| | <i>Msd (kNm)</i> | 79 | 88 | 92 | 88 | 101 | 109 |
| | <i>Condição Mrd ≥ Msd</i> | Ok ! | Ok ! | Ok ! | Ok ! | Ok ! | Ok ! |
| Outros coeficientes | <i>coeficiente</i> | 0,001 | 0,005 | 0,006 | 0,005 | 0,008 | 0,010 |
| | <i>βx</i> | 0,450 | 0,450 | 0,450 | 0,450 | 0,450 | 0,450 |
| | <i>βz</i> | 1,13 | 1,13 | 1,13 | 1,13 | 1,13 | 1,13 |
| | <i>Δεpd ‰</i> | 9,43 | 9,43 | 9,43 | 9,43 | 9,43 | 9,43 |
| | <i>εpd ‰</i> | 15,43 | 9,43 | 9,43 | 9,43 | 9,43 | 9,43 |
| | <i>σpd</i> | 1.487 | 1.487 | 1.487 | 1.487 | 1.487 | 1.487 |
| As,ΔMd | <i>cm²</i> | 94,5 | 52,6 | 45,6 | 43,5 | 49,9 | 54,2 |
| Armadura Final ** | Qtde. de Cordoalhas*** | 68 | 38 | 33 | 32 | 36 | 39 |
| | <i>*borda até AP</i> | considerado d' como 0,9 * h | | | | | |
| | <i>** Armadura Final</i> | a linha em azul indica a quantidade de cordoalhas a serem utilizadas de 15,2 mm | | | | | |
| | <i>** Armadura Final</i> | a linha em azul indica a quantidade de cordoalhas a serem utilizadas de 15,2 mm | | | | | |

FONTE: DADOS DO AUTOR (2016).

ANEXOS

Anexo A – **Reportagem: Norma-mãe do concreto é reconhecida internacionalmente**

A ISO (International Organization for Standardization) define que NBR 6118 pode ser usada em qualquer país para projetos de estruturas de concreto.

Após a importante revisão de 2014, a ABNT NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento – foi novamente atestada pela ISO (International Organization for Standardization) como uma das normas técnicas que atendem exigências internacionais e, por isso, pode ser utilizada em qualquer local do mundo para projetos de estruturas de concreto. O reconhecimento ocorreu na reunião realizada em 28 de outubro de 2015, pelo ISO/TC71/SC4 (Performance Requirements for Structural Concrete), em Seul, na Coreia do Sul. A conquista, no entender de organismos que representam a construção civil nacional, vem reafirmar a capacidade da engenharia brasileira, bem como sua tradição na produção de concreto com qualidade. Para explicar o que a internacionalização da ABNT NBR 6118 representa, a engenheira civil Inês Battagin, superintendente do comitê ABNT/CB-18, relata, na entrevista a seguir, todos os passos dados por essa norma técnica para que ela se alinhasse às melhores do mundo. Confira:

- O que representa para a construção civil brasileira, ter uma norma como a ABNT NBR 6118, reconhecida como norma internacional?

R: Representa a certeza de que a engenharia brasileira está entre as melhores do mundo e que o Brasil mantém sua tradição na construção em concreto. Esse reconhecimento, vindo no momento em que o país precisa de estímulo para manter seu crescimento em bases sólidas, reveste-se de grande importância, pois traz consigo a certeza de que qualidade, boas práticas e atendimento à normalização técnica são valores fundamentais.

- Em boa parte dos países sul-americanos, as normas dos Estados Unidos prevalecem. É possível que a ABNT NBR 6118 venha a substituir as normas para estruturas de concreto nos países vizinhos a partir de agora?

R: Acho improvável que isso ocorra, pois cada país tem sua tradição em projetar e construir estruturas. Realizar mudanças nessa área é possível apenas a partir de um longo processo de aculturação. A própria ISO, ao estabelecer os critérios de verificação das normas nacionais de projeto de estruturas de concreto, para seu registro como documento de validade

internacional, reconheceu a dificuldade de alterar culturas locais. Entendo que essa iniciativa da ISO pode aproximar as normas dos países que fazem parte do grupo, na medida em que os especialistas envolvidos nesse trabalho estudam profundamente os documentos submetidos ao processo de aprovação e certamente evidenciam aspectos que podem ser melhorados nas normas de seus próprios países.

- O reconhecimento da ISO aumenta também a responsabilidade de toda a cadeia envolvida na produção de concreto e projetos de estruturas no Brasil?

R: Acredito no incentivo gerado pelo reconhecimento da nossa norma pela ISO, que acaba criando um forte sentimento de compartilhamento, no seu mais genérico sentido. Assim, não se trata de uma responsabilidade imposta, mas sim assumida pelo orgulho do reconhecimento e pelo desejo de manter essa condição ou até de atingir novas metas. A engenharia brasileira sempre foi internacionalmente reconhecida no campo das construções em concreto e tem mostrado que mantém essa hegemonia ao longo do tempo. Precisamos, sim, desenvolver mecanismos para que esse conhecimento não fique restrito, mas seja disseminado em todo o meio técnico nacional, alcançando especialmente os novos profissionais e estudantes.

- Como foi o processo de reconhecimento da ABNT NBR 6118 pela ISO? Houve muitas exigências? Demorou muito tempo?

R: Em todos os trabalhos de normalização internacional o Brasil é representado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), que por meio de seus Comitês Brasileiros – no caso, o ABNT/CB-18 Cimento, Concreto e Agregados e a ABNT/CB-02 Construção Civil – indicam os especialistas do país para tomarem parte nas reuniões. No âmbito internacional, esse tema é tratado pela ISO/TC71/SC4 (Performance requirements for structural concrete), que é o subcomitê do TC71 (Concrete, reinforced concrete and pre-stressed concrete) que trabalha com as normas de projeto de estruturas de concreto. As bases internacionais para a avaliação das normas nacionais são estabelecidas na norma ISO 19338 Performance and assessment requirements for design standards on structural concrete.

Com a revisão da ABNT NBR 6118, em 2014, muitas das exigências internacionais já estavam atendidas, o que facilitou o processo. Porém, foi necessário evidenciar esse atendimento. Uma vez mais a ABNT NBR 6118 foi traduzida para o inglês e, para complementar as exigências da ISO, também foram traduzidos para esse idioma os resumos de normas nela referenciadas, como a ABNT NBR 12655, que estabelece os requisitos para

preparo, controle e recebimento do concreto, a ABNT NBR 15200, que trata do projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio e a ABNT NBR 9062, de estruturas pré-moldadas de concreto, entre outras.

Complementando a documentação exigida, foi preparado um checklist (conforme a ISO 19338) que informa detalhadamente os itens ou seções da ABNT NBR 6118 que atendem a cada uma das exigências para que normas nacionais possam ser registradas como documentos internacionais pela ISO. A reunião plenária anual da ISO/TC71 e de seus subcomitês, ocasião em que são tomadas as decisões de aprovação do Comitê e se estabelece as deliberações de trabalho, foi realizada este ano (2015) no período de 27 a 29 de outubro, em Seul, na Coreia.

No entanto, para permitir a avaliação prévia da documentação, como exigido pela ISO 19338, todo esse material foi enviado à ISO com mais de um mês de antecedência com relação à reunião plenária. O conteúdo da nossa norma foi avaliado por três países integrantes do ISO/TC71/SC4, sendo aprovado para ser apresentado na reunião desse subcomitê no dia 28 de outubro, onde sua aprovação foi confirmada. Tramitaram simultaneamente as aprovações das normas americana (ACI 318-14) e coreana (KCI 2012). Tanto na reunião do subcomitê (SC4), como na reunião plenária do TC71, as três normas foram aprovadas e referendadas para serem submetidas à aprovação final de todos os países integrantes do grupo por votação direta (ballot eletrônico).

Portanto, ABNT NBR 6118 tem ainda que passar por esse último desafio para ser registrada de acordo com a ISO 19338, mas trata-se de processo formal, uma vez que sua aprovação foi unânime na reunião plenária realizada em Seul. O tempo investido na tradução da nossa norma e na elaboração da documentação necessária para ser apresentada à ISO chegou a cerca de dois anos, sendo que os trabalhos foram intensificados nos últimos meses. Inês Battagin cita que as normas técnicas são documentos dinâmicos que devem ser revisados com a frequência necessária.

- Em 2008 a ABNT NBR 6118 foi reconhecida pela primeira vez. O que mudou daquela iniciativa para esta agora?

R: A ISO 19338, base para o registro de normas nacionais de projeto de estruturas de concreto como documentos de validade internacional foi publicada em primeira versão em 2003 e serviu ao registro da nossa norma em 2008. Com a revisão da ISO 19338, todas as normas já aprovadas pela ISO precisam ser reavaliadas, de forma a terem seu registro confirmado. Conforme já mencionado, as primeiras normas a atingirem essa meta foram a ABNT NBR

6118, o ACE 318 e a KCI2012. No âmbito internacional, a grande mudança de 2008 para os dias atuais consiste em exigências relativas à durabilidade e à vida útil das estruturas de concreto.

A ABNT NBR 6118, por sua vez, teve seu escopo ampliado na versão de 2014, passando a contemplar os concretos de alta resistência, até C90 (grupo II da ABNT NBR 8953), com as consequentes adequações de todos os critérios de cálculo (novas expressões para a avaliação do módulo de elasticidade do concreto e do valor da tensão de tração no concreto, por exemplo), além de aprimoramentos em itens como a verificação e o detalhamento de projeto de regiões especiais, possibilitando o uso de modelos biela-tirante, bem como novos critérios para a consideração de imperfeições globais e de retração e fluência, entre outros avanços.

- O que está previsto para a 6118 a partir de agora: ela deve entrar em novo processo de revisão? Caso sim, o que será revisto?

R: As normas técnicas são documentos dinâmicos que devem ser revisados com a frequência necessária a se manterem atualizados. A ABNT exige que as normas brasileiras sejam reavaliadas a cada cinco anos, devendo ser confirmadas, se estiverem adequadas ao uso; revisadas, se precisarem de atualização ou melhorias, ou canceladas, caso não sejam mais aplicáveis. O ideal, especialmente em casos como este, é que a comissão de estudo se mantenha ativa e realize pequenas modificações na norma com a frequência adequada à sua constante atualização, de forma que não sejam necessários processos exaustivos e extensos de revisão. Essa é a postura da comissão de estudo responsável pelos trabalhos no âmbito do projeto de estruturas de concreto, que contando com o apoio do CT 301 (Comitê Técnico IBRACON/ABECE de Projeto Estrutural) tem procurado realizar revisões periódicas e baseadas nas práticas recomendadas editadas a cada nova versão publicada dessa norma brasileira.

- Em um eventual novo processo de revisão, ela volta a ser analisada pela ISO para que sua internacionalização seja novamente confirmada?

R: Caso a ABNT NBR 6118 seja revisada e se deseje que a versão mais nova seja reconhecida internacionalmente, esse processo será necessário. Caso contrário, se as modificações forem pequenas, e não houver interesse em realizar um novo processo de registro, ficará valendo a edição anterior como documento de validade internacional. Vale salientar que, em qualquer

caso, se a norma ISO 19338 for revisada, obrigatoriamente a nossa norma de projeto estrutural deverá passar por novo processo de avaliação para ter seu registro confirmado.

- Em relação às outras normas internacionais que balizam projetos de estruturas de concreto, o que a 6118 tem de especial?

R: Para o desenvolvimento das diversas revisões da ABNT NBR 6118 foram consultados documentos internacionais e normas de outros países, de forma que se verifica, em alguns requisitos ou critérios de projeto, certa semelhança com o que estabelece o Eurocode 2 (norma da Comunidade Europeia), em outros casos com o ACI 318 (norma americana), em algumas situações com o Model Code da fib (Federação Internacional do Beton) e alguns outros documentos. No entanto, no desenvolvimento da ABNT NBR 6118 sempre se considerou a experiência e o conhecimento do meio técnico nacional como fundamentais para o estabelecimento de requisitos que sejam relevantes para o país e que possam ser cumpridos.

- Desde que a 6118 foi criada, ela mudou muito de lá para cá?

R: A primeira versão dessa norma brasileira foi a NB-1 de 1940 e seu título era “Cálculo e execução de obras de concreto armado”, tendo sido publicado na data de fundação da ABNT. Nos diversos processos de revisão foram feitas alterações em seu escopo, primeiramente transferindo para outra norma a parte relativa a preparo, controle e aceitação do concreto (hoje tratados na ABNT NBR 12655) e depois a parte relativa à execução da estrutura de concreto (atualmente na ABNT NBR 14931). A ampliação no campo do projeto estrutural previsto na ABNT NBR 6118 em 2003 permitiu que essa norma passasse a contemplar o escopo completo das aplicações em concreto, seja ele simples, armado ou protendido.

- Qual foi a atualização mais significativa realizada na 6118, desde a sua criação?

R: Certamente, a revisão realizada em 2003 foi a mais expressiva, pois além da necessidade de atualização (a versão anterior era de 1978), a ABNT NBR 6118 passou a tratar exclusivamente do projeto estrutural e exigiu a revisão de outras normas de base, como a ABNT NBR 8681, de ações e segurança nas estruturas e a ABNT NBR 7187, de pontes de concreto, além do cancelamento da ABNT NBR 7197, que tratava especificamente do projeto de estruturas de concreto protendido, com a incorporação de seu escopo. A partir da revisão realizada em 2003 na ABNT NBR 6118 foi possível avaliar a possibilidade de registro da norma brasileira na ISO pela primeira vez, tendo sido necessário o desenvolvimento de duas normas que eram exigidas pela entidade internacional: a ABNT NBR 15200, de projeto de

estruturas de concreto em situação de incêndio, e a ABNT NBR 15421, de projeto de estruturas resistentes a sismos. Desde 1940 a Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) participa do desenvolvimento e da atualização da ABNT NBR 6118, tendo atuado de forma técnica e proativa para o registro da nossa norma como documento de validade internacional, ao lado do Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON) e da Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural (ABECE).

Fonte:

SANTOS, A. - **Norma-mãe do concreto é reconhecida internacionalmente**, <http://www.cimentoitambe.com.br/norma-mae-do-concreto-e-reconhecida-internacionalmente/>, publicado em 10 de dezembro de 2.015 e acessado em 02 de novembro de 2.016.