

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Daniel Ferreira de Vargas

**PERDAS PROGRESSIVAS DA FORÇA DE PROTENSÃO:
ANÁLISE COMPARATIVA EM PEÇAS DE CONCRETO COM
CARREGAMENTOS EM DIFERENTES ETAPAS**

Porto Alegre
dezembro 2017

DANIEL FERREIRA DE VARGAS

**PERDAS PROGRESSIVAS DA FORÇA DE PROTENSÃO:
ANÁLISE COMPARATIVA EM PEÇAS DE CONCRETO COM
CARREGAMENTOS EM DIFERENTES ETAPAS**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador/a: Roberto Domingo Rios

Porto Alegre
dezembro 2017

DANIEL FERREIRA DE VARGAS

**PERDAS PROGRESSIVAS DA FORÇA DE PROTENSÃO:
ANÁLISE COMPARATIVA EM PEÇAS DE CONCRETO COM
CARREGAMENTOS EM DIFERENTES ETAPAS**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pelo Professor Relator da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 04 de dezembro de 2017

Prof. Roberto Domingo Rios
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientador

Prof. Jorge Palomino Tamayo
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Relator

BANCA EXAMINADORA

Prof. Roberto Domingo Rios (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Jorge Palomino Tamayo (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. José Rafael Yopez Aguirre (ULA)
Me. pela Universidad dos Andes

Dedico este trabalho a meus pais, Márcia e Décio, e aos meus padrinhos, Marcos e Denise, que sempre me apoiaram e estiveram ao meu lado.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Roberto Rios, orientador deste trabalho, pela disposição e interesse em me encaminhar durante a última etapa do Curso de Graduação, assim como por toda a atenção e conhecimento dividido nas disciplinas em que tive o privilégio de tê-lo como tutor.

Agradeço ao Prof. Jorge Tamayo, relator deste trabalho, pelo empenho em dedicar seu tempo e atenção na incumbência de avaliação deste trabalho.

Tudo deveria se tornar o mais simples possível, mas não
simplificado.

Albert Einstein

RESUMO

Este trabalho questiona a validade de dois procedimentos de cálculo presentes na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), ambos sobre perdas progressivas da força de protensão. Esta estabelece que a concretagem do elemento estrutural, assim como a protensão, são executadas em fases suficientemente próximas para que se desprezem os efeitos recíprocos de uma etapa sobre a outra. Percebe-se que a norma abrange somente esta situação, o que nem sempre ocorre. Justifica-se, então, a necessidade deste estudo. Primeiramente, este trabalho se restringe a descumprir a premissa de carga em única etapa para quatro situações e a calcular as perdas pelos métodos normatizados. Posteriormente, será elaborada uma análise comparativa destes resultados com os gerados por metodologia que simula com maior precisão o comportamento real da peça. Ao final, se avalia a precisão dos resultados dos métodos de norma. Desta forma, se faz possível tecer algumas conclusões e, como não poderia ser diferente, novos questionamentos.

Palavras-chave: Concreto Protendido. NBR 6118. Perdas Progressivas da Força de Protensão.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama de delineamento	19
Figura 2 – Modelo teórico de analogia do concreto	24
Figura 3 – Variação de $\varepsilon_{ccf}(t)$	33
Figura 4 – Variação de $\beta_f(t)$	38
Figura 5 – Variação de $\beta_s(t)$	41
Figura 6 – Aba 1: Geometria	52
Figura 7 – Aba 2.1: Protensão	53
Figura 8 – Aba 2.2: Perdas imediatas	54
Figura 9 – Aba 3.1: Fluência	55
Figura 10 – Aba 3.2: Retração	56
Figura 11 – Aba 3.3: Relaxação	57
Figura 12 – Aba 4.1: Métodos simplificado	58
Figura 13 – Aba 4.2: Método aproximado	59
Figura 14 – Aba 4.3: Método geral	60
Figura 15 – Aba 5: Análise de resultados	61
Figura 16 – Resultados dos casos	66
Figura 17 – Influência da umidade relativa do ar	69

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores característicos superiores da deformação específica de retração $\varepsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$ e do coeficiente de fluência $\varphi(t_{\infty}, t_0)$	23
Tabela 2 – Valores de Ψ_{1000} , em porcentagem	26
Tabela 3 – Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto	34
Tabela 4 – Valores numéricos usuais de fluência e retração	39
Tabela 5 – Valores da fluência e retração em função do endurecimento do cimento	43
Tabela 6 – Casos analisados	62

LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR – Norma Brasileira

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LISTA DE SÍMBOLOS

e_p – excentricidade do cabo resultante em relação ao baricentro da seção do concreto (cm)

f_c – resistência à compressão do concreto (kN/cm²)

f_{ckj} – resistência característica à compressão do concreto aos j dias (kN/cm²)

$f_{ct,f}$ – resistência do concreto à tração na flexão (kN/cm²)

f_{ptk} – resistência característica à tração do aço de armadura ativa (kN/cm²)

h ou h_{fic} – espessura fictícia (m ou cm)

s – variável de ajuste

t – tempo (dias)

t_0 ou t_1 ou t_{∞} – instante inicial, intermediário ou final (dias)

Δt_{ef} – período em que a temperatura média diária do ambiente pode ser admitida constante (dias)

u_{ar} – parte do perímetro externo da seção transversal da peça em contato com o ar (cm)

A_c – área da seção transversal de concreto (cm²)

A_p – área da seção transversal do cabo resultante (cm²)

E_{ci} – módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial do concreto, referindo-se sempre ao módulo cordal (GPa)

E_{cs} – módulo de deformação secante do concreto (GPa)

$E_{ci}(t_0)$ – módulo de elasticidade ou módulo de deformação inicial do concreto em t_0 (GPa)

$E_{ci}(28)$ – módulo de elasticidade ou módulo de deformação inicial do concreto aos 28 dias (GPa)

E_s – módulo de elasticidade do aço de armadura passiva (GPa)

I_c – momento de inércia da seção de concreto (cm⁴)

P_0 – força aplicada pelo equipamento de protensão (kN)

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

W_s ou W_i – módulo resistente da seção para a borda superior ou inferior (cm^3)

α – coeficiente dependente da velocidade de endurecimento do cimento

β_d – coeficiente relativo à deformação lenta reversível

β_f – coeficiente relativo à deformação lenta irreversível

β_s – coeficiente relativo à retração, no instante t ou t_0

γ – coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente

γ_c – coeficiente de ponderação da resistência do concreto

ε_{1s} – coeficiente função da umidade ambiente e da consistência do concreto

ε_{2s} – coeficiente dependente da espessura fictícia da peça

ε_c – deformação específica do concreto

ε_{cc} – deformação específica de fluência

ε_{cca} – deformação específica de fluência rápida irreversível

ε_{ccf} – deformação específica de fluência lenta irreversível

ε_{ccd} – deformação específica de fluência lenta reversível

ε_{cs} – deformação específica de retração do concreto

$\varepsilon_{cs\infty}$ – valor final da deformação específica de retração do concreto

ε_s – deformação específica do aço da armadura passiva

ρ_p – taxa geométrica da armadura de protensão

σ_c – tensão à compressão no concreto (kN/cm^2)

$\Delta\sigma_c$ – variação total de tensão no concreto (kN/cm^2)

$\sigma_{c,p0g}$ – tensão no concreto provocada pelas cargas mobilizadas no instante t_0 (kN/cm²)

$\Delta\sigma_{c,p0g}$ – variação de tensão no concreto, adjacente ao cabo resultante, provocada pelo acréscimo de carga mobilizada no instante t_I (kN/cm²)

σ_p – tensão no aço de protensão após as perdas imediatas (kN/cm²)

$\Delta\sigma_p$ – variação total de tensão no aço de protensão (kN/cm²)

σ_{pi} – tensão na armadura ativa imediatamente após a aplicação da protensão (kN/cm²)

σ_{p0} – tensão na armadura ativa devida somente à força de protensão, no instante t_0 (kN/cm²)

$\Delta\sigma_{p0}$ – tensão na armadura pela protensão e carga permanente, no instante t_0 (kN/cm²)

$\Delta\sigma_{pr}$ – perda de tensão por relaxação pura do aço (kN/cm²)

$\Delta\sigma_s$ – variação total de tensão na armadura (kN/cm²)

τ – coeficiente

ϕ – coeficiente de fluência do concreto

ϕ_{1c} – coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente e da consistência do concreto

ϕ_{2c} – coeficiente dependente da espessura fictícia da peça

ϕ_a – coeficiente de fluência rápida irreversível

ϕ_f – coeficiente de fluência lenta irreversível

$\phi_{f\infty}$ – valor final do coeficiente de fluência lenta irreversível

ϕ_d – coeficiente de fluência lenta reversível

$\phi_{d\infty}$ – valor final do coeficiente de fluência lenta reversível

χ – coeficiente de fluência do aço

ψ – relaxação do aço de armadura ativa

ψ_{1000} – relaxação do aço de armadura ativa após 1000 horas a 20°C.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	17
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	17
2.2 OBJETIVO DA PESQUISA	17
2.3 PRESSUPOSTO	17
2.4 PREMISA	18
2.5 LIMITAÇÕES	18
2.6 DELINEAMENTO	18
3 TERMOS E DEFINIÇÕES	20
3.1 CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO	20
3.2 CARACTERIZAÇÃO DOS ESTADOS-LIMITES	21
3.3 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	21
3.3.1 Retração do concreto	22
3.3.2 Fluência do concreto	23
3.3.3 Relaxação do aço	25
3.4 COMPORTAMENTO CONJUNTO DOS MATERIAIS	27
4 FORMULAÇÕES	30
4.1 EFEITOS DO TEMPO NO CONCRETO	30
4.1.1 Fluência do concreto	32
4.1.2 Retração do concreto	39
4.1.3 Idade e espessuras fictícias	42
4.1.3.1 Idade fictícia do concreto	42
4.1.3.2 Espessura fictícia da peça	43
4.1.4 Deformação total do concreto	44
4.1.5 Deformação da armadura	45
4.2 PROCESSOS DE CÁLCULO DE PERDAS	46
4.2.1 Processo simplificado	46
4.2.2 Processo aproximado	49
4.2.3 Método geral de cálculo	50
5 PROCEDIMENTO DE CÁLCULO	51
5.1 PASSO A PASSO	51

5.2 CASOS ANALISADOS	62
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	66
REFERÊNCIAS	70

1 INTRODUÇÃO

Segundo Gilbert e Ranzi (2010, tradução nossa), no projeto de estruturas de concreto, os dois principais objetivos são resistência e operacionalidade, de forma que a estrutura resista, sem colapsar, às sobrecargas e extremos ambientais, além de se apresentar satisfatória sob carga usual sem deformar, fissurar ou vibrar excessivamente.

Embora com diferenças substanciais, as estruturas de concreto armado e protendido são consideradas como sendo do mesmo tipo, ou seja, são regulamentadas por uma mesma Norma. Assim, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) trata de “Projeto de estruturas de concreto”, envolvendo o concreto simples, o armado e o protendido. De acordo com tal, elementos de concreto protendido são aqueles nos quais parte das armaduras é alongada por equipamentos especiais de protensão, ou seja, pelo menos parte da armadura é ativa.

A diminuição da força de protensão que ocorre ao longo dos cabos é normalmente chamada de perda e pode ser classificada em imediata e diferida. A primeira é devida principalmente à forma como se procede a protensão e às propriedades elásticas do aço e do concreto. A perda diferida ou ao longo do tempo se deve às propriedades visco-elásticas tanto do concreto como do aço.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) estabelece, no item 9.6.3.4.2a, que a concretagem do elemento estrutural, bem como a protensão, são executadas, cada uma delas, em fases suficientemente próximas para que se desprezem os efeitos recíprocos de uma etapa sobre a outra. Nota-se que a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) contempla somente este caso, o que nem sempre ocorre. Justifica-se, então, a necessidade deste estudo.

Em primeiro momento, este trabalho limita-se a descumprir a premissa de carga em etapa considerada única e avaliar suas consequências. Posteriormente, será elaborada uma análise comparativa entre o comportamento real e os métodos de cálculo simplificado e aproximado. Para cálculos e comparações de resultados serão elaboradas planilhas do software Excel, desenvolvido pela empresa Microsoft Corporation.

Futuramente, o conhecimento aqui desenvolvido será um passo em direção ao entendimento mais aprofundado do fenômeno das perdas progressivas da força de protensão, permitindo otimizar os materiais e, enfim, melhor prever e controlar o comportamento, inclusive em casos não previstos em norma.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

A perda da força de protensão que ocorre ao longo do tempo nos cabos dos elementos estruturais têm seu comportamento determinado em norma apenas sob a condição de que a concretagem e o carregamento se verificam em idades muito próximas e que a carga é aplicada na sua integralidade, o que pode não ser representativo em muitos casos.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

As metodologias fornecidas pela Seção 9 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) acerca das perdas progressivas da força de protensão são válidas ainda que não se cumpra a hipótese de fase única de operação?

2.2 OBJETIVO DA PESQUISA

O trabalho consiste em quebrar a condição de carga em etapa considerada única e avaliar suas consequências por meio de uma análise comparativa entre o comportamento real e os métodos de cálculo simplificado e aproximado fornecidos pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014). Avaliando a qualidade da precisão dos métodos de norma para os casos em que a condição acima não se cumpre se fará possível tecer conclusões.

2.3 PRESSUPOSTO

Este trabalho parte do pressuposto de que a bibliografia consultada contém procedimentos apropriados de cálculo, uma vez que, em norma, há somente uma diretriz para a metodologia a ser adotada, conforme o item 9.6.3.4.4 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 53).

2.4 PREMISSA

Tem-se por premissa que ao analisar o comportamento estrutural segundo a metodologia geral de cálculo, com base na bibliografia disponível, e comparar com os procedimentos estabelecidos em norma estará se verificando se tais métodos, simplificado e aproximado, são confiáveis mesmo que os carregamentos não se deem em única etapa.

2.5 LIMITAÇÕES

Em termos práticos, a formulação está definida para concretos de resistência C20 até C90, por somente haver equações normatizadas para tal intervalo.

Optou-se pelo uso de cordoalhas de protensão de 7 fios, feitas de aço de relaxação baixa (RB) com diâmetros nominais de 12,7 ou 15,2 milímetros. Além disso, a operação de protensão deve ser executada a partir dos 10 dias de idade do concreto, contados a partir da concretagem da peça. Sendo assim, esta análise está restrita aos casos de pós-tensão, somente.

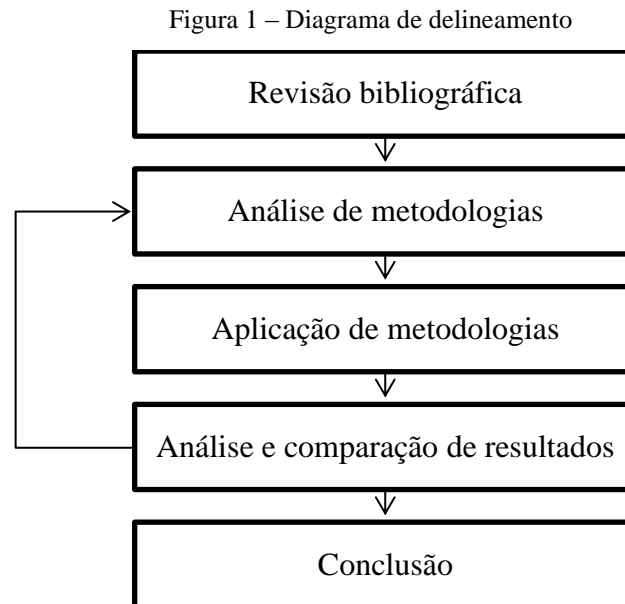
Ainda, o estudo se limita a hipótese de cabo de traçado reto único, não se estendendo às situações de traçado parabólico ou poligonal.

Quanto às fases de carregamento, se supôs que existem duas idades relevantes. Na primeira, ocorre a operação de protensão e a retirada do escoramento da peça, recebendo esta os esforços provenientes do peso próprio apenas. Posteriormente, o restante do carregamento é sobreposto, sendo esta a última etapa de carga.

As peças em estudo estejam trabalhando não-fissuradas, ou seja, no estágio I. Também, a metodologia desenvolvida se aplica para vigas, podendo se estender para lajes. Além disso, serão somente analisados os casos de vigas retilíneas.

2.6 DELINEAMENTO

O desenvolvimento será dado conforme as etapas ilustradas na figura 1 e descritas a seguir:



(fonte: elaborado pelo autor)

O primeiro evento na elaboração deste texto científico é o da **revisão bibliográfica**. Com esta, se torna possível melhor embasamento teórico para utilizar como ferramenta no desenvolvimento deste trabalho.

Em seguida, na etapa de **análise de metodologias**, serão avaliadas diferentes sequências de passos, que serão ajustadas até que se encontre algum procedimento que gere resultados satisfatórios. Este produto será empregado na simulação dos casos numéricos de estudo, que irá ocorrer no desdobrar do trabalho, na **aplicação de metodologias**.

Após, será feita a **análise e comparação de resultados** para que se possa exprimir a qualidade da metodologia concebida e identificar se há necessidade de afinar o processo. Enfim, a **conclusão** se dará por observação dos dados obtidos e constituição de conhecimento.

3 TERMOS E DEFINIÇÕES

Neste capítulo serão introduzidos os conceitos que embasam este trabalho e que servirão como ponto de partida para seu desenvolvimento.

3.1 CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO

As definições a seguir foram extraídas da Seção 3.1 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

Conforme o item 3.1.4 Elementos de concreto protendido são: “aqueles nos quais parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão, com a finalidade de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e o deslocamento da estrutura, bem como propiciar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência no estado-limite último.”.

Conforme o item 3.1.5 Armadura passiva é: “qualquer armadura que não seja usada para produzir forças de protensão, isto é, que não seja previamente alongada.”.

Conforme o item 3.1.6 Armadura ativa (de protensão) é: “armadura constituída por barras, fios isolados ou cordoalhas, destinada à produção de forças de protensão, isto é, na qual se aplica um pré-alongamento inicial.”.

Conforme o item 3.1.7 Concreto com armadura ativa pré-tracionada (protensão com aderência inicial) é o: “concreto protendido em que o pré-alongamento da armadura ativa é feito utilizando-se apoios independentes do elemento estrutural, antes do lançamento do concreto, sendo a ligação da armadura de protensão com os referidos apoios desfeita após o endurecimento do concreto; a ancoragem no concreto realiza-se somente por aderência.”.

Conforme o item 3.1.8 Concreto com armadura ativa pós-tracionada (protensão com aderência posterior) é o: “concreto protendido em que o pré-alongamento da armadura ativa é realizado após o endurecimento do concreto, sendo utilizadas, como apoios, partes do próprio elemento estrutural, criando posteriormente aderência com o concreto, de modo permanente, através da injeção das bainhas.”.

Conforme o item 3.1.9 Concreto com armadura ativa pós-tracionada sem aderência (protensão sem aderência) é o: “concreto protendido em que o pré-alongamento da armadura ativa é realizado após o endurecimento do concreto, sendo utilizadas, como apoios, partes do próprio elemento estrutural, mas não sendo criada aderência com o concreto, ficando a armadura ligada ao concreto apenas em pontos localizados.”.

3.2 CARACTERIZAÇÃO DOS ESTADOS-LIMITES

As definições a seguir foram extraídas da Seção 3.2 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

Conforme o item 3.2.1 Estado-limite último (ELU) é o: “estado-limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura.”.

Conforme o item 3.2.2 Estado-limite de formação de fissuras (ELS-F) é o: “estado em que se inicia a formação de fissuras. Admite-se que este estado-limite é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual a $f_{ct,f}$.”.

3.3 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Para compreensão plena do fenômeno das perdas progressivas é preciso primeiramente apresentar algumas características próprias do concreto bem como do aço.

Nesta linha de pensamento, Carvalho (2012, p. 96) afirma que: “Os principais fenômenos reológicos são a retração e fluência do concreto e a relaxação da armadura. A armadura de protensão adquire a maior parte de seu esforço a partir de seu estiramento, que é mantido por meio de ancoragem ou aderência à estrutura de concreto. Assim, se a estrutura de concreto se deforma (encurta) ao longo do tempo, parte do estiramento da armadura desaparecerá, ou seja, haverá uma perda de protensão da armadura. Estas perdas se dão, portanto, devido à retração e à fluência do concreto. Já quando a armadura é estirada e mantida desta forma, há uma tendência de que a tensão diminua com o tempo, o que causaria perda de protensão por relaxação do aço.”.

3.3.1 Retração do concreto

Carvalho (2012, p. 96) estabelece: “Conceituando de forma simplista, a retração é a variação volumétrica que o concreto sofre depois de endurecido. Na verdade, a retração começa a ocorrer logo após o lançamento do concreto. Porém, para determinar a perda que causa, só interessa a parte do fenômeno que ocorre depois da atuação da protensão.”

De forma mais prática, o item 8.2.11 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 27) aponta:

Em casos onde não é necessária grande precisão, os valores finais do coeficiente de fluência $\varphi(t_\infty, t_0)$ e da deformação específica de retração $\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0)$ do concreto, submetidos a tensões menores que $0,5 f_c$ quando do primeiro carregamento, podem ser obtidos, por interpolação linear, a partir da Tabela 8.2.

A Tabela 8.2 fornece o valor do coeficiente de fluência $\varphi(t_\infty, t_0)$ e da deformação específica de retração $\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0)$ em função da umidade média ambiente e da espessura fictícia $2A_c/u$, onde A_c é a área da seção transversal e u é o perímetro da seção em contato com a atmosfera. Os valores desta Tabela são relativos a temperaturas do concreto entre 10°C e 20°C, podendo-se, entretanto, admiti-los como válidos para temperaturas entre 0°C e 40°C. Esses valores são válidos para concretos plásticos e de cimento Portland comum.

O item 11.3.3.1 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 57) orienta que: “A deformação específica de retração do concreto pode ser calculada conforme indicado no Anexo A.”. O mesmo item complementa da seguinte forma:

Na grande maioria dos casos, permite-se que a retração seja calculada simplificada através da Tabela 8.2, por interpolação. Essa Tabela fornece o valor característico superior da deformação específica de retração entre os instantes t_0 e t_∞ , $\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0)$, em algumas situações usuais [...].

Nos casos correntes das obras de concreto armado, em função da restrição à retração do concreto, imposta pela armadura, satisfazendo o mínimo especificado nesta Norma, o valor de $\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0)$ pode ser adotado igual a -15×10^{-5} . Esse valor é válido para elementos estruturais de dimensões usuais, entre 10 cm e 100 cm, sujeitos a umidade ambiente não inferior a 75%.

O valor característico inferior da retração do concreto é considerado nulo.

Os valores do coeficiente de fluência $\varphi(t_\infty, t_0)$ e da deformação específica de retração $\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0)$ do concreto, encontrados na Tabela 8.2 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 32), podem ser extraídos da tabela 1.

Tabela 1 – Valores característicos superiores da deformação específica de retração $\varepsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$ e do coeficiente de fluência $\varphi(t_{\infty}, t_0)$

Umidade média ambiente %		40		55		75		90		
Espessura fictícia $2A_c/u$ cm		20	60	20	60	20	60	20	60	
$\varphi(t_{\infty}, t_0)$ Concreto das classes C20 a C45	t_0 dias	5	4,6	3,8	3,9	3,3	2,8	2,4	2,0	1,9
		30	3,4	3,0	2,9	2,6	2,2	2,0	1,6	1,5
		60	2,9	2,7	2,5	2,3	1,9	1,8	1,4	1,4
$\varphi(t_{\infty}, t_0)$ Concreto das classes C50 a C90	t_0 dias	5	2,7	2,4	2,4	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5
		30	2,0	1,8	1,7	1,6	1,4	1,3	1,1	1,1
		60	1,7	1,6	1,5	1,4	1,2	1,2	1,0	1,0
$\varepsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$ ‰	t_0 dias	5	-0,53	-0,47	-0,48	-0,43	-0,36	-0,32	-0,18	-0,15
		30	-0,44	-0,45	-0,41	-0,41	-0,33	-0,31	-0,17	-0,15
		60	-0,39	-0,43	-0,36	-0,40	-0,30	-0,31	-0,17	-0,15

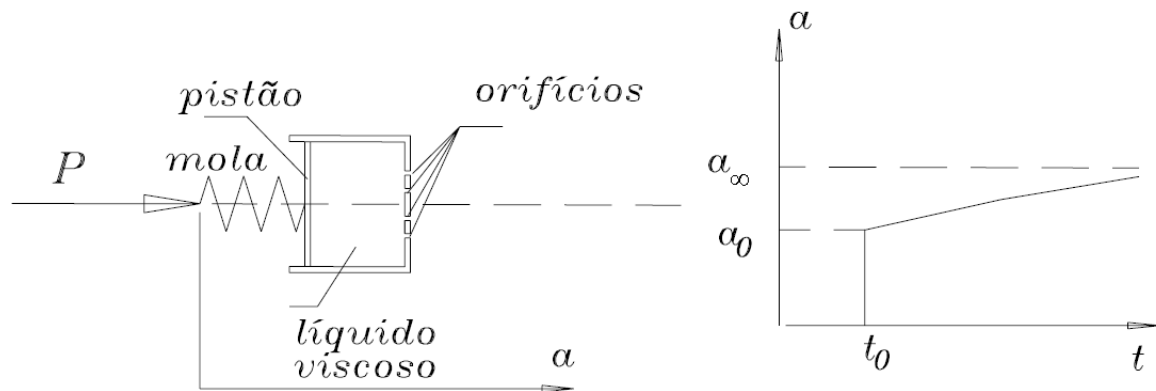
(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 28)

A formulação do Anexo A da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) para obtenção dos valores de deformações específicas de fluência e retração de maneira mais precisa será descrita nos itens 4.1.1 e 4.1.2 do capítulo seguinte.

3.3.2 Fluência do concreto

Carvalho (2012, p. 96) faz a seguinte analogia: “Para entender a fluência, pode-se, entre outros modelos, pensar em um elemento linear de concreto como sendo um conjunto, colocado em série, de uma mola associada a um pistão com líquido viscoso dentro e com pequenos furos na outra extremidade. Introduzindo um carregamento (força axial P), ocorrerá uma deformação imediata (a_0), devida ao encurtamento da mola, e uma deformação que vai acontecendo com o escape do fluido pressionado dentro do pistão através dos pequenos orifícios. Em razão da viscosidade do fluido e da pequena dimensão dos furos, esta deformação cresce lentamente, com o tempo chegando até a_{∞} .”. Tal raciocínio está ilustrado na figura 2.

Figura 2 – Modelo teórico de analogia do concreto para explicar a fluência do concreto armado e a variação do deslocamento ao longo do tempo



(fonte: CARVALHO, 2012, p. 97)

Carvalho (2012, p. 96) complementa: “[...] a fluência pura é aquela devida à uma ação introduzida no tempo t_0 e mantida constante ao longo do tempo. Porém, a protensão devido à própria perda por fluência e à retração varia e diminui ao longo do tempo. Assim, a fluência, na prática, não é a pura, embora os valores desta podem ser considerados a favor da segurança, pois são maiores que a relativa à fluência não pura.”

O item 11.3.3.2 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 57) orienta que: “As deformações decorrentes da fluência do concreto podem ser calculadas conforme indicado no Anexo A.”

Neste mesmo item segue que nos casos em que a tensão $\sigma_c(t_0)$ não varia significativamente, permite-se que essas deformações sejam calculadas simplificadamente pela fórmula 1:

$$\varepsilon_c(t_\infty, t_0) = \sigma_c(t_0) \left[\frac{1}{E_{ci}(t_0)} + \frac{\varphi(t_\infty, t_0)}{E_{ci}(28)} \right] \quad (\text{fórmula 1})$$

Sendo:

$\varepsilon_c(t_\infty, t_0)$: deformação específica total do concreto entre os instantes t_0 e t_∞ ;

$\sigma_c(t_0)$: tensão no concreto devida ao carregamento aplicado em t_0 ;

$\varphi(t_\infty, t_0)$: limite para o qual tende o coeficiente de fluência provocado por carregamento aplicado em t_0 .

Ainda neste item, segue referência para a tabela 1, apresentada no item anterior deste trabalho:

O valor de $\varphi(t_{\infty}, t_0)$ pode ser calculado por interpolação dos valores da Tabela 8.2. Essa Tabela fornece o valor característico superior de $\varphi(t_{\infty}, t_0)$ em algumas situações usuais [...].

O valor característico inferior de $\varphi(t_{\infty}, t_0)$ é considerado nulo.

Da mesma maneira como citado no item anterior, a formulação sem o uso de tabelas para obtenção de maneira mais sofisticada dos valores de fluência do concreto será descrita no capítulo seguinte.

3.3.3 Relaxação do aço

Segundo Carvalho (2012, p. 97), quando a armadura é estirada, surge a tensão de protensão, que com o tempo irá caindo pela propriedade da relaxação do material. A relaxação é um fenômeno de readequação da estrutura cristalina interna do aço quando este é submetido a tensões superiores a 50% da sua resistência.

Gilbert e Ranzi (2010, tradução nossa, p. 34) descreve o fenômeno da relaxação no aço de protensão:

O nível inicial de tensão no aço de protensão após a protensão ser transferida para o concreto é geralmente alta, frequentemente da ordem de 60 a 75 por cento da tensão de escoamento do material. Em níveis tão altos de tensão, o aço de alta resistência sofre fluência. Em níveis mais baixos de tensão, com o aço não protendido, a fluência é desprezível. Se um tensor é esticado e mantido a comprimento constante (tensão constante), o desenvolvimento da tensão de fluência no aço é evidenciado como uma perda de tensão elástica, e logo uma perda de protensão. Esta perda de protensão em uma amostra submetida a alongamento constante é conhecida como relaxação. A relaxação no aço é altamente dependente do nível de tensão e aumenta a uma taxa crescente conforme o nível de tensão se eleva. A relaxação no aço também cresce rapidamente conforme a temperatura aumenta.

Nos últimos anos, aços de relaxação baixa tem normalmente sido usados para minimizar as perdas de protensão resultantes da relaxação.

De acordo com o item 8.4.8 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 31), a relaxação de fios e cordoalhas, após 1000 horas a 20°C (Ψ_{1000}) e para tensões variando de $0,5 f_{ptk}$ a $0,8 f_{ptk}$, obtida nos ensaios descritos na ABNT NBR 7484

(ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2009), não pode ultrapassar os valores dados nas ABNT NBR 7482 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) e ABNT NBR 7483 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), respectivamente.

Para efeito de projeto, os valores de Ψ_{1000} da Tabela 8.4 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 32) podem ser adotados, conforme apresentado na tabela 2.

Tabela 2 – Valores de Ψ_{1000} , em porcentagem

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

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

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 32)

Por sua vez, o item 9.6.3.4.5 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) fornece uma equação para o cálculo de $\psi(t, t_0)$, conforme a fórmula 2:

$$\psi(t, t_0) = \frac{\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)}{\sigma_{pi}} \quad (\text{fórmula 2})$$

Sendo:

$\psi(t, t_0)$: relaxação do aço entre os instantes t_0 e t ;

$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)$: perda de tensão por relaxação pura entre os instantes t_0 e t ;

σ_{pi} : tensão na armadura ativa imediatamente após a aplicação da protensão.

Além disso, valores de relaxação para tempos diferentes de 1000 h, a 20°C, podem ser determinados, devendo o tempo ser expresso em dias, conforme apresentado na fórmula 3:

$$\psi(t, t_0) = \psi_{1000} \left(\frac{t - t_0}{41,67} \right)^{0,15} \quad (\text{fórmula 3})$$

Ainda, este item permite as considerações de que para tensões inferiores a $0,5 f_{ptk}$, admite-se que não haja perda de tensão por relaxação e de que para o tempo infinito o valor de $\psi(t, t_0)$ é dado por $\psi(t_{\infty}, t_0) \cong 2,5 \psi_{1000}$.

3.4 COMPORTAMENTO CONJUNTO DOS MATERIAIS

As instruções que seguem foram extraídas do item 9.6.3 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), que trata das perdas da força de protensão.

O item 9.6.3.1 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 49) determina que: “O projeto deve prever as perdas da força de protensão em relação ao valor inicial aplicado pelo aparelho tensor, ocorridas antes da transferência da protensão ao concreto (perdas iniciais, na pré-tração), durante essa transferência (perdas imediatas) e ao longo do tempo (perdas progressivas).”.

O item 9.6.3.2 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), que aborda as perdas iniciais, indica que:

Consideram-se iniciais as perdas ocorridas na pré-tração antes da liberação do dispositivo de tração e decorrentes de:

- a) atrito nos pontos de desvio da armadura poligonal [...];
- b) escorregamento dos fios na ancoragem [...];
- c) relaxação inicial da armadura, função do tempo decorrido entre o alongamento da armadura e a liberação do dispositivo de tração;
- d) retração inicial do concreto, considerado o tempo decorrido entre a concretagem do elemento estrutural e a liberação do dispositivo de tração.

A avaliação das perdas iniciais deve considerar os efeitos provocados pela temperatura, quando o concreto for curado termicamente.

O item 9.6.3.3 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), que aborda as perdas imediatas, indica que:

- a) no caso da pré-tração, a variação da força de protensão [...], por ocasião da aplicação da protensão ao concreto, e em razão do seu encurtamento, deve ser calculada em regime elástico, considerando-se a deformação da seção homogeneizada. [...];
- b) no caso de pós-tração, para os sistemas usuais de protensão, as perdas imediatas são as devidas ao encurtamento imediato do concreto, ao atrito entre as armaduras e as bainhas ou o concreto, ao deslizamento da armadura junto à ancoragem e à acomodação dos dispositivos de ancoragem [...].

Já o item 9.6.3.4 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), que aborda as perdas progressivas, preconiza que:

Os valores parciais e totais das perdas progressivas de protensão, decorrentes da retração e da fluência do concreto e da relaxação do aço de protensão, devem ser determinados considerando-se a interação dessas causas, podendo ser utilizados os processos indicados em 9.6.3.4.2 a 9.6.3.4.5.

Nesses processos admite-se que exista aderência entre a armadura e o concreto e que o elemento estrutural permaneça no estágio I.

Os processos citados acima, referentes ao item 9.6.3.4 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), serão introduzidos conforme segue:

- a) o subitem 9.6.3.4.2 apresenta o processo simplificado, para o caso de fases únicas de operação;
- b) o subitem 9.6.3.4.3 apresenta o processo aproximado, sob mesmas condições;
- c) o subitem 9.6.3.4.4 apresenta o método geral de cálculo, advertindo da necessidade de algumas considerações adicionais.

O subitem 9.6.3.4.2 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), que versa sobre o processo simplificado, aponta que:

Esse caso é aplicável quando são satisfeitas as condições seguintes:

- a) a concretagem do elemento estrutural, bem como a protensão, são executadas, cada uma delas, em fases suficientemente próximas para que se desprezem os efeitos recíprocos de uma fase sobre a outra;
- b) os cabos possuem entre si afastamentos suficientemente pequenos em relação à altura da seção do elemento estrutural, de modo que seus efeitos possam ser supostos equivalentes ao de um único cabo [...].

Respeitados os requisitos, este processo permite que se calcule diretamente as perdas e deformações progressivas do concreto, formulação que será abordada no item 4.2.1 do capítulo seguinte.

Por sua vez, o subitem 9.6.3.4.3 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), que versa sobre o processo aproximado, informa que:

Esse processo pode substituir o estabelecido em 9.6.3.4.2, desde que satisfeitas as mesmas condições de aplicação e que a retração não difira em mais de 25 % do valor $[-8 \times 10^{-5} \varphi(\infty, t_0)]$.

O processo acima permite que se calcule a perda de tensão devida à fluência, retração e relaxação do concreto, formulação que também será abordada no item 4.2.2 do capítulo seguinte.

O subitem 9.6.3.4.4 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), que incorpora o método geral de cálculo, sugere que:

Quando as ações permanentes (carga permanente ou protensão) são aplicadas parceladamente em idades diferentes (portanto não são satisfeitas as condições estabelecidas em 9.6.3.4.2), deve ser considerada a fluência de cada uma das camadas de concreto e a relaxação de cada cabo, separadamente.

Pode ser considerada a relaxação isolada de cada cabo, independentemente da aplicação posterior de outros esforços permanentes.

Ou seja, embora este último subitem recomende uma maneira de abordar o problema, ele não fornece a metodologia para que se possa calcular de acordo com o proposto. Para tal, será trabalhado mais à frente, na seção 4.3 do capítulo seguinte, como se dará o desenvolvimento da solução pelo método geral de cálculo das perdas progressivas de protensão.

4 FORMULAÇÕES

Este capítulo terá como objetivo a exposição das formulações encontradas no Anexo A e no item 9.6.3.4 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), assim como as obtidas da bibliografia de referência.

4.1 EFEITOS DO TEMPO NO CONCRETO

O Anexo A da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) discorre sobre o efeito do tempo no concreto estrutural. O mesmo comunica que: “As prescrições deste Anexo têm caráter informativo que podem, na falta de dados melhores, ser usadas no projeto de estruturas com concretos do grupo I e do grupo II da ABNT NBR 8953 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2015) cobertos por esta Norma.”.

A Seção A.2 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) trata sobre as deformações do concreto. Logo na sua introdução, apresenta, na fórmula 4, que: “Quando não há impedimento à livre deformação do concreto, e a ele é aplicada, no tempo t_0 , uma tensão constante no intervalo $t - t_0$, sua deformação total, no tempo t , vale:”.

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_c(t_0) + \varepsilon_{cc}(t) + \varepsilon_{cs}(t) \quad (\text{fórmula 4})$$

Onde:

$$\varepsilon_c(t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{ci}(t_0)} \quad (\text{fórmula 5})$$

Com:

$$E_{ci}(t_0) = 5600 f_{ckj}^{1/2}, \text{ para } j = t_0. \quad (\text{fórmula 6})$$

Onde:

$$\varepsilon_{cc}(t) = \varphi(t, t_0) \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{ci}(28)} \quad (\text{fórmula 7})$$

Com:

$$E_{ci}(28) = 5600 f_{ckj}^{1/2}, \text{ para } j = 28 \text{ dias}. \quad (\text{fórmula 8})$$

Sendo:

$\varepsilon_c(t)$: deformação total do concreto;

$\varepsilon_c(t_0)$: deformação imediata, por ocasião do carregamento;

$\varepsilon_{cc}(t)$: deformação por fluência no intervalo de tempo (t, t_0) ;

$\varepsilon_{cs}(t)$: deformação por retração, no intervalo de tempo (t, t_0) ;

$\sigma_c(t_0)$: tensão à compressão no concreto no instante t_0 ;

$E_{ci}(t_0)$: módulo de elasticidade do concreto no instante t_0 ;

$E_{ci}(28)$: módulo de elasticidade do concreto aos 28 dias;

f_{ckj} : resistência característica à compressão do concreto aos j dias;

$\varphi(t, t_0)$: coeficiente de fluência do concreto no intervalo de tempo $t - t_0$.

A seguir serão colocadas as formulações pertinentes aos fenômenos de fluência e retração do concreto e alguns equacionamentos específicos para o cálculo da idade e espessura fictícia da peça de concreto, de acordo com a Seção A.2 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), além de deformações no concreto e no aço, que inclui também a Seção A.3 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

4.1.1 Fluência do concreto

De acordo com o item A.2.2.1 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014): “A deformação por fluência do concreto (ε_{cc}) é composta de duas partes, uma rápida e outra lenta. A deformação rápida (ε_{cca}) é irreversível e ocorre durante as primeiras 24 h após a aplicação da carga que a originou. A deformação lenta é, por sua vez, composta por duas outras parcelas: a deformação lenta irreversível (ε_{ccf}) e a deformação lenta reversível (ε_{ccd}).”.

As equações que descrevem a interação acima estão elencadas conforme segue, nas fórmulas enumeradas de 9 a 11.

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cca} + \varepsilon_{ccf} + \varepsilon_{ccd} \quad (\text{fórmula 9})$$

$$\varepsilon_{c,tot} = \varepsilon_c + \varepsilon_{cc} = \varepsilon_c (1 + \varphi) \quad (\text{fórmula 10})$$

$$\varphi = \varphi_a + \varphi_f + \varphi_d \quad (\text{fórmula 11})$$

Sendo:

φ_a : coeficiente de deformação rápida;

φ_f : coeficiente de deformação lenta irreversível;

φ_d : coeficiente de deformação lenta reversível.

O item A.2.2.2 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) explica quais os pressupostos adotados na formulação:

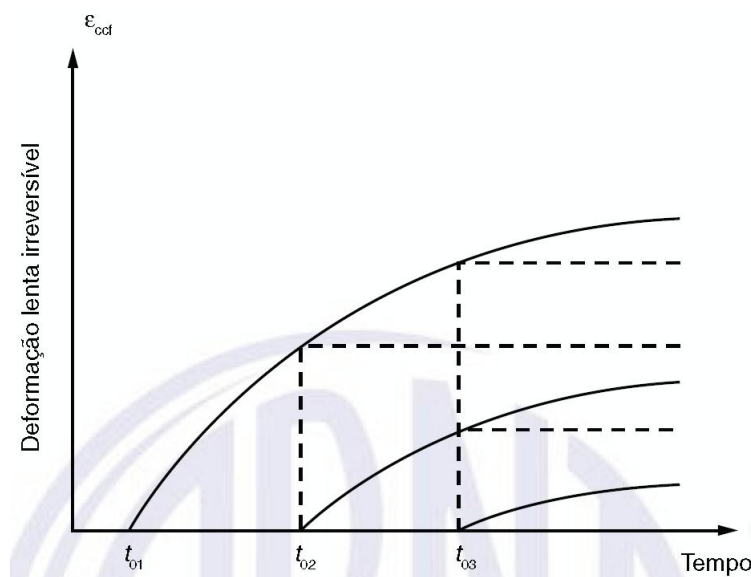
Para o cálculo dos efeitos da fluência, quando as tensões no concreto são as de serviço, admitem-se as seguintes hipóteses:

- a) a deformação por fluência ε_{cc} varia linearmente com a tensão aplicada;

- b) para acréscimos de tensão aplicados em instantes distintos, os respectivos efeitos de fluência se superpõem;
- c) a deformação rápida produz deformações constantes ao longo do tempo; os valores do coeficiente φ_a são função da relação entre a resistência do concreto no momento da aplicação da carga e a sua resistência final;
- d) o coeficiente de deformação lenta reversível φ_a depende apenas da duração do carregamento e o seu valor final e o seu desenvolvimento ao longo do tempo são independentes da idade do concreto no momento da aplicação da carga;
- e) o coeficiente de deformação lenta irreversível φ_f depende de:
- umidade relativa do ambiente (U);
 - consistência do concreto no lançamento;
 - espessura fictícia da peça h_{fic} (ver A.2.4);
 - idade fictícia do concreto (ver A.2.4) no instante (t_0) da aplicação da carga;
 - idade fictícia do concreto no instante considerado (t);
- f) para o mesmo concreto, as curvas de deformação lenta irreversível em função do tempo, correspondentes às diferentes idades do concreto no momento do carregamento, são obtidas, umas em relação às outras, por deslocamento paralelo ao eixo das deformações, conforme a Figura A.1.

A figura citada acima está, neste trabalho, denominada como Figura 3.

Figura 3 – Variação de $\varepsilon_{ccf}(t)$



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 209)

Por sua vez, o item A.2.2.3 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) fornece as equações a fim de que se calcule, a qualquer instante, o valor da deformação do concreto causada exclusivamente pelo fenômeno da fluência, segundo a Fórmula 12.

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varepsilon_{cca} + \varepsilon_{ccd} + \varepsilon_{ccf} = \varphi(t, t_0) \frac{\sigma_c}{E_c(28)} \quad (\text{fórmula 12})$$

Sendo:

$E_c(28)$: módulo de deformação tangente inicial para $j = 28$ dias.

Inserido no mesmo item, é ressaltado que: “ $E_c(28)$, módulo de deformação tangente inicial para $j = 28$ dias, deve ser obtido segundo ensaio estabelecido na NBR 8522 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008). Quando não forem realizados ensaios e não existirem dados mais precisos sobre o concreto usado, podem ser utilizados os valores da Tabela 8.1.”.

A tabela citada acima está, neste trabalho, denominada como Tabela 3.

Tabela 3 – Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (uso de granito como agregado graúdo)

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

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 25)

A seguir está a equação geral, oferecida no mesmo item, para fins de determinação do coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$, válido também para os casos em que ocorre tração, como pode ser visto na Fórmula 13:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_a + \varphi_{f\infty} [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] + \varphi_{d\infty} \beta_d \quad (\text{fórmula 13})$$

Sendo:

φ_a : coeficiente de fluência rápida;

$\varphi_{f\infty}$: valor final do coeficiente de deformação lenta irreversível;

$\varphi_{d\infty}$: valor final do coeficiente de deformação lenta reversível, considerado igual a 0,4;

$\beta_f(t)$ ou $\beta_f(t_0)$: coeficiente relativo à deformação lenta irreversível, função da idade do concreto (ver Figura A.2);

β_d : coeficiente relativo à deformação lenta reversível, função do tempo $t - t_0$ decorrido após o carregamento;

t : idade fictícia do concreto no instante considerado;

t_0 : idade fictícia do concreto ao ser feito o carregamento único;

t_{0i} : idade fictícia do concreto ao ser feito o carregamento.

A Figura A.2, citada acima, está, neste trabalho, denominada como Figura 4.

Onde:

$$\varphi_a = 0,8 \left[1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \right], \text{ para concretos de classes C20 a C45;} \quad (\text{fórmula 14})$$

$$\varphi_a = 1,4 \left[1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \right], \text{ para concretos de classes C50 a C90;} \quad (\text{fórmula 15})$$

$$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \varphi_{2c}, \text{ para concretos de classes C20 a C45;} \quad (\text{f\u00f3rmula 16})$$

$$\varphi_{f\infty} = 0,45 \varphi_{1c} \varphi_{2c}, \text{ para concretos de classes C50 a C90;} \quad (\text{f\u00f3rmula 17})$$

$$\beta_f(t) = \frac{t^2 + A \cdot t + B}{t^2 + C \cdot t + D} \quad (\text{f\u00f3rmula 18})$$

$$\beta_d(t) = \frac{t - t_0 + 20}{t - t_0 + 70} \quad (\text{f\u00f3rmula 19})$$

Com:

$f_c(t_0)$ ou $f_c(t_\infty)$: fun\u00e7\u00e3o do crescimento da resist\u00eancia do concreto com a idade;

φ_{1c} : coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente U , expresso em porcentagem, e da consist\u00eancia do concreto dada pela Tabela A.1;

φ_{2c} : coeficiente dependente da espessura fict\u00edcia h_{fic} da pe\u00e7a, definida em 4.1.3;

t : tempo, expresso em dias ($t \geq 3$).

A Tabela A.1, citada acima, est\u00e1, neste trabalho, denominada como Tabela 4.

Onde:

$$\varphi_{2c} = \frac{42 + h_{fic}}{20 + h_{fic}} \quad (\text{f\u00f3rmula 20})$$

$$A = 42 h^3 - 350 h^2 + 588 h + 113 \quad (\text{fórmula 21})$$

$$B = 768 h^3 - 3060 h^2 + 3234 h - 23 \quad (\text{fórmula 22})$$

$$C = -200 h^3 + 13 h^2 + 1090 h + 183 \quad (\text{fórmula 23})$$

$$D = 7579 h^3 - 31916 h^2 + 35343 h + 1931 \quad (\text{fórmula 24})$$

Com:

h_{fic} : espessura fictícia expressa em centímetros (cm), definida em 4.1.3;

h : espessura fictícia expressa em metros (m), para valores de h fora do intervalo definido por $(0,05 \leq h \leq 1,6)$, adotam-se os extremos correspondentes.

E:

$$f_{cd} = f_{ckj} / \gamma_c, \text{ para } j \geq 28 \text{ dias;} \quad (\text{fórmula 25})$$

$$f_{cd} = f_{ckj} / \gamma_c \cong \beta_1 f_{ck} / \gamma_c, \text{ para } j < 28 \text{ dias;} \quad (\text{fórmula 26})$$

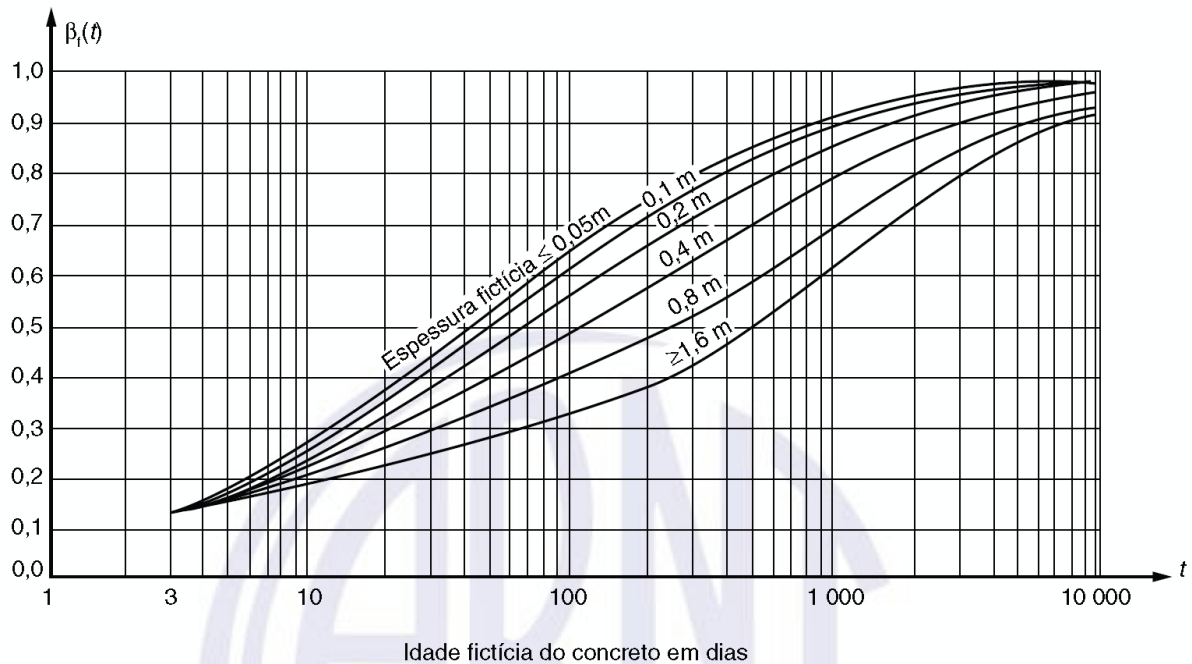
$$\text{onde } \beta_1 = e \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (\text{fórmula 27})$$

Com:

s : variável de ajuste que vale: $s = 0,38$ para concreto de cimento CPIII e IV; $s = 0,25$ para concreto de cimento CPI e II; $s = 0,20$ para concreto de cimento CPV-ARI.

A Figura 4 funciona como ábaco para aproximação ou conferência de resultados no cálculo do coeficiente $\beta_f(t)$, relativo à deformação por fluência lenta irreversível.

Figura 4 – Variação de $\beta_f(t)$



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 211)

A Tabela 4 auxilia no sentido de fornecer valores comuns para os coeficientes de fluência e de retração do concreto, de acordo com os parâmetros de umidade do ambiente e da consistência do concreto, conforme o ensaio de consistência pelo abatimento de tronco de cone descrito pela NBR 8522 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1998).

Tabela 4 – Valores numéricos usuais para a determinação da fluência e da retração

Ambiente	Umidade U %	Fluência φ_{1c} ^{a, c}			Retração $10^4 \varepsilon_{1s}$ ^{b, c}			γ ^d
		Abatimento de acordo com a ABNT NBR NM 67 cm						
		0 – 4	5 – 9	10 – 15	0 – 4	5 – 9	10 – 15	
Na água	–	0,6	0,8	1,0	+ 1,0	+ 1,0	+ 1,0	30,0
Em ambiente muito úmido imediatamente acima da água	90	1,0	1,3	1,6	– 1,9	– 2,5	– 3,1	5,0
Ao ar livre, em geral	70	1,5	2,0	2,5	– 3,8	– 5,0	– 6,2	1,5
Em ambiente seco	40	2,3	3,0	3,8	– 4,7	– 6,3	– 7,9	1,0

^a $\varphi_{1c} = 4,45 - 0,035U$ para abatimento no intervalo de 5 cm a 9 cm e $U \leq 90$ %.
^b $10^4 \varepsilon_{1s} = - 8,09 + (U/15) - (U^2/ 2 284) - (U^3/ 133 765) + (U^4/ 7 608 150)$ para abatimentos de 5 cm a 9 cm e $40 \% \leq U \leq 90$ %.
^c Os valores de φ_{1c} e ε_{1s} para $U \leq 90$ % e abatimento entre 0 cm e 4 cm são 25 % menores e, para abatimentos entre 10 cm e 15 cm, são 25 % maiores.
^d $\gamma = 1 + \exp (- 7,8 + 0,1 U)$ para $U \leq 90$ %.

NOTA 1 Para efeito de cálculo, as mesmas expressões e os mesmos valores numéricos podem ser empregados, no caso de tração.
 NOTA 2 Para o cálculo dos valores de fluência e retração, a consistência do concreto é aquela correspondente à obtida com o mesmo traço, sem a adição de superplastificantes e superfluidificantes.

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 212)

4.1.2 Retração do concreto

De acordo com o item A.2.3.1 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), acerca das hipóteses básicas, o valor da retração do concreto depende da umidade relativa do ambiente, da consistência do concreto no lançamento e da espessura fictícia da peça.

No item A.2.3.2 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) são apresentados, para o intervalo $t - t_0$, o valor da retração do concreto.

A seguir estão as equações para fins de determinação do valor da retração $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$, como pode ser visto da Fórmula 28 a 36:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs\infty} [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)] \quad (\text{fórmula 28})$$

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{1s} \varepsilon_{2s} [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)] \quad (\text{fórmula 29})$$

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2 h_{fic}}{20,8 + 3 h_{fic}} \quad (\text{fórmula 30})$$

Sendo:

$\varepsilon_{cs\infty}$: valor final da retração;

ε_{1s} : coeficiente função da umidade ambiente e da consistência do concreto (ver Tabela A.1);

ε_{2s} : coeficiente dependente da espessura fictícia da peça;

$\beta_s(t)$ ou $\beta_s(t_0)$: coeficiente relativo à retração, no instante t ou t_0 (ver Figura A.3);

h_{fic} : espessura fictícia expressa em centímetros (cm), definida em 4.1.3;

t : idade fictícia do concreto no instante considerado;

t_0 : idade fictícia do concreto no instante em que o efeito da retração na peça começa a ser considerado.

A Tabela A.1 e a Figura A.3, citadas acima, estão denominadas como Tabela 4 (constante no item anterior deste trabalho) e Figura 5, respectivamente.

Onde:

$$\beta_s(t) = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + A \left(\frac{t}{100}\right)^2 + B \left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + C \left(\frac{t}{100}\right)^2 + D \left(\frac{t}{100}\right) + E} \quad (\text{fórmula 31})$$

$$A = 40 \quad (\text{fórmula 32})$$

$$B = 116 h^3 - 282 h^2 + 220 h - 4,8 \quad (\text{fórmula 33})$$

$$C = 2,5 h^3 - 8,8 h + 40,7 \quad (\text{fórmula 34})$$

$$D = -75 h^3 + 585 h^2 + 496 h - 6,8 \quad (\text{fórmula 35})$$

$$E = -169 h^4 + 88 h^3 + 584 h^2 - 39 h + 0,8 \quad (\text{fórmula 36})$$

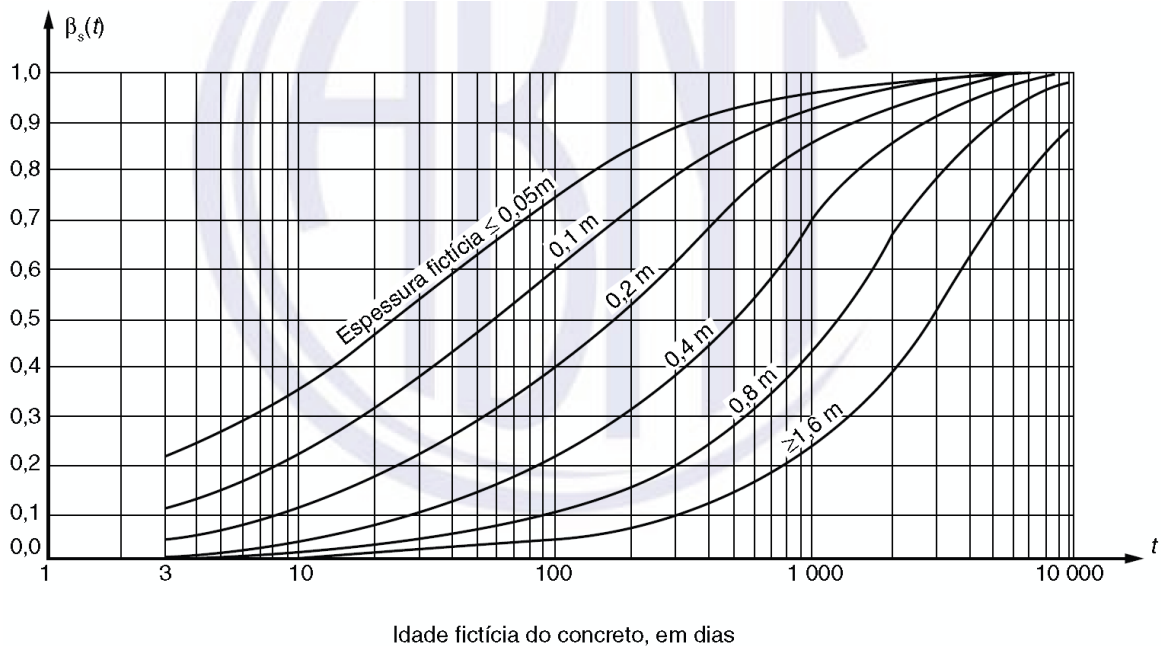
Com:

h : espessura fictícia expressa em metros (m), para valores de h fora do intervalo definido por $(0,05 \leq h \leq 1,6)$, adotam-se os extremos correspondentes;

t : tempo, expresso em dias ($t \geq 3$).

A Figura 5 funciona como ábaco para aproximação ou conferência de resultados no cálculo do coeficiente $\beta_s(t)$, relativo à deformação por retração.

Figura 5 – Variação de $\beta_s(t)$



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 213)

4.1.3 Idade e espessuras fictícias

Este item tem por base, fundamentalmente, o item A.2.4 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), que trata das considerações a respeito de quais valores de idade e espessura devem ser adotados para os casos de peças de concreto com maturidade, umidade, e geometrias quaisquer.

4.1.3.1 Idade fictícia do concreto

O item A.2.4.1 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) discursa sobre a idade fictícia a ser adotada nos cálculos de peças de concreto, que é função das variáveis que seguem na Fórmula 37 (que não se aplica aos casos de cura a vapor):

$$t = \alpha \sum_i \frac{T_i + 10}{30} \Delta t_{ef,i} \quad (\text{fórmula 37})$$

Sendo:

t : idade fictícia, expressa em dias;

α : coeficiente dependente da velocidade de endurecimento do cimento; na falta de dados experimentais, permite-se o emprego dos valores constantes na Tabela A.2;

T_i : temperatura média diária do ambiente, expressa em graus Celsius;

$\Delta t_{ef,i}$: período, expresso em dias, durante o qual a temperatura média diária do ambiente, T_i , pode ser admitida constante.

A Tabela A.2, citada acima, está, neste trabalho, denominada como Tabela 5.

Tabela 5 – Valores da fluência e da retração em função da velocidade de endurecimento do cimento

Cimento Portland (CP)	α	
	Fluência	Retração
De endurecimento lento (CP III e CP IV, todas as classes de resistência)	1	1
De endurecimento normal (CP I e CP II, todas as classes de resistência)	2	
De endurecimento rápido (CP V-ARI)	3	
Legenda: CP I e CP I-S – Cimento Portland comum CP II-E, CP II-F e CP II-Z – Cimento Portland composto CP III – Cimento Portland de alto forno CP IV – Cimento Portland pozolânico CP V-ARI – Cimento Portland de alta resistência inicial RS – Cimento Portland resistente a sulfatos (propriedade específica de alguns dos tipos de cimento citados)		

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 214)

4.1.3.2 Espessura fictícia da peça

O item A.2.4.2 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) define, como exibido nas Fórmulas 38 e 39, o valor da espessura fictícia h_{fic} da peça:

$$h_{fic} = \gamma \frac{2 A_c}{u_{ar}} \quad (\text{fórmula 38})$$

$$\gamma = 1 + e^{(-7,8+0,1 U)} \quad (\text{fórmula 39})$$

Sendo:

γ : coeficiente dependente da umidade relativa U do ambiente (ver Tabela A.1);

A_c : área da seção transversal da peça;

u_{ar} : parte do perímetro externo da seção transversal da peça em contato com o ar.

A Tabela A.1, citada acima, está denominada como Tabela 4 (constante no item anterior deste trabalho).

4.1.4 Deformação total do concreto

De acordo com a Seção A.2.5 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), sobre a deformação total no concreto: “Quando há variação de tensão ao longo do intervalo, induzida por ações externas ou agentes de diferentes propriedades reológicas (incluindo-se armadura, concretos de diferentes idades etc.), a deformação total no concreto pode ser calculada por”, expresso nas Fórmulas 40 e 41:

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c(t_0)} + \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c(28)} \varphi(t, t_0) + \varepsilon_{cs}(t, t_0) + \int_{\tau=t_0}^t \frac{\partial \sigma_c}{\partial \tau} \left(\frac{1}{E_{c\tau}} + \frac{\alpha \varphi(\tau, t_0)}{E_c(28)} \right) d\tau \quad (\text{fórmula 40})$$

Em que os três primeiros termos representam a deformação não impedida e a integral, e os efeitos da variação de tensões ocorridas no intervalo. A mesma seção informa que se permite substituir esta expressão por:

$$\varepsilon_c(t) = \sigma_c(t_0) \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_c(28)} \right] + \varepsilon_{cs}(t, t_0) + \Delta \sigma_c(t, t_0) \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_c(28)} \right] \quad (\text{fórmula 41})$$

Sendo:

α : coeficiente característico que tem valor variável conforme o caso;

$\Delta \sigma_c(t, t_0)$: variação total de tensão no concreto, no intervalo $t - t_0$.

São, ainda, feitas as seguintes considerações:

No cálculo de perdas de protensão em casos usuais onde a peça pode ser considerada como concretada de uma só vez e a protensão como aplicada de uma só vez, pode-se adotar $\alpha = 0,5$ e admitir $E_c(t_0) = E_c(28)$, como foi feito em 9.6.3.4.2. Observar que aquela subseção considera que o coeficiente de fluência do concreto: $\varphi = \varphi_a + \varphi_f + \varphi_d$ é um coeficiente de deformação lenta irreversível, com as propriedades definidas para φ_f .

Nos outros casos usuais, pode-se considerar $\alpha = 0,8$, mantendo $E_c(t_0) \neq E_c(28)$ sempre que significativo.

O item 9.6.3.4.2, da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), citado acima, é discutido no item 4.2.1 (constante na próxima seção deste trabalho).

Sobre as considerações anteriores são feitos os seguintes comentários:

Essa aproximação tem a vantagem de tratar φ como uma única função, sem separar φ_a , φ_f e φ_d .

É possível separar φ_a , φ_f , e φ_d , mas para isso é necessário aplicar a expressão integral ao problema em estudo. A expressão simplificada não se aplica nesse caso.

4.1.5 Deformação da armadura

A Seção A.3 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) estabelece, como demonstrado nas Fórmulas 42 e 43, os valores de deformação, para armadura passiva, para as situações em que há e que não há impedimento à livre deformação no concreto.

No caso de não haver impedimento à livre deformação no concreto, a deformação da armadura pode ser calculada conforme segue:

$$\varepsilon_s(t) = \frac{\sigma_s(t_0)}{E_s} + \frac{\sigma_s(t_0)}{E_s} \chi(t, t_0) \quad (\text{fórmula 42})$$

Sendo:

$\frac{\sigma_s(t_0)}{E_s}$: deformação imediata, por ocasião do carregamento;

$\frac{\sigma_s(t_0)}{E_s} \chi(t, t_0)$: deformação por fluência, ocorrida no intervalo de tempo $t - t_0$ e considerada sempre que $\sigma_s(t_0) > 0,5 f_{ptk}$.

A situação descrita acima é análoga à descrita no item A.2.1 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), que, neste trabalho, se encontra no início da seção 4.1 deste capítulo.

Já no caso de haver impedimento à livre deformação no concreto, a deformação da armadura pode ser calculada conforme segue:

$$\varepsilon_s(t) = \frac{\sigma_s(t_0)}{E_s} + \frac{\sigma_s(t_0)}{E_s} \chi(t, t_0) + \frac{\Delta\sigma_s(t, t_0)}{E_s} [1 + \chi(t, t_0)] \quad (\text{fórmula 43})$$

Sendo:

$\Delta\sigma_s(t, t_0)$: variação total de tensão na armadura, no intervalo $t - t_0$.

A situação descrita acima é análoga à descrita no item A.2.5 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), que, neste trabalho, se encontra no item 4.1.4 deste capítulo.

4.2 PROCESSOS DE CÁLCULO DE PERDAS

Dando continuidade ao que foi introduzido na seção 3.4 do capítulo anterior, sobre o comportamento conjunto dos materiais, esta seção trata das metodologias fornecidas pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) para o cálculo de perdas progressivas de protensão pelos métodos simplificado e aproximado. Além destes, será introduzido também o método geral de cálculo, somente comentado em norma.

4.2.1 Processo simplificado

Conforme visto anteriormente, o subitem 9.6.3.4.2 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) define condições para validade deste processo de cálculo, sendo estas:

- a) a concretagem do elemento estrutural, bem como a protensão, são executadas, cada uma delas, em fases suficientemente próximas para que se desprezem os efeitos recíprocos de uma fase sobre a outra;
- b) os cabos possuem entre si afastamentos suficientemente pequenos em relação à altura da seção do elemento estrutural, de modo que seus efeitos possam ser supostos equivalentes ao de um único cabo [...].

Ainda, noticia que: “[...] admite-se que no tempo t as perdas e deformações progressivas do concreto e do aço de protensão, na posição do cabo resultante, com as tensões no concreto $\sigma_{c,p0g}$ positivas para compressão e as tensões no aço σ_{p0} positivas para tração, sejam calculadas.”. Tais expressões estão tituladas Fórmula 44 a 52:

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0)E_p - \alpha_p \sigma_{c,p0g} \varphi(t, t_0) - \sigma_{p0} \chi(t, t_0)}{\chi_p + \chi_c \alpha_p \eta \rho_p} \quad (\text{fórmula 44})$$

$$\Delta\varepsilon_{pt} = \frac{\sigma_{p0}}{E_p} \chi(t, t_0) + \frac{\Delta\sigma_p(t, t_0)}{E_p} \chi_p \quad (\text{fórmula 45})$$

$$\Delta\varepsilon_{ct} = \frac{\sigma_{c,p0g}}{E_{ci}(28)} \varphi(t, t_0) + \frac{\Delta\sigma_c(t, t_0)}{E_{ci}(28)} \chi_c + \varepsilon_{cs}(t, t_0) \quad (\text{fórmula 46})$$

Onde:

$$\chi(t, t_0) = -\ln [1 - \psi(t, t_0)] \quad (\text{fórmula 47})$$

$$\chi_c = 1 + 0,5 \varphi(t, t_0) \quad (\text{fórmula 48})$$

$$\chi_p = 1 + \chi(t, t_0) \quad (\text{fórmula 49})$$

$$\eta = 1 + e_p^2 \frac{A_c}{I_c} \quad (\text{fórmula 50})$$

$$\rho_p = A_p / A_c \quad (\text{fórmula 51})$$

$$\alpha_p = E_p / E_{ci} \quad (\text{fórmula 52})$$

Sendo:

$\sigma_{c,p0g}$: tensão no concreto adjacente ao cabo resultante, provocada pela protensão e pela carga permanente mobilizada no instante t_0 , sendo positiva se for de compressão;

$\varphi(t, t_0)$: coeficiente de fluência do concreto no instante t para protensão e carga permanente, aplicadas no instante t_0 ;

σ_{p0} : tensão na armadura ativa devida à protensão e à carga permanente mobilizada no instante t_0 , positiva se for de tração;

$\chi(t, t_0)$: coeficiente de fluência do aço;

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$: retração no instante t , descontada a retração ocorrida até o instante t_0 ;

$\psi(t, t_0)$: coeficiente de relaxação do aço no instante t para protensão e carga permanente mobilizada no instante t_0 ;

$\Delta\sigma_c(t, t_0)$: variação da tensão do concreto adjacente ao cabo resultante entre $t - t_0$;

$\Delta\sigma_p(t, t_0)$: variação da tensão no aço de protensão entre $t - t_0$;

ρ_p : taxa geométrica da armadura de protensão;

e_p : excentricidade do cabo resultante em relação ao baricentro da seção do concreto;

A_p : área da seção transversal do cabo resultante;

A_c : área da seção transversal do concreto;

I_c : momento central de inércia na seção do concreto.

4.2.2 Processo aproximado

Conforme já visto, o subitem 9.6.3.4.3 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) pode substituir o subitem 9.6.3.4.2 da mesma norma, desde que satisfeitas as mesmas condições de aplicação e que a retração não difira em mais de 25% do valor $-8 \times 10^{-5} \varphi(\infty, t_0)$.

Também informa que o valor absoluto da perda de tensão devida à fluência e retração do concreto e relaxação do aço, com $\sigma_{c,p0g}$ considerado positivo se for de compressão, é dado pelas Fórmulas 53 e 54.

Para aços de relaxação normal (RN), segue que:

$$\frac{\Delta\sigma_p(t_\infty, t_0)}{\sigma_{p0}} = 18,1 + \frac{\alpha_p}{47} [\varphi(t_\infty, t_0)]^{1,57} (3 + \sigma_{c,p0g}) \quad (\text{fórmula 53})$$

Para aços de relaxação baixa (RB), segue que:

$$\frac{\Delta\sigma_p(t_\infty, t_0)}{\sigma_{p0}} = 7,4 + \frac{\alpha_p}{18,7} [\varphi(t_\infty, t_0)]^{1,07} (3 + \sigma_{c,p0g}) \quad (\text{fórmula 54})$$

Sendo:

σ_{p0} : tensão na armadura de protensão devida somente à força de protensão, no instante t_0 .

4.3.1 Método geral de cálculo

Este último método de cálculo de perdas progressivas deve ser utilizado quando não forem cumpridos os critérios do subitem 9.6.3.4.2 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), sendo teoricamente, portanto, o mais completo, visto que não adota nenhuma simplificação.

Carvalho (2012, p. 130) exemplifica: “Quando as ações permanentes (carga permanente ou protensão) são aplicadas parceladamente em idades diferentes, é preciso considerar a fluência de cada uma das camadas de concreto e a relaxação de cada cabo separadamente. Permite-se as substituições das seções transversais compostas de diferentes camadas por prismas equivalentes que se comportam como camadas discretas. Permite-se a consideração isolada da relaxação de cada cabo independentemente da aplicação posterior de outros esforços permanentes.”.

Na prática de cálculo, se faz somente uma adaptação da Fórmula 44, que foi descrita no método simplificado. Se adiciona um novo termo no numerador da equação para cada nova idade de acréscimo de carga, como a inserção de uma nova carga, o que seria a situação mais comum. Como exemplo desta situação, cita-se o levantamento e posicionamento de uma laje pré-moldada sobre uma viga protendida em estudo.

Considerando apenas uma nova idade de acréscimo de carga, a parcela a ser adicionada depende de um novo parâmetro φ , que desta vez deverá ser calculado entre o tempo t e a nova idade t_1 . Além disso, calcula-se o valor de $\Delta\sigma_{c,p0g}$, que corresponde à variação de tensão no concreto provocada exclusivamente pelo acréscimo de carga. Segue a expressão modificada:

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0)E_p - \alpha_p [\sigma_{c,p0g} \varphi(t, t_0) + \Delta\sigma_{c,p0g} \varphi(t, t_1)] - \sigma_{p0} \chi(t, t_0)}{\chi_p + \chi_c \alpha_p \eta \rho_p} \quad (\text{fórmula 55})$$

Sendo:

$\Delta\sigma_{c,p0g}$: variação de tensão no concreto, adjacente ao cabo resultante, provocada pelo acréscimo de carga mobilizada no instante t_1 ;

$\varphi(t, t_1)$: coeficiente de fluência do concreto para o tempo t a partir do instante t_1 .

5 PROCEDIMENTO DE CÁLCULO

O objetivo deste capítulo é detalhar como as formulações apresentadas até aqui foram programadas no software Excel, desenvolvido pela empresa Microsoft Corporation. Após, serão apresentados os casos analisados e, por final, os resultados obtidos por análise comparativa.

5.1 PASSO A PASSO

A seguir será explanado, aba por aba, o procedimento de cálculo para todos os métodos. Os resultados das células devem ser desconsiderados por enquanto, uma vez que não representam os dados de nenhum dos casos analisados, devendo a atenção ser dedicada somente para o entendimento das etapas e sua sequência.

A legenda de cores utilizada segue a seguinte lógica:

- a) as células em azul escuro e borda preta devem ser as únicas a serem preenchidas, pois é somente a partir destas que todo o restante do cálculo está automatizado;
- b) as células em azul claro, que aparecem no início de cada aba, indicam quais parâmetros serão utilizados para aquela etapa de cálculo específica;
- c) as células em verde indicam os parâmetros de interesse calculados em cada etapa, desde que não sejam os parâmetros de fluência, retração e relaxação;
- d) as células em laranja indicam os parâmetros de fluência, retração e relaxação, que estão em cor distinta pela facilidade de identificação de tais valores.

A primeira desta série de dez abas calcula as características básicas do comportamento dos materiais escolhidos e da seção, que é definida como retangular.

Aqui é definido a resistência do concreto e seu abatimento no teste de *slump* (0-4, 5-9 ou 10-15cm), tipo do cimento, aço das armaduras passiva e ativa e umidade relativa do ar.

Quanto à cordoalha de protensão, o número de fios é fixo, adotado como sete, já seu diâmetro nominal pode ser escolhido entre 12,7mm ou 15,2mm.

Ainda, deve ser inserido nas células correspondentes os valores de base e altura da seção, excentricidade e idade de protensão, t_0 , e idade intermediária, t_1 , referente à nova idade de acréscimo de carga. Foi utilizado o valor de 10.000 dias como sendo o limite superior de tempo, ou tempo infinito.

Figura 6 – Aba 1: Geometria

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N						
1	GEOMETRIA E PROPRIEDADES DA SEÇÃO																			
2																				
3																				
4	Concreto C30 Cimento CP - IV Abatimento: 0 - 4cm				fck = 30 MPa		s = 0,38													
5							t ₀ = 10 dias		fckj = 2,32 kN/cm ²		Ec (t ₀) = 26.989 MPa		Ecs (t ₀) = 16.963 MPa							
6							t ₂₈ = 28 dias		fck = 3,00 kN/cm ²		Ec (t ₂₈) = 30.672 MPa		Ecs (t ₂₈) = 26.838 MPa							
7							t ₁ = 200 dias		.		.		.							
8					t [∞] = 10.000 dias		fck [∞] = 4,30 kN/cm ²		Ec (t [∞]) = 36.717 MPa		Ecs (t [∞]) = 32.128 MPa									
9																				
10	Aço CA - 50				fyk = 50 kN/cm ²				fyd = 43,48 kN/cm ²											
11																				
12	Cordoalhas CP - 190 RB - 12,7 mm				Ep = 200.000 MPa				fptk = 190 kN/cm ²				fpyk = 171,0 kN/cm ²		fpyd = 148,7 kN/cm ²					
13																				
14	Umidade U = 70% Base = 30 cm Altura = 90 cm ep = 35,0 cm				γ = 1,45				u _{ar} = 240 cm				h _{fic} = 32,61 cm							
15					Ws = Wi = 40.500 cm ³				Ac = 2.700 cm ²											
16									Ic = 1.822.500 cm ⁴											

(fonte: elaborado pelo autor)

A segunda aba (2.1) é referente às formulações de projeto de concreto protendido para encontrar a força e a área de protensão necessárias, que, embora estejam no mesmo contexto, não são escopo direto deste trabalho. Sendo assim, tais equações específicas não estão presentes em sua integridade no corpo deste texto. A metodologia adotada foi a de tensões admissíveis.

Na primeira banda (linhas 4-5), deve ser inserido o tipo de protensão adotada – parcial, limitada ou completa – e uma estimativa inicial de perda de protensão para o instante inicial e o tempo final considerado. As células N4:N5 são as perdas reais, descobertas somente posteriormente no cálculo, mas que foram assim dispostas, nesta aba, para melhor aproximação dos resultados.

É preciso definir os parâmetros de geometria do problema, como vão livre e carregamentos. Em seguida são gerados os valores de carga total, q_t , momento parcial, M_{gg}' , e total, M_{qt} .

Os passos finais são parte da formulação específica, que geram o valor de área de protensão, número de cordoalhas e da força de protensão P_0 . Há a tendência de aproximar o número de cordoalhas para o valor superior. Caso ocorra o cruzamento dos limites de $P_{0,mín}$ e $P_{0,máx}$, a planilha contém uma formulação condicional de aviso para corrigir o problema.

Figura 7 – Aba 2.1: Protensão

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
1	PROTENSÃO (Método das Tensões Admissíveis)													
2														
3														
4	Protensão Limitada		W = 40.500 cm ³		r _{o,arb} = 0,95		(0,92-0,98)		P = 1397,89 kN		r _o = 0,93			
5	Ac = 2.700 cm ²		ep = 35,0 cm		r _{∞,arb} = 0,80		(0,75-0,85)		P _∞ = 1128,08 kN		r _∞ = 0,75			
6														
7	Vão = 15,00 m		g = 6,75 kN/m		qt = 46,75 kN/m		Mg = 189,84 kNm		Mgg' = 611,72 kNm		Mqt = 1314,84 kNm			
8			g' = 15,00 kN/m				Mg' = 421,88 kNm							
9			p = 25,00 kN/m				Mp = 703,13 kNm							
10														
11	fctmj = 0,23 kN/cm ²		σct ₀ = 0,28 kN/cm ²		t ₀		BS		P ₀₁ = 1591,2 kN		P _{0,máx} ≤ 1591,2 kN		P ₀ = 1500 kN	
12	fcj = 2,10 kN/cm ²		σcc ₀ = 1,47 kN/cm ²				BI		P ₀₂ = 1653,0 kN					
13	fck = 3,00 kN/cm ²		σccc _∞ = 1,50 kN/cm ²				BS		P ₀₃ = 26,4 kN					
14	fctm = 0,29 kN/cm ²		σct _∞ = 0,35 kN/cm ²				t _∞		BI					
15														
16	Cordoalhas 12,7 mm		A _{pi} = 0,99 cm ²		σp ₀ = 152,0 kN/cm ²		Pi ≈ 150 kN		n _{,máx} = 10,61 cord		n = 10		Ap = 9,90 cm ²	
17									n _{,mín} = 7,85 cord					

(fonte: elaborado pelo autor)

Em primeiro momento, nas linhas 4-10, esta aba calcula o parâmetro α_{p0} como a razão entre E_p e $E_c(t_0)$, da mesma forma que W_{cp} , que é o módulo elástico com referência no centro geométrico de protensão, como sendo a razão entre I_c e e_p . Com isso, está definido κ_{p0} e pode-se chegar ao valor da tensão após as perdas imediatas, σ_p , e, por conseguinte, à perda imediata da força de protensão, $\Delta\sigma_{pe}$.

Sabe-se também os valores da força normal de compressão, N_p , e do momento fletor, M_p , ambos por decorrência da aplicação da protensão.

Por sua vez, nas linhas 12-14 são feitos dois cálculos semelhantes, variando entre si somente o momento em questão. O primeiro deles define $\sigma_{c,p0g}$, para o momento aplicado no tempo t_0 , enquanto o segundo chega em $\Delta\sigma_{c,p0g}$, somente para o incremento de carga em t_1 . A geometria do problema considera momentos máximos para viga em situação biapoiada simples.

Os únicos valores a serem fornecidos nesta aba são referentes a quais momentos serão considerados no tempo inicial e intermediário.

Figura 8 – Aba 2.2: Perdas imediatas

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
PERDAS IMEDIATAS DA FORÇA DE PROTENSÃO											
1											
2											
3											
4	$\sigma_{p0} = 152 \text{ kN/cm}^2$
5	$E_p = 200.000 \text{ MPa}$	$\alpha_{p0} = 7,41$	$W_{cp} = 52.071 \text{ cm}^3$	$\kappa_{p0} = 0,076$	$\sigma_p = 141,20 \text{ kN/cm}^2$	$N_p = - 1397,89 \text{ kN}$	$M_p = - 489,26 \text{ kNm}$	$\Delta\sigma_{pe} = 10,80 \text{ kN/cm}^2$			
6	$E_c(t_0) = 26.989 \text{ MPa}$										
7	$I_c = 1.822.500 \text{ cm}^4$										
8	$e_p = 35,0 \text{ cm}$										
9	$A_c = 2700 \text{ cm}^2$										
10	$A_p = 9,90 \text{ cm}^2$										
11											
12	$A_c = 2700 \text{ cm}^2$	$N_p = - 1397,89 \text{ kN}$	$W_{cp} = 52.071 \text{ cm}^3$	$\sigma_{c,p0g} = - 1,09 \text{ kN/cm}^2$	$e_p = 35,0 \text{ cm}$	$W_{cp} = 52.071 \text{ cm}^3$	$\Delta\sigma_{c,p0g} = - 0,65 \text{ kN/cm}^2$				
13	$e_p = 35,0 \text{ cm}$										
14	$I_c = 1.822.500 \text{ cm}^4$	$M_0 = 189,84 \text{ kNm}$			$e_p = 35,0 \text{ cm}$	$I_c = 1.822.500 \text{ cm}^4$	$M_1 = 421,88 \text{ kNm}$				

(fonte: elaborado pelo autor)

A partir desta aba se dará início ao cálculo específico de perdas progressivas da força de protensão, que compõe o cerne da discussão deste trabalho.

São realizadas aqui duas vezes a mesma rotina de operações, uma vez nas colunas B-I e outra em K-R, sendo que na última fase algumas colunas foram omitidas da captura de tela para melhor visualização. Na primeira fase deseja-se calcular o valor do coeficiente de fluência do concreto a partir do instante inicial, enquanto que, na segunda, é a partir do instante intermediário, ambos até o tempo t_{∞} de 10.000 dias.

Os coeficientes de fluência foram calculados utilizando a Fórmula 13 deste trabalho. Mais especificamente, as colunas E-G (e N-P) utilizam as equações fornecidas no item 4.1.1, a partir da Fórmula 14 até a 27, incluindo o uso da Figura 4 e Tabela 4, se necessários.

Observa-se que está presente a Fórmula 37, que define a idade fictícia do concreto a um tempo qualquer. O valor do parâmetro α da equação pode ser consultado na Tabela 5. Para a primeira fase, nas células C4:C5 são inseridos o tempo inicial e final considerado, e, em função do tipo de cimento, essas idades são corrigidas nas células E11:E12.

Figura 9 – Aba 3.1: Fluência

FLUÊNCIA DO CONCRETO (NBR6118 - A.2.2)															
	CONCRETO E IDADES	ti = 10 dias tf = 10.000 dias	fc (ti) = 2,32 kN/cm ² fc (tf) = 4,30 kN/cm ²	$\phi_a = 0,37$		CONCRETO E IDADES	ti = 200 dias tf = 10.000 dias								
	Abatimento:	0 - 4cm	$\phi_{1c} = 1,50$	$\phi_{f\infty} = 2,13$		Abatimento:	0 - 4cm								
	Umidade:	70%	$\phi_{2c} = 1,42$			Umidade:	70%								
			$\phi_{d\infty} = 0,4$												
					$\phi(t_{\infty}, t_0) = 2,36$										$\phi(t_{\infty}, t_1) = 1,43$
			ti = 10 dias tf = 10000 dias	$\beta_f(t_i) = 0,22$											
	h, fic	32,61 cm	A = 268,98 B = 732,83 C = 532,89 D = 10325,17	$\beta_f(t_f) = 0,97$		h, fic	32,61 cm								
				$\beta_d = 1,00$											

(fonte: elaborado pelo autor)

Esta aba determina o valor da retração do concreto para os dados inseridos até então, por meio da Fórmula 28 deste trabalho. Além disso, as colunas E-G utilizam as equações fornecidas no item 4.1.2, a partir da Fórmula 29 até a 36, incluindo o uso da Figura 5 se necessário.

Os únicos dados utilizados nesta etapa de cálculo é o abatimento no teste de *slump*, a umidade relativa do ar e a espessura fictícia da peça, calculada pelas Fórmulas 38 e 39. Os tempos inicial e final na realidade já estão programados para serem os mesmos utilizados na aba anterior de cálculo de retração, mas foi adotada a legenda de “célula a ser preenchida” por precaução apenas.

Figura 10 – Aba 3.2: Retração

	A	B	C	D	E	F	G	H	I						
1	RETRAÇÃO DO CONCRETO (NBR6118 - A.2.3)														
2															
3															
4	Abatimento:	0 - 4cm		$\epsilon_{1s} = -0,000373$			$\epsilon_{cs}(t_f, t_i) = -0,000291 \text{ cm/cm}$								
5	Umidade:	70%													
6															
7	h, fic 32,61 cm			$\epsilon_{2s} = 0,83$						$\epsilon_{cs}(t_f, t_i) = -0,000291 \text{ cm/cm}$					
8				ti = 10 dias									$\beta_s(t_i) = 0,061$		
9				tf = 10000 dias											
10				A = 40									$\beta_s(t_f) = 1,002$		
11				B = 40,98											
12				C = 37,92											
13				D = 214,55											
14	E = 51,33														

(fonte: elaborado pelo autor)

Esta aba determina, nas células H4:H6, o valor da relaxação da armadura para os dados inseridos até então, por meio da Fórmula 3 deste trabalho, onde o valor do coeficiente ψ_{1000} é obtido da Tabela 2 por interpolação linear.

Se faz necessário informar que a formulação está limitada aos casos de adoção de cordoalhas como solução de projeto, não cobrindo fios e barras. Além disso, foi considerado a utilização de aço de relaxação baixa (RB) somente, visto que na prática da engenharia é de uso muito mais comum do que o aço de relaxação normal (RN). Em outras palavras, na Tabela 2 a interpolação é feita entre os seguintes valores: 0 - 1,3 - 2,5 - 3,5.

Foi acatada na célula H7 a permissão do subitem 9.6.3.4.5 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) que considera para o tempo infinito o valor de relaxação como sendo: $\psi(t_{\infty}, t_0) \cong 2,5 \psi_{1000}$.

Figura 11 – Aba 3.3: Relaxação

	A	B	C	D	E	F	G	H
1	RELAXAÇÃO DA ARMADURA (NBR6118 - 8.4.8)							
2								
3								
4	CONCRETO E IDADES			ti = 10 dias				
5				tf = 10000 dias				$\psi (tf,ti) = 0,0796$
6	Aço ativo: Cord. CP - 190 RB - 12,7 mm					$\psi_{1000} (tf,ti) = 0,0350$		
7	Tensão inicial: $\sigma_{p0} = 152 \text{ kN/cm}^2$			0,80 fptk				$\psi (t_{\infty},ti) = 0,0875$

(fonte: elaborado pelo autor)

A partir desta aba se dará início ao cálculo específico, por cada um dos métodos descritos, da força de protensão a fim de mensurar a perdas progressivas por cada perspectiva.

O primeiro método é o simplificado, descrito no subitem 9.6.3.4.2 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) e discutido anteriormente neste trabalho.

Os parâmetros primários necessários na etapa estão na coluna B, e os secundários, calculados a partir dos primeiros, na coluna D. Nota-se que os segundos estão em função daqueles exatamente à sua esquerda. Por exemplo, o parâmetro α_p depende de E_p e $E_c(t_{28})$, enquanto que o valor de χ_c é função somente de $\phi(t_f, t_i)$, e assim por diante.

Figura 12 – Aba 4.1: Métodos simplificado

	A	B	C	D	E	F
1	MÉTODO SIMPLIFICADO (4.2.1)					
2						
3						
4		$\epsilon_{cs}(t_f, t_i) = -0,000291 \text{ cm/cm}$.		$\Delta\sigma_p(t_f, t_i) = 28,68 \text{ kN/cm}^2$
5		$E_p = 200.000 \text{ MPa}$		$\sigma_p = 6,52$		
6		$E_c(t_{28}) = 30.672 \text{ MPa}$.		
7		$\sigma_{c, \text{pog}} = -1,09 \text{ kN/cm}^2$.		
8		$\phi(t_f, t_i) = 2,36$		$\chi_c = 2,182$		
9		$\sigma_{p0} = 152 \text{ kN/cm}^2$.		
10		$\psi(t_f, t_i) = 0,0796$		$\chi(t_f, t_i) = 0,083$		
11				$\chi_p = 1,083$		
12		$e_p = 35,0 \text{ cm}$				
13		$I_c = 1.822.500 \text{ cm}^4$		$\eta = 2,81$		
14		$A_c = 2700 \text{ cm}^2$				
15				$\rho_p = 0,0037$		
16		$A_p = 9,90 \text{ cm}^2$				

(fonte: elaborado pelo autor)

O segundo método é o aproximado, descrito no subitem 9.6.3.4.3 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) e já discutido neste trabalho.

A lógica da sequência de cálculo se mantém a mesma do método anterior, com a particularidade de que há uma restrição da validade deste, imposta por norma no subitem acima, que limita que a retração não difira em mais de 25% do valor $-8 \times 10^{-5} \varphi(\infty, t_0)$. Sendo assim, as linhas 10-12 fazem esta verificação e geram duas possibilidades de resposta: “Método se aplica” ou “Método NÃO se aplica”.

Optou-se por utilizar o valor de perda calculada mesmo que, a rigor, o método não se aplique, visto que o objetivo final deste trabalho é avaliar os diferentes resultados que cada método fornece.

Figura 13 – Aba 4.2: Método aproximado

	A	B	C	D	E	F
1	MÉTODO APROXIMADO (4.2.2)					
2						
3						
4	$\sigma_{p0} = 152 \text{ kN/cm}^2$				$\Delta\sigma (t_{\infty}, t_i) = 27,25 \text{ kN/cm}^2$	
5	$E_p = 200.000 \text{ MPa}$		$\sigma_p = 6,52$			
6	$E_c (t_{28}) = 30.672 \text{ MPa}$					
7	$\sigma_{c,p0g} = - 1,09 \text{ kN/cm}^2$					
8	$\psi (t_{\infty}, t_i) = 0,0875$					
9						
10	Verificação de aplicabilidade					
11	$\epsilon_{cs} (t_f, t_i) = - 0,000291 \text{ cm/cm}$		Diferença = 25 %		Método se aplica	
12	$\phi (t_f, t_i) = 2,36$					

(fonte: elaborado pelo autor)

O terceiro e último método é o geral, não fornecido pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) e obtido da bibliografia consultada de Carvalho (2012).

Este procedimento de cálculo é uma modificação do método simplificado, que inclui as células B8 e B10 no cálculo da perda, para o caso de apenas uma nova idade de acréscimo de carga. Caso houvessem duas novas, se faria necessário calcular um segundo valor de $\Delta\sigma_{c,p0g}$ e um terceiro valor de fluência, $\varphi(t_{\infty},t_2)$, e assim sucessivamente.

Figura 14 – Aba 4.3: Método geral

	A	B	C	D	E	F
1	MÉTODO GERAL (4.2.3)					
2						
3						
4		$\epsilon_{cs}(t_f, t_i) = -0,000291 \text{ cm/cm}$.		$\Delta\sigma_p(t_f, t_i) = 33,59 \text{ kN/cm}^2$
5		$E_p = 200.000 \text{ MPa}$		$\sigma_p = 6,52$		
6		$E_c(t_{28}) = 30.672 \text{ MPa}$.		
7		$\sigma_{c,p0g} = -1,09 \text{ kN/cm}^2$.		
8		$\Delta\sigma_{c,p0g} = -0,65 \text{ kN/cm}^2$.		
9		$\phi(t_{\infty}, t_0) = 2,36$		$\chi_c = 2,182$		
10		$\phi(t_{\infty}, t_1) = 1,43$.		
11		$\sigma_{p0} = 152 \text{ kN/cm}^2$.		
12		$\psi(t_f, t_i) = 0,0796$		$\chi(t_f, t_i) = 0,083$		
13				$\chi_p = 1,083$		
14		$e_p = 35,0 \text{ cm}$				
15		$I_c = 1.822.500 \text{ cm}^4$		$\eta = 2,81$		
16		$A_c = 2700 \text{ cm}^2$				
17				$\rho_p = 0,0037$		
18		$A_p = 9,90 \text{ cm}^2$				

(fonte: elaborado pelo autor)

Por fim, os dados são reunidos nesta aba, onde têm suas respectivas perdas progressivas da força de protensão exibida ao lado de cada método, em termos de tensão e porcentagem. Nas colunas seguintes são mostradas as diferenças de resultados entre cada método, com especial atenção ao método de referência, o geral, nas colunas G-H.

Nota-se que a última coluna gera uma resposta simples de satisfação ou não, com limite adotado de 25% de diferença contra a segurança, ou, em outras palavras, uma perda de protensão subestimada.

Figura 15 – Aba 5: Análise de resultados

Caso	Método	Perda de protensão	Erro Simpl-Aprox	Erro Simpl-Geral	Erro Aprox-Geral	Satisfatório?
ANÁLISE DE RESULTADOS (3 Casos)						
1	Simplificado	18,55 kN/cm ² 13 %	10,4 %	18,3 %	-	Sim
2	Aproximado	20,48 kN/cm ² 15 %			7,1 %	
3	Geral	21,94 kN/cm ² 16 %	-			
4	Simplificado	22,68 kN/cm ² 16 %	17,5 %	19,2 %	-	Sim
5	Aproximado	26,64 kN/cm ² 19 %			1,5 %	
6	Geral	27,04 kN/cm ² 19 %	-			
7	Simplificado	23,57 kN/cm ² 17 %	4,1 %	20,7 %	-	<u>Não, erro acima de 25%</u>
8	Aproximado	22,64 kN/cm ² 16 %			25,6 %	
9	Geral	28,44 kN/cm ² 20 %	-			
10	Simplificado	27,64 kN/cm ² 20 %	14,3 %	28,8 %	-	<u>Não, erro acima de 25%</u>
11	Aproximado	31,60 kN/cm ² 22 %			12,7 %	
12	Geral	35,61 kN/cm ² 25 %	-			

(fonte: elaborado pelo autor)

5.2 CASOS ANALISADOS

Serão apresentados nesta seção as rotinas de cálculo para os quatro casos estudados, seguindo a ordem das abas da planilha para facilitar o acompanhamento do leitor.

Tabela 6 – Casos analisados

Aba	Parâmetro	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4
Aba 1 – Geometria	Resistência característica do concreto aos 28 dias	C30	C40	C60	C90
	Tipo do cimento	CP-IV	CP-V	CP-IV	CP-IV
	Abatimento	0-4 cm	5-9 cm	10-15 cm	10-15 cm
	Idade de protensão (t_0)	21 dias	14 dias	10 dias	10 dias
	Idade de acréscimo de carga (t_1)	360 dias	180 dias	60 dias	60 dias
	Aço da armadura ativa	CP-190 RB	CP-210 RB	CP-210 RB	CP-210 RB
	Bitola da cordoalha	12,7 mm	12,7 mm	12,7 mm	15,2 mm
	Módulo de elasticidade do aço de protensão (E_p)	200.000 MPa	200.000 MPa	200.000 MPa	200.000 MPa
	Umidade relativa (U)	90%	85%	80%	70%
	Base da seção retangular	20 cm	25 cm	35 cm	40 cm
	Altura da seção	60 cm	60 cm	80 cm	90 cm

	Excentricidade da armadura de protensão (e_p)	22,0 cm	20,0 cm	30,0 cm	35,0 cm
	Módulo de elasticidade inicial [$E_c(t_0)$]	29.784 MPa	33.980 MPa	25.733 MPa	26.846 MPa
	Módulo de elasticidade aos 28 dias [$E_c(t_{28})$]	30.672 MPa	35.418 MPa	26.393 MPa	27.749 MPa
	Resistência característica no tempo infinito ($f_{ck\infty}$)	4,30 kN/cm ²	4,83 kN/cm ²	8,60 kN/cm ²	12,90 kN/cm ²
	Tensão de ruptura do aço (f_{ptk})	190 kN/cm ²	210 kN/cm ²	210 kN/cm ²	210 kN/cm ²
	Área de concreto (A_c)	1.200 cm ²	1.500 cm ²	2.800 cm ²	3.600 cm ²
	Momento de inércia da seção (I_c)	360.000 cm ⁴	450.000 cm ⁴	1.493.333 cm ⁴	2.430.000 cm ⁴
	Espessura fictícia (h_{fic})	64,80 cm	53,18 cm	54,09 cm	40,14 cm
Aba 2.1 – Protensão	Vão livre	8,00 m	10,00 m	12,00 m	15,00 m
	Peso próprio secundário (g')	10 kN/m	5 kN/m	15 kN/m	10 kN/m
	Sobrecarga (p)	6 kN/m	10 kN/m	20 kN/m	10 kN/m

	Momento fletor devido ao peso próprio (M_g)	24,00 kNm	46,88 kNm	126,00 kNm	253,13 kNm
	Momento fletor devido ao peso próprio secundário (M_g')	80,00 kNm	62,50 kNm	270,00 kNm	281,25 kNm
	Momento fletor devido à sobrecarga (M_p)	48,00 kNm	125,00 kNm	360,00 kNm	281,25 kNm
	Momento fletor devido à carga total (M_{qt})	152,00 kNm	234,38 kNm	756,00 kNm	815,63 kNm
	Força de protensão (P_0)	450 kN	900 kN	1.800 kN	2.850 kN
	Número de cordoalhas (n)	3	6	11	12
	Área de protensão (A_p)	2,97 cm ²	5,94 cm ²	10,89 cm ²	16,80 cm ²
Aba 2.2 – Perdas imediatas	Momento considerado atuante no instante inicial (M_0)	24,00 kNm	46,88 kNm	126,00 kNm	253,13 kNm
	Momento considerado atuante no instante intermediário (M_I)	128,00 kNm	187,50 kNm	630,00 kNm	562,50 kNm
	Tensão no aço de protensão após as perdas imediatas (σ_p)	145,67 kN/cm ²	159,33 kN/cm ²	155,38 kN/cm ²	153,02 kN/cm ²
	Tensão no concreto no instante inicial ($\sigma_{c,p0g}$)	-0,80 kN/cm ²	-1,26 kN/cm ²	-1,37 kN/cm ²	-1,65 kN/cm ²

	Variação de tensão no concreto pelo aumento de carga ($\Delta\sigma_{c,p0g}$)	-0,16 kN/cm ²	-0,64 kN/cm ²	-0,36 kN/cm ²	-1,20 kN/cm ²
Aba 3.1 – Fluência	Coefficiente de fluência a partir de t_0 [$\varphi(t_\infty, t_0)$]	1,50	1,96	1,94	2,19
	Coefficiente de fluência a partir de t_1 [$\varphi(t_\infty, t_1)$]	1,10	1,38	1,49	1,65
Aba 3.2 – Retração	Deformação específica de retração do concreto [$\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0)$]	-0,000134 cm/cm	-0,000246 cm/cm	-0,000375 cm/cm	-0,000476 cm/cm
Aba 3.3 – Relaxação	Relaxação do aço da armadura ativa [$\psi(t_{10.000}, t_0)$]	0,0796	0,0796	0,0796	0,0796
	Relaxação do aço da armadura ativa por simplificação [$\psi(t_\infty, t_0)$]	0,0875	0,0875	0,0875	0,0875
Aba 4.1 – Método simplificado	Perda progressiva da força de protensão [$\Delta\sigma_p(t_\infty, t_0)$]	19,92 kN/cm ²	27,68 kN/cm ²	33,57 kN/cm ²	38,62 kN/cm ²
Aba 4.2 – Método aproximado	Perda progressiva da força de protensão [$\Delta\sigma_p(t_\infty, t_0)$]	26,09 kN/cm ²	28,39 kN/cm ²	34,39 kN/cm ²	34,63 kN/cm ²
Aba 4.3 – Método geral	Perda progressiva da força de protensão [$\Delta\sigma_p(t_\infty, t_0)$]	20,91 kN/cm ²	31,87 kN/cm ²	36,84 kN/cm ²	49,77 kN/cm ²

(fonte: elaborado pelo autor)

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste último capítulo serão discutidos os resultados obtidos para cada caso e suas implicações, quais foram os critérios para criá-los e aspectos pertinentes gerais.

Figura 16 – Resultados dos casos

ANÁLISE DE RESULTADOS (4 Casos)						
Caso	Método	Perda de protensão (kN/cm ²)	Erro Simplificado- Aproximado	Erro Simplificado- Geral	Erro Aproximado- Geral	Satisfatório?
1	Simplificado	19,92	13 %	31,0 %	-	Sim
	Aproximado	26,09	17 %		5,0 %	
	Geral	20,91	14 %	-	24,8 %	
2	Simplificado	27,68	18 %	2,6 %	-	Sim
	Aproximado	28,39	19 %		15,1 %	
	Geral	31,87	21 %	-	12,2 %	
3	Simplificado	33,57	22 %	2,4 %	-	Sim
	Aproximado	34,39	22 %		9,8 %	
	Geral	36,84	24 %	-	7,1 %	
4	Simplificado	38,62	25 %	11,5 %	-	<i>Não, erro acima de 25%</i>
	Aproximado	34,63	23 %		28,9 %	
	Geral	49,77	33 %	-	43,7 %	

(fonte: elaborado pelo autor)

O Caso 1 gerou a maior disparidade entre os dois métodos normatizados (31%), embora pelo método simplificado foi possível chegar em um resultado com apenas 5% de diferença em relação ao método geral de referência. Também foi nesta situação que se obteve os menores valores de perda de protensão, por razões que serão abordadas em seguida, variando de 13 até 17% da tensão efetiva na armadura após as perdas imediatas, que tem valor próximo de 150 kN. De maneira geral, este caso poderia ser resolvido apenas por algum dos métodos normatizados, simplificado ou aproximado, uma vez que estes geram valores muito próximos do real ou até com diferença em favor da segurança, sobrestimando a perda progressiva da força de protensão.

O Caso 2 gerou perdas moderadas de protensão, de 18 a 21%, com resultados muito próximos aos que seriam obtidos com qualquer um dos procedimentos de cálculo descritos. O erro entre os métodos normatizados é irrisório, de 2,6%, mas digno de atenção quando comparados com o método de referência. Em relação a este, as diferenças saltam para 15,1 pelo método simplificado e 12,2% pelo aproximado. Em termos práticos, caso se optasse por estimar a perda pelo método simplificado apenas, se chegaria no resultado de 27,68 kN/cm², enquanto a resposta mais próxima da realidade, pelo método geral, apontaria 31,87 kN/cm². Ou seja, uma diferença de 4,19 kN/cm², ou 3% da tensão efetiva na armadura de protensão após as perdas imediatas.

O Caso 3 é semelhante ao 2 no sentido de que os métodos normatizados apontam resultados contra a segurança, subestimando a perda progressiva de protensão. Novamente, por ter sido adotada uma tolerância relativamente alta, de 25%, as formulações de norma evidenciam resultados satisfatórios de maneira geral.

O Caso 4 apresenta a maior perda de protensão dentre os cenários cunhados, e também a mais ampla variedade de respostas, com perdas de 23 até 33%. Os métodos simplificado e aproximado estão em consenso, divergindo em 11,5%, entretanto, ambos diferem fortemente do método de referência. Enquanto pelo método simplificado se chegou em resultado 28,9% abaixo do método geral, pelo método aproximado a disparidade se agrava ainda mais, atingindo 43,7% de erro. Na prática, ao se avaliar a perda de protensão apenas pelo método aproximado, se chegaria no resultado de 34,63 kN/cm², enquanto a resposta mais fiel à realidade, pelo método geral, aponta 49,77 kN/cm². Assim, emplaca uma incerteza de mais de 15 kN/cm² ou de 10% da tensão efetiva na armadura após as perdas imediatas, implicando em não-aceitabilidade das metodologias normatizadas para este caso.

Investigou-se uma possível relação direta entre a razão entre os momentos considerados na primeira e segunda etapa de carregamento com a perda de protensão. Em outras palavras, se existe alteração de comportamento caso se aplique 10, 50 ou 90% da carga na primeira idade e o restante (90, 50 e 10%) posteriormente. Ocorre que não foi possível identificar uma correlação, possivelmente devido ao fato de que na alteração do carregamento, muitas outras variáveis são alteradas também, não sendo possível isolar os parâmetros de interesse.

No que tange o comportamento desta modelagem como um todo, observa-se que algumas condições de contorno contribuem para uma menor perda de protensão, enquanto outras agravam a magnitude do fenômeno. A seguir, uma lista dos fatores que amenizam a perda de protensão:

- a) principais fatores que contribuem para uma menor perda de protensão,
 - menor bitola da cordoalha;
 - maior umidade relativa do ar (U);
 - menor altura da seção: fator representativo pelo método geral;
 - maior excentricidade da armadura de protensão (e_p);
 - menor vão livre;
- b) fatores secundários,
 - concretos de menor resistência;
 - tipo do cimento: indiferente;
 - abatimentos menores (concretos mais secos);
 - protensão tardia;
 - acréscimo de carga de tardio;
 - aço de protensão de menor resistência.

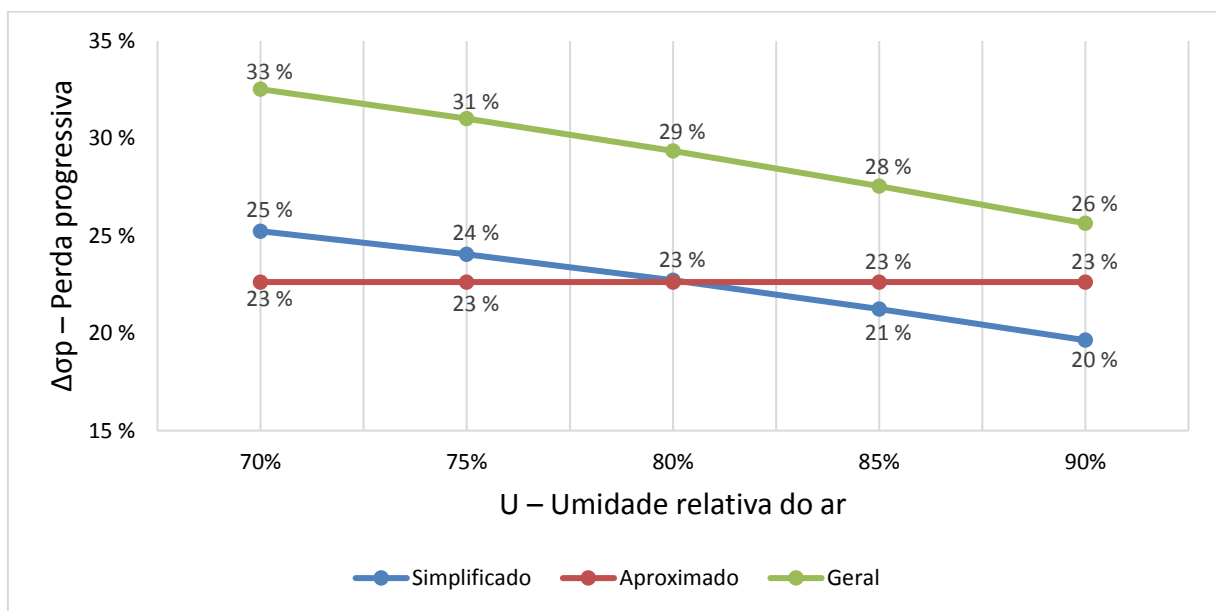
Tendo em vista a lógica acima, os casos foram definidos a partir do Caso 1, obedecendo todas as orientações de medidas que minimizam a perda de protensão. Na sequência, foram criados os Casos 2 e 3, onde gradualmente as diretrizes foram sendo descumpridas, culminando no Caso 4, onde foram adotados valores mais críticos para todos os fatores, primários e secundários.

Os resultados gerados na análise diferem pelo fato de os métodos normatizados não serem deduzidos em função das mesmas variáveis. Por exemplo, o método aproximado, diferentemente do método simplificado, não leva em conta diretamente os parâmetros da seção transversal, como momento de inércia. Nos cenários avaliados neste trabalho, assim como foi possível se chegar em respostas muito próximas, com erros de 2,4 e 2,6%, também houve a situação com 11,5% de diferença e, no caso mais extremo, 31%. Desta forma, conclui-se que, embora os métodos simplificado e aproximado muitas vezes estejam em consenso, é importante que seja feita mais de uma estimativa da perda para evitar o risco da discrepância apresentada.

Há casos onde o maior erro em comparação ao método de referência, para os métodos normalizados, é da ordem de 25%, como no Caso 1. Entretanto, pode ocorrer de o menor erro ser de mais de 30%, a exemplo do Caso 4, e que o maior erro era próximo de 50%. Em conclusão, aconselha-se que sejam utilizados todos os procedimentos de cálculo disponíveis, visto que há a possibilidade de erros da ordem de 50%.

Um dos principais fatores ao qual a perda é muito sensível é a umidade relativa do ar (U). Abaixo, partindo do Caso 4 ($U = 70\%$), foram fixados todos os parâmetros e variou-se somente a umidade do ar até 90% para visualizar isoladamente o impacto sobre a perda. Nota-se que: o método aproximado não contempla este efeito muito significativo; o método simplificado, apesar de o considerar, ainda subestima a perda em 6 a 8% conforme a umidade relativa do ar decresce, para este caso.

Figura 17 – Influência da umidade relativa do ar



(fonte: elaborado pelo autor)

Todas essas considerações e conclusões são de suma importância na ampliação de horizontes que fazem parte do processo de desenvolvimento de conhecimento. Porém, a resposta para a pergunta que define a espinha dorsal de todo este estudo – pergunta que impõe questionamentos sérios sobre a validade da aplicação improvisada de métodos normalizados em condições em que seu comportamento é incerto – é que se prossiga com cautela.

REFERÊNCIAS

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

CARVALHO, R. C. **Estruturas em concreto protendido**: cálculo e detalhamento. São Paulo: PINI, 2012.

GILBERT, R. I.; RANZI, G. **Time-Dependent Behaviour of Concrete Structures**. Estados Unidos: Spon Press, 2010.

CHOLFE, L.; BONILHA, L. **Concreto protendido**: teoria e prática. São Paulo: PINI, 2015.

LIN, T. Y.; BURNS, N.H. **Design of prestressed concrete structures**. Estados Unidos: John Wiley & Sons, 1981.