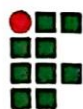


INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE GOIÁS
CAMPUS GOIÂNIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

GABRIEL DE SOUZA SIQUEIRA

CONCRETO PROTENDIDO: PRODUÇÃO NO ESTADO DE GOIÁS

GOIÂNIA, GO
2019



INSTITUTO FEDERAL
Goiás

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SECRETARIA DE EDUCAÇÃO PROFISSIONAL E TECNOLÓGICA
INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA
PRÓ-REITORIA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO
SISTEMA INTEGRADO DE BIBLIOTECAS

TERMO DE AUTORIZAÇÃO PARA DISPONIBILIZAÇÃO NO REPOSITÓRIO DIGITAL DO IFG - ReDi IFG

Com base no disposto na Lei Federal nº 9.610/98, AUTORIZO o Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, a disponibilizar gratuitamente o documento no Repositório Digital (ReDi IFG), sem ressarcimento de direitos autorais, conforme permissão assinada abaixo, em formato digital para fins de leitura, download e impressão, a título de divulgação da produção técnico-científica no IFG.

Identificação da Produção Técnico-Científica

- | | |
|--|---|
| ☐ Tese | ☐ Artigo Científico |
| ☐ Dissertação | ☐ Capítulo de Livro |
| ☐ Monografia – Especialização | ☐ Livro |
| ☒ TCC - Graduação | ☐ Trabalho Apresentado em Evento |
| ☐ Produto Técnico e Educacional - Tipo: _____ | |

Nome Completo do Autor:

Matrícula:

Título do Trabalho: Concreto Pretendido: Produção no Estado de Goiás

Autorização - Marque uma das opções

- ☒ Autorizo disponibilizar meu trabalho no Repositório Digital do IFG (acesso aberto);
- ☐ Autorizo disponibilizar meu trabalho no Repositório Digital do IFG somente após a data ____/____/____ (Embargo);
- ☐ Não autorizo disponibilizar meu trabalho no Repositório Digital do IFG (acesso restrito).

Ao indicar a opção **2 ou 3**, marque a justificativa:

- ☐ O documento está sujeito a registro de patente.
☐ O documento pode vir a ser publicado como livro, capítulo de livro ou artigo.
☐ Outra justificativa: _____

DECLARAÇÃO DE DISTRIBUIÇÃO NÃO-EXCLUSIVA

O/A referido/a autor/a declara que:

- o documento é seu trabalho original, detém os direitos autorais da produção técnico-científica e não infringe os direitos de qualquer outra pessoa ou entidade;
- obteve autorização de quaisquer materiais inclusos no documento do qual não detém os direitos de autor/a, para conceder ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás os direitos requeridos e que este material cujos direitos autorais são de terceiros, estão claramente identificados e reconhecidos no texto ou conteúdo do documento entregue;
- cumpriu quaisquer obrigações exigidas por contrato ou acordo, caso o documento entregue seja baseado em trabalho financiado ou apoiado por outra instituição que não o Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás.

Goiânia, 16/12/19
Local Data

Gabriel de Souza Siqueira
Assinatura do Autor e/ou Detentor dos Direitos Autorais

GABRIEL DE SOUZA SIQUEIRA

CONCRETO PROTENDIDO: PRODUÇÃO NO ESTADO DE GOIÁS

**Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à Coordenação de
Engenharia Civil, do Instituto
Federal de Educação, Ciência e
Tecnologia de Goiás, Campus
Goiânia, como parte dos requisitos
necessários para obtenção do título
de Bacharel em Engenharia Civil**

**Orientadora: Prof. Me. Matilde
Batista Melo**

**GOIÂNIA, GO
2019**

S6189c Siqueira, Gabriel de Souza.

Concreto pretendido: produção no estado de Goiás / Gabriel de Souza Siqueira. – Goiânia: Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, 2019.
121f. : il.

Orientadora: Profª. Matilde Batista Melo.

TCC (Trabalho de Conclusão de Curso) – Curso Bacharelado de Engenharia Civil,
Coordenação do Bacharelado em Engenharia Civil, Departamento de Áreas Acadêmicas III,
Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás.
Incluem anexos.

1. Concreto. 2. Protensão – Goiás (GO). I. Melo, Matilde Batista (orientadora). II.
Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás. III. Título.

CDD 620.137

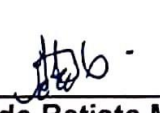
Ficha catalográfica elaborada pela bibliotecária Karol Almeida da Silva Abreu CRB1/ 2.740
Biblioteca Professor Jorge Félix de Souza,
Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, Câmpus Goiânia.

Gabriel de Souza Siqueira

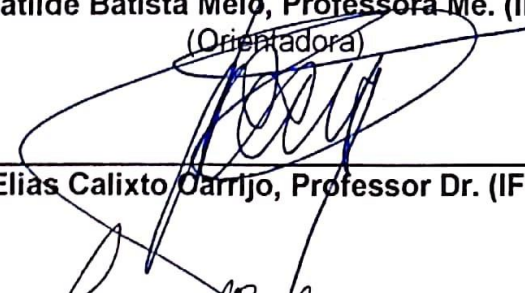
CONCRETO PROTENDIDO: PRODUÇÃO NO ESTADO DE GOIÁS

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à Coordenação de
Engenharia Civil, do Instituto
Federal de Educação, Ciência e
Tecnologia de Goiás, Campus
Goiânia, como parte dos
requisitos necessários para
obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil

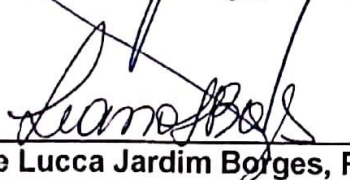
Aprovado em 16 de dezembro de 2019:



Matilde Batista Melo, Professora Me. (IFG)
(Orientadora)



Elias Calixto Carrilho, Professor Dr. (IFG)



Liana de Lucca Jardim Borges, Professora Drª (IFG)

Goiânia, GO

2019

DEDICATÓRIA

A minha família e amigos que são fonte de inspiração diária para realização dos meus objetivos. Um grande abraço a todos que participaram do meu sucesso.

AGRADECIMENTOS

A realização desse trabalho foi possível, graças ao apoio, incentivo e dedicação de algumas pessoas. Fica aqui, o meu agradecimento a todos que contribuíram de qualquer forma para a concretização deste estudo. Agradeço:

- à minha orientadora Matilde Batista Melo, pela disponibilidade, orientação e a possibilidade de participar de um tema tão relevante para a construção civil;

-à minha família, em especial aos meus pais, que tanto me apoiaram e acreditaram no meu trabalho;

- aos meus amigos mais próximos, que me motivaram e serviram também de inspiração para continuar em frente;

Enfim, a todas as pessoas que desejaram o meu bem e acreditaram no meu potencial, deixo aqui minha gratidão eterna.

EPÍGRAFE

*“A persistência é o caminho do êxito. “
(Charles Chaplin)*

RESUMO

CONCRETO PROTENDIDO: PRODUÇÃO NO ESTADO DE GOIÁS

AUTOR: Gabriel de Souza Siqueira

ORIENTADORA: Matilde Batista Melo

A protensão é tecnicamente difundida no meio acadêmico e aplicada há anos no Brasil, porém, não encontra-se divulgação quantitativa da sua produção no Estado de Goiás. Neste trabalho procurou-se levantar o quantitativo da produção do volume de concreto protendido no Estado de Goiás, com o objetivo de estabelecer um panorama da sua produção e de sua aplicação em comparação com a produção do concreto armado. Para tanto, foram realizadas pesquisas, por meio de questionários, juntos a algumas das maiores empresas da área da engenharia civil, que estão registradas na Comunidade da Construção de Goiás. Uma complementação à análise foi realizada, a fim de encontrar uma justificativa para os resultados obtidos. Essa complementação foi realizada por meio de análise estrutural e do método de dimensionamento, em que, para exemplificar, uma viga biapoiada foi dimensionada como estrutura em concreto protendido e como estrutura em concreto armado, com o intuito de demonstrar as diferenças de projeto e de custo de produção. Os resultados obtidos permitem indicar que o quantitativo da produção de concreto protendido no Estado de Goiás ainda é desconhecida, porém há indícios de que essa produção é desenvolvida por poucos profissionais no Estado de Goiás.

Palavras-Chaves: Concreto. Protensão. Produção.

ABSTRACT

PRESTRESSED CONCRETE: PRODUCTION IN THE STATE OF GOIÁS

AUTHOR: Gabriel de Souza Siqueira

ADVISOR: Matilde Batista Melo

The protection is technically widespread in the academic environment and applied for years in Brazil, but it does not find quantitative disclosure of its production in the state of Goiás. In this work, you can survey or quantify the production of protected concrete volume in the State of Goiás, with the objective of defining a panorama of its production and its application in comparison with the production of reinforced concrete. To this end, surveys were carried out, using questionnaires, together with some of the largest companies in the field of civil engineering, which are registered in the Goiás Construction Community. A complement to the analysis was carried out, in order to find a justification for the results obtained. This complementation was carried out through structural analysis and the design method, in which, for example, a supported beam was designed as a protected concrete structure and as a reinforced concrete structure, in order to demonstrate how design variables and production cost. The selected results indicate how much concrete production protected in the State of Goiás is still unknown, but there are indications that this production is developed by few professionals in the State of Goiás.

Keywords: Concrete. Prestressed. Production.

LISTA DE SÍMBOLOS

A_c : Área da seção transversal de concreto
 A_{cc} : Área de concreto comprimido
 A_s : Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração
 A'_s : Área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão
 A_p : Área de aço de armadura ativa
 α_E : Parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade
 d : Altura útil
 δ_i : Flecha imediata
 $\Delta\epsilon_{pd}$: Deformação da armadura ativa durante a deformação da seção
 $\Delta\epsilon_{pi}$: Pré-alongamento da armadura ativa, incluídas as perdas de protensão
 ϵ_{pd} : Deformação total da armadura ativa
 ϵ_{sd} : Deformação total da armadura passiva
 ϵ_{syd} : Deformação da armadura passiva durante a deformação da seção
 E : Módulo de elasticidade
 E_{ci} : Módulo de elasticidade ou módulo de deformação inicial do concreto no instante t_0
 E_{cs} : Módulo de deformação secante do concreto
 E_s : Módulo de elasticidade do aço de armadura passiva
 EI : Rigidez à flexão
 e_p : Excentricidade do cabo
 ϵ : Deformação específica
 ϵ_c : Deformação específica do concreto
 ϵ_p : Deformação específica da armadura ativa
 ϵ_s : Deformação específica do aço da armadura passiva
 F : Força
 f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto
 f_{ctk} : Resistência característica do concreto à tração direta
 $f_{ct,m}$: Resistência média à tração do concreto
 f_{pyk} : Resistência característica ao escoamento do aço da armadura ativa
 f_{yd} : Resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura passiva
 f_{yk} : Resistência característica ao escoamento do aço da armadura passiva
 $\emptyset$: Diâmetro das barras armaduras.
 $\emptyset_p$: Diâmetro nominal de fio ou cordoalha
 $\emptyset_t$: Diâmetro das barras de armadura transversal
 I_x : Momento de inércia em relação ao eixo x
 I_y : Momento de inércia em relação ao eixo y
 P_i : Força máxima aplicada à armadura de protensão pelo equipamento de tração
 P_∞ : Força aplicada à armadura de protensão no tempo ∞
 M_d : Momento fletor de cálculo

M_{rd} : Momento resistente de cálculo
 M_{sd} : Momento solicitante de cálculo
 N_{pd} : Força devida à armadura ativa
 N_{sd} : Força devida à armadura passiva
 N_{td} : Força de tração total
 ρ : Taxa geométrica de armadura longitudinal de tração
 ρ_c : Massa específica do concreto
 ρ_{min} : Taxa geométrica mínima de armadura longitudinal de vigas e pilares
 ρ_p : Taxa geométrica da armadura de protensão
 ρ_s : Taxa geométrica de armadura aderente passiva
 σ_c : Tensão à compressão no concreto
 σ_{ct} : Tensão à tração no concreto
 σ_g : Tensão atuante na borda devido o carregamento permanente
 σ_p : Tensão no aço de protensão
 σ_{pi} : Tensão na armadura ativa imediatamente após a aplicação da protensão
 σ_q : Tensão atuante na borda devido o carregamento permanente
 σ_{Rd} : Tensão normal resistente de cálculo
 σ_s : Tensão normal no aço de armadura passiva
 σ_{sd} : Tensão normal solicitante de cálculo
 γ_c : Coeficiente de ponderação da resistência do concreto
 γ_f : Coeficiente de ponderação das ações
 γ_m : Coeficiente de ponderação das resistências
 γ_p : Coeficiente de ponderação das cargas oriundas da protensão
 γ_s : Coeficiente de ponderação de resistência de armadura
 W : Módulo resistente
 Ψ_1 : Fator de redução de combinação frequente para ELS
 Ψ_2 : Fator de redução de combinação quase permanente para ELS
 x : Posição da linha neutra

LISTA DE ABREVIACÕES

ELS-F: Estado limite de serviço de fissuração

ELS-D: Estado limite de serviço de descompressão

DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

SINAPI: Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil

ELU: Estado limite último

LISTA DE FIGURAS

Figura 1:Exemplo prático sobre a aplicação da protensão	22
Figura 2:Ponte protendida executada em balanços sucessivos	24
Figura 3: Ponte do Galeão	26
Figura 4: Fios e cordoalhas	32
Figura 5: Diagrama de tensão x deformação para armadura ativa	32
Figura 6: Cordoalhas de 7 fios engraxadas e plastificadas.....	33
Figura 7: Bainha metálica	35
Figura 8: Purgador e injetor na bainha metálica	36
Figura 9: Protensão aderente	38
Figura 10: Protensão sem aderência.....	40
Figura 11: Macaco hidráulico	46
Figura 12: Ancoragem por meio de cunha.....	49
Figura 13: Ancoragem passiva	49
Figura 14: Ancoragem ativa.....	50
Figura 15: Ancoragem por meio de porca e rosca	50
Figura 16: Tensões na seção transversal na protensão completa, para o Estado- limite de Descompressão com combinação frequente.....	58
Figura 17: Tensões na seção transversal na protensão completa, para o Estado- limite de Formação de Fissuras com combinação rara de ações	59
Figura 18: Tensões na seção transversal na protensão limitada, para o Estado- limite de Descompressão com combinação quase permanente	61
Figura 19: Tensões na seção transversal na protensão limitada, para o Estado- limite de Formação de Fissuras com combinação frequente de ações	62
Figura 25: Detalhamento transversal da viga em concreto protendido	102
Figura 26: Detalhamento transversal de viga em concreto armado	103
Figura 27: Comparativo de custo	106
Figura 28: Custo de produção de vigas em função do vão	107
Figura 20: Carta de aceite para participação da pesquisa.....	115
Figura 21: Formulário sobre a produção de concreto no Estado de Goiás- parte 1.....	116

Figura 22: Formulário sobre a produção de concreto no Estado de Goiás – parte	
2	117
Figura 23: Formulário sobre a produção de concreto no Estado de Goiás – parte	
3	118
Figura 24: Formulário sobre a produção de concreto no Estado de Goiás – parte	
4	119

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e a proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental.....	31
Quadro 2: Tensões limites na operação de estiramento da armadura de protensão	63
Quadro 3: Coeficiente adimensional KMD, KX, KZ e deformações específicas do concreto e do aço	69
Quadro 4: Limite para deslocamentos (item 13.2 NBR 6118:2014).....	73
Quadro 5: Composição de custos para viga em concreto armado	104
Quadro 6: Composição de custos para viga em concreto protendido.....	104

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Local de aplicação de concretagem de elementos protendidos (Vigas = V e Lajes = L) e relação entre Volume de Concreto Protendido - VCP (m^3) e Volume Total da obra - VT (m^3).....	99
Tabela 2: Sistema de custos referenciais de obras (Ancoragem passiva)	112
Tabela 3: Sistema de custos referenciais de obras (Ancoragem ativa).....	113
Tabela 4: Composição de custos para viga em concreto armado.....	114

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	18
1.1. JUSTIFICATIVA.....	19
1.1. OBJETIVOS.....	20
1.1.1. Objetivo Geral	20
1.1.2. Objetivos Específicos	20
1.3. DIVISÃO DO TRABALHO.....	21
2. REFERENCIAL TEÓRICO	22
2.1. CONCEITOS DE PROTENSÃO	22
2.1.1. Aplicações do concreto protendido.....	23
2.1.2. Histórico do concreto protendido	25
2.1.3. Aspectos divergentes entre o concreto protendido e armado	27
2.2. MATERIAIS EMPREGADOS	29
2.2.1. Concreto	29
2.2.2. Aço para protensão	32
2.2.3. Bainhas.....	34
2.2.4. Nata de cimento	35
2.3. INTRODUÇÃO AOS SISTEMAS DE PROTENSÃO	37
2.3.1. Protensão com aderência inicial (pré-tração)	37
2.3.2. Protensão com aderência posterior (pós-tração)	38
2.3.3. Protensão sem aderência (pós-tração).....	39
2.3.4. Protensão externa	41
2.4. TIPOS DE PROTENSÃO.....	41
2.4.1. Protensão completa	41
2.4.2. Protensão limitada.....	42
2.4.3. Protensão Parcial	43
2.5. TÉCNICAS DE PRODUÇÃO DO CONCRETO PROTENDIDO.....	43
2.6. EQUIPAMENTOS DE PROTENSÃO.....	45
2.6.1. Macacos hidráulicos	45
2.6.2. Dispositivos de ancoragens	47
2.7. PERDAS DE TENSÃO	51
2.7.1. Perda de protensão por atrito.....	51
2.7.2. Perda nas ancoragens	52

2.7.3. Perda por encurtamento elástico do concreto	52
2.7.4. Perda por retração do concreto.....	53
2.7.5. Perda por fluência do concreto	54
2.7.6. Perda por relaxação do aço	55
2.8 MÉTODOS DE CÁLCULO	55
2.8.1. Estado limite de serviço (ELS).....	56
2.8.1.1 Protensão completa.....	57
2.8.1.2. Protensão limitada	59
2.8.1.3. Protensão Parcial	62
2.8.2. Estado limite último (ELU).....	64
2.8.2.1. Verificações de Vigas Protendidas no Estado Limite Último (ELU) – Domínio 3.....	64
2.8.2.2. Estado limite último (ELU) para viga em concreto armado	67
2.8.3. Estado limite último (ELS) para viga em concreto armado	69
 3. METODOLOGIA	 74
3.1 Produção do concreto protendido em Goiás	74
3.2. Levantamento quantitativo da produção de concreto protendido	75
3.3. Simulação de cálculo: vigas protendidas e em concreto armado	77
3.3.1. Dimensionamento de viga protendida	79
3.3.1.1. Dimensionamento no ELS.....	80
3.3.1.2. Dimensionamento no ELU.....	83
3.3.2. Dimensionamento de viga de concreto armado.....	87
3.3.2.1. Dimensionamento no ELU.....	87
3.4. Comparativo de custos.....	94
 4. ANÁLISE DOS LEVANTAMENTOS DAS PRODUÇÕES EM CONCRETO PROTENDIDO NO ESTADO DE GOIÁS.....	 96
4.1. AMPLITUDE DA PESQUISA DE MERCADO	96
4.2. RESULTADOS DA PRODUÇÃO DE CONCRETO	97
 5. ANÁLISE COMPARATIVAS ENTRE UMA VIGA PROTENDIDA E UMA VIGA EM CONCRETO ARMADO	 101
5.1. Análise das seções transversais	101
5.2. Análise de custos.....	103
 6. CONCLUSÕES.....	 108

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	110
ANEXO A	112
ANEXO B	114

1. INTRODUÇÃO

Segundo Bastos (2019, p. 1) o concreto é o material estrutural mais aplicado na construção civil desde o século 19. As suas características de resistência, trabalhabilidade, plasticidade e durabilidade tornam o concreto a melhor solução econômica para a construção de edifícios, pontes e obras de arte.

Além disso, quando em conjunto com o aço, o concreto aumenta sua resistência à compressão e suporta melhor os esforços de tração aplicados na estrutura. Trata-se de uma forma prática de se construir, notoriamente conhecida e aplicada por qualquer mão de obra e com custo de manutenção módico.

Entretanto, o concreto armado, mesmo que resista melhor aos esforços de tração do que o concreto simples (sem armadura), ainda apresenta elementos estruturais com dimensões maiores, quando comparadas às estruturas em aço. Ressalta-se que os elementos com maiores dimensões, de modo geral, sobrecarregam toda a estrutura e, conseqüentemente, as fundações, aumentando, assim, o custo global da edificação.

Uma solução alternativa, difundida em todo Brasil, a qual propicia a redução do peso estrutural, é o uso da protensão no concreto, em que há a utilização de cabos de aço tensionados dentro da peça de concreto. De modo geral, esses cabos atravessam toda a extensão da peça estrutural, podendo ser vigas e lajes, ora na parte inferior, ora na parte superior, dependendo do condicionante de projeto.

A ABNT NBR 6118 (ABNT, 2014) define elementos de concreto protendido, como 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 os deslocamentos da estrutura, bem como propiciar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência no Estado Limite Último (ELU).

A grande vantagem do concreto protendido, em relação ao concreto armado, é que há possibilidade de criar elementos mais esbeltos, leves e capazes de atingir vãos livres maiores, o que produz melhor aspecto estético e arquitetônico. Além disso, o emprego dessa técnica permite controlar as flechas e

reduzir a abertura de fissuras que podem ocorrer no concreto em estado de serviço.

O concreto protendido tem sido muito usado para a construção de estruturas de grande porte, tais como, plataformas marítimas, pontes estaiadas, viadutos. Também é comum encontrá-lo em obras de terra, barragens e estruturas de contenção, em que é possível verificar o emprego de tirantes de ancoragem protendidos.

Apesar de sua utilização em grande parte do Brasil e de suas consagradas vantagens, o concreto protendido ainda é uma técnica com pouca divulgação de uso no Estado de Goiás. Pode-se citar como exemplo, a produção de longarinas pré-moldadas protendidas aplicadas no Viaduto da Avenida T-63 com a Avenida 85, em Goiânia.

1.1. Justificativa

As indicações dos quantitativos da produção do concreto protendido no Brasil podem ser apresentadas por meio de uma possível comparação entre a produção do aço de concreto armado e a produção de cordoalhas e fios de protensão. Entretanto, essas indicações são genéricas e não representam a produção do concreto protendido em determinada região. Isto é, o resultado genérico pode camuflar a aplicação do concreto protendido, de modo a indicar seu uso crescente e significativo no Brasil e não revelar que, em determinadas regiões, sua aplicação é insignificante.

No trabalho de Zilli (2013), é indicado que o mercado de cordoalhas no Brasil gira em torno de 70.000 toneladas, sendo que a produção de aço ferro-gusa foi de 23,46 milhões de toneladas. Apesar deste trabalho indicar uma representação de aproximadamente 0,29% entre as produções de aço, não é possível definir que este percentual reflete a produção do concreto protendido em Goiás.

Desta forma, como não há pesquisa que indique um quantitativo sobre a atual situação do concreto protendido no Estado de Goiás, é proposto por meio desse trabalho, uma avaliação quantitativa desse material.

Além disso, o estudo baseia-se na literatura sobre o concreto protendido, com o intuito de mostrar a importância dessa tecnologia, com destaque as suas vantagens e suas facilidades para o avanço da engenharia.

Nawy (2009) (apud MIGLIORE, 2018), exemplifica que, em geral, para elementos sob flexão, a altura da seção transversal dos elementos de concreto protendido é cerca de 65% a 80% da altura da seção dos elementos de concreto armado, e consequentemente o consumo de concreto é cerca de 20% a 35% menor. Com o recente desenvolvimento de concreto de ultra-alto desempenho, a diferença tende a ser maior.

Entretanto, apesar das consagradas vantagens do concreto protendido, este estudo não tem por objetivo indicar a melhor técnica de projeto, ou seja, se é o concreto armado ou o concreto protendido. Para Hanai (2005), a correta utilização de cada técnica irá depender de uma análise de cada caso, considerando a adequação tecnológica de cada recurso para a solução do problema. Logo, é evidente a necessidade de ampliar os estudos sobre os tipos de concreto estruturais para que a prática não fique restrita apenas a uma escolha.

1.1. Objetivos

Os objetivos deste trabalho estão descritos na sequência.

1.1.1. Objetivo Geral

O trabalho tem como objetivo principal indicar o panorama da produção do concreto protendido no Estado de Goiás, por meio de análises quantitativas e comparativas com a produção do concreto armado.

1.1.2. Objetivos Específicos

Os objetivos específicos são:

- apresentar uma revisão bibliográfica sobre estruturas em concreto protendido e suas vantagens;
- demonstrar o cálculo de uma viga isostática em concreto protendido e outro de uma estrutura similar em concreto armado;
- realizar avaliações das diferenças estruturais (volumes, taxa de armadura, etc.), após dimensionamento final, entre a viga em concreto protendido e a viga em concreto armado;

- comparar os custos de produção entre as supracitadas vigas, por meio de composição de preço, utilizando a tabela SINAPI e AGETOP.
- identificar possíveis motivos para a diferença de produção entre concreto armado e concreto protendido no Estado de Goiás

1.3. Divisão do trabalho

Este trabalho foi dividido em seis capítulos, nos quais desenvolveu-se assuntos relevantes ao tema escolhido.

O Capítulo 1 é formado pela introdução, abordando o assunto de forma geral, além de apresentar os objetivos, justificativa e a divisão do trabalho. No Capítulo 2, foi feita uma breve revisão bibliográfica sobre conceitos gerais, histórico, aplicações da protensão e comparações entre o concreto protendido e o concreto armado. Foi apresentado também materiais empregados, sistemas e tipos de protensão, técnicas de produção do concreto protendido, estados limites, perdas de protensão e equipamentos. Também foram abordados os métodos de cálculos para o dimensionamento de viga em concreto protendido, apresentando as combinações utilizadas no estado limite de serviço para cada nível de protensão e a verificação do domínio 3 e momento resistente de cálculo no estado limite último.

Já no Capítulo 3, foi apresentada a metodologia do trabalho, incluindo o dimensionamento de uma viga em concreto protendido e outra em concreto armado. Além disso, são apresentadas tabelas de insumos essenciais para a comparação de custos das duas vigas. Também foram produzidos formulários que foram enviados a empresas com o intuito de coletar informações sobre o volume de concreto produzido no Estado de Goiás.

As análises e resultados da produção do volume de concreto protendido no Estado de Goiás e verificações e detalhamentos estruturais das vigas dimensionadas foram tratadas respectivamente nos capítulos 4 e 5 deste trabalho.

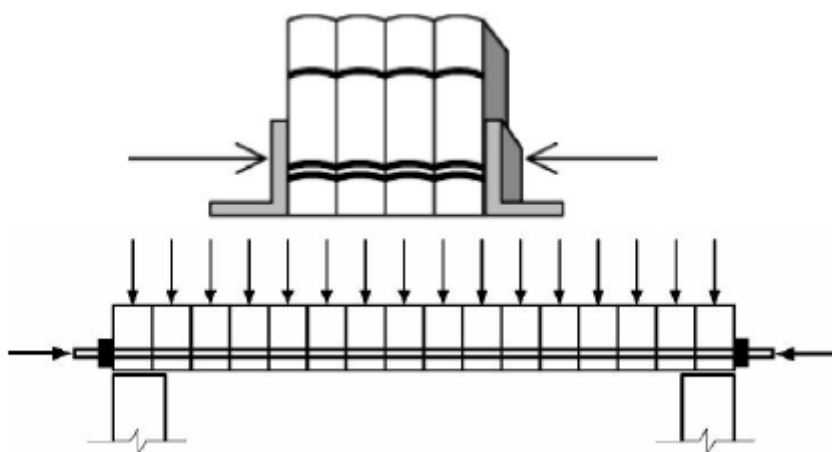
E por fim, no Capítulo 6 é feita a conclusão e sugestão de estudos para futuros trabalhos acadêmicos.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1. Conceitos de protensão

De acordo com Pfeil (1984, p.1), a protensão é o “artifício de introduzir, numa estrutura, um estado prévio de tensões, de modo a melhorar sua resistência ou seu comportamento, sob ação de diversas solicitações”. Como o concreto não resiste bem a tração, surgiu-se a protensão que cria esforços prévios de compressão nas áreas tracionadas do concreto. Pode-se entender melhor os conceitos de protensão (Figura 1), imaginado livros soltos, que ao se aplicar uma força horizontal nas extremidades, provoca compressão entre cada peça, mobilizando forças de atrito e forças verticais que irão levantar toda a fila de livros em conjunto.

Figura 1:Exemplo prático sobre a aplicação da protensão



Fonte: J. L. S. Pereira et al. (2005, p. 2)

Seguindo a mesma linha de raciocínio, Hanai (2005, p.3) amplia o conceito de concreto protendido ao afirmar que o objetivo da protensão é criar tensões de compressão em regiões onde o concreto tem maior solicitação à tração. Portanto, há uma otimização na distribuição de tensões impostas sobre a estrutura.

Em relação ao concreto protendido, Carvalho (2012, p.12) explica que “pode ser considerado como um concreto armado em que parte ou quase a totalidade de armadura é ativa”. Apesar do concreto armado possuir outro tipo de

armadura de protensão, essas duas técnicas funcionam do mesmo jeito, ou seja, ambas têm o intuito de criar compensações de esforços na estrutura.

A norma NBR 6118 (ABNT, 2014) define que as estruturas que têm parte das armaduras previamente alongadas por equipamentos especiais de protensão e que tem a função de impedir ou reduzir o aparecimento de fissuras são consideradas como elementos de concreto protendido. Entende-se então que a protensão é uma técnica usada na construção que visa melhorar o desempenho da estrutura, aplicando previamente tensões em aços de alta resistência, que ao serem tensionados por equipamentos, provocam tensões de compressão no concreto, controlando melhor a fissuração e os deslocamentos da estrutura e a capacidade última do material.

2.1.1. Aplicações do concreto protendido

O concreto protendido é uma solução empregada principalmente quando pretende-se construir elementos que requerem vãos livres maiores. Observa-se então que, a protensão de estruturas é mais utilizada em obras de grande porte (Figura 2), onde o carregamento é significativamente elevado e há a necessidade de vencer grandes obstáculos por meio de grandes vãos livres.

Para aumentar cada vez mais os vãos livres e vencer as condições impostas pelo terreno, como relevo, topografia e rios buscou-se soluções através do estiramento da armadura ativa. Uma dessas soluções é a utilização de aduelas protendidas, que, segundo Ribeiro (2004), são segmentos pequenos de elementos pré-moldados protendidos que utilizam cordoalhas externas.

Figura 2: Ponte protendida executada em balanços sucessivos



Fonte: (Veríssimo e César Júnior, 1998)

Pode-se incluir também na execução de concreto protendido, viadutos, estruturas de contenção, barragens que usam tirantes protendidos ancorados em maciços de terra ou rocha. Do mesmo modo, aplica-se a protensão em estruturas cilíndricas, usando um processo citado por Hanai (2005, p.5) que tem como objetivo fazer o cintamento das paredes, utilizando um dispositivo de tensionamento de fios, desenvolvido pela PRELOAD Corporation em 1948.

A existência de petróleo e gás natural em alguns países, fez com que se expandisse o desenvolvimento do concreto protendido, para a construção de grandes plataformas marítimas (*offshore*), que necessitam de grandes torres de concreto para vencer a profundidade do mar. Atualmente, a maior plataforma marítima está na Noruega, possuindo uma altura de 472 m, de acordo com Araújo (2015).

Quanto aos edifícios comerciais e habitacionais, o processo de verticalização de construções tende a aproveitar ao máximo o espaço de um ambiente e possibilitar o incremento de pavimentos. Dessa maneira, a protensão viabiliza esse tipo de obra, deixando os elementos mais esbeltos. Uma das opções, utilizada no mercado, para ter um menor consumo de concreto e benefícios como flexibilidade, é a aplicação de laje nervurada em concreto

protendido que tem a vantagem de possuir uma espessura reduzida, em relação a outras lajes, o que pode gerar economia no custo final do empreendimento.

2.1.2. Histórico do concreto protendido

O cimento Portland foi criado na Inglaterra em 1824, e foi ponto inicial para o desenvolvimento do concreto armado e protendido. Além disso, outros países como Alemanha e França, também iniciaram a produção de cimento e pesquisas para o aperfeiçoamento da capacidade portante do concreto (VERÍSSIMO e CÉSAR JR, 1998).

A ideia de se protender é bastante antiga, porém só foi aplicada na prática em 1886 pelo norte americano P. H. Jackson, sendo o primeiro a pré-tensionar o concreto e a obter patentes para protender pedras artificiais e arco de concreto (NETO, 2010).

Já em 1907, o alemão M. Koenen tenta eliminar a fissuração, usando a protensão no concreto. Entretanto, a tentativa se tornou um fracasso, pois a tensão de protensão aplicada foi muito pequena e insuficiente para compensar os encurtamentos provocados pela retração e fluência do concreto, ocorrendo um afrouxamento da armadura ativa (NETO, 2010).

O concreto foi um grande avanço para o desenvolvimento das construções, porém sua baixa resistência à tração, tornou-se um obstáculo para a consolidação desse material. Foi então que em 1928, o engenheiro francês, Eugène Freyssinet utilizou arames de alta resistência no concreto, para solucionar esse problema (CASTRO, 2011).

Alguns equipamentos e dispositivos existentes no mercado, foram criados em 1940 por Freyssinet. Este foi responsável pela construção da primeira ponte em concreto protendido, com 55 metros de vão e altura de 1,27 metros, (NETO, 2010).

No final da década de 40, foi inaugurada a primeira ponte feita em concreto protendido no Brasil. Esta obra utilizou os métodos de construção de Freyssinet e foi conduzida pelo engenheiro Carlos Freire Machado, que por sua vez, teve grande relevância na divulgação da protensão no país. Além de ter sido uma

inovação no Brasil, a ponte do Galeão (Figura 3) liderou por vários anos o recorde de maior vão no mundo.

Outro importante nome da construção civil brasileira é Waldomiro Zuccolo, engenheiro civil que fundou a empresa Serviços de Engenharia de Protensão, contribuindo com assistências técnicas à obras em concreto protendido.

Figura 3: Ponte do Galeão



Fonte: Revista técnica das construções (1960)

De acordo com Veríssimo e César Jr (1998, p. 4) a popularidade do concreto protendido começou a se expandir no início da década de 1950, sobretudo com sua primeira conferência na França e a criação da *International Federation for pre-stressing* (FIP).

Na mesma década, Ulrich Finstwalder, um dos principais inovadores da tecnologia de concreto protendido, foi responsável pela supervisão da construção de uma ponte estaiada e originou a ponte em balanços consecutivos, (NETO, 2010).

A partir de 1953, com a publicação da norma alemã de concreto protendido a DIN 4227, houve um grande crescimento em obras utilizando a protensão, com destaque para a construção de pontes, que cada vez mais ficavam com vãos maiores (VERÍSSIMO e CÉSAR JR, 1998).

Em 1962, o *Comité Européen du Béton* (CEB) em associação com a *International Federation for pre-stressing* (FIP) lideraram a criação de recomendações para o concreto protendido, que serviram de base para os países elaborarem suas próprias normas técnicas (VERÍSSIMO e CÉSAR JR, 1998, p.6).

A concepção de protensão está na história da construção a muito tempo, porém foi a menos de um século que se teorizou e racionalizou os métodos construtivos dessa técnica que começa a se desenvolver cada vez mais no mundo.

2.1.3. Aspectos divergentes entre o concreto protendido e armado

O concreto protendido surgiu como um avanço do concreto armado, porém esses métodos construtivos ainda possuem em comum os materiais usados e suas características mecânicas. Hanai (2005, p.19) aponta de forma técnica a diferença entre esses métodos dizendo que “está unicamente na existência ou não de forças de protensão”. Veríssimo e César Júnior (1998, p.14) complementam essa diferença, analisando o diagrama de tensões, dizendo que o uso de protensão, faz com que a seção de concreto trabalhe de forma completa, enquanto no concreto armado esse valor é de um terço. Isso quer dizer que, toda seção da peça de concreto protendido consegue resistir aos momentos fletores da estrutura e que em peças de concreto armado cerca de um terço trabalha para resistir esses momentos.

A aplicação de forças de protensão exige a utilização de armadura ativa, sendo necessários equipamentos específicos e mão-de-obra qualificada. Além disso, o cálculo para o dimensionamento de peças protendidas requer mais cuidados em relação aos efeitos de retração e fluência do concreto. O projetista deve-se atentar ainda para as perdas de protensão relacionadas ao encunhamento, atrito e relaxação do aço. Como no concreto armado utiliza-se apenas armadura passiva, essas perdas não fazem parte do dimensionamento, destacando apenas os efeitos de fluência que entram no cálculo de flechas.

Na execução, há um controle maior de qualidade dos materiais e equipamentos utilizados na protensão. Isso evidencia uma necessidade de maior abrangência tecnológica, que implica em maiores custos para obra.

De acordo com Hanai (2005, p.19), as divergências entre o concreto protendido e armado, apresentam diferenças essencialmente tecnológicas, ou

seja, dependerá da existência ou não de conhecimentos em projetos e execução para a realização desses métodos de construção.

Vale citar algumas vantagens e desvantagens do concreto protendido que devem ser analisadas. Como vantagens, pode-se listar que este:

- geralmente, utiliza concreto com resistência (f_{ck}) maior do que o do concreto armado, para a mesma classe de agressividade, o que diminui o peso da estrutura;
- utiliza aços de alta resistência, eliminando ou reduzindo a possibilidade de aparecimento de fissuras;
- permite o dimensionamento de elementos mais esbeltos;
- possibilita a recomposição estrutural no caso de sobrecarga não prevista em projeto;
- possui maior resistência à fadiga.

Entretanto, há fatores que podem gerar desvantagens ao concreto protendido, tais como:

- necessidade de maior controle de qualidade durante a execução, em relação ao concreto armado;
- o posicionamento dos cabos de forma incorreta, em relação ao projeto, gera esforços não previstos, trazendo ineficiência à peça ou colapso;
- o uso de equipamentos e mão-de-obra especializados, o que gera maiores custos;
- este requer maiores cuidados na proteção contra corrosão dos cabos protendidos.

Hanai (2005, p.19), conclui que a escolha de alternativas para qual método utilizar depende de análises feitas em cada tipo de obra. A alternativa que tiver uma melhor adequação tecnológica para solucionar as adversidades encontradas em uma construção, será a escolhida.

2.2. Materiais Empregados

Os sistemas de protensão existentes na construção civil possuem como materiais principais o concreto e aços de alta resistência.

Entretanto, é importante ressaltar que, além do concreto e aço, existem também as bainhas metálicas ou de plástico, dispositivos para ancoragem, cabos engraxados e nata de cimento.

2.2.1. Concreto

A execução de uma obra, que contenha elementos protendidos, necessita de um bom controle de produção do concreto, no que se diz respeito à sua qualidade e à resistência. Esses dois fatores são avaliados por meio de ensaios em laboratórios, monitorando-se a quantidade de agregados e de aglomerantes.

O valor da resistência do concreto é um fator importante no sistema de protensão. De acordo com a ABNT NBR 6118 (ABNT, 2014) o concreto utilizado em protensões deve ser igual ou superior a 25 MPa, dependendo da classe de agressividade ambiental. Cabe lembrar que, para o concreto armado (CA) a exigência normativa da resistência é, no mínimo, 20MPa, considerando a mesma situação de projeto do concreto protendido

A necessidade de se utilizar altos valores para resistência do concreto é viabilizar de forma econômica a construção de estruturas que possuem vãos maiores. Dessa forma, é possível resistir aos grandes esforços atuantes e diminuir a seção do elemento estrutural.

Ainda segundo Hanai (2005, p.21), “concretos de resistência mais alta em geral também têm módulo de deformação mais elevado, o que diminui tanto as deformações imediatas como as que ocorrem ao longo do tempo, provocadas pela fluência do concreto”. A redução das deformações imediatas, ocasionadas pelo carregamento, contribui com a diminuição das fissuras, se tornando essencial à integridade do concreto protendido.

Além de se observar a resistência do concreto, o engenheiro da obra deve-se atentar a uma característica muito importante relacionada ao concreto ainda fresco, que é a consistência. Esta é uma propriedade que revela a capacidade de deformação e está correlacionado ao transporte e adensamento do concreto.

Desse modo, Carvalho (2012, p.2) menciona que “elementos compostos por protensão com grandes taxas de armaduras são especificados com valores altos de abatimento, também chamado de *slump*, levando em alguns casos a necessitar, para um bom adensamento, o uso de produtos químicos que diminuem, por exemplo, o atrito das partículas do concreto.” Como as peças de protensão possuem altas taxas de armadura é adequado utilizar um concreto menos consistente, ou seja, com maior *slump*. Dessa forma, o concreto fica com melhor trabalhabilidade e mais fácil de se lançar e adensar.

De forma similar, a cura do concreto deve ser observada com cuidado, já que a perda de água para o ambiente pode ocasionar fissuras e consequentemente a diminuição da resistência do concreto. As fissuras são normalmente indesejáveis e existem limites aceitáveis por norma (Tabela 1). Entretanto, o concreto protendido é muito menos tolerante ao surgimento de fissuras, pois qualquer aparecimento de abertura pode gerar o comprometimento da funcionalidade dessa técnica.

Quadro 1: Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e a proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental

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

^a A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 50$ mm (Figura 3.1).

NOTAS

1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2.

2 Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV, exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.

3 No projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.

Fonte: ABNT NBR 6118 (ABNT, 2014)

Segundo Hanai (2005, p.23), é possível atingir altas resistências em um tempo menor, usando técnicas de elevação de temperatura e maturação do concreto. Entre elas destaca-se a cura térmica ou a vapor, que dependerá do material, dosagem e resistência. Existe também, o cimento de alta resistência inicial (ARI) que consegue atingir mais da metade da resistência em poucas horas.

E por fim, a qualidade do concreto do cobrimento é um fator decisivo para a maior durabilidade da estrutura. Para isso ocorrer, a espessura de concreto que cobre a armadura deve ser resistente, observando a classe de agressividade do meio ambiente. A norma NBR 6118 (ABNT, 2014), traz uma tabela que relaciona a classe de agressividade ambiental e a qualidade do concreto. Dessa forma é possível obter parâmetros sobre a relação água/cimento para cada tipo de ambiente.

2.2.2. Aço para protensão

O aço usado na execução de uma estrutura protendida (Figura 4) se difere do usado nas construções em concreto armado devido à elevada resistência que possui em relação à tração e também à compressão. De acordo com Veríssimo e César Junior (1998, p.25), os aços de protensão se tornam mais econômicos, pois sua resistência pode ser três vezes maior que a do concreto armado. Estudos sobre viabilidade, no entanto, são indispensáveis a escolha da técnica a ser utilizada.

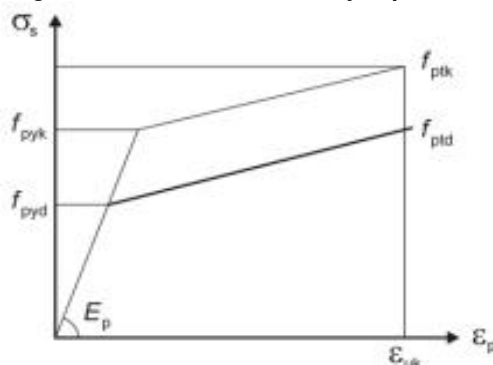
Figura 4: Fios e cordoalhas



Fonte: Hanai, (2005)

Além do aço para protensão ter uma alta resistência, segundo Pfeil (1980, p.29) e Zilli e Bortoloti (2013, p.26), é caracterizado pela ausência de patamar de escoamento (Figura 5). Dessa forma, o gráfico tensão x deformação não possui um trecho onde o material tenha estricções, ou seja, pequenas falhas que comprometam a resistência.

Figura 5: Diagrama de tensão x deformação para armadura ativa



Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014)

De acordo com Pfeil (1980, p.29), existem três tipos de armaduras de protensão que podem ser usadas nas construções, se dividindo em: fios treilados de aço carbono, cordoalhas (Figura 6) e aços de baixa liga.

Os fios treilados de aço carbono são fornecidos na forma de bobina ou rolos, com diâmetro variando entre 3 a 8 mm. As cordoalhas são compostas de fios treilados, usualmente constituídas por três ou sete fios, providos em rolos. As barras de aço liga possuem diâmetro superior a 12 mm e são laminadas a quente, porém ao invés de serem fornecidas em forma de rolos e bobinas como os fios e cordoalhas, são feitas de forma que a peça fique retilínea e tenha comprimento limitado.

Figura 6: Cordoalhas de 7 fios engraxadas e plastificadas



Fonte: Arcelormittal (2009)

A execução de protensão é facilitada pelo uso de fios e cordoalhas. Segundo Zilli e Bortoloti (2013, p. 26) estes dois tipos de armaduras, por serem fabricadas em grandes comprimentos, trazem facilidades à obra no que se refere a emenda de armadura para vencer vãos maiores. Entretanto esse benefício é exclusividade em elementos que utilizam o concreto protendido, pois há a ocorrência de grandes alongamentos no aço, que poderiam gerar fissuras se a estrutura fosse em concreto armado.

Existe ainda uma divisão que determina as modalidades do aço de protensão. De acordo com Veríssimo e César Jr (1998, p. 26) existem aços aliviados ou de relaxação normal (RN), que possuem altas tensões internas de treilação e por isso são submetidas a um tratamento térmico que irá aquecer o aço a uma determinada temperatura e em seguida resfriado de forma controlada,

com o intuito de aliviar tensões. Além disso, existem os aços estabilizados ou de relaxação baixa (RB), que passam por um tratamento termomecânico, recebendo adição de elementos de ligas que melhoram a elasticidade do aço e reduzem as perdas de tensão por relaxação. Em suma, os aços de relaxação normal (RN) ocasionam maiores perdas de tensão do que os aços de relaxação baixa (RB).

Vale destacar algumas propriedades mecânicas do aço de protensão apresentadas por Hanai (2005, p. 25):

- Resistência característica à ruptura por tração do aço de protensão (f_{ptk});
- Limite de escoamento convencional do aço de protensão (f_{pyk});
- correspondente à deformação residual (após descarga) de 0,2%, sendo que às vezes esse limite é fornecido com referência a 0,05% ou 0,1%. Para fios e cordoalhas, o limite de escoamento convencional é aproximadamente igual à tensão correspondente à deformação de 1 %.
- Valor médio do módulo de elasticidade do aço de protensão (E_p). Esse valor é normalmente fornecido pelos fabricantes do aço de protensão, sendo, aproximadamente de 195 GPa para cordoalhas e 205 GPa para fios, sendo permitido, por meio da NBR 6118 (ABNT, 2014), no caso de falta de dados mais precisos a adoção do valor de 200 GPa.

2.2.3. Bainhas

As bainhas são tubos metálicos lisos ou ondulados (Figura 7), cuja função é abrigar a armadura de protensão que deve deslizar sem atrito, em seu interior. Segundo Veríssimo e César Junior (1998, p. 32), as bainhas metálicas são utilizadas no caso de protensão com aderência posterior e, via de regra, são fabricadas de chapas de aço laminadas a frio, com espessura de 0,1 a 0,35 mm costuradas em hélice.

Figura 7: Bainha metálica

Fonte: Ishitani e França (2002)

A fabricação das bainhas deve atender certas condições para que seja garantido o sucesso da protensão. Conforme Pfeil (1980, p. 25), as bainhas devem ter resistência e estanqueidade para que não haja a entrada de nata de cimento durante o processo de concretagem, seguindo especificações para diâmetros mínimos e promovendo uma avaliação desses tubos após a instalação. Além disso, as bainhas devem permitir o alongamento da armadura em seu interior, com o mínimo de atrito possível. E por fim, devem ter uma área que permita a acomodação dos cabos e espaço para passagem da nata de injeção.

Além das bainhas metálicas, existem também as bainhas plásticas lisas, utilizadas na protensão sem aderência. De acordo com Veríssimo e César Júnior (1998, p. 32), para que a injeção de nata de cimento seja bem-sucedida são instalados, em pontos estratégicos da bainha, tubos de saída de ar, também chamados respiros. Esses pontos de injeção com nata de cimento devem ser dispostos em locais mais baixos e os respiros em pontos mais altos.

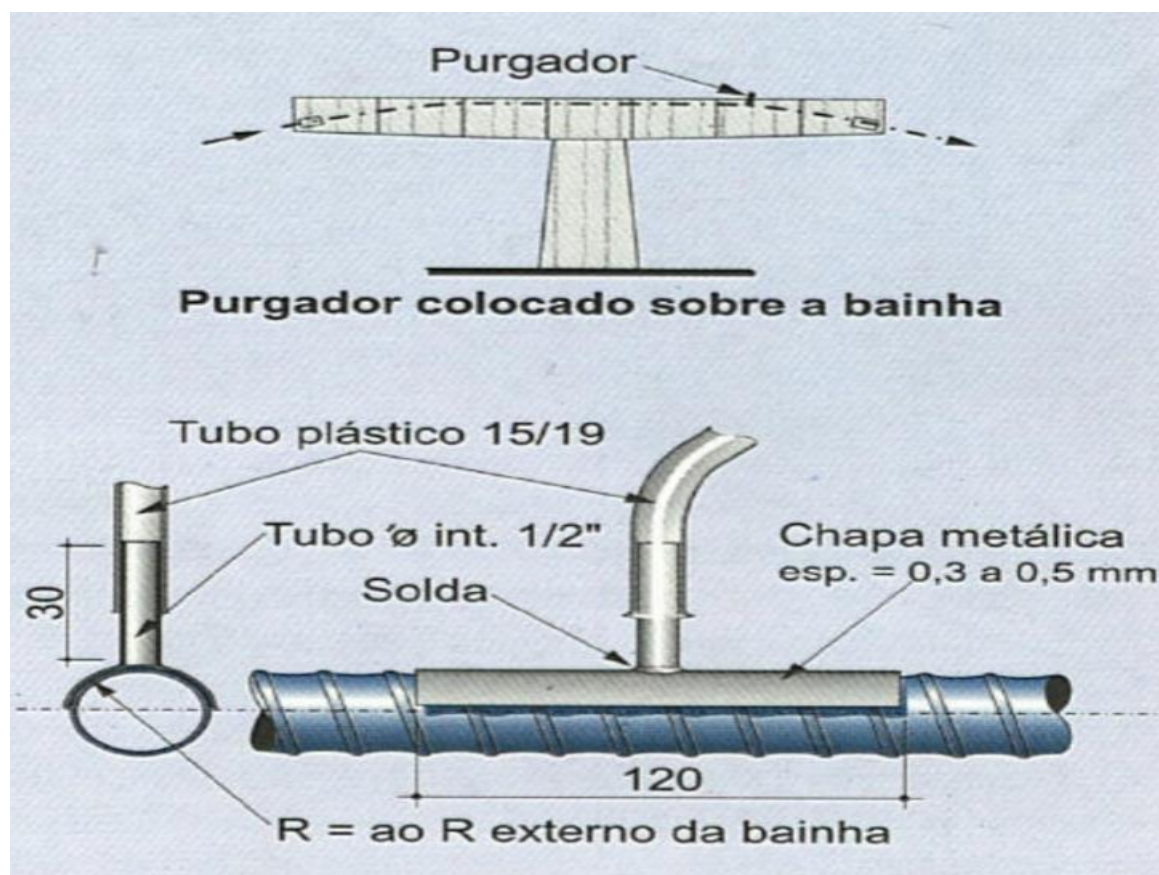
2.2.4. Nata de cimento

Também chamada de calda de cimento ou nata de injeção, é um material muito importante na construção de estruturas de concreto protendido, pois tem a função de criar aderência entre o concreto e a armadura e ainda proteger o aço contra a corrosão. A nata de cimento, por sua vez, é introduzida na bainha metálica através do purgador e injetor (figura 8).

A composição e inspeção da calda de cimento é especificada pela norma NBR 7681 (ABNT, 1983). Algumas exigências sobre sua constituição são feitas, sendo que o material deve ter:

- fluidez adequada durante o tempo que confira segurança à operação de injeção prevista;
- de acordo com a norma NBR 7683 (ABNT, 1983), a contração volumétrica de no máximo 2% do volume inicial da calda, medida 3 horas após a mistura;
- conforme a norma NBR 7684 (ABNT, 1983), resistência à compressão superior à 25 MPa aos 28 dias de idade;
- fator água/cimento não superior a 0,45 em massa.

Figura 8: Purgador e injetor na bainha metálica



Fonte: Castro (2011)

Além disso, é importante observar as substâncias encontradas no cimento e nos aditivos. Estes não devem conter sulfatos, sulfetos ou cloretos que podem agredir o aço, provocando a corrosão.

2.3. Introdução aos sistemas de protensão

A protensão, definida anteriormente como um método que introduz tensões prévias na estrutura para aumentar sua resistência e melhorar seu comportamento diante das cargas solicitadas, é classificada quanto ao sistema construtivo em: pré-tração (protensão com aderência inicial) e pós-tração (protensão com aderência posterior, protensão sem aderência posterior e protensão externa) Quanto às exigências relativas à fissuração e à proteção das armaduras, os tipos existentes de protensão são caracterizados em: completa, limitada e parcial.

O importante é entender que sistemas e tipos de protensão são conceitos distintos. Segundo Veríssimo e César Junior (1998, p. 35), os sistemas de protensão estão relacionados com a aderência entre a armadura ativa e a peça de concreto. Enquanto os tipos de protensão se relacionam à magnitude da força usada para protender um elemento de concreto.

2.3.1. Protensão com aderência inicial (pré-tração)

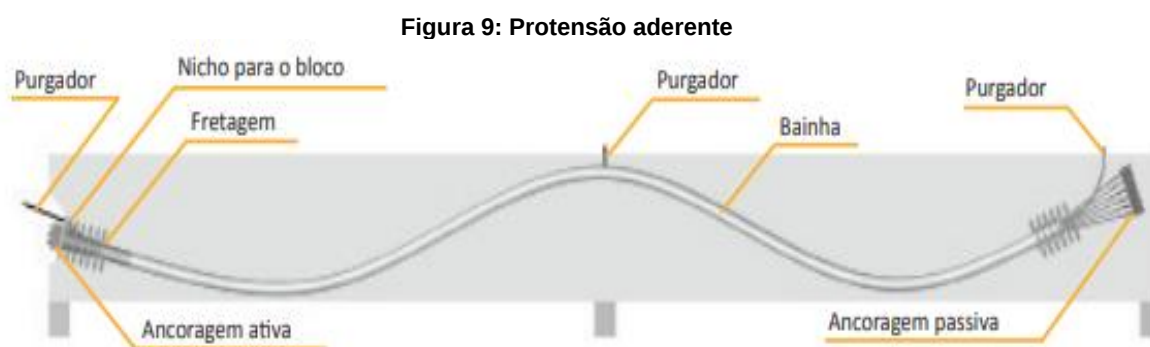
De acordo com a norma NBR 6118 (ABNT, 2014), o pré-alongamento da armadura ativa é feito antes do lançamento do concreto, a qual é ligada à apoios independentes. Essa ligação é eliminada logo após o concreto endurecer e a força de protensão é transferida para o concreto por meio da aderência. Pfeil (1984, p. 5) explica minuciosamente sobre como a aderência ocorre, colocando que, a tensão que foi reduzida na armadura, após o pré-alongamento, tende a retornar ao seu diâmetro inicial, depois que retira-se o macaco hidráulico. Dessa forma, o aumento do diâmetro cria atrito no concreto endurecido, fazendo a ancoragem.

Por outro lado, de acordo com Carvalho (2012, p. 12) a aderência entre a armadura e o concreto é iniciada quando do lançamento do mesmo. A ideia é que o concreto não precisa estar endurecido para que ocorra a aderência. Esta se

inicia logo após o concreto ser lançado e adensado, visto que a armadura já estava tensionada.

A protensão com aderência inicial (Figura 9) ocorre com mais frequência em elementos pré-moldados. Conforme Carvalho (2012, p. 13), a sequência de processos de execução desse sistema de protensão, resume-se da seguinte forma:

- a) primeiramente, os fios de protensão são posicionados e ancorados em um dos apoios rígidos;
- b) utiliza-se um macaco hidráulico para esticar a armadura de protensão, que ao alcançar a força de protensão necessária, é ancorada no outro apoio;
- c) o concreto é lançado e adensado;
- d) com concreto endurecido e com uma boa resistência, retiram-se as ancoragens dos apoios.



Fonte: Sistema Rudloff (2015)

2.3.2. Protensão com aderência posterior (pós-tração)

O Sistema de protensão com aderência posterior é definido como o sistema de protensão pós-tração, onde a aderência, que deve existir entre armadura e concreto, é iniciada logo após a execução da protensão, quando o concreto já está endurecido (CARVALHO, 2012, p.12).

A ABNT NBR 6118 (ABNT, 2014) define que nesse sistema o pré alongamento da armadura 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, por meio da injeção das bainhas.

Para a execução da protensão com aderência posterior é necessário atentar-se para algumas etapas como:

- preparação das armaduras, formas, escoramentos e bainhas: estas são responsáveis por impedir o contato entre os cabos de protensão, que se encontram em seu interior e o concreto;
- lançamento do concreto na estrutura: nessa fase, o concreto fica impedido de entrar em contato com os cabos, devido a existência da bainha, não havendo aderência;
- ao atingir uma resistência adequada e com o concreto já endurecido, executa-se a protensão com auxílio de macaco hidráulico; tal equipamento se apoia diretamente na superfície da estrutura que, por sua vez, sofre esforços de compressão ao mesmo tempo que o aço é estendido;
- injeta-se pasta de cimento no interior das bainhas: essa etapa é importante, pois cria-se aderência entre a armadura ativa e o concreto, além de proteger o aço contra a corrosão; a injeção do material ocorre sobre pressão em uma das extremidades, onde possuem orifícios deixados propositalmente para esse fim; no final, todo interior da bainha, incluindo os vazios entre os cabos, devem estar preenchidos com essa pasta;
- depois de criada a aderência, é feito o corte dos cabos nas extremidades e em seguida o acabamento com o preenchimento de nichos, destinados exclusivamente à protensão;
- o escoramento é retirado.

2.3.3. Protensão sem aderência (pós-tração)

A ABNT NBR 6118 (ABNT, 2014) define protensão sem aderência, como um sistema onde ocorre o pré-alongamento da armadura ativa, logo 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. Além disso, Carvalho

(2012, p. 12) aponta que na protensão sem aderência a armadura só estará solidária ao concreto junto à ancoragem.

De modo semelhante ao sistema de protensão com aderência posterior, a protensão sem aderência (Figura 10) só deixa de executar uma fase, que é a injeção de pasta de cimento no interior das bainhas. Segundo (CARVALHO, 2012, p. 18), não fazer a aderência poderia ocasionar corrosão à armadura ativa, porém existem formas de impedir isso, usando cordoalhas engraxadas e encapadas com capa plástica. Entende-se que o uso dessa graxa tem o mesmo funcionamento da bainha, ao proteger o aço contra a corrosão e fazer o preenchimento dos espaços vazios. Entretanto, o seu diferencial está na redução do atrito na superfície do cabo e no auxílio durante a protensão.

Segundo Carvalho (2012, p.18), estruturas executadas com aderência apresentam melhor vantagem em relação à sem aderência (Figura 10), pois existe uma maior resistência no estado limite último. Além disso, no corte dos cabos nas extremidades ou no caso de uma eventual ruptura na ancoragem, a protensão não desaparece por completo.

Porém, destaca-se o uso desse sistema em reforços de estruturas e em pontes, onde os cabos ficam fora da peça de concreto.

Figura 10: Protensão sem aderência



Fonte: Sistema Rudloff (2015)

2.3.4. Protensão externa

Quando a armadura ativa estiver atuando fora da seção de concreto, a peça protendida estará sob efeito de uma protensão externa (CHOLFE e BONILHA, 2015)

Esse sistema é aplicado em reforços de estruturas, em que os cabos ficam fora da peça de concreto.

2.4. Tipos de protensão

Segundo Veríssimo e César Jr (1998) os tipos de protensão se dividem em protensão completa, limitada e parcial e se relacionam ao estado limite de serviço da estrutura, no que se diz respeito à fissuração.

2.4.1. Protensão completa

De acordo com a ABNT NBR 7197 (ABNT, 1989) a protensão completa existirá quando se verificar em duas condições:

- a) Para combinações frequentes de ações, previstas no projeto, é respeitado o estado limite de descompressão. Isso significa que, se previsto a atuação de cargas permanentes e sobrecargas frequentes, não será admitido existência de tração no concreto;
- b) Para as combinações raras de ações, quando previstas no projeto, é respeitado o estado limite de formação de fissuras.

Segundo Veríssimo e César Júnior (1998, p. 40), a protensão completa, também comumente chamada de protensão total, proporciona as melhores condições de proteção das armaduras contra a corrosão e limita as flutuações de tensões no aço a valores moderados.

A protensão completa para Fusco (2008, p. 210), é definida pelo grau de protensão, que por sua vez corresponde a 100%, sendo que na seção transversal mais solicitada à flexão, sob condições de serviço, não será ultrapassado o estado limite de descompressão.

Em relação à aplicação da protensão completa, de acordo com Carvalho (2012, p. 10), esta é mais indicada para ambientes que possuam classe de agressividade (ambiental) III e IV. Destaca-se o uso dessa protensão em reservatórios protendidos, onde devem ser garantidas a estanqueidade e a eliminação de fissuras.

2.4.2. Protensão limitada

Segundo Veríssimo e César Junior (1998, p. 40), nesse tipo de protensão é admitido a ocorrência de tensões moderadas de tração em serviço com uma pequena possibilidade de fissuração do concreto. Considera-se a ação de uma sobrecarga não duradoura que fará um pequeno fissuramento na estrutura. Posteriormente, ao cessar a sobrecarga, as seções comprimidas pelas protensão tendem a fechar as fissuras.

De acordo com Junior (2010, p. 23), a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) exige que, no caso de protensão limitada, seja verificado dois tipos de combinações. Na primeira, é avaliado o estado limite de serviço de fissuras (ELS-F) para combinação frequente, e na outra é verificado o estado limite de serviço de descompressão (ELS-D) na combinação quase permanente.

A norma NBR 6118 (ABNT, 2014) faz exigências da durabilidade em relação à fissuração e proteção da armadura em função da classe de agressividade ambiental, sendo que, na execução de protensão limitada pré-tracionada considera-se classe de agressividade II e no caso de pós-tracionada, classe de agressividade III e IV.

A protensão limitada é executada em situações onde a estrutura recebe menos protensão, como é o caso de pontes e passarelas. O fato de não aplicar a protensão em sua totalidade pode trazer alguns benefícios ao elemento estrutural. Este se comportará melhor às deformações, exigindo menores tensões de tração e compressão durante a protensão e aumentando a participação da armadura passiva na estrutura (VERÍSSIMO e CÉSAR JUNIOR, 1998, p. 40).

2.4.3. Protensão Parcial

Conforme Veríssimo e César Junior (1998, p.41), para os casos de protensão parcial, os critérios estabelecidos pela norma são semelhantes à protensão limitada, porém, permitindo maiores tensões de tração no elemento estrutural e maiores aberturas de fissuras.

Entretanto, o tamanho dessas fissuras é limitado pela norma NBR 6118 (ABNT, 2014), sendo que no caso de protensão parcial, admitem-se aberturas de no máximo 0,2 mm. Esse limite para abertura de fissuras, deve ser analisado através da combinação frequente. Além disso, para sistemas que optam pela utilização da pré-tração, considera-se classe de agressividade I e no caso de pós-tração, classe de agressividade I e II.

2.5. Técnicas de produção do concreto protendido

Para a execução da protensão é necessário utilizar bons equipamentos e obedecer a uma série de etapas para que a estrutura tenha um bom desempenho.

Em relação à montagem da armadura ativa, deve-se atentar para o posicionamento dos cabos de protensão, de forma rigorosa e conforme o projeto. Além disso, é importante garantir os cobrimentos e espaçamentos entre os cabos (ARTERIS, 2015).

Para a execução de vigas protendidas com aderência inicial, segundo Carvalho (2012) tem-se:

- a) Primeiramente, os cabos de protensão são posicionados e ancorados em um dos apoios rígidos;
- b) Com o auxílio de um macaco hidráulico, estira-se a armadura de protensão até o necessário previsto em projeto, atentando-se à força de protensão e alongamento dos cabos. Logo após o estiramento, os fios são ancorados no apoio oposto;
- c) O concreto é lançado na estrutura, recebendo adensamento e acabamento. A partir desse instante, em que ocorre o contato entre armadura e concreto, inicia-se a aderência;

d) Dado o tempo de cura e ganho de resistência do concreto, retira-se uma das ancoragens em um dos apoios. Desse modo, a armadura tentará voltar ao seu comprimento original, como era antes da protensão, provocando uma compressão no concreto.

Da mesma forma descrita anteriormente, Pfeil (1980) detalha a sequência de execução de uma viga em concreto protendido com aderência inicial. Entretanto, difere-se na questão de quando a aderência começa a existir. Essa aderência só começa a agir quando as ancoragens são soltas, e dessa forma, a viga passa a receber esforços de forma independente. É nesse momento, em que o aço e o concreto começam a ter aderência entre si.

Para Carvalho (2012) a execução de vigas em concreto protendido com aderência posterior, tem as seguintes etapas:

a) Primeiramente, organizam-se as montagens de escoramentos, formas, posicionamento de armaduras passivas e bainhas com cabos em seu interior;

b) Lança-se o concreto na estrutura, porém ainda sem contato com a armadura ativa, devido à proteção que a bainha promove;

c) Após o concreto endurecer e ganhar resistência, executa-se a protensão com o macaco hidráulico. Este apoia-se em uma das extremidades das vigas, provocando simultaneamente compressão no concreto e distensão no aço;

d) A aderência é feita com a injeção de nata de cimento no interior das bainhas. Para que isso seja feito, são deixados orifícios nas extremidades dos cabos, onde pode-se efetuar injeção sobre pressão de nata de cimento;

e) Parte dos cabos que ficaram no lado externo da viga são cortados e preenchidos com nichos usados para protensão.

Segundo Pfeil (1980), segue-se o mesmo raciocínio de execução de viga protendida com aderência inicial. Porém, algumas etapas foram modificadas, como o lançamento do concreto e a colocação de cabos dentro das bainhas. Nesse caso, segundo o autor, o concreto é moldado e endurecido primeiramente.

Logo após, coloca-se os fios ou cordoalhas dentro das bainhas, previamente posicionadas ao lançamento do concreto. A partir daí, as etapas seguem o mesmo caminho.

Para viga em concreto protendido sem aderência, Carvalho (2012), complementa que esse processo de protensão se assemelha ao anterior. A diferença está na inexistência de injeção de nata de cimento, que por sua vez, promove a aderência. Nesse caso, usa-se uma capa plástica ao invés da bainha, e uma graxa que protege as cordoalhas, substituindo a nata de cimento.

2.6. Equipamentos de protensão

Em uma protensão é necessário que exista aplicação de forças precisas nos elementos estruturais de concreto. Por esse motivo, se torna muito importante o auxílio de equipamentos que facilitem a execução dessa técnica, com o mínimo de perdas possíveis. No mercado atual existem macacos hidráulicos, compressores, bombas de injeção e peças para ancoragens de cabos.

2.6.1. Macacos hidráulicos

Os macacos hidráulicos (Figura 11) são equipamentos utilizados na execução de protensão constituídos de cilindro, êmbolo e válvulas de entrada e saída de óleo, segundo Carvalho (2012). Ao se colocar o óleo com determinada pressão, faz com que o embolo comece a se mover. Ainda conforme Carvalho (2012), as cordoalhas são presas à estrutura do embolo e o cilindro é colocado em cima da estrutura. Dessa forma, permite-se que haja tração no aço de protensão e compressão no concreto.

Figura 11: Macaco hidráulico



Fonte: Disponível em <<http://www.weiler.com.br/protensao/protensao.html>> último acesso, (Agosto, 2019)

De acordo com Veríssimo e César Junior (1998, p. 44), no momento em que se faz o processo de protensão, introduz-se no cilindro uma emulsão, através de uma bomba de alta pressão. O alongamento das cordoalhas começa a ocorrer quando ocorre um deslocamento entre o embolo e o cilindro, devido à pressão introduzida.

Antes de se iniciar o trabalho com o macaco hidráulico é necessário conhecer o valor da pressão no óleo que irá atuar no embolo. Segundo Carvalho (2012), pode-se determinar essa pressão, da seguinte maneira:

$$\rho_{\text{óleo}} \times A_{\text{embolo}} \times \eta = A_{\text{cabo}} \times \sigma_{pi} \quad (1)$$

Com

$\rho_{\text{óleo}}$ – pressão atuante no óleo

A_{embolo} – Área do embolo do macaco

η – coeficiente de perda por atrito do macaco

A_{cabo} – área do cabo

σ_{pi} – tensão inicial de protensão

Por fim, é relevante que haja manutenção desse equipamento de protensão para que não ocorra acidentes na obra. Segundo Veríssimo e César Júnior (1998, p.45) dependendo da carga atuante, o rompimento de uma cordoalha pode resultar na ejeção de parte da cordoalha e, ou, de peças de ancoragem a velocidades compatíveis com a de um projétil. Fica evidente a importância de um correto dimensionamento e preocupação na execução e manutenção desses equipamentos.

2.6.2. Dispositivos de ancoragens

Para Veríssimo e César Jr, (1998, p. 45) citado por Zilli e Bortoli (2013, p.33) a ancoragem é um dispositivo utilizado para fixar os cabos de protensão tensionados, com a função de transmitir os esforços ao concreto.

Segundo Junior (2009, p.19), o objetivo principal da ancoragem é evitar que os cabos de protensão percam a carga introduzida pelo macaco hidráulico, dessa forma, impedindo que as cordoalhas voltem ao seu estado anteriormente à aplicação da tensão.

De acordo com Veríssimo e César Junior (1998, p. 33), as ancoragens podem ser classificadas em:

- ancoragem por aderência;
- ancoragem por meio de cunhas;
- ancoragem passiva ou morta;
- ancoragem por meio de rosca e parafusos.

A ancoragem por aderência é utilizada principalmente em protensão com aderência inicial e a força de protensão a ser ancorada é cerca de 3 a 4 vezes

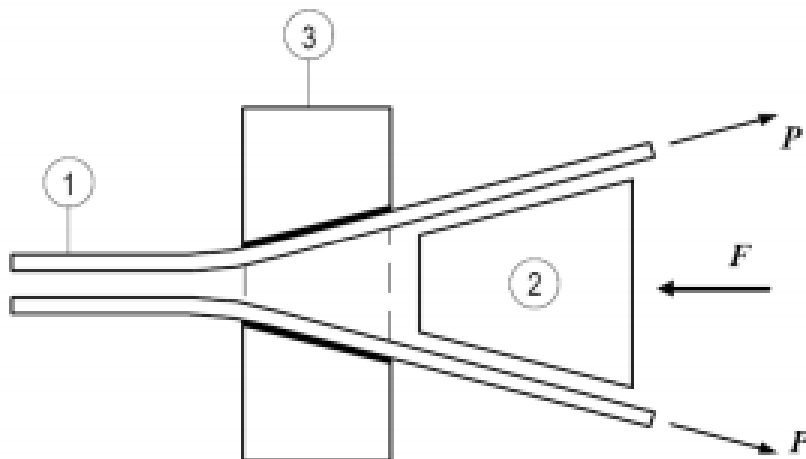
maior que a usada em ancoragem de barras nervuradas de concreto armado, possuindo a mesma seção transversal (JÚNIOR, 2009, p. 19).

A magnitude dessa força de protensão exige que a ancoragem por aderência seja executada através da ancoragem mecânica. Para Veríssimo e César Junior (1998, p.46), a ancoragem só será efetiva se a tensão na armadura ativa for absorvida dentro do trecho de extremidade do fio. Além disso, a ancoragem só resistirá se o concreto não se fendilhar, ou seja, não abrir fendas.

Em relação à ancoragem por meio de cunhas, a execução se baseia na utilização de um cone macho e um cone fêmea. Segundo Júnior (2009, p. 20) esse tipo de ancoragem é dividido da seguinte forma:

- Ancoragem com cunha cravada (Figura 12) - o macaco hidráulico tensiona os fios até alcançar a força de protensão inicial. Após esse procedimento, um dispositivo existente no macaco hidráulico aplica uma força sobre a cunha, cravando-a na peça fixa. Ao retirar o macaco, a cunha e a peça fixa se tornam responsáveis por resistir, de forma independente, aos esforços de protensão;
- Ancoragem com cunhas deslizantes-nesse sistema de ancoragem, os fios quando tensionados pelo macaco, se movimentam entre as cunhas, que por sua vez, se encontram soltas. Estas devem ser implantadas de forma manual e com a utilização de um martelo, antes de retirar o macaco hidráulico. Quando se libera os cabos, as cunhas se deslizam para o interior do cone fêmea.

Figura 12: Ancoragem por meio de cunha



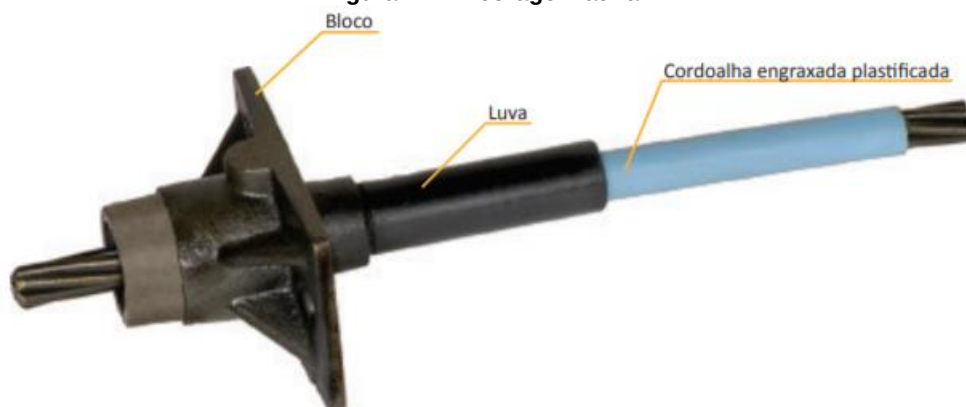
Fonte: Pfeil (1983)

No sistema de ancoragem passiva ou morta, segundo Júnior (2009, p.21), faz-se a protensão em apenas uma extremidade, sendo uma com ancoragem ativa e a outra com ancoragem passiva.

Figura 13: Ancoragem passiva



Fonte: Rudloff (2015)

Figura 14: Ancoragem ativa

Fonte: Rudloff (2015)

Na ancoragem por meio de rosca e parafuso, de acordo com Zilli e Bortoli (2013, p.34), apud VERÍSSIMO e CÉSAR JR, (1998, p.48), esse sistema pode ser utilizado por meio de cordoalhas, fios e barras de aço de protensão. Além disso, o funcionamento desse sistema é explicado por Júnior (2009, p.21), como a ligação entre o macaco hidráulico e o parafuso, através de uma peça. Nesse caso, a ancoragem só funciona após o alongamento previsto e aperto da porca na placa de apoio.

Figura 15: Ancoragem por meio de porca e rosca

Fonte: DYWIDAG (2008)

2.7. Perdas de tensão

Em um elemento estrutural de concreto protendido pós-tracionado, o aço de protensão recebe um alongamento inicial depois da concretagem. Porém, vários motivos colaboram para a redução desse alongamento que foi aplicado ao aço, ocorrendo assim, perda de parte da força de protensão. De acordo com Freitas, Real e Moura (2018), diversos fatores, como a utilização dos macacos, elementos de ancoragem e a própria liberação dos cabos, geram a diminuição da força inicial de protensão aplicada.

As perdas de protensão ou quedas de protensão podem ser divididas em dois grupos. Pfeil (1980, p. 48) classifica esses grupos em perdas imediatas e perdas retardadas. O primeiro é composto por perdas por atrito, perdas nas ancoragens e perdas por encurtamento elástico do concreto. Já o segundo é subdividido em perdas por retração e fluência do concreto e perdas por relaxação do aço.

2.7.1. Perda de protensão por atrito

Esse tipo de perda de protensão ocorre na aderência posterior e se relaciona ao atrito entre cabos e bainhas. O atrito acontece quando os cabos são submetidos à tração. Desse modo, há um aumento de contatos entre os cabos e a superfície interna da bainha e entre os próprios cabos tensionados.

Segundo Hanai (2005, p. 39), esse atrito é maior nos trechos curvos, em razão das elevadas pressões de contato que surgem no desvio da trajetória dos cabos. Entretanto, pode haver atrito também nos trechos virtualmente retilíneos, em consequência de ondulações que ocorrem na prática. Essas ondulações da bainha são inevitáveis e estão relacionadas a fatores como a sua falta de rigidez e mal posicionamento durante a execução.

Entretanto, existem formas para diminuir essas perdas provocadas pelo atrito. Uma solução proposta por Veríssimo e César Júnior (1998, p.10) é aplicar forças de protensão nas duas extremidades do cabo. Dessa forma, criam-se duas ancoragens ativas nas extremidades que produzirão perdas por atrito na seção média. Nesse ponto, as perdas causadas pelo atrito se tornam iguais. No caso de aplicar força de protensão em apenas uma extremidade, a perda de força ocorre de forma desigual na extremidade relativa à ancoragem passiva.

2.7.2. Perda nas ancoragens

São perdas ocasionadas pela acomodação de peças nas ancoragens e acontecem logo depois da aplicação da protensão nos cabos. Após a protensão ser feita através de macacos, os cabos são liberados desse equipamento, fazendo com que a estrutura comece a trabalhar de forma independente. Nesse momento, inicia-se transferências de esforços, provenientes da protensão, para o elemento estrutural de concreto.

Segundo Veríssimo e César Junior (1998, p.15), as perdas por acomodação da ancoragem, são mais encontradas em sistemas que optam pela utilização de cunhas, ocorrendo a perda por encunhamento. Isso ocorre devido a deformação das cunhas, quando recebem carga e conseqüentemente uma pequena perda do alongamento do cabo.

As perdas por acomodação da ancoragem devem ser previstas pelo projetista com base nos valores encontrados através de ensaios feitos pelos fabricantes de dispositivos de ancoragem.

2.7.3. Perda por encurtamento elástico do concreto

Segundo Campos (2001, p. 38), quando o concreto é submetido a esforços de compressão, este sofre um encurtamento. Como o cabo é aderente ao concreto, este sofre uma deformação de valor igual, devido a hipótese de compatibilidade de deformações.

Ao se aplicar forças de protensão em uma estrutura, o concreto se deforma elasticamente, ou seja, sofre uma redução em seu tamanho. Enquanto isso, o aço submetido à protensão também sofre uma deformação igual à do concreto, ocasionando num encurtamento e conseqüentemente numa diminuição de tensão.

2.7.4. Perda por retração do concreto

O processo de retração do concreto se baseia na diminuição do volume da estrutura, durante a cura do material, devido à evaporação de água. Esta se torna um importante elemento, ao fazer a ligação entre cimento e agregado. Além disso, possui a função de melhorar a trabalhabilidade do concreto. Entretanto, parte dessa água não é aproveitada, e por isso, fica contida no interior do concreto.

Somente no processo de cura, a água começa a ser eliminada pela evaporação e desse modo, é criada tensões superficiais que fazem o concreto se retrair. Essa retração pode ser autógena, quando envolve processos químicos, e por secagem, quando se trata apenas da perda de água.

De acordo com Campos (2001, p. 49), a retração que ocorre no concreto faz com que o aço também retraia, gerando uma perda de protensão, que pode ser provisória se for considerada apenas a evaporação da água. Isso se deve à alta resistência do aço de protensão, que ao sofrer retração entra em regime elástico. Com o passar do tempo, parte da protensão volta ao seu estado normal.

Campos (2001, p. 52) ainda complementa que, quanto mais jovem for o concreto no momento da aplicação de um carregamento, maior será sua retração e fluência. De acordo com o autor, cria-se um raciocínio de que é melhor fazer a protensão quando obter-se um concreto endurecido. Porém, protender parcialmente com o concreto ainda jovem, pode ser a melhor solução para não desenvolver fissuras. Essa protensão parcial comprime o elemento estrutural e impede o aparecimento de tensões de tração.

Pfeil (1980, p. 62) reitera que a retração depende também da espessura da peça, temperatura e umidade do ambiente. O fato de a estrutura ser menos espessa ou se localizar em um ambiente quente e menos úmido pode acelerar a evaporação da água e conseqüentemente a retração.

2.7.5. Perda por fluência do concreto

Uma estrutura que sofre os efeitos de fluência, está submetida a deformações gradativas no decorrer do tempo, sob tensão constante. Ocorre simultaneamente com a retração e seu aumento está relacionado com um concreto menos resistente.

Conforme Campos (2001, p. 42) a fluência é característica de materiais viscoplásticos, ou seja, aqueles que levam em conta os efeitos de viscosidade do material e do tempo, e é um comportamento que cria deformações iniciais e deformações adicionais que crescem ao longo da vida útil da estrutura. É um aspecto relevante nas estruturas de concreto protendido, pois essas deformações que o concreto sofre, geram também deformações no aço. Dessa forma, criam-se tensões de compressão na superfície do aço de protensão ocasionando perda de tensão da estrutura.

As causas para a ocorrência da fluência são destacadas por Souza (2014, p. 8), sendo uma delas, a perda de água adsorvida pela pasta de cimento e a outra devido à deformação do agregado. Essas duas causas estão relacionadas com o carregamento da estrutura, ou seja, a carga aplicada faz com que a água localizada no interior do concreto saia pelos seus poros e o agregado se deforme elasticamente.

Além disso, pode-se destacar outros fatores que influenciam a fluência como o grau de compactação, temperatura, umidade, dimensões da estrutura, tipos de materiais e a relação água/cimento.

2.7.6. Perda por relaxação do aço

A relaxação do aço ocorre devido a uma diminuição de tensões logo após a armadura de protensão ser tracionada. Ao contrário da fluência descrita na seção 2.7.5 que há um crescimento gradativo da deformação, quando está sob tensão constante, a relaxação do aço tende a diminuir no decorrer do tempo.

De acordo com Campos (2001, p. 53) ao não se considerar os efeitos de fluência e retração do concreto pode-se dizer que o cabo ao ser protendido possui altas tensões e deformação constante. Porém, com o passar do tempo, conforme a estrutura se deforma, as tensões no cabo diminuem.

A norma NBR 6118 (ABNT, 2014) em seu item 9.6.3.4.5, apresenta um método para determinar o grau da perda por relaxação quando o tempo se difere de 1000 horas em relação ao instante que se fez a protensão.

2.8 Métodos de cálculo

De acordo com a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) os estados limites de serviços estão relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, máquinas e equipamentos suportados pela estrutura. Já estado limite último relaciona-se ao esgotamento da capacidade resistente, perda de equilíbrio e colapso progressivo da estrutura.

Segundo a norma NBR 8681 (ABNT, 2003), estados limites de uma estrutura são estados a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção. A norma ainda define o estado limite último como aquele que, pela sua simples ocorrência, determina a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção. Já o estado limite de serviço é definido como aquele que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos de estruturação que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da

construção, ou que pode conduzir o comprometimento da durabilidade da estrutura.

Para o dimensionamento de estruturas em concreto protendido, é usual calcular-se e verificar-se a estrutura primeiramente no estado limite de serviço (ELS) e em seguida no estado limite último (ELU). Ao dimensionar-se inicialmente no estado limite último (ELU) a estrutura pode não satisfazer as condições no estado limite de serviço (ELS) e dessa forma, o projetista terá que refazer todo os cálculos novamente.

Normalmente, no dimensionamento de estruturas de concreto armado, dimensiona-se a armadura de flexão primeiramente, através do estado limite último (ELU) e verifica-se no estado limite de serviço (ELS). Em estruturas de concreto protendido, é usual dimensionar a armadura no estado limite de serviço (ELS) e fazer a verificação no estado limite último (ELU). (CARVALHO, 2012, p.187).

2.8.1. Estado limite de serviço (ELS)

No dimensionamento de estruturas de concreto, é necessário verificar se seu funcionamento está adequado ou não. De acordo com Carvalho (2012, p. 237), “essas verificações correspondem aos estados limites de serviço de fissuração e deformação excessiva”.

Ainda, Carvalho (2012, p. 237) comenta que a fissuração excessiva, em estruturas de concreto protendido, pode comprometer a durabilidade, mesmo que não seja a principal causa, se relacionando também com a degradação rápida do concreto e da armadura.

Por esse motivo, a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta definições para verificações relativas à utilização, como:

- Estado limite de formação de fissuras (ELS-F) - estado em que se inicia a formação de fissuras. Admite-se que este estado limite é atingido quando a tensão atuante máxima na seção transversal for igual à resistência do concreto à tração na flexão. Segundo Zilli e Bortoli (2013, p. 39) essa verificação é feita calculando-se a máxima tensão de tração do concreto no estágio I, ou seja, onde se tem concreto não fissurado e materiais com comportamento elástico linear;
- Estado limite de abertura das fissuras (ELS-W) – estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos máximos especificados. Considera-se o estágio II para a verificação, ou seja, onde se despreza a resistência à tração do concreto e admite-se comportamento linear de materiais. A descrição dos estágios I, II e III do concreto estão apresentados detalhadamente em Carvalho (2012);
- Estado limite de descompressão (ELS-D) – estado no qual, em um ou mais pontos da seção transversal, a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da seção. Considera-se estágio I para se fazer a verificação.

2.8.1.1 Protensão completa

Segundo Cholfe e Bonilha (2017, p. 114), devem ser feitas verificações para os níveis de protensão. Em relação à Protensão completa verifica-se no estado limite de serviço de formação de fissuras (ELS-F), utilizando combinação rara de serviço (CR), e no estado limite de serviço de descompressão (ELS-D), sob a combinação frequente de serviço (CF).

a) Estado limite de serviço de Descompressão (ELS-D)

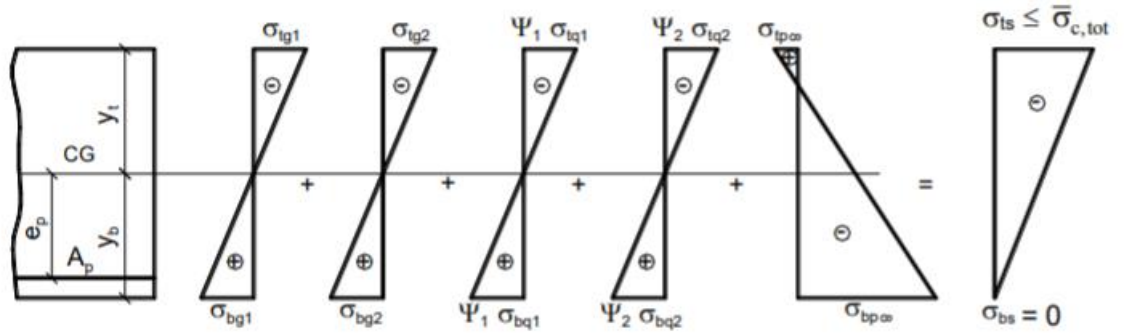
Nesse caso, a soma das tensões que atuam na borda inferior da seção deve igualar a zero. Desse modo, é possível determinar o valor da tensão devida à força de protensão ($\sigma_{bp\infty}$):

$$\sigma_{bg1} + \sigma_{bg2} + \Psi_1 \sigma_{bq1} + \Psi_2 \sigma_{bq2} + \sigma_{bpe\infty} = 0 \quad (2.1)$$

Com o valor da tensão devida à força de protensão ($\sigma_{bpe\infty}$), pode-se determinar o valor para a força de protensão final estimada ($P_{\infty,est,A}$) conforme a equação abaixo:

$$\sigma_{bpe\infty} = \frac{P_{\infty,est,A}}{Ac. \left(1 + \frac{Ac. e_p}{W_b}\right)} \quad (2.2)$$

Figura 16: Tensões na seção transversal na protensão completa, para o Estado-limite de Descompressão com combinação frequente



Fonte: Bastos (2019)

b) Estado limite de serviço de Formação de fissuras (ELS-F)

O somatório das tensões atuantes na borda inferior da seção deve respeitar a tensão limite de tração:

$$\sigma_{bg1} + \sigma_{bg2} + \sigma_{bq1} + \Psi_1 \sigma_{bq2} + \sigma_{bpe\infty} = \alpha. f_{ct} \quad (2.3)$$

Segundo a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) o fator α , que por sua vez correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta, pode ser:

$\alpha = 1,2$ para seções T ou duplo T;

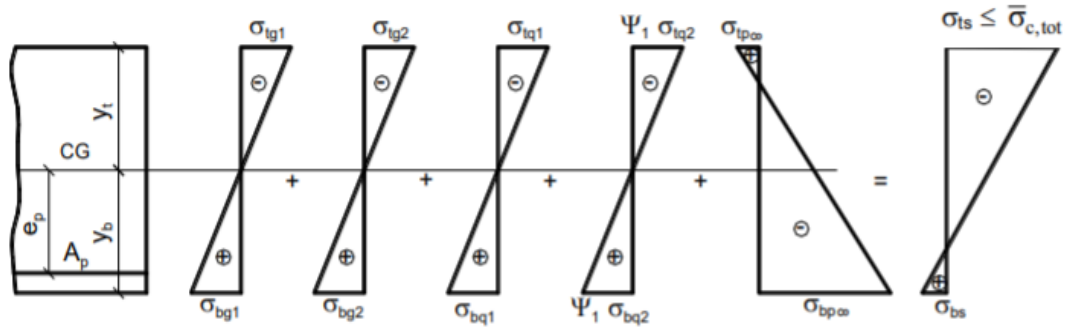
$\alpha = 1,3$ para seções I ou T invertido;

$\alpha = 1,5$ para seções retangulares;

A protensão final estimada ($P_{\infty,est,B}$), pode ser determinada da seguinte forma:

$$\sigma_{bp\infty} = \frac{P_{\infty,est,B}}{Ac. \left(1 + \frac{Ac. e_p}{W_b}\right)} \quad (2.4)$$

Figura 17: Tensões na seção transversal na protensão completa, para o Estado-limite de Formação de Fissuras com combinação rara de ações



Fonte: Bastos (2019)

Encontrados dois valores nas duas combinações, determina-se a maior força de protensão final estimada:

$$P_{\infty,est} \geq \left\{ \begin{matrix} P_{\infty,est,A} \\ P_{\infty,est,B} \end{matrix} \right\} \quad (2.5)$$

2.8.1.2. Protensão limitada

Segundo Bastos (2019, p. 120), o procedimento de cálculo para determinar a força de protensão final estimada ($P_{\infty,est}$) para protensão limitada é semelhante ao da protensão completa, porém com variações nas combinações de ações.

De acordo com a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) concreto protendido nível 2 (protensão limitada), possui classe de agressividade CAA II, quando utilizado pré-tração e CAA III e IV, quando pós-tração. Para as combinações de ações, a norma exige a utilização da combinação frequente no ELS-F e combinação quase permanente no ELS-D.

- a) Estado- limite de Descompressão (ELS-D), para combinação quase permanente.

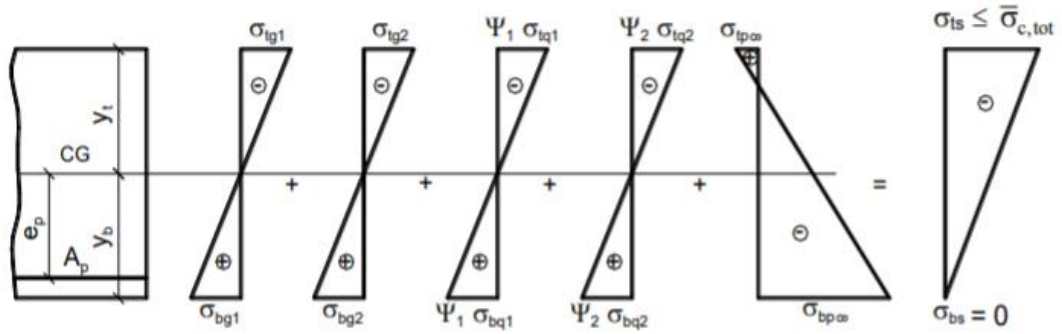
O valor da tensão devida à força de protensão ($\sigma_{bp\infty}$) é calculado, fazendo-se o somatório das tensões atuantes na borda inferior e igualado a zero:

$$\sigma_{bg1} + \sigma_{bg2} + \Psi_1 \sigma_{bq1} + \Psi_2 \sigma_{bq2} + \sigma_{bp\infty} = 0 \quad (2.6)$$

Dessa forma, calcula-se o primeiro valor da força de protensão final estimada ($P_{\infty,est,A}$), utilizando o valor de ($\sigma_{bp\infty}$):

$$\sigma_{bp\infty} = \frac{P_{\infty,est,A}}{Ac. \left(1 + \frac{Ac. e_p}{W_b}\right)} \quad (2.7)$$

Figura 18: Tensões na seção transversal na protensão limitada, para o Estado-limite de Descompressão com combinação quase permanente



Fonte: Bastos (2019)

- b) Estado- limite de Formação de Fissuras (ELS-F) para combinação frequente

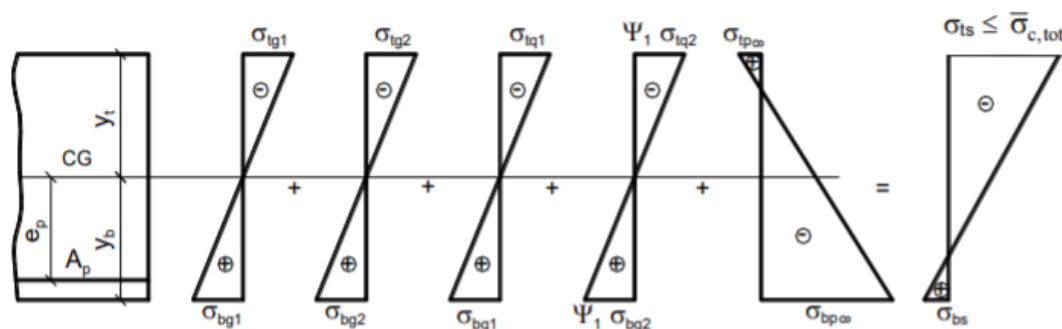
O cálculo da tensão devida à força de protensão ($\sigma_{bp\infty}$) é feito através do somatório das tensões que atuam na borda inferior da seção, não podendo ser superior ao valor da tensão limite de tração ($\alpha \cdot f_{ct}$) :

$$\sigma_{bg1} + \sigma_{bg2} + \sigma_{bq1} + \Psi_1 \sigma_{bq2} + \sigma_{bp\infty} = \alpha \cdot f_{ct} \quad (2.8)$$

Com ($\sigma_{bp\infty}$) determina-se o segundo valor para força de protensão final estimada ($P_{\infty,est,B}$):

$$\sigma_{bp\infty} = \frac{P_{\infty,est,B}}{Ac \cdot \left(1 + \frac{Ac \cdot e_p}{W_b}\right)} \quad (2.9)$$

Figura 19: Tensões na seção transversal na protensão limitada, para o Estado-limite de Formação de Fissuras com combinação frequente de ações



Fonte: Bastos (2019)

Com as duas forças de protensão final, determina-se o maior valor:

$$P_{\infty,est} \geq \left\{ \begin{matrix} P_{\infty,est,A} \\ P_{\infty,est,B} \end{matrix} \right\} \quad (2.10)$$

2.8.1.3. Protensão Parcial

Segundo a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) a protensão nível 1 (Protensão parcial) será utilizada classe de agressividade CAA I, quando o sistema for pré-tração ou CAA I e II, quando for pós-tração. A combinação utilizada para esse nível de protensão é Combinação Frequente no Estado Limite de Serviço de Abertura de Fissuras (ELS-W), que deverá ser menor ou igual a 0,2 mm.

De acordo com Bastos (2019, p. 122), pode-se escolher um valor de tensão de tração que seja superior a $(\alpha \cdot f_{ct})$ e determinar a força de protensão final. Desse modo, calcula-se a abertura de fissura posteriormente e verifica-se se a abertura limite de 0,2 mm foi respeitada. Isso acontece porque na protensão parcial não necessita-se considerar os estados limites de serviço, apenas a abertura de fissuras.

- Força de Protensão no Estiramento (P_i) e Cálculo de Armadura de Protensão

Com a determinação da força de protensão final($P_{\infty,est}$) pode-se calcular a força de estiramento da armadura de protensão ($P_{i,est}$). Segundo Bastos (2019, p. 122) a perda de protensão (ΔP_{arb}) pode ser arbitrada pelo projetista. Essa perda varia entre 20 e 30% e não inclui a perda por atrito dos cabos.

$$P_{i,est} = \frac{P_{\infty,est}}{(1 - \Delta P_{arb})} \quad (2.11)$$

Para determinar a área de armadura de protensão é necessário determinar o limite de tensão na armadura. Para encontrar esse valor, a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) disponibiliza a tabela a seguir:

Quadro 2: Tensões limites na operação de estiramento da armadura de protensão

Armadura Pré-tracionada		Armadura Pós-tracionada			
RN	RB	RN	RB	Cordoalha engraxada (RB)	Barra aço CP – 85/105
$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,77f_{ptk} \\ 0,90f_{pyk} \end{cases}$	$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,77f_{ptk} \\ 0,85f_{pyk} \end{cases}$	$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,74f_{ptk} \\ 0,87f_{pyk} \end{cases}$	$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,74f_{ptk} \\ 0,82f_{pyk} \end{cases}$	$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,80f_{ptk} \\ 0,88f_{pyk} \end{cases}$	$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,72f_{ptk} \\ 0,88f_{pyk} \end{cases}$

$$A_{p,est} = \frac{P_{i,est}}{\sigma_{pi,lim}} \quad (2.12)$$

Com a área necessária da armadura de protensão, determina-se o número de fios ou cordoalhas:

$$n = \frac{A_{p,est}}{A_{p,elem}} \quad (2.13)$$

O número de cordoalhas ou fios (n) é arredondado para um número inteiro, logo:

$$A_{p,ef} = A_p = n_{int} \cdot A_{p,elem} \quad (2.14)$$

O cálculo da força de protensão efetiva do estiramento ($P_{i,ef}$) é feito com o intuito de aproveitar o máximo possível da capacidade resistente do aço:

$$P_{i,ef} = P_i = A_p \cdot \sigma_{pi,lim} \quad (2.15)$$

De acordo com Bastos (2019, p. 123) após a determinação da área de armadura de protensão (A_p) e a força de protensão inicial (P_i), pode-se calcular as perdas individuais de força de protensão, bem como as forças de protensão representativas (P_a, P_o, P_t). Calculadas as perdas de protensão total (ΔP_{tot}), tem-se que:

$$P_{\infty} = P_i - \Delta P_{tot} \quad (2.16)$$

2.8.2. Estado limite último (ELU)

De acordo com Junior (2010, p. 16), “o Estado Limite Último (ELU), está relacionado ao ponto de ruína estrutural, determinante para a paralisação de um todo ou parte do uso da construção”. Ocorre um esgotamento da capacidade estrutural, sendo ultrapassado os limites impostos sobre a estrutura.

Conforme Veríssimo e César Júnior (2010, p. 53) os estados limites últimos se relacionam com a segurança da estrutura, que por sua vez, é submetida à combinações de ações desfavoráveis que podem ocorrer durante toda a sua vida útil. Ao superar-se o estado limite último, pode-se ocorrer o colapso da estrutura, perda de estabilidade global ou ruptura local.

2.8.2.1. Verificações de Vigas Protendidas no Estado Limite Último (ELU) – Domínio 3

Cholfe e Bonilha (2017, p. 83) apresentam um roteiro de cálculo para verificação do estado limite último no domínio 3. A partir desses cálculos obtém-se as deformações e a capacidade resistente da seção.

Primeiramente, calcula-se as tensões nos aços para armadura ativa (σ_{pd}) e armadura passiva (σ_{sd}) :

$$\sigma_{pd} = \frac{f_{pyk}}{\gamma_s} \quad (2.17)$$

$$\sigma_{sd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (2.18)$$

Conhecidos os valores de tensão nos aços é possível determinar as forças de tração na armadura ativa (N_{pd}) e passiva (N_{sd}):

$$N_{pd} = A_p \times \sigma_{pd} \quad (2.19)$$

$$N_{sd} = A_s \times \sigma_{sd} \quad (2.20)$$

Desse modo, faz-se o somatório das forças de tração:

$$N_{td} = N_{pd} + N_{sd} \quad (2.21)$$

A Distribuição de tensões na seção transversal do concreto é representada através de um diagrama parábola retângulo e pode ser definida pela equação:

$$\sigma_{cd} = 0,85 \times f_{cd} \quad (2.22)$$

No equilíbrio, as forças de tração e compressão devem ser iguais:

$$N_{td} = N_{cd} \quad (2.23)$$

A determinação da área comprimida de concreto (A_{cc}) e posição da linha neutra (x) é feita:

$$\sigma_{cd} = \frac{N_{cd}}{A_{cc}} \quad (2.24)$$

$$y = \frac{A_{cc}}{\lambda} \quad (2.25)$$

para concretos classe C20 até C50 : $\lambda = 0,8$

para concretos classe C50 até C90 : $\lambda = 0,8 - \frac{(f_{ck} - 50)}{400}$

- Posição da linha neutra:

$$x = \frac{y}{0,80} \quad (2.26)$$

Por fim, é feita a verificação do domínio 3:

- Deformação da armadura ativa durante a deformação da seção:

$$\Delta\varepsilon_{pd} = \frac{dp - x}{x} \cdot 3,5\text{‰} \leq 10 \text{‰} \quad (2.27)$$

- Deformação da armadura passiva:

$$\varepsilon_{sd} = \frac{ds - x}{x} \cdot 3,5\text{‰} \leq 10 \text{‰} \quad (2.28)$$

$$\varepsilon_{syd} = \frac{f_{yd}}{E_s} < \varepsilon_{sd} \quad (2.29)$$

- Deformação total da armadura ativa:

$$\varepsilon_{syd} = \frac{f_{yd}}{E_s} < \varepsilon_{sd} \quad (2.30)$$

Para o cálculo do momento resistente da seção (M_{rd}), determina-se os braços de alavanca para armadura ativa (z_p) e armadura passiva (z_s):

$$z_p = d_p - y \quad (2.31)$$

$$z_s = d_s - y \quad (2.32)$$

$$M_{rd} = (N_{pd} \times z_p) + (N_{sd} \times z_s) \quad (2.33)$$

Com o momento resistente da seção (M_{rd}) faz-se a verificação da segurança:

$$M_{rd} \geq M_{sd} \quad (2.34)$$

2.8.2.2. Estado limite último (ELU) para viga em concreto armado

Segundo a norma ABNT NBR 6118 (ABNT, 2014) “a capacidade de rotação dos elementos estruturais é função da posição da linha neutra no ELU. Quanto menor for x/d , tanto maior será essa capacidade”. Sendo que x é a posição da linha neutra e d é a altura útil da seção.

De acordo com Carvalho e Filho (2017) para que se tenha um bom comportamento dúctil em elementos estruturais, a posição da linha neutra (x) no ELU deve estar em conformidade com os limites a seguir:

$$\frac{x}{d} \leq 0,45 \text{ para concretos com } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\frac{x}{d} \leq 0,35 \text{ para concretos com } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$$

Segundo Carvalho e Filho (2017), sempre que for possível no dimensionamento de seções retangulares é adequado utilizar fórmulas adimensionais. No caso de concretos até a classe C50, pode-se utilizar as seguintes equações:

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (2.35)$$

Onde:

KMD = Momento fletor específico;

M_d = Momento solicitante de cálculo;

d = altura útil da seção;

b_w = largura da seção;

f_{cd} = resistência de cálculo à compressão do concreto.

Com a determinação do KMD, e utilizando o quadro 2, tem-se a equação para o cálculo da armadura:

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_s} \quad (2.36)$$

Onde:

A_s = Área de aço longitudinal;

M_d = Momento solicitante de cálculo;

d = altura útil da seção;

KZ = relação entre o braço de alavanca e altura útil ($\frac{z}{d}$);

f_s = tensão de tração do aço.

Quadro 3: Coeficiente adimensional KMD, KX, KZ e deformações específicas do concreto e do aço

KMD	KX	KZ	ϵ_c	ϵ_s
0,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10,0000
0,0200	0,0298	0,9881	0,3068	10,0000
0,0300	0,0449	0,9820	0,4704	10,0000
0,0400	0,0603	0,9759	0,6414	10,0000
0,0500	0,0758	0,9697	0,8205	10,0000
0,0550	0,0836	0,9665	0,9133	10,0000
0,0600	0,0916	0,9634	1,0083	10,0000
0,0650	0,0995	0,9602	1,1056	10,0000
0,0700	0,1076	0,9570	1,2054	10,0000
0,0750	0,1156	0,9537	1,3077	10,0000
0,0800	0,1238	0,9505	1,4126	10,0000
0,0850	0,1320	0,9472	1,5203	10,0000
0,0900	0,1403	0,9439	1,6308	10,0000
0,0950	0,1485	0,9406	1,7444	10,0000
0,1000	0,1569	0,9372	1,8611	10,0000
0,1050	0,1654	0,9339	1,9810	10,0000
0,1100	0,1739	0,9305	2,1044	10,0000
0,1150	0,1824	0,9270	2,2314	10,0000
0,1200	0,1911	0,9236	2,3621	10,0000
0,1250	0,1998	0,9201	2,4967	10,0000
0,1300	0,2086	0,9166	2,6355	10,0000
0,1350	0,2175	0,9130	2,7786	10,0000
0,1400	0,2264	0,9094	2,9263	10,0000
0,1450	0,2354	0,9058	3,0787	10,0000
0,1500	0,2445	0,9022	3,2363	10,0000
0,1550	0,2536	0,8985	3,3391	10,0000
0,1600	0,2630	0,8948	3,5000	9,8104
0,1650	0,2723	0,8911	3,5000	9,3531
0,1700	0,2818	0,8873	3,5000	8,9222
0,1750	0,2913	0,8835	3,5000	8,5154
0,1800	0,3009	0,8796	3,5000	8,3106
0,1850	0,3106	0,8757	3,5000	7,7662
0,1900	0,3205	0,8718	3,5000	7,4204
0,1950	0,3305	0,8678	3,5000	7,0919
0,2000	0,3405	0,8638	3,5000	6,7793

KMD	KX	KZ	ϵ_c	ϵ_s
0,2050	0,3506	0,8597	3,5000	6,4814
0,2100	0,3609	0,8556	3,5000	6,1971
0,2150	0,3714	0,8515	3,5000	5,9255
0,2200	0,3819	0,8473	3,5000	5,6658
0,2250	0,3925	0,8430	3,5000	5,4170
0,2300	0,4033	0,8387	3,5000	5,1785
0,2350	0,4143	0,8343	3,5000	4,9496
0,2400	0,4253	0,8299	3,5000	4,7297
0,2450	0,4365	0,8254	3,5000	4,5181
0,2500	0,4479	0,8208	3,5000	4,3144
0,2550	0,4594	0,8162	3,5000	4,1181
0,2600	0,4711	0,8115	3,5000	3,9287
0,2650	0,4830	0,8068	3,5000	3,7459
0,2700	0,4951	0,8020	3,5000	3,5691
0,2750	0,5074	0,7970	3,5000	3,3981
0,2800	0,5199	0,7921	3,5000	3,2324
0,2850	0,5326	0,7870	3,5000	3,0719
0,2900	0,5455	0,7818	3,5000	2,9162
0,2950	0,5586	0,7765	3,5000	2,7649
0,3000	0,5721	0,7712	3,5000	2,6179
0,3050	0,5858	0,7657	3,5000	2,4748
0,3100	0,5998	0,7601	3,5000	2,3355
0,3150	0,6141	0,7544	3,5000	2,1997
0,3200	0,6287	0,7485	3,5000	2,0672
0,3300	0,6590	0,7364	3,5000	1,8100
0,3400	0,6910	0,7236	3,5000	1,5652
0,3500	0,7249	0,7100	3,5000	1,3283
0,3600	0,7612	0,6955	3,5000	1,0983
0,3700	0,8003	0,6799	3,5000	0,8732
0,3800	0,8433	0,6627	3,5000	0,6506

Fonte: Carvalho e Filho (2017)

2.8.3. Estado limite último (ELS) para viga em concreto armado

De acordo com a norma ABNT NBR 6118 (ABNT ,2014) as estruturas trabalham parcialmente no estágio I e parcialmente no estágio II no Estado Limite de Serviço. A diferenciação desses dois estádios se dá pelo momento de fissuração em que se encontra a peça. Esse momento pode ser calculado pela seguinte equação:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} \quad (2.37)$$

α é o coeficiente que correlaciona a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta. Esse coeficiente dependerá também do tipo da seção da estrutura:

$$\alpha = \begin{cases} 1,5 & \text{para seções retangulares} \\ 1,2 & \text{para seções T ou duplo T} \end{cases} \quad (2.38)$$

Seguindo o item 8.2.5 da norma ABNT NBR 6118: 2014, determina-se a resistência do concreto à tração direta (f_{ct}). Para a determinação do momento de fissuração (M_r), no estado limite de fissura, deve-se calcular a resistência característica inferior do concreto à tração ($f_{ctk, inf}$) e a resistência à tração do concreto (f_{ctm}):

$$f_{ct} = \begin{cases} f_{ctk, inf} = 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3} \\ f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \end{cases} \quad (2.39)$$

Por fim, calcula-se o momento de inércia da seção bruta de concreto (I_c) e a distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada (y_t):

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (2.40)$$

$$y_t = h - x = x \quad (2.41)$$

De acordo com Pinheiro e Muzardo (2007) é preciso que se faça uma homogeneização da seção, pois a estrutura é formada por aço e concreto, que possuem propriedades diferentes. O cálculo é feito substituindo-se a área de aço (A_s) por uma área correspondente de concreto, fazendo-se:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} \quad (2.42)$$

No estágio II, segundo Pinheiro e Muzardo (2007) despreza-se o concreto tracionado, devido o mesmo estar fissurado. Calcula-se então a posição da linha neutra x_2 :

$$\frac{b}{2} \cdot x_2^2 + \alpha e \cdot A_s \cdot x_2 - \alpha e \cdot A_s \cdot d = 0 \quad (2.43)$$

E por fim, o momento de inércia no estágio II:

$$I_2 = \frac{b \cdot x_2^3}{12} + b \cdot x_2 \cdot \left(\frac{x_2}{2}\right)^2 + \alpha e \cdot A_s \cdot (d - x_2)^2 \quad (2.44)$$

De acordo com a norma ABNT NBR 6118 (ABNT, 2014) no seu item 11.8.3.2, verifica-se a formação de fissuras. O momento de fissuração (M_r) é comparado com o momento fletor calculado pela combinação rara de serviço (M_a).

$$M_a = M_r \quad (2.45)$$

No caso de $M_a > M_r$, ocorrerá fissuras.

O cálculo continua com a flecha imediata (a_i) da seguinte forma:

$$a_i = \frac{\alpha \cdot p \cdot l^4}{E \cdot I} \quad (2.46)$$

Sendo que, o módulo de elasticidade (E) e o momento de inércia (I) podem ser calculados conforme 8.2.8 e 17.3.2.1.1, itens da ABNT NBR 6118 (ABNT, 2014) respectivamente:

$$E = E_{cs} = 0,85 \cdot E_{ci} = 0,85 \cdot 5600 \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (2.47)$$

$$I = I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_2 \quad (2.48)$$

Para o cálculo da flecha diferida, segue-se o item 17.3.1.1.2 da NBR 6118:2014:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\varepsilon}{1 + 50.\rho'} \quad (2.49)$$

Sendo:

ρ' = Taxa de armadura de compressão;

$\Delta\varepsilon$ = variação do tempo em meses da carga de longa duração.

Para a flecha diferida tem-se:

$$a_f = \alpha_f . a_i \quad (2.50)$$

E para a flecha total:

$$a_t = a_i + \alpha_f . a_i \quad (2.51)$$

Para finalizar, verifica-se o limite de deslocamento de acordo com a Tabela 13.2 da norma NBR 6118:2014.

Quadro 4: Limite para deslocamentos (item 13.2 NBR 6118:2014)

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
Aceitabilidade sensorial	visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	//250
	outro	Vibrações sentidas no piso	Devidos a cargas acidentais	//350
Efeitos estruturais em serviço	superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	//250 ⁽¹⁾
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	//350 + contra-flecha ⁽²⁾
			Ocorrido após a construção do piso	//600
	Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento

⁽¹⁾As superfícies devem ser suficientemente inclinadas ou o deslocamento previsto compensado por contraflechas, de modo a não se ter acúmulo de água.

⁽²⁾Os deslocamentos podem ser parcialmente compensados pela especificação de contraflechas. Entretanto, a atuação isolada da contraflecha não pode ocasionar um desvio do plano maior que //350.

Fonte: ABNT NBR 6118 (ABNT, 2014)

3. Metodologia

O objetivo principal proposto neste trabalho é fazer um levantamento sobre a produção do volume de concreto protendido no Estado de Goiás. Para isso, inicialmente foram produzidos questionários via formulários eletrônicos, com perguntas direcionadas às empresas para saber o volume de concreto empregado em estruturas em concreto protendido e concreto armado.

O formulário foi enviado às empresas que trabalham com produção de concreto no Estado de Goiás, com perguntas objetivas e específicas quanto à produção de concreto armado e concreto protendido.

Entretanto, para estabelecer as justificativas das diferenças entre os quantitativos produzidos de concreto armado e concreto protendido, optou-se por complementar o estudo por meio de análises comparativas técnicas e de custo entre estes dois tipos. Após a obtenção e comparação dos quantitativos, foram estabelecidas fundamentações críticas para as possíveis discrepâncias de uso entre o concreto armado e o concreto protendido.

Para a realização desta segunda etapa, o qual é comparar as técnicas e custos do concreto armado com o concreto protendido, foram feitas diversas pesquisas em artigos acadêmicos, livros e normas. Também foi definida uma hipótese de solicitações para uma viga estrutural isostática, para qual foram concebidos dois tipos de soluções de projeto: viga em concreto armado e viga em concreto protendido. Os custos dessas vigas são definidos por meio do uso das tabelas SINAPI e DNIT.

3.1 Produção do concreto protendido em Goiás

Até o presente, não há na literatura disponível registros quantitativos da produção de concreto protendido no Estado de Goiás. Tem-se apenas a divulgação de algumas obras que foram executadas em concreto protendido.

Uma das empresas que tem divulgado sua produção em concreto protendido é a Mold Estruturas, a qual trabalha com peças pré-fabricadas de concreto, entre estas as aduelas, lajes e vigas protendidas. Estas peças pré-fabricadas podem ser transportadas para todo o estado e são aplicadas, de modo geral, em pontes, viadutos e grandes empreendimentos.

O Grupo VIBRACOM, instalado no estado, trabalha com pré-moldados de concreto e oferece lajes protendidas tipo vigota.

Outra empresa neste, mesmo segmento, é a Concrefato Indústria de Artefatos de Cimento, a qual trabalha com lajes e vigas protendidas pós-tensionadas com cordoalhas engraxadas.

Sabe-se que em uma parte da obra da trincheira da Rua 90 com a Av. 136 em Goiânia será aplicado concreto protendido com a técnica da aderência posterior. Entretanto, como não há grande divulgação do uso do protendido, pouco se sabe sobre o projeto neste local.

3.2. Levantamento quantitativo da produção de concreto protendido

Para conseguir os dados sobre o volume de concreto armado e protendido, foram criados questionários eletrônicos, disponibilizado pela plataforma Formulários Google, com perguntas objetivas direcionadas sobre a produção de concreto nos últimos cinco anos no estado de Goiás, sendo que este período foi definido, visto que algumas empresas poderiam não ter registros antigos da sua produção.

Este formulário foi enviado a 21 empresas ligada a Comunidade da Construção no Estado de Goiás e que são associadas ao Sinduscon-GO, às indústrias de pré-moldados protendidos, a empresas ligadas à consultoria e projetos estruturais. A opção por limitar o trabalho a estas empresas deve-se ao fato da Comunidade da Construção ter uma rotina de registros de produção e divulgação.

Antes do envio desse formulário, criou-se uma carta de aceite (Anexo) para participação das empresas nessa pesquisa, conforme apresentado na Figura 20. As empresas que receberam esta carta foram:

- Attiva Engenharia;
- City Incorporadora;
- Colmeia Consultoria e Projetos Ltda;
- Dinâmica Engenharia;
- D' Melo Construtora;
- Época Construtora;
- FR Incorporadora;
- Grupo Engeseg;
- Hirata e Associados Consultoria e Projetos Estruturais;
- Ibsen Engenharia;
- Innovar Construtora;
- Mega Construtora;
- Nagoia Construtora;
- Novo Mundo Construtora e Incorporadora;
- OM Incorporadora;
- Pontal Engenharia;
- R Diniz Incorporadora e Construtora;
- Ribeiro Alves Construtora;
- Rodrigues da Cunha Construtora e Incorporadora;
- Serca Construtora e Incorporadora;
- Sim Engenharia;

Após confirmação da participação da empresa neste estudo, foram enviadas para estas um formulário com perguntas objetivas sobre suas respectivas produções de concreto estrutural. As principais perguntas foram:

a) Qual a estimativa do volume (m^3) de concreto (qualquer tipo) empregado anualmente?

b) Quantos empreendimentos (obras) foram executados pela empresa em concreto armado nos seguintes anos?

c) A empresa já realizou obras com aplicação de concreto protendido? Caso afirmativo, qual o volume (m^3) estimado de concreto usado nas peças PROTENDIDAS nos seguintes anos?

d) Quantos empreendimentos (obras) foram executados com aplicação de concreto protendido (em toda ou parte da obra) nos seguintes anos?

e) Qual(is) o(s) tipo(s) de peça(s) estrutural(is) que foram produzidas em concreto protendido?

f) A empresa fez análise da diferença de custo entre o concreto protendido e o concreto armado? Se sim, qual foi o mais barato e qual a diferença %?

Em Figura 21, Figura 22, Figura 23 e Figura 24 estão apresentadas (Anexo B) as imagens dos formulários enviados online.

3.3. Simulação de cálculo: vigas protendidas e em concreto armado

Neste item será apresentado o roteiro de cálculo a flexão de vigas em concreto protendido e em concreto armado. Desprezou-se as análises do efeito do esforço cortante, visto que o maior impacto sobre o orçamento destas duas vigas é devido ao efeito das armaduras ativas e passivas à flexão.

Para a hipótese de dimensionamento, seguiu-se o exemplo de Fábio Albino de Souza, presidente do Instituto Nacional de Estruturas Protendidas (INAEP) com situações de carregamentos e vãos relativamente grandes (usualmente encontrados em pontes) com o intuito de criar uma competitividade entre os dois métodos construtivos em estudo. A partir desta hipótese, foi projetada à flexão uma solução estrutural de viga em concreto protendido e outra em concreto armado, as quais posteriormente foram comparadas entre si.

As idealizações aplicadas a ambas vigas foram:

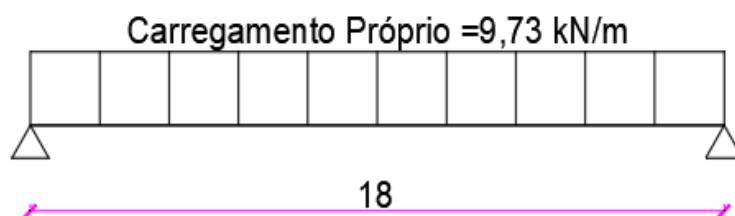
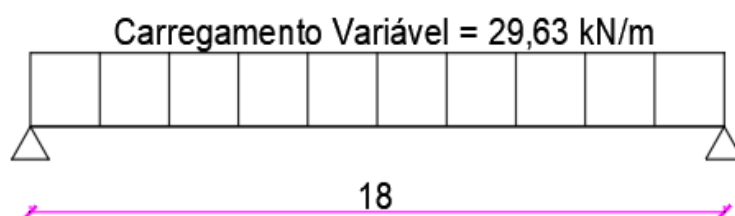
- viga estrutural isostática pré-moldada, com 18 m de vão, biapoiada e sem balanços;

- consideração de momentos fletores devido: ao peso próprio da estrutura e ao carregamento accidental, sendo estes 394kN.m e 1200kN.m, respectivamente;
- Classe de Agressividade Ambiental I e concreto classe C30;
- aço CA50 para armadura passiva e CP190RB para armadura ativa;
- seção transversal retangular.

Primeiramente, a viga protendida foi dimensionada no estado limite de serviço e, em seguida, no estado limite último. A protensão escolhida para essa exemplificação foi a limitada.

O mesmo domínio da viga protendida foi usado na viga em concreto armado, como forma de fazer as devidas comparações estruturais, visto que, neste caso, ambas as vigas possuem as mesmas condições de deformações do aço e do concreto.

Conhecendo-se o domínio, calcula-se então a área de aço necessária para atender o estado limite último da viga em concreto armado e, na sequência, verifica-se a formação de fissuras e a flecha total no estado limite de serviço.



3.3.1. Dimensionamento de viga protendida

Para atender a hipótese descrita no item 4.2, considerou-se uma seção transversal 30 cm x 130 cm. As posições das armaduras ativas e passivas foram estimadas, sendo 15 cm e 5 cm respectivamente. Além disso, como se trata de uma viga com altura maior que 60 cm, calculou-se uma armadura de pele para evitar fissuras.

Em relação à deformação de pré-alongamento ($\Delta\varepsilon_{pi}$) levou-se em consideração um valor proposto por Cholfe e Bonilha (2017). De acordo com os autores esse valor pode variar entre 5‰ e 7‰, o que dependerá das perdas de protensão.

De acordo com Kelley (2000) citada por Mazotti e Scalco (2017), assume-se um valor médio de perdas de protensão. Em se tratando de cordoalhas engraxadas de aço CP-190 RB, adota-se 8 % para perdas imediatas e 12 % para perdas progressivas, o que resulta num total de 20 %. Este exemplo foi dimensionado por Souza (2018), em que a perda de protensão foi obtida como 21,6 %.

A viga em questão será analisada apenas no meio do vão, onde o momento fletor é maior.

- Dados da viga:

$$bw = 30 \text{ cm}$$

$$h = 130 \text{ cm}$$

$$ds = 1,30 - 0,05 = 1,25 \text{ m}$$

$$dp = 1,30 - 0,15 = 1,15 \text{ m}$$

$$Ac = 0,39 \text{ m}^2$$

$$L = 18 \text{ m}$$

$$ep = \bar{y} - 15 = 65 - 15 = 50 \text{ cm}$$

$$I_c = 0,054925 \text{ m}^4$$

$$W = 0,0845 \text{ m}^3$$

$$\Delta\varepsilon_{pi} = 7\text{‰}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Aço CA 50}$$

$$\text{Aço CP 190 RB}$$

$$\Psi_1 = 0,5$$

$$\Psi_2 = 0,3$$

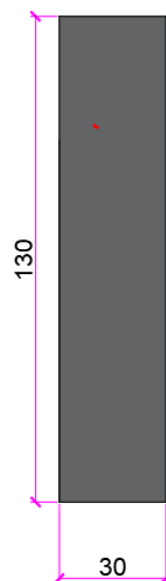
$$E_s = 210 \text{ GPa}$$

$$E_c = 200 \text{ GPa}$$

$$M_{g1} = 394 \text{ kN.m}$$

$$M_q = 1200 \text{ kN.m}$$

$$A_{s,pele} = 0,10\% \cdot b \cdot w \cdot h = 3,90 \text{ cm}^2$$



3.3.1.1. Dimensionamento no ELS

a) Cálculo das tensões atuantes

- Borda inferior

$$\sigma_{p'\infty} = \frac{-P_{\infty}}{A_c} - \frac{P_{\infty} \cdot e_p \cdot y'}{I_c}$$

$$\sigma_{p',\infty} = \frac{-P_{\infty}}{0,39} - \frac{P_{\infty} \cdot 0,50 \cdot 0,65}{0,054925} = -8,48 P_{\infty}$$

- Borda superior

$$\sigma_{p'',\infty} = \frac{-P_{\infty}}{A_c} + \frac{P_{\infty} \cdot e_p \cdot y''}{I_c}$$

$$\sigma_{p'',\infty} = \frac{-P_{\infty}}{0,39} + \frac{P_{\infty} \cdot 0,50 \cdot 0,65}{0,054925} = +3,36 P_{\infty}$$

- Tensões atuantes devido a cargas permanentes (borda inferior)

$$\sigma_{ig} = \frac{M \cdot y}{I}$$

$$\sigma_{ig} = \frac{394,88 \cdot 0,65}{0,054925} = 4673,1 \text{ kN/m}^2$$

- Tensões atuantes devido a cargas permanentes (borda superior)

$$\sigma_{''g} = -\frac{M \cdot y}{I}$$

$$\sigma_{''g} = -\frac{394,88 \cdot 0,65}{0,054925} = -4673,1 \text{ kN/m}^2$$

- Tensões atuantes devido a cargas acidentais (borda inferior)

$$\sigma_{iq} = \frac{M \cdot y}{I}$$

$$\sigma_{iq} = \frac{1200 \cdot 0,65}{0,054925} = 14201,2 \text{ kN/m}^2$$

- Tensões atuantes devido a cargas acidentais (borda superior)

$$\sigma_{''q} = \frac{-M \cdot y}{I}$$

$$\sigma_{''q} = -\frac{1200 \cdot 0,65}{0,054925} = -14201,2 \text{ kN/m}^2$$

- Cálculo da máxima tensão atuante na borda inferior

$$f_{ctk,inf} = 1,5 \cdot 0,21 \cdot (f_{ck}^{\frac{2}{3}})$$

$$f_{ctk,inf} = 1,5 \cdot 0,21 \cdot \left(30^{\frac{2}{3}}\right) = 3,044 \text{ MPa} = 3044 \text{ kN/m}^2$$

b) Verificação para protensão limitada

→ ELS-F -> Combinação frequente

- Borda inferior

$$\sigma_{ic} = \sigma_{p,\infty} + \sigma_{ig} + \psi_1 \cdot \sigma_{iq} = f_{ctk,inf}$$

$$\sigma_{ic} = -2,56 \cdot P_{\infty} - 5,92 \cdot P_{\infty} + 4673,1 + 0,5 \cdot 14201,2 = 3044$$

$$-8,48 \cdot P_{\infty} = -8729,7$$

$$P_{\infty} = 1029,4 \text{ kN}$$

- Borda superior

$$\sigma_{ic} = -P_{\infty} + P_{\infty} + \sigma_{ig} + \psi_1 \cdot \sigma_{iq} \geq -0,7 \cdot f_{ck}$$

$$\begin{aligned} -2,56 \cdot (1029,4) + 5,92 \cdot (1029,4) - 4673,1 - 0,5 \cdot 14201,2 \\ \geq -0,7 \cdot 30 \cdot 1000 \end{aligned}$$

$$-8314,3 \geq -21000 \quad \text{Verificação: OK!}$$

→ ELS-D -> Combinação Quase-permanente

- Borda inferior

$$\sigma_{ic} = \sigma_{p,\infty} + \sigma_{ig} + \psi_2 \cdot \sigma_{iq} = 0$$

$$\sigma_{ic} = -2,56 \cdot P_{\infty} - 5,92 \cdot P_{\infty} + 4673,1 + 0,3 \cdot 14201,2 = 0$$

$$-8,48 \cdot P_{\infty} = -8933,5$$

$$P_{\infty} = 1053,5 \text{ kN}$$

- Borda superior

$$\sigma_{rc} = -P_{\infty} + P_{\infty} + \sigma_{rg} + \psi 1. \sigma_{rq} \geq -0,7. f_{ck}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{rc} &= -2,56. (1053,5) + 5,92. (1053,5) - 4673,1 - 0,3.14201,2 \\ &\geq -0,7 * 30 * 1000 \end{aligned}$$

$$\sigma_{rc} = -5393,7 \geq -21000 \quad \text{Verificação: OK!}$$

c) Cálculo da força de protensão (P_{∞})

$$P_{\infty} = P_i - \Delta P_i$$

$$1053,5 = P_i * (1 - 0,216)$$

$$P_i = 1343,7 \text{ kN}$$

d) Cálculo da tensão limite de protensão (Pós-tração)

$$\sigma_{pi} = \frac{P_i}{A_p} \leq \begin{cases} 0,74. f_{ptk} \\ 0,82. f_{pyk} \end{cases}$$

$$\sigma_{pi} = \frac{P_i}{A_p} \leq \begin{cases} 0,74.190 = 140,6 \text{ kN/cm}^2 \\ 0,82.170 = 139,4 \text{ kN/cm}^2 \end{cases}$$

$$139,4 = \frac{1343,7}{A_p}$$

$$A_p = \frac{1343,7}{139,4} = 9,64 \text{ cm}^2$$

$$n^{\circ} \text{ de cordoalhas} = \frac{9,64}{1,434} = 6,72 = 7 \text{ cordoalhas}$$

Logo serão: 7 Cordoalhas de 7 fios com diâmetro de 15,2 mm – CP 190 RB

3.3.1.2. Dimensionamento no ELU

a) Determinar as tensões nos aços para armadura ativa e armadura passiva

$$\sigma_{pd} = \frac{f_{pyk}}{\gamma_s} = \frac{1710}{1,15} = 1487 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

b) Forças de tração na armadura ativa e passiva

$$N_{pd} = A_p \times \sigma_{pd}$$

$$N_{pd} = 10.10^{-4} \times 1487 = 1,487 \text{ MN}$$

$$N_{sd} = A_s \times \sigma_{sd}$$

$$N_{sd} = 22.10^{-4} \times 435 = 0,957 \text{ MN}$$

c) Força de tração total

$$N_{td} = N_{pd} + N_{sd}$$

$$N_{td} = 1,487 + 0,957 = 2,444 \text{ MN}$$

d) Tensão no concreto

$$\sigma_{cd} = 0,85 \times f_{cd}$$

$$\sigma_{cd} = 0,85 \times \frac{30}{1,4} = 18,21 \text{ MPa}$$

e) Equilíbrio de forças

$$N_{td} = N_{cd}$$

$$N_{cd} = 2,444 \text{ MN}$$

f) Determinação da área comprimida de concreto e posição da linha neutra

$$\sigma_{cd} = \frac{N_{cd}}{A_{cc}}$$

$$A_{cc} = \frac{N_{cd}}{\sigma_{cd}} = \frac{2,444}{18,21} = 0,1342 \text{ cm}^2$$

$$y = \frac{A_{cc}}{b_w}$$

$$y = \frac{0,1342}{0,3} = 0,447 \text{ m}$$

$$x = \frac{y}{0,80}$$

$$x = \frac{0,447}{0,80} = 0,559 \text{ m}$$

g) Confirmação do domínio 3

$$ds = 1,30 - 0,05 = 1,25 \text{ m}$$

$$dp = 1,30 - 0,15 = 1,15 \text{ m}$$

$$\Delta\varepsilon_{pd} = \frac{dp - x}{x} \times 3,5\text{‰} \leq 10 \text{ ‰}$$

$$\Delta\varepsilon_{pd} = \frac{115 - 55,9}{55,9} \times 3,5\text{‰} \leq 10 \text{ ‰}$$

$$\Delta\varepsilon_{pd} = 3,70 \text{ ‰} \leq 10 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{pd} = \Delta\varepsilon_{pi} + \Delta\varepsilon_{pd}$$

$$\varepsilon_{pd} = 7,0 \text{ ‰} + 3,70 \text{ ‰} = 10,70 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{pyd} = \frac{1487 \cdot 10^3}{200 \cdot 10^3} = 7,43 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{pd} = 10,70 \text{ ‰} > 7,43 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{sd} = \frac{ds - x}{x} \times 3,5\text{‰} \leq 10 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{sd} = \frac{125 - 55,9}{55,9} \times 3,5\text{‰} \leq 10 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{sd} = 4,33 \text{ ‰} \leq 10 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{syd} = \frac{f_{yd}}{E_s} < \varepsilon_{sd}$$

$$\varepsilon_{syd} = \frac{435.10^3}{210.10^3} = 2,07\text{‰}$$

$$\varepsilon_{sd} = 2,07 \text{‰} < 4,33 \text{‰} < 10 \text{‰}$$

h) Braços de alavanca

$$\bar{y} = \frac{y}{2} = \frac{0,447}{2} = 0,224 \text{ m}$$

- Armadura ativa (zp)

$$z_p = d_p - y$$

$$z_p = 1,15 - 0,224 = 0,93 \text{ m}$$

- Armadura passiva (zs)

$$z_s = d_s - y$$

$$z_s = 1,25 - 0,224 = 1,026 \text{ m}$$

i) Cálculo do momento resistente da seção (Mrd):

$$M_{rd} = (N_{pd} \times z_p) + (N_{sd} \times z_s)$$

$$\begin{aligned} M_{rd} &= (1,487 \times 0,93) + (0,957 \times 1,206) = 2,537 \text{ MN.m} \\ &= 2537 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

j) Verificação de segurança

$$M_{rd} \geq M_{sd}$$

$$2537 \text{ kN.m} \geq 2232 \text{ kN.m}$$

k) Desbitolagem

Para armadura ativa adotou-se cordoalhas de $\varnothing 15,2$ mm e armadura passiva $\varnothing 25$ mm.

$$n^{\circ} \text{ de cordoalhas} = \frac{10}{1,434} \cong 7$$

$$n^{\circ} \text{ de barras} = \frac{22}{5} \cong 5$$

5 barras CA50 de 25 mm.

➔ A viga em concreto protendido se encontra no domínio:

$$x = 0,559 \text{ m}$$

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

$$KX = \frac{x}{d} = \frac{0,559}{1,25} = 0,4472$$

3.3.2. Dimensionamento de viga de concreto armado

A viga biapoiada isostática em concreto armado será dimensionada no mesmo domínio encontrado para a outra viga. Utilizando-se o coeficiente KMD, encontra-se a altura útil (d) e área de aço longitudinal para atender o estado limite último.

Em seguida, verifica-se a área de aço encontrada no estado limite de serviço na situação em que a viga esteja no estágio II. A verificação se encerra com o resultado da flecha total.

3.3.2.1. Dimensionamento no ELU

a) Dimensionamento para o mesmo domínio da viga em concreto armado

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2232}{0,30 \cdot d^2 \cdot \frac{30000}{1,4}} = 0,2450$$

$$d = 1,19 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_s} = \frac{2232}{0,8254 \cdot 1,19 \cdot \frac{50}{1,15}} = 52,26 \text{ cm}^2$$

$$n^{\circ} \text{ barras} = \frac{52,26}{5} = 10,45 = 11 \text{ barras}$$

b) Verificação no estado limite de serviço

- Momento de fissuração

- Cálculo da resistência do concreto à tração direta

$$f_{ct} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ct} = 0,21 \times 30^{2/3}$$

$$f_{ct} = 2,0275 \text{ MPa}$$

- Momento de inércia da seção transversal

$$I_c = \frac{30 \cdot 130^3}{12} = 5492500 \text{ cm}^4$$

- Momento resistente

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t}$$

$$M_r = \frac{1,5 \cdot 0,020275 \cdot 5492500}{\frac{130}{2}} = 25698,56 \text{ kN} \cdot \text{cm} = 256,99 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Módulo de deformação secante do concreto

$$E_{cs} = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$E_{cs} = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{30}$$

$$E_{cs} = 26071,59 \text{ Mpa}$$

- Parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade

$$\alpha_E = \frac{E_s}{E_{cs}}$$

$$\alpha_E = \frac{210000}{26071,59} = 8,05$$

- Combinação rara

$$p_k = 39,38 \text{ kN/m}$$

$$M_a = \frac{p_k \times L^2}{8}$$

$$M_a = \frac{39,38 \times 18^2}{8} = 1594,89 \text{ kN.m}$$

$$M_a > M_r$$

$$1594,89 > 256,99$$

Portanto, vai fissurar em serviço.

- Cálculo da resistência do concreto à tração direta

$$f_{ct} = f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$$

$$f_{ct} = 0.3 \cdot 30^{\frac{2}{3}} = 2,896 \text{ MPa} = 0,2896 \text{ kN/cm}^2$$

- Momento resistente

$$M_r = \frac{1,5 \cdot 0,2896 \cdot 5492500}{\frac{130}{2}} = 36706,8 \text{ kN.cm} = 367,07 \text{ kN.m}$$

- Posição da linha neutra (x)

$$b_w \cdot x \cdot \left(\frac{x}{2}\right) - \alpha_E \cdot A_s \cdot (d - x) = 0$$

$$30 \cdot x \cdot \left(\frac{x}{2}\right) - 8,05 \cdot 52,26 \cdot (119 - x)$$

$$15 \cdot x^2 + 420,69 \cdot x - 50062,47$$

$$x = 45 \text{ cm}$$

c) Momento de Inércia no estágio II

$$I_{ii} = \frac{b_w \cdot x^3}{12} + b_w \cdot x \cdot \left(\frac{x}{2}\right)^2 + \alpha_E \cdot A_S \cdot (d - x)^2$$

$$I_{ii} = \frac{30 \cdot 45^3}{12} + 30 \cdot 45 \cdot \left(\frac{45}{2}\right)^2 + 8,05 \cdot 52,26 \cdot (119 - 45)^2$$

$$I_{ii} = 227812,5 + 683437,5 + 2303714,87 = 3214964,87 \text{ cm}^4$$

d) Momento de Inércia equivalente:

$$I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3 \times I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3\right] \times I_{ii}$$

$$I_{eq} = \left(\frac{36707}{159489}\right)^3 \times 5492500 + \left[1 - \left(\frac{36707}{159489}\right)^3\right] \times 3214964,87$$

$$I_{eq} = 66961,40 + 3175769,87 = 3242731,27 \text{ cm}^4$$

e) Cálculo da flecha imediata:

$$\delta_i = \frac{5 \cdot p \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

$$\delta_i = \frac{5 \cdot 0,3938 \cdot 1800^4}{384 \cdot 2607,16 \cdot 3242731,27} = 6,37 \text{ cm}$$

f) Cálculo dos efeitos diferidos no tempo:

$$\alpha_f = \frac{\Delta \varepsilon}{1 + 50 \cdot \rho'}$$

$$\alpha_f = \frac{1,337}{1 + 50 \cdot 0} = 1,337 \text{ cm}$$

g) Cálculo da flecha total

$$\delta_f = \delta_i \cdot (1 + \alpha_f)$$

$$\delta_f = 6,37 \cdot (1 + 1,337)$$

$$\delta_f = 14,88 \text{ cm}$$

h) Aceitabilidade Visual

$$\delta_f \leq \frac{L}{250} = \frac{1800}{250} = 7,2 \text{ cm}$$

Verifica-se que, para mesmo domínio 3 da viga protendida ($\epsilon_c = 3,5\text{‰}$; $\epsilon_s = 4,5181\text{‰}$), a viga em concreto armado não atenderá ao Estado Limite de Serviço. Portanto, optou-se por delimitar apenas ao domínio 3, com deformações do aço e do concreto diferentes, com $d=210 \text{ cm}$.

Dessa forma, tem-se:

KMD = 0,2315, domínio 3:

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_s} = \frac{2232}{0,839 \cdot 2,1 \cdot \frac{50}{1,15}} = 29,14 \text{ cm}^2$$

$$n^\circ \text{ barras} = \frac{29,14}{5} = 5,8 = 6 \text{ barras}$$

- Momento de fissuração

- Cálculo da resistência do concreto à tração direta

$$f_{ct} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ct} = 0,21 \times 30^{2/3}$$

$$f_{ct} = 2,0275 \text{ MPa}$$

- Momento de inércia da seção transversal

$$I_c = \frac{30 \cdot 230^3}{12} = 30417500 \text{ cm}^4$$

- Momento resistente

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t}$$

$$M_r = \frac{1,5 \cdot 0,20275 \cdot 30417500}{\frac{210}{2}} = 80441,06 \text{ kN} \cdot \text{cm} = 804,41 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Módulo de deformação secante do concreto

$$E_{cs} = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$E_{cs} = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{30}$$

$$E_{cs} = 26071,59 \text{ Mpa}$$

- Parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade

$$\alpha_E = \frac{E_s}{E_{cs}}$$

$$\alpha_E = \frac{210000}{26071,59} = 8,05$$

- Combinação rara

$$p_k = 39,38 \text{ kN/m}$$

$$M_a = \frac{p_k \times L^2}{8}$$

$$M_a = \frac{39,38 \times 18^2}{8} = 1594,89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_a > M_r$$

$$1594,89 > 670,60$$

Portanto, vai fissurar em serviço.

- Cálculo da resistência do concreto à tração direta

$$f_{ct} = f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$$

$$f_{ct} = 0.3 \cdot 30^{\frac{2}{3}} = 2,896 \text{ MPa} = 0,2896 \text{ kN/cm}^2$$

- Momento resistente

$$M_r = \frac{1,5 \cdot 0,2896 \cdot 30417500}{\frac{210}{2}} = 125841,54 \text{ kN.cm} = 1258,41 \text{ kN.m}$$

- Posição da linha neutra (x)

$$b_w \cdot x \cdot \left(\frac{x}{2}\right) - \alpha_E \cdot A_s \cdot (d - x) = 0$$

$$30 \cdot x \cdot \left(\frac{x}{2}\right) - 8,05 \cdot 29,14 \cdot (210 - x)$$

$$15 \cdot x^2 + 328,44 \cdot x - 49266 = 0$$

$$x = 50 \text{ cm}$$

- i) Momento de Inércia no estágio II

$$I_{ii} = \frac{b_w \cdot x^3}{12} + b_w \cdot x \cdot \left(\frac{x}{2}\right)^2 + \alpha_E \cdot A_s \cdot (d - x)^2$$

$$I_{ii} = \frac{30 \cdot 50^3}{12} + 30 \cdot 50 \cdot \left(\frac{50}{2}\right)^2 + 8,05 \cdot 29,14 \cdot (210 - 50)^2$$

$$I_{ii} = 312500 + 1875000 + 7600294,8 = 9787794,8 \text{ cm}^4$$

- j) Momento de Inércia equivalente:

$$I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3 \times I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3\right] \times I_{ii}$$

$$I_{eq} = \left(\frac{125841,54}{159489} \right)^3 \times 30417500 + \left[1 - \left(\frac{125841,54}{159489} \right)^3 \right] \times 9787794,8$$

$$I_{eq} = 24000307,5 + 4979791,87 = 28980099,37 \text{ cm}^4$$

k) Cálculo da flecha imediata:

$$\delta_i = \frac{5 \cdot p \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

$$\delta_i = \frac{5 \cdot 0,3938 \cdot 1800^4}{384 \cdot 2607,16 \cdot 11433282,41} = 0,71 \text{ cm}$$

l) Cálculo dos efeitos diferidos no tempo:

$$\alpha_f = \frac{\Delta \varepsilon}{1 + 50 \cdot \rho'}$$

$$\alpha_f = \frac{1,337}{1 + 50 \cdot 0} = 1,337$$

m) Cálculo da flecha total

$$\delta_f = \delta_i \cdot (1 + \alpha_f)$$

$$\delta_f = 0,71 \cdot (1 + 1,337)$$

$$\delta_f = 1,66 \text{ cm}$$

n) Aceitabilidade Visual

$$\delta_f \leq \frac{L}{250} = \frac{1800}{250} = 7,2 \text{ cm}$$

Para essa configuração a flecha total foi de 1,66 cm.

3.4. Comparativo de custos

Para a realização do comparativo de custos das vigas dimensionadas, optou-se pela utilização das tabelas SINAPI e DNIT. Estas serviram de auxílio para se fazer uma projeção de custos de materiais como o concreto, aço de armadura passiva e aço de armadura ativa. Dessa forma, foi possível determinar qual técnica construtiva é a mais econômica para esta situação quanto ao consumo de materiais.

Nas Tabela 2, Tabela 3 e Tabela 4, (Anexo A), estão mostrados alguns preços unitários de materiais aplicados ao concreto.

4. Análise dos levantamentos das produções em concreto protendido no estado de goiás.

A metodologia adotada, para obtenção das informações sobre a produção do concreto protendido (CP) no Estado de Goiás, foi o uso de formulários disponibilizados pelo Google Formulários, os quais foram encaminhados às empresas da área da construção civil. Esse método foi escolhido devido a facilidade e praticidade dessa plataforma para envios de formulários, bem como o recebimento e análise de dados feito por meio de gráficos. Dessa forma, foi desenvolvida uma pesquisa com perguntas diretas e alternativas com números estimados, a fim de facilitar as respostas do destinatário.

Após a obtenção dos dados fornecidos pelas empresas, fez-se a comparação dos resultados de produção no Estado de Goiás.

4.1. Amplitude da pesquisa de mercado

A princípio foram selecionadas 21 empresas ligadas à Comunidade da Construção de Goiás.

Com a escolha das empresas foi enviado a carta de aceite ao e-mail de cada uma delas, esperando um retorno de informações de 10 dias. Entretanto, nenhuma resposta sobre a confirmação da participação nesta pesquisa foi obtida.

A partir daí, optou-se pelo envio do formulário também para algumas empresas de construção ligadas ao Sinduscon-GO. De forma semelhante, foi estipulado um prazo de 20 dias para que cada entidade pudesse reunir os dados necessários à pesquisa e responder as perguntas enviadas. Novamente, não houve retorno de nenhuma empresa.

Outra tentativa, para reunir os dados relativos ao volume de concreto armado e protendido, foi buscar diretamente nas concreteiras de Goiânia. A ideia era que, possivelmente, essas informações seriam reunidas de forma mais fácil e rápida do que nas construtoras, visto que as concreteiras fornecem grandes volumes de concreto para grande parte das obras na região. Sendo assim, os volumes de concreto obtidos diretamente no fornecedor, possivelmente,

indicariam resultados mais coerentes com a real situação dessa produção no Estado de Goiás.

Das grandes concreteiras existentes na região metropolitana de Goiânia, apenas uma concedeu atendimento. Entretanto, a empresa apresentou uma justificativa para não participar deste estudo. O argumento utilizado foi que seria necessário muito tempo para compilar os volumes de concreto anuais dos últimos 5 anos. Além disso, nos seus registros não havia distinção entre volume de concreto destinado para estruturas em concreto armado e em concreto protendido.

Dessa forma, mesmo que a concreteira cedesse o seu tempo para a pesquisa, seria impossível diferenciar se o concreto fornecido seria utilizado em elementos protendidos ou em concreto armado.

A última tentativa, foi escolher uma empresa de projetos estruturais para obter, pelo menos, uma comparação de volume de concreto armado e protendido em cada obra. A empresa escolhida forneceu informações sobre 9 obras residenciais.

4.2. Resultados da produção de concreto

As informações disponibilizadas pela única empresa que forneceu dados sobre a produção de concreto armado (CA) e concreto protendido (CP) foram obtidas por meio de ligação compartilhada. visto que a empresa optou por não apresentar os dados via formulário online.

Entretanto, foi possível obter todas as informações relativas ao local da obra, local de aplicação da concretagem para elementos protendidos e volume de concreto total. A partir destas, o volume de concreto protendido utilizado em 9 obras foi comparado com o volume de concreto total.

Na Tabela 1 são apresentados os dados referentes ao volume de concreto para estruturas protendidas produzido em 9 obras residenciais (identificadas neste trabalho como A, B, C, D, E, F, G, H e I), as quais foram executadas em diferentes cidades do Estado de Goiás. Nesta tabela, há a indicação do volume de concreto protendido em cada local de aplicação, sendo a indicação: laje (L) e viga (V), volume total de concreto protendido (VCP), volume total utilizado da obra

(concreto protendido + concreto armado) e a relação entre o volume de concreto protendido (VCP) e volume total de concreto na obra (VT).

Tabela 1: Local de aplicação de concretagem de elementos protendidos (Vigas = V e Lajes = L) e relação entre Volume de Concreto Protendido - VCP (m³) e Volume Total da obra - VT (m³)

OBRA	LOCAL DE APLICAÇÃO	VOLUME	VOLUME TOTAL PROTENDIDO	VOLUME TOTAL DA OBRA	VCP/VT
A	L1	53,47	110,48	359,58	30,72%
	V1	30,03			
	V2	11,62			
	V3	7,68			
	V4	7,68			
B	V1	40,6	73,58	212,72	34,59%
	V2	2,38			
	V3	12,79			
	V4	9,35			
	V5	3,96			
	V6	2,25			
	V7	2,25			
C	V1	8,48	100,43	225,17	44,60%
	V2	14,91			
	V3	4,86			
	V4	13,48			
	V5	11,23			
	V6	19,38			
	V7	15,5			
	V8	12,59			
D	V1	4,93	45,1	204,28	22,08%
	V2	2,75			
	V3	1,67			
	V4	6,9			
	V5	4,54			
	V6	2,98			
	V7	3,47			
	V8	1,32			
	V9	12,45			
	V10	4,09			
E	L1	4,73	27,31	162,02	16,86%
	L2	8,47			
	V1	3,06			
	V2	6,16			
	V3	4,89			
F	V1	1,84	1,84	39,14	4,70%
G	V1	1,584	28,584	158,35	18,05%
	V2	9			
	V3	9			
	V4	9			
H	V1	19,94	95,8	501,48	19,10%
	V2	8,58			
	V3	15,12			
	V4	14,18			
	V5	19,6			
	V6	18,38			
I	V1	8,7	34,07	140,17	24,31%
	V2	3,35			
	V3	7,15			
	V4	1,83			
	V5	7,95			
	V6	5,09			

Fonte: Autor (2019)

O volume total de concreto estrutural nestas 9 obras foi de 2002,91 m³, sendo que 517,194 m³ destes referem-se ao volume de concreto aplicado em

estruturas de concreto protendido. Portanto, verifica-se que, nestas 9 obras residenciais, a produção do concreto protendido representou, aproximadamente, 25% do volume total de concreto. Neste caso, a relação de produção entre o volume de concreto protendido e concreto armado representa, aproximadamente, 35%.

Observa-se que a maior produção foi de vigas de concreto protendido. O volume de concreto em lajes protendidas foi de 66,67 m³, enquanto o volume deste em vigas protendidas foi de 450,524 m³. Estes valores indicam que a produção de concreto protendido para vigas foi quase 7 vezes superior à produção de laje protendidas.

A obra C foi onde houve maior (44,06%) aplicação de estruturas protendidas, enquanto na obra F foi onde houve menor (4,7%) aplicação de peças protendidas. Porém, como não foi informado os tipos e características de cada obra, não é possível realizar análises sobre essa diferença.

Ressalta-se que as análises desses dados representaram apenas casos isolados de obras residenciais localizadas no estado de Goiás, executadas apenas por uma empresa.

Portanto, o levantamento obtido, sobre a produção do concreto protendido no Estado de Goiás, aparentemente, não é representativo, embora seja um registro de que há obras no Estado com essa técnica.

Acredita-se que a falta de interesse e participação das empresas em divulgar suas produções de concreto pode estar ligada aos seguintes fatores:

- a empresa não trabalha com concreto protendido; ou tem baixa produção;
- o cenário empresarial atual é de baixa produtividade, devido à situação econômica do Brasil;
- a empresa não trabalha com sistemas de controle de registros de produção sistemáticos, os quais poderiam indicar a diferença entre o volume de CP e CA;
- receio de divulgação dos dados produtivos da empresa.

5. Análise comparativas entre uma viga protendida e uma viga em concreto armado

5.1. Análise das seções transversais

Dimensionou-se uma viga em concreto armado e outra em concreto protendido, com o intuito de fazer uma comparação estrutural entre ambas e evidenciar as vantagens da utilização da protensão em estruturas.

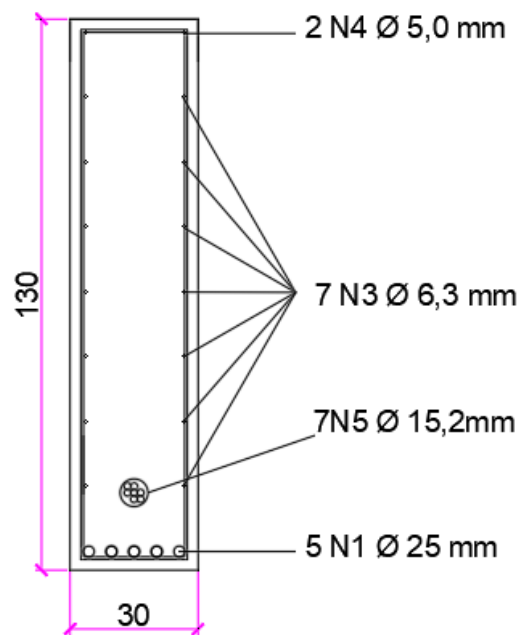
Primeiramente dimensionou-se a viga em concreto protendido à flexão, seção 30 x 130 cm, apresentada na Figura 25, obtendo, para as condições de cálculo, 7 cordoalhas de 15,2 mm para protensão e 5 barras de 25 mm para armadura passiva. Além disso, foram calculadas as deformações do concreto e do aço. Essa mesma viga foi dimensionada por Souza (2018) em que foram feitas todas as análises no Estado Limite de Serviço e de perda de protensão.

Com o domínio da viga protendida calculado, dimensionou-se a viga em concreto armado com as mesmas condições de trabalho (aço e concreto) desta primeira, encontrando-se a altura útil da peça (d) e a área de aço longitudinal necessária. Para essa situação, foi encontrada uma área de aço passiva de 11 barras de 25 mm. Esse quantitativo representa uma área de CA50 42,32% superior a área de CA50 (armadura passiva) na viga com protensão.

Entretanto, na análise do ELS, a flecha total da viga em concreto armado ultrapassou os limites de deslocamento aceitáveis pela norma resultando em 14,88 cm. Isso demonstra que a viga necessita de uma área de seção transversal maior para diminuir os deslocamentos verticais.

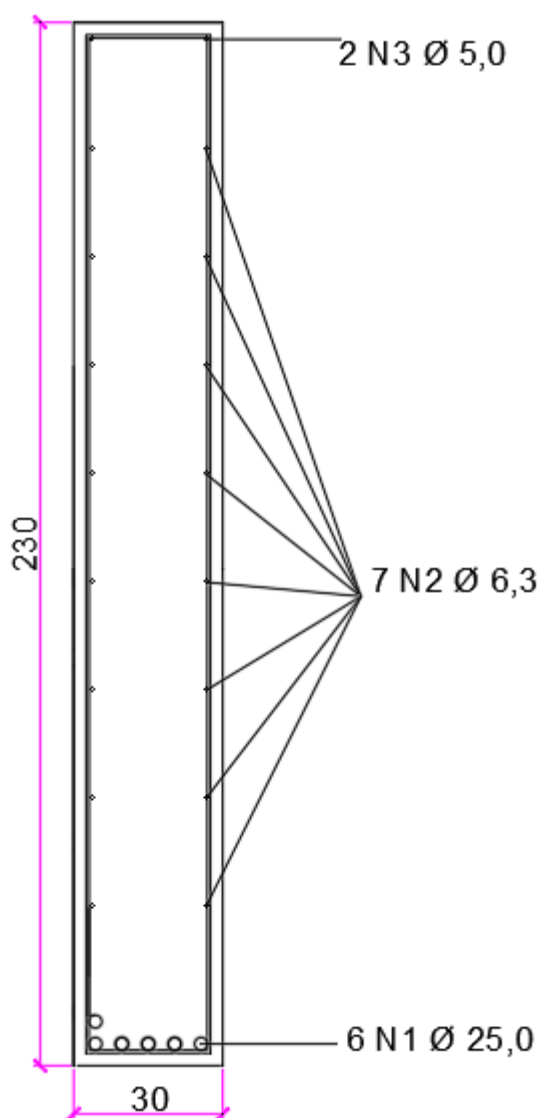
Desse modo, admitiu-se uma altura útil (d) igual a 210 cm e repetiu-se todo o processo anterior. Obteve-se uma flecha total de 1,66 cm, dentro dos limites normativos. Para esse dimensionamento encontrou-se uma área de aço passiva de 6 barras de 25 mm. A configuração final da viga resultou em uma seção de 30 x 230 cm (figura 26).

Figura 20: Detalhamento transversal da viga em concreto protendido



Fonte: Autor (2019)

Figura 21: Detalhamento transversal de viga em concreto armado



Fonte: Autor (2019)

Para as duas situações foram calculadas armaduras de pele e colocada uma armadura auxiliar de 5 mm na parte superior da viga para facilitar a amarração dos estribos.

Observa-se que, para as mesmas condições de solicitação, a viga em concreto armado necessita de altura útil superior a viga em concreto protendido, principalmente para atender as prescrições normativas no ELS.

5.2. Análise de custos

Para a elaboração de uma projeção de custos das duas vigas, levou-se em consideração o custo de materiais, mão-de-obra, equipamentos e transporte. Para

a composição de custos da viga em concreto armado utilizou-se a tabela SINAPI e para a protensão utilizou-se a tabela do DNIT.

Além disso, a análise limitou-se ao detalhamento transversal, considerando apenas solicitações à flexão. Logo, não foram considerados os custos com a quantidade de armadura de cisalhamento.

Como a estrutura possui um vão de 18 m, e os aços vendidos no mercado possuem comprimento de 12 m, considerou-se as barras de aço no limite máximo.

Desse modo, para vencer o vão foi necessário dobrar a quantidade de armadura encontrada. Vale destacar que não se considerou as emendas e trespases nas duas situações.

Em relação ao cálculo do volume de concreto (m^3), utilizou-se a área da seção transversal encontrada para a viga protendida e viga em concreto armado e o vão da estrutura.

Nas Quadro 5 e Quadro 6 estão apresentados os custos de produção de cada viga.

Quadro 5: Composição de custos para viga em concreto armado

Nome	Quantidade	$\varnothing$	Peso(kg/m)	c. unitário	Peso total	Custo unit	Custo total
N1	12	25	3,853	12	554,83	R\$ 9,20	R\$ 5104,44
N2	28	6,3	0,395	12	132,72	R\$ 8,11	R\$ 1.076,36
N3	4	5	0,154	12	3,70	R\$ 8,11	R\$ 29,97
total					1153,61	R\$ 25,42	R\$ 6210,77

Volume de concreto (m^3)	Custo unitário	Custo total
12,42	R\$ 322,20	R\$ 4001,7

Custo total de Armação e Concretagem de viga em concreto armado	R\$ 10212,49
---	--------------

Fonte: Autor (2019)

Quadro 6: Composição de custos para viga em concreto protendido

Ancoragem passiva		
nº de cordoalhas	Custo unitário	Custo total
7	R\$ 168,50	R\$ 1.179,50

Ancoragem ativa		
nº de cordoalhas	Custo unitário	Custo total
7	R\$ 1.037,01	R\$ 7.259,07

Bainha metálica para 7 cordoalhas de 15,2 mm com injeção de nata de cimento			
Quantidade	Comprimento	Custo unitário	Custo total
1	18	R\$ 44,49	R\$ 800,82
Volume de concreto (m³)		Custo unitário	Custo total
4,68		R\$ 322,20	R\$ 1.507,90

Nome	Quantidade De Armadura passiva	Ø	Peso(kg/m)	c. unitário	Peso total	Custo unit	Custo total
N1	10	25	3,853	12	462,36	R\$ 9,20	R\$ 4.253,71
N2	28	6,3	0,395	12	132,72	R\$ 8,11	R\$ 1.076,36
N3	2	5	0,154	12	3,70	R\$ 8,11	R\$ 29,97
total					598,78	R\$ 25,42	R\$ 5.360,05

Custo total de Armação e Concretagem de viga em concreto protendido	R\$ 16.107,33
---	---------------

Fonte: Autor (2019)

O custo da viga em concreto armado foi de R\$ 10.212,49, enquanto o custo em concreto protendido foi de R\$ 16.107,33. Obtém-se destes que a protensão tem custo 57,72% maior do que a viga sem protensão.

O valor mais alto, devido a protensão pode ser explicado pela de mão-de-obra especializada e materiais específicos, os quais são necessários para a protensão. Esse valor pode ser compensado em obras onde há uma produção sequencial, como por exemplo, em prédios de múltiplos pavimentos com repetições do pavimento tipo e várias estruturas (vigas e lajes) protendidas.

Desta forma, possivelmente em uma obra com múltiplos pavimentos, por exemplo, o custo final da protensão poderá ser igual ou menor que o método construtivo tradicional. Isto pode ser explicado pela redução da área de seção transversal em elementos protendidos e permite que os vãos possam ser maiores, o que possibilita a redução do número de pilares, por exemplo. Essa redução nas

peças estruturais gera economia de volume de concreto, redução do peso estrutural e, conseqüentemente, redução do custo com as fundações.

Essa afirmação positiva é validada pelos resultados apresentados por Carvalho (2016), em que foi analisada a diferença de custo de obras reais projetadas em concreto protendido e projetadas em concreto armado. Na Figura 27 está apresentada um caso real de comparação de custo de obra com a opção de projeto em concreto armado (CA), com laje maciça e vigas, e a opção de projeto em concreto protendido (CP), com laje maciça e vigas protendidas. Os resultados encontrados por esse autor indicaram uma redução de custo de 11,18% com concreto protendido.

Figura 22: Comparativo de custo

Escola Ferraz de Vasconcelos – Comparativo

Escola Ferraz de Vasconcelos		OPÇÃO CA	
		LAJE MACIÇA + VIGAS	
MATERIAIS	VALOR (R\$)	QUANT.	VALOR
FORMA + CIMBR + ESCORA + MO (m3)	800,00	0.316	252,80
CONCRETO (m3)	320,00	0.316	101,12
CA50 (Kg)	3,00	34.56	103,68
CP190 (Kg)	11,00	0.00	0,00
VALOR FINAL (R\$/m2)			457,60

×

Escola Ferraz de Vasconcelos		OPÇÃO CP	
		LAJE MACIÇA + VIGAS	
MATERIAIS	VALOR (R\$)	QUANT.	VALOR
FORMA + CIMBR + ESCORA + MO (m3)	800,00	0.260	208,00
CONCRETO (m3)	320,00	0.260	83,20
CA50 (Kg)	3,00	23.30	69,90
CP190 (Kg)	11,00	4.12	45,32
VALOR FINAL (R\$/m2)			406,42

11,18% de economia

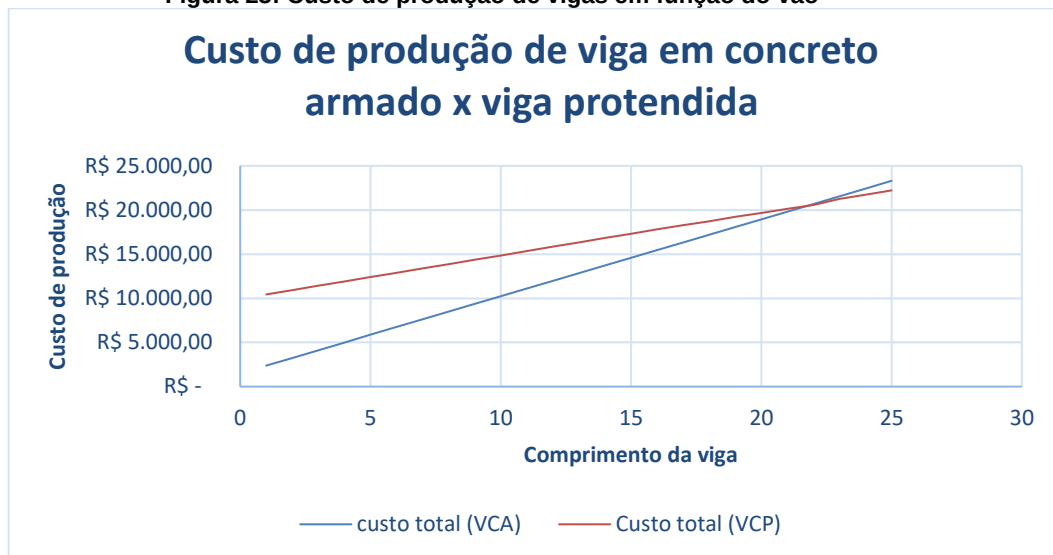
Fonte: Carvalho (2016)

Carvalho (2016) também comparou custos de edifícios residenciais projetados com as duas soluções estruturais. Os resultados deste estudo indicaram que os projetos em concreto protendido tiveram redução de custo de 22,71%, para a obras do Edifício Allegri Cabula, e 23,73%, para a obra do Edifício VN Ferreira Lobo, quando comparados aos custos iniciais em concreto armado.

Segundo este autor, parte da redução do custo deve-se a liberdade, fornecida nos projetos em CP, pra aumentar os vãos e reduzir o volume de

concreto. A partir desse princípio, foi produzido um gráfico de custo de produção relacionando as duas vigas (CP e CA) em função do tamanho do vão (Figura 27).

Figura 23: Custo de produção de vigas em função do vão



Fonte: Autor (2019)

Observa-se que há uma tendência de convergência entre os custos das vigas com protensão e sem protensão à medida que se aumenta o vão até um ponto, próximo de 22 m. A partir deste ponto, a primeira (CP) passa a ser mais econômica que a segunda (CA).

6. Conclusões

O objetivo principal, proposto neste trabalho, foi de indicar a produção de concreto protendido no Estado de Goiás. Entretanto, este objetivo não foi devidamente alcançado, devido à falta de participação e interesse das empresas ligadas a área de construção em fornecer os dados para esse estudo.

Os dados fornecidos por uma empresa permitem indicar que a produtividade desta, quanto ao volume de concreto protendido, representa, aproximadamente, 35% do volume de concreto armado. Porém, este é um resultado específico dessa empresa e não pode ser considerado como representativo para o Estado de Goiás.

A falta de participação das empresas neste estudo pode ser um indicativo de uma baixa produção de concreto protendido no estado. Acredita-se que a baixa produção pode estar relacionada a falta de estudos comparativos iniciais de opções de projetos com solução estrutural em concreto armado e concreto protendido.

As demais conclusões obtidas neste trabalho são:

- o concreto protendido tem várias vantagens em relação ao concreto armado, porém ambos devem ser devidamente indicados para cada situação de solicitação de projeto;
- para uma mesma solicitação de cálculo estrutural, a viga em concreto armado apresentou maiores deslocamentos verticais e área de armadura passiva, quando comparada a viga em concreto protendido;
- os custos de produção com a protensão (CP) são superiores ao método construtivo tradicional (CA). Entretanto, essa relação reduz com o aumento do vão.

Portanto, sugere-se a continuidade deste estudo sobre produção do concreto protendido por meio de:

- complementações de pesquisas envolvendo as perdas de protensão;
- dimensionamento de vigas protendidas de seção não retangular;
- dimensionamentos com abordagem de outros níveis de protensão;
- estudos com lajes protendidas;

- uso de software para comparativos de custo com várias opções de solução de projetos com concreto protendido.

Acredita-se que esse trabalho sirva como fonte de informações para acadêmicos e profissionais da área, como forma de divulgar o método de construção em concreto protendido, demonstrando suas vantagens estruturais e econômicas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR-8681**: Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ARTERIS. **Armaduras para concreto estrutural**. Especificação particular. 2015.

CARVALHO, R. C. **Estrutura em Concreto Protendido**: Cálculo e Detalhamento. 1 ed. São Paulo: PINI, 2012.

CASTRO, S. V. **Concreto Protendido – Vantagens e desvantagens dos diferentes processos de protensão do concreto nas estruturas** – Belo Horizonte, 2011.

Protensão não aderente; Engetecprot, 2011. Disponível em < > Acesso em: 01 de junho de 2019.

FREITAS, M. P.; REAL, M. V.; MOURA, M. W. **Análise das perdas de protensão em vigas de concreto protendido pós-tracionadas**. Pós-graduação. Universidade Federal do Rio Grande. 2018.

FUSCO, P. B. **Estruturas de Concreto**: Solicitações Tangenciais. 1 ed. São Paulo: Pini, 2008.

HANAI, J. B. **Fundamentos de concreto protendido**. São Carlos: EESC/ Departamento de Engenharia de Estruturas, 2005. Apostila.

JUNIOR, J. H. F. **Procedimentos de cálculo, verificação e detalhamento de armaduras longitudinais na seção transversal em elementos protendidos**. Dissertação. Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, 2010.

JUNIOR, H. A. G. Vigas Protendidas – **Estudo da norma e modelagem com auxílio de programa de análise comercial**. Projeto de Graduação. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2009.

NAKAMURA, J; **Força aplicada**. Técnica, 2007. Disponível em < em: 01 de junho de 2019.

NETO, O. S. B. **Cálculo automatizado das perdas de protensão utilizando a programação em autolisp**. Trabalho de Conclusão de Curso. Faculdade de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal do Pará. 2010.

PFEIL, W. **Concreto Protendido, 1**: Introdução. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S. A, 1984.

VERÍSSIMO, G. S.; CÉSAR JR, K. M. L. **Concreto Protendido**: Fundamentos Básicos. Notas de aula na disciplina de concreto protendido do curso de graduação em engenharia civil da Universidade Federal de Viçosa. 4 ed. Viçosa, 1998.

RIBEIRO, A. S. **Análise de estruturas compostas por aduelas pré-moldadas de concreto com protensão externa, sob estado plano de tensão, através do**

método dos elementos finitos. Dissertação. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2004.

ROCHA, A. M; **Estrutura:** Revista técnica das construções. Rio de Janeiro. p.2-47.1960.

RUDLOFF; Concreto protendido: Catálogo. Rev.6 - 11/2015.

ZILLI, E.; BORTOLOTTI, F. **Estudo comparativo entre uma estrutura com laje convencional em concreto armado e uma estrutura com laje plana lisa protendida: estudo de caso de um edifício residencial multifamiliar na cidade de Pato Branco – PR.** Pato Branco, 2013.

ZILLI, E; BORTOLOTTI. F. Estudo comparativo entre uma estrutura com laje convencional em concreto armado e uma estrutura com laje plana lisa protendida: estudo de caso de um edifício residencial multifamiliar na Cidade de Pato Branco – PR. Trabalho de conclusão de curso (graduação). 2013. Pato Branco. 2013.

MIGLIORE, G. M. Viabilidade de uso de cordoalha de aço CP-210 RB em viga pré-moldada para pontes. 2018. 177f. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de São Carlos. Campus São Carlos. São Carlos. 2018.

WILLIAMS, D. Strand – Post Tensioning Technology. In: III SELAP - Seminário latino-americano de protensão, Guarulhos, 2016. Anais do III Seminário latino-americano de protensão. Guarulhos: SELAP, 2016.

ANEXO A

Tabela 2: Sistema de custos referenciais de obras (Ancoragem passiva)

CGCIT				DNIT		
SISTEMA DE CUSTOS REFERENCIAIS DE OBRAS - SICRO				Goiás		
Custo Unitário de Referência				Abril/2019		
4507802 Ancoragem passiva aderente para 7 cordoalhas D = 15,2 mm - fornecimento e instalação				Produção da equipe 11,54000 un		
				Valores em reais (R\$)		
A - EQUIPAMENTOS	Quantidade	Utilização		Custo Horário		Custo Horário Total
		Operativa	Improdutiva	Produtivo	Improdutivo	
Custo horário total de equipamentos						
B - MÃO DE OBRA	Quantidade	Unidade		Custo Horário		Custo Horário Total
P9805 Armador	1,00000	h		22,9886		22,9886
P9824 Servente	1,00000	h		16,8531		16,8531
Custo horário total de mão de obra						39,8417
Custo horário total de execução						39,8417
Custo unitário de execução						3,4525
Custo do FIC						-
Custo do FIT						-
C - MATERIAL	Quantidade	Unidade		Preço Unitário		Custo Unitário
M2450 Ancoragem passiva aderente para 7 cordoalhas - D = 15,2 mm	1,00000	un		170,0623		170,0623
M0075 Arame recozido 18 BWG	0,02240	kg		5,2248		0,1170
M2422 Mangueira cristal trançado arlágua com capacidade de 250 lb - D = 1/2"	0,50000	m		3,0697		1,5349
M1022 Massa de vidraceiro	0,07015	kg		2,0105		0,1410
M3353 Purgador plástico	1,00000	un		1,0794		1,0794
Custo unitário total de material						172,9346
D - ATIVIDADES AUXILIARES	Quantidade	Unidade		Custo Unitário		Custo Unitário
Custo total de atividades auxiliares						
Subtotal						176,3871
E - TEMPO FIXO	Código	Quantidade	Unidade	Custo Unitário		Custo Unitário
M2450 Ancoragem passiva aderente para 7 cordoalhas - D = 15,2 mm - Caminhão carroceria 15 t	5914655	0,00160	t	21,2000		0,0339
M0075 Arame recozido 18 BWG - Caminhão carroceria 15 t	5914655	0,00002	t	21,2000		0,0004
M1022 Massa de vidraceiro - Caminhão carroceria 15 t	5914655	0,00007	t	21,2000		0,0015
Custo unitário total de tempo fixo						0,0358
F - MOMENTO DE TRANSPORTE	Quantidade	Unidade	DMT			Custo Unitário
			LN	RP	P	
M2450 Ancoragem passiva aderente para 7 cordoalhas - D = 15,2 mm - Caminhão carroceria 15 t	0,00160	tkm	5914449	5914464	5914479	
M0075 Arame recozido 18 BWG - Caminhão carroceria 15 t	0,00002	tkm	5914449	5914464	5914479	
M1022 Massa de vidraceiro - Caminhão carroceria 15 t	0,00007	tkm	5914449	5914464	5914479	
Custo unitário total de transporte						
Custo unitário direto total						176,42

Obs:

Fonte: Dnit (2019)

Tabela 3: Sistema de custos referenciais de obras (Ancoragem ativa)

CGCIT

DNIT

SISTEMA DE CUSTOS REFERENCIAIS DE OBRAS - SICRO				Goiás		Produção da equipe		5,90000 un
Custo Unitário de Referência				Abril/2019				
4507771 Ancoragem ativa para 7 cordoalhas D = 15,2 mm com placa de ancoragem, bloco, cunhas tripartidas, trombeta e protensão								Valores em reais (R\$)
A - EQUIPAMENTOS		Quantidade	Utilização		Custo Horário		Custo Horário Total	
			Operativa	Improdutiva	Produtivo	Improdutivo		
E9722	Conjunto bomba e macaco hidráulico para protensão com capacidade de 2.000 kN	1,00000	1,00	0,00	40,8667	38,9888	40,8667	
E9066	Grupo gerador - 13/14 kVA	1,00000	1,00	0,00	9,4625	1,8956	9,4625	
E9719	Talha manual com capacidade de 3 t	1,00000	1,00	0,00	0,2041	0,1415	0,2041	
						Custo horário total de equipamentos	50,5333	
B - MÃO DE OBRA		Quantidade	Unidade	Custo Horário		Custo Horário Total		
P9805	Armador	1,00000	h	22,9886		22,9886		
P9824	Servente	3,00000	h	16,8531		50,5593		
						Custo horário total de mão de obra	73,5479	
						Custo horário total de execução	124,0812	
						Custo unitário de execução	21,0307	
						Custo do FIC	-	
						Custo do FIT	-	
C - MATERIAL		Quantidade	Unidade	Preço Unitário		Custo Unitário		
M0108	Ancoragem ativa em ferro fundido nodular para 7 cordoalhas - D = 15,2 mm	1,00000	un	1.090,0491		1.090,0491		
M2462	Mangueira cristal trançado ar/água com capacidade de 250 lb - D = 20 mm	0,50000	m	5,3549		2,6775		
M2419	Parafuso cabeça abaulada M6 com porca e arruela	2,00000	un	0,9583		1,9166		
						Custo unitário total de material	1.094,6432	
D - ATIVIDADES AUXILIARES		Quantidade	Unidade	Custo Unitário		Custo Unitário		
3816137	Nicho de madeira para dispositivo de ancoragem de protensão - confecção e instalação	0,13640	m²	99,7000		13,5991		
						Custo total de atividades auxiliares	13,5991	
						Subtotal	1.129,2730	
E - TEMPO FIXO		Código	Quantidade	Unidade	Custo Unitário		Custo Unitário	
M0108	Ancoragem ativa em ferro fundido nodular para 7 cordoalhas - D = 15,2 mm - Caminhão carroceria 15 t	5914655	0,01600	t	21,2000		0,3392	
						Custo unitário total de tempo fixo	0,3392	
F - MOMENTO DE TRANSPORTE		Quantidade	Unidade	DMT		Custo Unitário		
				LN	RP	P		
M0108	Ancoragem ativa em ferro fundido nodular para 7 cordoalhas - D = 15,2 mm - Caminhão carroceria 15 t	0,01600	tkm	5914449	5914464	5914479		
						Custo unitário total de transporte		
						Custo unitário direto total	1.129,61	

Obs:

Fonte: Dnit (2019)

ANEXO B

Tabela 4: Composição de custos para viga em concreto armado

92766	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO	KG			
EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 25,0 MM - M					
ONTAGEM. AF_12/2015					
337	ARAME RECOZIDO 18 BWG, 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	C	0,0250000	12,50
88238	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	CR	0,0016000	14,13
88245	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	CR	0,0101000	18,37
92798	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 25,0 MM, UTILIZADO EM ESTRUTURAS D	KG	CR	1,0000000	5,12
IVERSAS, EXCETO LAJES. AF_12/2015					
	MATERIAL	:	5,48	97,3070018	%
	MAO DE OBRA	:	0,15	2,6929982	%
	TOTAL COMPOSIÇÃO	:	5,63	100,0000000	% - ORIGEM DE PREÇO: AS
92760	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO	KG			
EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 6,3 MM - MO					
NTAGEM. AF_12/2015					
337	ARAME RECOZIDO 18 BWG, 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	C	0,0250000	12,50
39017	ESPACADOR / DISTANCIADOR CIRCULAR COM ENTRADA LATERAL, EM PLASTICO, PARA V UN	AS		0,9700000	0,14
ERGAHÃO *4,2 A 12,5* MM, COBRIMENTO 20 MM					
88238	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	CR	0,0155000	14,13
88245	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	CR	0,0947000	18,37
92792	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 6,3 MM, UTILIZADO EM ESTRUTURAS DI	KG	CR	1,0000000	5,73
VERSAS, EXCETO LAJES. AF_12/2015					
	MATERIAL	:	6,00	73,9076155	%
	MAO DE OBRA	:	2,11	26,0923845	%
	TOTAL COMPOSIÇÃO	:	8,11	100,0000000	% - ORIGEM DE PREÇO: AS
92761	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO	KG			
EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8,0 MM - MO					
NTAGEM. AF_12/2015					
337	ARAME RECOZIDO 18 BWG, 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	C	0,0250000	12,50
39017	ESPACADOR / DISTANCIADOR CIRCULAR COM ENTRADA LATERAL, EM PLASTICO, PARA V UN	AS		0,7430000	0,14
ERGAHÃO *4,2 A 12,5* MM, COBRIMENTO 20 MM					
88238	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	CR	0,0115000	14,13
88245	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	CR	0,0707000	18,37
92793	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 8,0 MM, UTILIZADO EM ESTRUTURAS DI	KG	CR	1,0000000	6,14
VERSAS, EXCETO LAJES. AF_12/2015					
	MATERIAL	:	6,57	82,0707071	%
	MAO DE OBRA	:	1,43	17,9292929	%
	TOTAL COMPOSIÇÃO	:	8,00	100,0000000	% - ORIGEM DE PREÇO: AS
94966	CONCRETO FCK = 30MPa, TRAÇO 1:2,1:2,5 (CIMENTO/ AREIA MÉDIA/ BRITA 1)	M3	CR		322,56
- PREPARO MECÂNICO COM BETONEIRA 400 L. AF_07/2016					

Fonte: Sinapi (2019)

Figura 24: Carta de aceite para participação da pesquisa

Carta de aceite para participação de pesquisa sobre o levantamento quantitativo do volume de concreto produzido no Estado de Goiás

Esta carta de aceite precede o envio do formulário com as perguntas relativas à pesquisa. O formulário será enviado após a resposta afirmativa da empresa em participar da pesquisa.

Nome da empresa?

Sua resposta

Atribuições da empresa?

Sua resposta

Estariam dispostos a participar de uma rápida pesquisa sobre o volume de concreto produzido no Estado de Goiás?

Sua resposta

Contato para envio do formulário?

Sua resposta

Fonte: Autor (2019)

Figura 25: Formulário sobre a produção de concreto no Estado de Goiás- parte 1

Levantamento quantitativo sobre a produção de concreto no Estado de Goiás

Este formulário visa fazer um levantamento de dados para um comparativo entre a produção de volume de concreto armado e concreto protendido no Estado de Goiás. Portanto, TODAS AS RESPOSTAS devem ser referentes a produção neste Estado

Nome da Empresa? *

Texto de resposta curta

Qual a estimativa do volume (m³) de concreto (qualquer tipo) produzido anualmente?

	2014	2015	2016	2017	2018	2019 (até o m...
até 2.000m ³	☐	☐	☐	☐	☐	☐
de 2.001m ³ a ...	☐	☐	☐	☐	☐	☐
de 50.001m ³ a...	☐	☐	☐	☐	☐	☐
de 100.001m ³ ...	☐	☐	☐	☐	☐	☐
de 150.001m ³ ...	☐	☐	☐	☐	☐	☐
de 200.001m ³ ...	☐	☐	☐	☐	☐	☐
de 250.001m ³ ...	☐	☐	☐	☐	☐	☐
de 300.001m ³ ...	☐	☐	☐	☐	☐	☐
de 350.001m ³ ...	☐	☐	☐	☐	☐	☐
de 400.001m ³ ...	☐	☐	☐	☐	☐	☐
> 500.000m ³	☐	☐	☐	☐	☐	☐

Fonte: Autor (2019)

Figura 26: Formulário sobre a produção de concreto no Estado de Goiás – parte 2

Quantos empreendimentos (obras) foram executados em concreto armado nos seguintes anos?

	2014	2015	2016	2017	2018	2019 (até o m...
<10	☐	☐	☐	☐	☐	☐
de 10 a 30	☐	☐	☐	☐	☐	☐
de 31 a 50	☐	☐	☐	☐	☐	☐
de 51 a 100	☐	☐	☐	☐	☐	☐
de 101 a 1.000	☐	☐	☐	☐	☐	☐
de 1.001 a 3.0...	☐	☐	☐	☐	☐	☐
de 3.001 a 5.0...	☐	☐	☐	☐	☐	☐
de 5.001 a 10....	☐	☐	☐	☐	☐	☐
> 10.000	☐	☐	☐	☐	☐	☐

A empresa já realizou obras com aplicação de concreto protendido?

☐ Sim

☐ Não

Fonte: Autor (2019)

Figura 27: Formulário sobre a produção de concreto no Estado de Goiás – parte 3

Caso afirmativo, qual o volume (m³) estimado de concreto usado nas peças PROTENDIDAS nos seguintes anos?

	2014	2015	2016	2017	2018	2019
até 2.000m³	☐	☐	☐	☐	☐	☐
de 2.001m³ a...	☐	☐	☐	☐	☐	☐
de 50.001m³ ...	☐	☐	☐	☐	☐	☐
de 100.001m...	☐	☐	☐	☐	☐	☐
de 150.001m...	☐	☐	☐	☐	☐	☐
de 200.001m...	☐	☐	☐	☐	☐	☐
de 250.001m...	☐	☐	☐	☐	☐	☐
de 300.001m...	☐	☐	☐	☐	☐	☐
de 350.001m...	☐	☐	☐	☐	☐	☐
de 400.001m...	☐	☐	☐	☐	☐	☐
> 500.000m³	☐	☐	☐	☐	☐	☐

Quantos empreendimentos (obras) foram executados com aplicação de concreto protendido (em toda ou parte da obra) nos seguintes anos?

	2014	2015	2016	2017	2018	2019 (até o ...)
<10	☐	☐	☐	☐	☐	☐
de 10 a 30	☐	☐	☐	☐	☐	☐
de 31 a 50	☐	☐	☐	☐	☐	☐
de 51 a 100	☐	☐	☐	☐	☐	☐
de 101 a 1.000	☐	☐	☐	☐	☐	☐
de 1.001 a 3....	☐	☐	☐	☐	☐	☐
de 3.001 a 5....	☐	☐	☐	☐	☐	☐
de 5.001 a 1...	☐	☐	☐	☐	☐	☐
> 10.000	☐	☐	☐	☐	☐	☐

Fonte: Autor (2019)

Figura 28: Formulário sobre a produção de concreto no Estado de Goiás – parte 4

Qual(is) o(s) tipo(s) de peça(s) estrutural(is) foi(ão) produzidas em concreto protendido?

- ☐ Lajes
- ☐ Vigas
- ☐ Pisos
- ☐ Radier
- ☐ Outros...

A empresa fez análise da diferença de custo entre o concreto protendido e o concreto armado? Se sim, qual foi o mais barato e qual a diferença %?

Texto de resposta longa

Fonte: Autor (2019)