

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO OESTE DA BAHIA
CENTRO DAS CIÊNCIAS EXATAS E DAS TECNOLOGIAS
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ESTUDO DA APLICAÇÃO DE VIGA DE CONCRETO PROTENDIDO NO PROJETO
DO RESTAURANTE UNIVERSITÁRIO DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO OESTE DA
BAHIA EM BARREIRAS - BA**

ÉRICA DEAI

**BARREIRAS-BA
OUTUBRO-2017**

ÉRICA DEAI

**ESTUDO DA APLICAÇÃO DE VIGA DE CONCRETO PROTENDIDO NO PROJETO
DO RESTAURANTE UNIVERSITÁRIO DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO OESTE DA
BAHIA EM BARREIRAS - BA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao
Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do
Oeste da Bahia, como requisito parcial à obtenção do
grau de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Me. Pedro Paulo Martins de Carvalho

BARREIRAS-BA

OUTUBRO-2017

FICHA CATALOGRÁFICA

D278 Deai, Érica.

Estudo da aplicação da viga de concreto protendido no projeto do restaurante universitário da Universidade Federal do Oeste da Bahia em Barreiras - BA. / Érica Deai. – 2017.

124 f.; il.

Orientador: Prof. Pedro Paulo Martins de Carvalho.

Trabalho de Conclusão de Curso: (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Oeste da Bahia. Centro das Ciências Exatas e das Tecnologias, Barreiras, BA, 2017.

1. Materiais de construção – Concreto armado. 2. Viga de concreto protendido. I. Carvalho, Pedro Paulo Martins de. II. Universidade Federal do Oeste da Bahia – Centro das Ciências Exatas e das Tecnologias. III. Título.

CDD: 691

ÉRICA DEAI

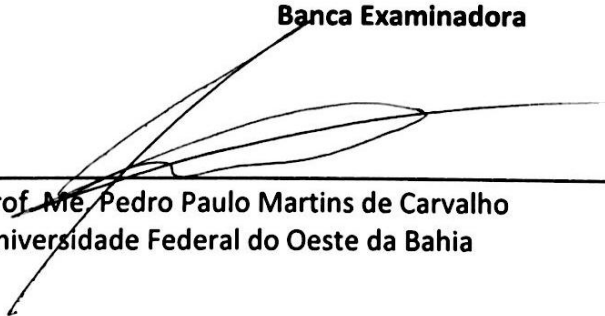
**ESTUDO DA APLICAÇÃO DE VIGA DE CONCRETO PROTENDIDO NO PROJETO
DO RESTAURANTE UNIVERSITÁRIO DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO OESTE DA
BAHIA EM BARREIRAS - BA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao
Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do
Oeste da Bahia, como requisito parcial à obtenção do
grau de Engenheiro Civil.


Aprovado em *04* de *outubro* de 2017.

Banca Examinadora

Orientador: _____


Prof. Me. Pedro Paulo Martins de Carvalho
Universidade Federal do Oeste da Bahia


Prof. Me. Kuelson Rândello Dantas Maciel
Universidade Federal do Oeste da Bahia


Prof. Dr. Pedro Cláudio dos Santos Vieira
Universidade Federal do Oeste da Bahia

À minha família e ao meu namorado pelo apoio inestimável e aos meus amigos e professores pela paciência, incentivo e inspiração.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todas as pessoas que conviveram comigo durante a graduação e que me apoiaram e contribuíram, direta e indiretamente, para a concretização deste trabalho.

Aos meus pais, Tomoko Nomura Deai e Katsumi Deai, pelo incentivo, pelo amor incondicional e pelo apoio nos momentos mais difíceis. Sou também eternamente grata por terem se esforçado e se sacrificado para me oferecer as melhores oportunidades de aprendizagem, morando em cidades cada vez mais distantes.

Aos meus avós, Kiyoko Deai e Kazuo Deai, pela confiança depositada, pelo amor e por sempre terem acreditado no meu potencial. Principalmente à minha vó que, apesar de não estar mais presente, me dá forças para continuar.

Ao meu irmão, Bruno Deai, pelo companheirismo, incentivo e apoio durante todos esses anos de estudos e de dedicação. Sem você, esse sonho não seria possível.

Ao meu namorado Carlos Alberto Moura Júnior, por ter acompanhado cada passo de perto e por ter sentido comigo todas as angústias e alegrias. Obrigada por compreender a importância dessa conquista e por aceitar pacientemente a minha ausência sempre que foi necessário.

Aos meus amigos Caroline Piani, Hindira Feitoza, Gleyson Bucker, Itaylane Malta, Dayane Gomes, Juliana da Silva de Araújo, Jader Lopes e Lazaro Rocha, por terem compartilhado comigo uma das melhores épocas da minha vida, pela torcida, pela amizade e por tornar a vida acadêmica menos cansativa e mais divertida.

Ao meu amigo Érico de Souza Ramos, por ter disponibilizado o seu tempo para sanar minhas dúvidas e por ter colaborado de maneira significativa com o progresso deste trabalho.

Aos meus colegas e supervisor da Coordenadoria de Infraestrutura (CINFRA) da Universidade Federal do Oeste da Bahia, por terem contribuído de forma significativa para o meu aprendizado.

Aos professores do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Oeste da Bahia por terem compartilhado o seu conhecimento.

Ao meu orientador, professor Pedro Paulo Martins de Carvalho, pela paciência, contribuição e estímulo dados durante o desenvolvimento deste trabalho.

Ao Centro das Ciências Exatas e das Tecnologias (CCET) da Universidade Federal do Oeste da Bahia (UFOB), por ter proporcionado condições de desenvolver este trabalho.

“Talvez não tenha conseguido fazer o melhor, mas lutei para que o melhor fosse feito. Não sou o que deveria ser, mas Graças a Deus, não sou o que era antes” (Marthin Luther King).

RESUMO

Com o objetivo de obter maiores vantagens técnicas e econômicas sob o ponto de vista estrutural, tem-se percebido cada vez mais a procura por métodos distintos ao concreto armado tradicional. Uma alternativa que pode proporcionar estes benefícios consiste no sistema de vigas protendidas. Em vista disso, o presente estudo tem o intuito de estabelecer um comparativo de custos entre o sistema em viga protendida e o método usual em concreto armado, onde também serão explicitadas, por meio de uma revisão bibliográfica, as características gerais de cada uma, bem como as vantagens e desvantagens resultantes da sua aplicação. Para tal comparação, foi analisado primeiramente o projeto do Restaurante Universitário da Universidade Federal do Oeste da Bahia (UFOB), originalmente baseado em concreto armado convencional. Posteriormente, foi elaborada uma planilha para o dimensionamento da mesma viga em concreto protendido e uma planilha orçamentária. Além disso, as composições de custos unitários dos serviços tiveram como suporte as planilhas do SINAPI e o levantamento de preços dos insumos foi realizado através de bases de dados reconhecidas. Por fim, foi estabelecida uma comparação final de custos, a qual a viga em concreto protendido apresentou uma economia de aproximadamente 24% em relação à de concreto armado e, conseqüentemente, menor dispêndio de materiais.

Palavras-chave: Concreto armado; Concreto protendido; Custo.

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.	23
Tabela 2: Categorias de cordoalhas de aço mais utilizadas.	27
Tabela 3: Classes de agressividade ambiental.....	33
Tabela 4: Exigências e níveis de protensão.	34
Tabela 5: Escolha do nível de protensão.....	36
Tabela 6: Combinações de serviço.....	49
Tabela 7: Valores do coeficiente γ_f2	50
Tabela 8: Materiais empregados no processo prático K6.....	51
Tabela 9: variáveis obtidas a partir do valor de K6 para o f_{ck} escolhido	52
Tabela 10: Verificações para o ELS.	54
Tabela 11: Exemplo de Planilha de Orçamento Analítico.	60
Tabela 12: Exemplo de uma composição de custo unitário.	62
Tabela 13: Características da cordoalha de 7 fios na categoria CP 190.	70
Tabela 14: Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$	72
Tabela 15: Valores de mão-de-obra disponibilizados pelo SINDIOESTE.....	77
Tabela 16: Cargas permanentes distribuídas sobre a viga.....	78
Tabela 17: Cargas variáveis distribuídas sobre a viga.....	78
Tabela 18: Dados necessários para o dimensionamento pelo método K6.....	79
Tabela 19: Diversas proporções entre A_{pf} e A_s	80
Tabela 20: Valor da força de protensão ao longo dos trechos para ancoragem ativa e passiva.	86
Tabela 21: Valor da força de protensão ao longo dos trechos para duas ancoragens ativas.	87
Tabela 22: Determinação da espessura fictícia.	93
Tabela 23: Coeficientes que dependem da velocidade de endurecimento do cimento.....	93
Tabela 24: Idades fictícias para retração e fluência para 14, 28 e 60 dias.	93

Tabela 25: Deformação por retração do concreto no intervalo (t, t_0)	94
Tabela 26: Coeficientes de Fluência: $\varphi(\infty, t_0) = \varphi_a + \varphi_r \infty [1 - \beta f(t_0)] + 0,4$	94
Tabela 27: Tensões aplicadas ao nível do CG da armadura: $\sigma_c = (M_{gk}/I_c) \cdot e_p$	94
Tabela 28: Valor da força de protensão ao longo dos trechos.	100
Tabela 29: Quantitativo de aço para a viga V27 de CA.	101
Tabela 30: Quantitativo de aço para a viga V27 de CP.	101
Tabela 31: Quantitativos de concreto para a viga V27 de CA e CP.	103
Tabela 32: Quantitativos de forma para a viga V27 de CA e CP.	104
Tabela 33: Composição para concreto usinado f_{ck} 30MPa	105
Tabela 34: Composição auxiliar para lançamento e adensamento do concreto.	105
Tabela 35: Composição analítica para o aço CA -50 \emptyset 8 mm.	106
Tabela 36: Composição analítica para o aço CA -50 \emptyset 10 mm.	106
Tabela 37: Composição analítica para o aço CA -50 \emptyset 12,5 mm.	106
Tabela 38: Composição analítica para o aço CA -50 \emptyset 16 mm.	107
Tabela 39: Composição analítica para o aço CA -50 \emptyset 20 mm.	107
Tabela 40: Composição analítica para o aço CA -50 \emptyset 20 mm.	107
Tabela 41: Composição analítica para os cabos com 7 cordoalhas CP 190 RB \emptyset 15,2mm.	107
Tabela 42: Composição analítica para protensão de ancoragens ativas.	108
Tabela 43: Composição analítica para Fornecimento/colocação e injeção de bainha.	108
Tabela 44: Composição analítica para forma de madeira compensada.	109
Tabela 45: Composição analítica para escoramento até $h=3,30$	109
Tabela 46: Detalhamento dos custos para a viga de concreto armado.	110
Tabela 47: Detalhamento dos custos para a viga de CP.	110
Tabela 48: Comparativo de custos dos dois sistemas estruturais.	111
Tabela 49: Valores numéricos usuais para a determinação da fluência e da retração.	123
Tabela 50: Valores da fluência e da retração em função da velocidade de endurecimento do cimento.	123
Tabela 51: Crescimento da resistência do concreto.	123

LISTA DE SIGLAS

CA – Concreto Armado

CP – Concreto Protendido

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

ELS – Estado Limite de Serviços

ELU – Estado Limite Último

RN – Relaxação Normal

RB – Relaxação Baixa

CAA – Classe de Agressividade Ambiental

ABNT– Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR – Norma Brasileira

ELS-D – Estado Limite de Descompressão

ELS-DP – Estado Limite de Descompressão Parcial

ELS-F – Estado Limite de Formação de Fissuras

ELS-W – Estado Limite de Abertura das Fissuras

ELS-CE – Estado Limite de Compressão Excessiva

ELS-DEF – Estado Limite de Deformações Excessivas

ELS-VE – Estado Limite de Vibrações Excessivas

CQP – Combinações Quase-Permanentes

CF – Combinações Frequentes

CR – Combinações Raras

RU – Restaurante Universitário

UFOB – Universidade Federal do Oeste da Bahia

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Esquema de ordem estrutural de transferência de cargas.	21
Figura 2: Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas	24
Figura 3: Diagrama tensão-deformação para aços sem patamar de escoamento.	27
Figura 4: Concreto de envolvimento da armadura.....	29
Figura 5: Diagrama de momentos fletores para viga contínua e traçado do cabo.	30
Figura 6: Esquema de uma pista de protensão típica.....	31
Figura 7: Relação entre os tipos de protensão e níveis de protensão.	35
Figura 8: Atrito nos cabos dentro da bainha.	37
Figura 9: Diagrama de trecho curvo genérico de um cabo.	39
Figura 10: Diagrama de forças $P_0(x) \cdot x$ após perdas por atrito e acomodação da ancoragem.	40
Figura 11: Estado limite de descompressão parcial.	47
Figura 12: Localização da edificação em estudo.	65
Figura 13: Fachada do RU e Centro de Convivência, em Barreiras.	65
Figura 14: Forma da laje do forro da cozinha industrial com posição das vigas e pilares.....	66
Figura 15: Detalhamento das vigas V24, V27 e V30.	67
Figura 16: Esquema simplificado de fabricação de peça protendida com pós-tração.....	68
Figura 17: Fluxograma dos procedimentos para dimensionamento e verificação de seções transversais de concreto protendido.....	74
Figura 18: Planilha de dimensionamento de vigas protendidas.	75
Figura 19: Planilha para verificação da abertura de fissuras - ELS.	76
Figura 20: Desenho esquemático de viga contínua com pós-tração sujeita a carregamentos externos.....	79
Figura 21: Resultados do dimensionamento gerado pela planilha do Excel.	81
Figura 22: Arranjo da armadura na seção transversal e na seção A_{cr}	82

Figura 23: Resultado da verificação do ELS gerado pela planilha do Excel.....	83
Figura 24: Traçado do cabo da viga protendida V27.	84
Figura 25: Resultado para perdas por atrito para os dois casos - processo simplificado.....	85
Figura 26: Esquema do cabo parabólico simétrico com ancoragens ativa e passiva.....	85
Figura 27: Planilha para cálculo do valor limite da força de protensão aplicada na determinação das perdas por atrito e acomodação da ancoragem.	86
Figura 28: Diagrama de forças $P_0(x)$ - Ativa e Passiva.....	87
Figura 29: Esquema do cabo parabólico simétrico com 2 ancoragens ativas.	87
Figura 30: Diagrama de forças $P_0(x)$ - 2 Ancoragens Ativas.	88
Figura 31: Resultado das perdas por acomodação da ancoragem - 1ª caso (ancoragem ativa/passiva).....	89
Figura 32: Resultado das perdas por acomodação da ancoragem - 2ª caso (2 ancoragens ativas).....	90
Figura 33: Diagrama $P_0(x)$, $P'_0(x)$ para o 1ª caso.....	91
Figura 34: Diagrama $P_0(x)$, $P'_0(x)$ para o 2ª caso.....	91
Figura 35: Dados auxiliares para o cálculo da perda por efeito conjunto da retração e fluência.	95
Figura 36: Resultado das perdas por efeito conjunto da retração e fluência do concreto.	96
Figura 37: Legenda para entendimento das fórmulas aplicadas na planilha de perdas por efeito conjunto da retração e fluência.	97
Figura 38: Resultados para perdas associadas à relaxação do aço de protensão.....	98
Figura 39: Resultado para o processo de cálculo simplificado das perdas progressivas.	99
Figura 40: Diagrama de forças do cabo do caso 2.	100
Figura 41: Arranjo das armaduras e estribos na seção transversal da viga de CP.	102
Figura 42: Gráfico ilustrativo do consumo de aço para os dois sistemas construtivos.....	102
Figura 43: Gráfico ilustrativo do consumo de concreto para os dois sistemas construtivos.	103
Figura 44: Gráfico ilustrativo da área de forma para os dois sistemas construtivos.	104
Figura 45: Gráfico ilustrativo do custo final para as duas estruturas.	111
Figura 46: Tabela de K6.	118
Figura 47: Planta baixa esquemática.	119
Figura 48: Planta de cobertura – Esc. 1/125.	120
Figura 49: Planta baixa da Cozinha Industrial - Esc. 1/125.	121

Figura 50: Corte transversal AA -Esc. 1/75.....	122
Figura 51: Corte longitudinal FF- Esc. 1/75.	122
Figura 52: Variação de β_{st}	124
Figura 53: Variação de β_{ft}	124

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	19
1.1 Justificativa	19
1.2 Objetivo	20
1.2.1 Objetivo Geral.....	20
1.2.2 Objetivos Específicos	20
2. REVISÃO DE LITERATURA	21
2.1 Concreto armado	21
2.1.1 Generalidades.....	21
2.1.2 Concreto para estruturas armadas.....	22
2.1.3 Aços para concreto armado	23
2.2 Concreto protendido.....	24
2.2.1 Generalidades.....	24
2.2.2 Concreto para estruturas protendidas	25
2.2.3 Aços para concreto protendido.....	25
2.2.3.1 Armadura ativa	26
2.2.3.2 Armadura passiva	28
2.2.4 Controle da fissuração	28
2.2.5 Traçado do cabo de protensão.....	29
2.2.6 Escolha da força de protensão	30
2.2.7 Tipos e níveis de protensão.....	31
2.2.8 Escolha do tipo e nível de protensão.....	35
2.2.9 Perdas de protensão	36
2.2.9.1 Perdas iniciais de protensão na pré-tração.....	36
2.2.9.2 Perdas de protensão imediatas na pós-tração.....	37
2.2.9.3 Parâmetros auxiliares de cálculo para as perdas progressivas	40

2.2.9.4	Perdas progressivas	41
2.2.9.5	Processos de cálculo das perdas progressivas	43
2.2.10	Definição dos carregamentos.....	45
2.2.11	Estados Limites	46
2.2.11.1	Estados limites de serviço ou de utilização	47
2.2.11.2	Estados limites últimos	50
2.2.11.3	Pré-alongamento da armadura ativa	50
2.3	Vigas protendidas: Dimensionamento.....	51
2.3.1	1ª hipótese: $A_p \neq 0$; $A_s = 0$	52
2.3.2	2ª hipótese: $A_p \neq 0$; $A_s \neq 0$	53
2.4	Estados Limites de Serviço – Verificações.....	54
2.4.1	Cálculo de abertura estimada das fissuras em seções com protensão parcial.....	55
2.5	Comparativo entre concreto protendido e concreto armado	56
2.5.1	Vantagens.....	56
2.5.2	Desvantagens	57
2.6	Orçamento.....	58
2.6.1	Tipos de Orçamento.....	58
2.6.1.1	Estimativa de custo ou orçamento paramétrico	59
2.6.1.2	Orçamento preliminar	59
2.6.1.3	Orçamento analítico ou detalhado	59
2.6.2	Etapas do orçamento analítico.....	60
2.6.2.1	Estudo dos fatores ambientais	61
2.6.2.2	Composição de custos.....	61
2.6.2.3	Determinação do orçamento	63
3.	MATERIAIS E MÉTODOS	64
3.1	Projeto da Edificação Modelo	64
3.2	Caracterização da viga V27 de CA	66
3.3	Especificação do tipo e nível de protensão.....	68
3.4	Especificações do concreto estrutural	69
3.5	Especificações do aço estrutural	69
3.5.1	Armadura Passiva	69
3.5.2	Armadura Ativa.....	69

3.6	Ações utilizadas na estrutura	70
3.6.1	Ações permanentes	70
3.6.2	Ações variáveis	70
3.7	Verificação e combinação das ações	71
3.7.1	Estado Limite de Serviços.....	71
3.7.2	Estado Limite Último.....	71
3.8	Escolha da força de protensão	72
3.9	Planilhas utilizadas no dimensionamento.....	73
3.10	Base de dados para composição dos custos unitários	77
4.	RESULTADOS E DISCUSSÃO	78
4.1	Resultados para a Viga Contínua apoiada sobre três pilares.....	78
4.1.1	Perdas imediatas da força de protensão	84
4.1.1.1	Perdas por atrito.....	84
4.1.1.2	Perdas por acomodação da ancoragem	88
4.1.1.3	Perdas por encurtamento imediato do concreto.....	92
4.1.2	Perdas progressivas da força de protensão	92
4.1.2.1	Perdas por retração e fluência do concreto.....	92
4.1.2.2	Perdas associadas à relaxação do aço de protensão.....	97
4.1.2.3	Processo simplificado de cálculo das perdas progressivas.....	98
4.1.2.4	Perdas totais da força de protensão.....	99
4.2	Comparação dos materiais para as vigas de CA e CP	100
4.2.1	Consumo de aço	100
4.2.2	Consumo de concreto	103
4.2.3	Consumo de forma	104
4.3	Composição de custos.....	105
4.3.1	Composições para o concreto	105
4.3.2	Composição para o aço	106
4.3.3	Composição para protensão e injeção das bainhas	108
4.3.4	Composição para forma	108
4.4	Obtenção e Comparação dos Custos finais.....	109
4.5	Custos para a Viga de CA.....	109
4.6	Custos para a Viga de CP.....	110

4.7	Análise e comparação dos custos finais.....	111
	CONCLUSÕES	112
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	113
	ANEXO A - Tabela de K6	118
	ANEXO B - Projetos Arquitetônicos	119
	ANEXO C – Perdas por retração e fluência.....	123

1. INTRODUÇÃO

A evolução progressiva da engenharia estrutural tem seguido paralelamente com o desenvolvimento de sistemas construtivos que propiciam um maior aproveitamento das estruturas. Nesse contexto, destaca-se o artifício da protensão que, além de aumentar as capacidades resistentes, também é responsável por reduzir as deformações e melhorar a durabilidade e o uso dos elementos estruturais (CHOLFE; BONILHA, 2013, p. 2).

“A protensão pode ser definida como o artifício de introduzir, numa estrutura, um estado prévio de tensões, de modo a melhorar sua resistência ou seu comportamento, sob ação de diversas solicitações” (PFEIL, 1984, p. 1). Dessarte, diante de um mercado cada vez mais exigente, onde a demanda por um melhor aproveitamento de espaços se torna uma necessidade, esse método construtivo é encarado como uma alternativa que garante essa vantagem.

Entretanto, apesar de ser empregado no país há muitos anos, ainda é pequena a utilização do concreto protendido (CP) quando comparado ao sistema em concreto armado (CA) convencional. Em Barreiras, onde há a predominância de empreendimentos de pequeno e médio porte, a pouca experiência com essa tecnologia e a carência de literatura técnica que sirva de subsídio aos profissionais tem resultado na relutância à sua utilização.

O intuito de ofertar um produto cada vez mais diferenciado tem feito com que as construtoras da região invistam capitais a fim de buscar novos métodos construtivos distintos ao tradicional. Entre eles, pode-se citar a utilização de estruturas flexíveis que permitam ao cliente escolher a disposição dos ambientes, distanciando, dessa maneira, dos modelos pré-concebidos de projeto (SCHEIBLER, 2012).

Uma solução para esse caso seria o emprego de vigas protendidas, onde o baixo custo do concreto em relação ao aço torna essa estrutura muito competitiva, além de trazer outras vantagens, como a possibilidade de vencer maiores vãos. Em vista disso, o presente estudo busca estabelecer uma análise comparativa entre esses dois sistemas construtivos através dos resultados obtidos para o projeto do Restaurante Universitário da UFOB, localizado na cidade de Barreiras.

1.1 Justificativa

O emprego do aço de protensão para o melhoramento das propriedades resistentes do concreto tem se mostrado uma ótima alternativa entre as soluções estruturais

disponíveis atualmente no mercado (SANTOS et al., 2015, p. 3). No entanto, observa-se que essa técnica é ainda pouco empregada em projetos de edificações na cidade de Barreiras, objeto de análise desse trabalho.

Além disso, nota-se que a minimização dos custos nas obras, possibilitando maior margem de lucro e rentabilidade, tem-se tornado uma necessidade crescente das empresas locais. Assim sendo, a utilização do CP destaca-se por apresentar a vantagem de proporcionar acréscimos de resistência superiores aos aumentos percentuais de preço, tanto para o concreto como para o aço de protensão (PFEIL, 1984).

Além dos aspectos citados anteriormente, torna-se evidente também uma escassez de bibliografias que estabelecem uma análise comparativa entre esse sistema construtivo com armadura protendida e o sistema convencional de CA. Dessa forma, o estudo justifica-se por servir de subsídio aos profissionais da área e também de ferramenta de auxílio para futuros trabalhos acadêmicos, tendo em vista o registro de maiores informações sobre situações em que uma dessas propostas sobressai em relação à outra.

1.2 Objetivo

1.2.1 Objetivo Geral

O presente trabalho tem como objetivo geral realizar um estudo comparativo de custos entre duas soluções estruturais para o Restaurante Universitário da UFOB: de um lado envolvendo viga protendida e, de outro, viga de concreto armado convencional.

1.2.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos compreendem:

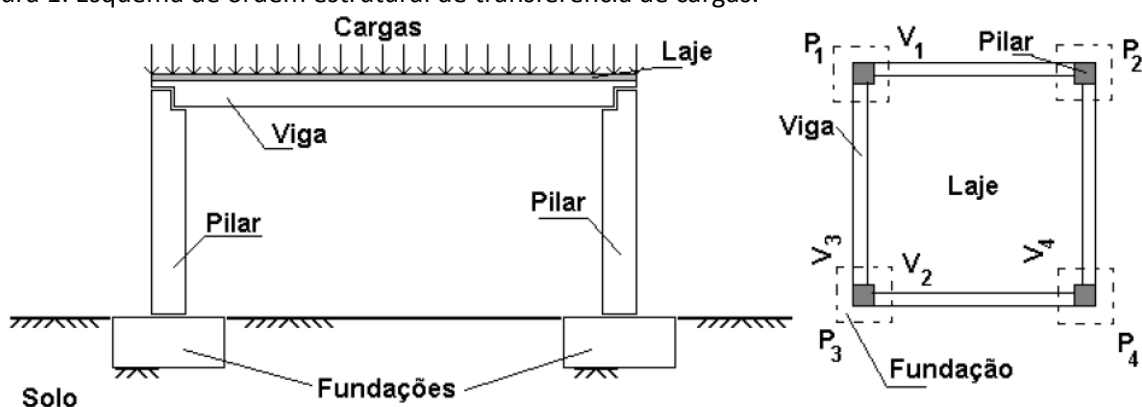
- Elaborar uma solução estrutural em CP que sirva como alternativa para uma estrutura originalmente concebida em CA;
- Analisar qualitativamente os sistemas construtivos abordados;
- Realizar uma análise de custos, considerando preços de insumos e serviços de materiais e de mão de obra aplicados nas bases de dados reconhecidas e na região de Barreiras/BA, respectivamente;
- Determinar, para o caso em estudo, qual das soluções proporciona maiores vantagens e, concomitantemente, é mais viável do ponto de vista econômico.

2. REVISÃO DE LITERATURA

As vigas são “elementos lineares em que a flexão é preponderante” (NBR 6118:2014, item 14.4.1.1). Desse modo, os esforços predominantes são: momento fletor e força cortante. Em conformidade com o item 14.4.1 da mesma norma, os elementos lineares “são aqueles em que o comprimento longitudinal supera em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal, sendo também denominados barras”.

Na grande maioria dos edifícios, as vigas servem de apoio para lajes e paredes, conduzindo suas cargas até os pilares (PINHEIRO, 2007, cap. 15). A partir destes, os carregamentos são transferidos para as fundações que, por sua vez, os lançam diretamente no solo (Figura 1). Mesmo havendo outras possibilidades de concepção, este é o modelo estrutural básico das edificações.

Figura 1: Esquema de ordem estrutural de transferência de cargas.



Fonte: Dumêt (2008).

2.1 Concreto armado

2.1.1 Generalidades

O concreto é um material de construção resultante da mistura, em proporção adequada, de: aglomerantes, agregados e água (PINHEIRO, 2007, p. 1). Atualmente, é normal a utilização de aditivos à sua composição, haja vista que melhora as propriedades do mesmo. Porém, para utilização estrutural, o concreto sozinho não é adequado como elemento resistente, uma vez que, apesar de apresentar boa resistência à compressão, pouco resiste à tração, cerca de 1/10 da resistência à compressão. (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014, p. 19).

Para evitar essa limitação, o concreto simples é empregado em associação com o aço, que é convenientemente posicionado na peça de modo a resistir à tração. Este material cumpre também a função de aumentar a capacidade de carga das peças comprimidas. O conjunto de barras de aço forma a armadura, que envolvida pelo concreto origina o concreto armado, constituindo um excelente material para ser aplicado na estrutura de uma obra (BASTOS, 2014, p. 1).

O funcionamento em conjunto desses dois materiais só é possível devido à aderência, que, por sua vez, garante que as deformações das barras de aço sejam praticamente iguais às deformações do concreto que as envolve. Além disso, outra vantagem dessa junção está relacionada com os coeficientes de dilatação térmica, que são aproximadamente iguais para os dois elementos, fazendo com que as tensões internas entre o aço e o concreto sejam pequenas quando a estrutura for submetida a moderadas variações de temperatura (ARAÚJO, 2010, p. 1).

2.1.2 Concreto para estruturas armadas

A NBR 8953:1992 (item 3.1) classifica os concretos de acordo com os seus níveis de resistência. A classe de resistência do grupo I (C10 a C50) vai até o concreto C50 e do grupo II (C55 a C90) vai até o concreto C90.

O concreto utilizado em estrutura com armadura passiva (pilares, vigas e lajes) deve, segundo Cholfe e Bonilha (2013, p. 13), pertencer no mínimo à classe C20, ou seja, com resistência mínima de 20 MPa. Na prática é frequente a utilização de concretos C30, C35 e C40 nas estruturas de CA e CP.

A NBR 6118:2014 sugere uma correspondência entre a Classe de Agressividade Ambiental (CAA) e a qualidade do concreto. Essa correspondência indica a relação água/cimento em massa e a classe do concreto, como pode ser visto na Tabela 1:

Tabela 1: Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.

Concreto ¹	Tipo ^{2, 3}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

¹ O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

² CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

³ CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: Adaptado da ABNT-NBR 6118:2014.

Com relação às principais características do concreto, Pinheiro (2007, cap. 2), destaca:

- A massa específica do concreto (ρ_c): está compreendida entre 2000 kg/m³ a 2800 kg/m³. Para efeito de cálculo, adota-se para o CA o valor de 2500 Kg/m³.
- Módulo de elasticidade (E): é aplicado somente à parte retilínea da curva tensão-deformação. Quando ela não existir, a expressão é aplicada à tangente da curva na origem, tendo, neste caso, o Módulo de deformação tangente inicial.
- Resistência à compressão simples (f_c): constitui a característica mecânica mais importante.

2.1.3 Aços para concreto armado

Consoante a NBR 7480:2007 (item 4.1), as armaduras passivas para CA e CP podem ser classificadas em barras e fios. As barras são produtos de diâmetro nominal maior ou igual a 6,3mm, obtidos por laminação a quente. Os fios, por sua vez, são aqueles com diâmetro nominal máximo de 10,0mm, obtidos por trefilação ou laminação a frio.

Em concordância com o valor característico da resistência de escoamento, as barras de aço são classificadas nas categorias CA-25 (lisas) e CA-50 (nervuradas), e os fios de aço na categoria CA-60 (lisos, entalhados ou nervurados). A sigla CA indica Concreto Armado, e o número, a categoria, ou seja, a resistência de escoamento mínima, em kN/cm².

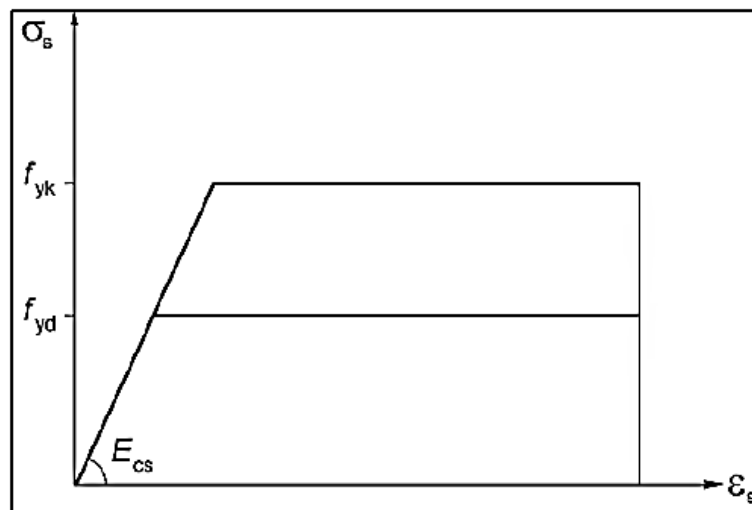
Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014, p. 44), as características mecânicas mais importantes para a definição de um aço são:

- Resistência característica (f_k);
- Resistência de escoamento do aço à tração (f_{yk}): máxima tensão que a barra ou fio devem suportar, pois a partir dela o aço sofre deformações permanentes;

- c) Limite de resistência (f_{stk}): força máxima suportada pelo material, e com a qual ele se rompe;
- d) Alongamento na ruptura (ϵ): aumento do comprimento do corpo de prova correspondente à ruptura,
- e) Módulo de Elasticidade (E_s): na ausência de dados experimentais, adota-se o valor de 210 GPa.

Para análises no Estado Limite de Serviços (ELS) e no Estado Limite Último (ELU) pode ser utilizado o diagrama simplificado tensão-deformação, conforme a figura abaixo:

Figura 2: Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas



Fonte: ABNT-NBR 6118:2014.

2.2 Concreto protendido

2.2.1 Generalidades

O concreto é um dos materiais de construção mais importantes. Quando não é bem executado, a retração do mesmo pode provocar fissuras que eliminam a sua resistência à tração, antes mesmo de atuar qualquer solicitação. Sendo ele um material de propriedades tão diferentes a compressão e a tração, pode-se melhorar o seu comportamento aplicando uma compressão prévia, ou seja, a protensão, nas regiões onde as solicitações produzem tensões de tração (PFEIL, 1984, p. 1).

Carvalho (2012, p. 12) afirma que o CP pode ser considerado como um “concreto armado”, em que parte ou quase a totalidade da armadura é ativa, para provocar

solicitações contrárias às atuantes na estrutura, de forma a haver uma compensação dos esforços.

A NBR 6118:2014, item 3.1.4, que substitui a antiga norma brasileira NBR 7197:1989, propõe a seguinte definição para elementos de CP:

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 principal diferença entre as definições das duas normas citadas anteriormente é que, na NBR 7197:1989, a preocupação está voltada estritamente para o melhoramento das condições de utilização de determinada estrutura, enquanto que na NBR 6118:2014, é possível observar, além dessa preocupação, o melhor aproveitamento dos materiais, mais especificamente, o aço de alta resistência, ou seja, da capacidade última do material (ZILLI; BORTOLOTTI, 2013, p. 21).

2.2.2 Concreto para estruturas protendidas

Em peças protendidas, em geral são utilizados concretos de resistência à compressão superior aos utilizados em peças de CA por apresentar maiores valores de resistência e módulo de elasticidade que viabilizem a aplicação da protensão e retirada de escoramentos (EMERICK, 2005).

Como se pode observar na Tabela 1, a classe do concreto para estruturas com armadura ativa (CP) é superior à utilizada para as estruturas com armadura passiva (CA) para uma mesma CAA. É possível constatar também que o concreto para estruturas protendidas deve pertencer no mínimo à classe C25, ou seja, com resistência mínima de 25 MPa.

2.2.3 Aços para concreto protendido

É necessário primeiramente estabelecer uma distinção entre armadura passiva e ativa (de protensão). A armadura passiva é aquela disposta sem tensões prévias nas peças estruturais, enquanto que a armadura ativa é aquela constituída por barra, fios isolados ou cordoalhas, na qual se aplica um pré-alongamento inicial (ENGETEC PROT, 2011).

2.2.3.1 Armadura ativa

Como mencionado por Veríssimo e César Jr. (1998, p. 25), os aços utilizados para protensão caracterizam-se pela ausência de um patamar de escoamento (Figura 3) e elevada resistência, cujo valor pode ser, aproximadamente, até três vezes superior aos aços comumente usados em CA. Essas armaduras podem ser subdivididas em três categorias:

- a) Fios trefilados de aço carbono: os diâmetros variam entre 3mm e 7mm, fornecidos em rolos ou bobinas com grande comprimento de fio;
- b) Cordoalhas: constituídas por fios trefilados, enrolados em forma de hélice, como uma corda. São também fornecidas em bobinas com grande comprimento, constituídas, geralmente, por três ou sete fios;
- c) Barras de aço baixa liga: são laminadas a quente, com diâmetro superior a 12mm e fornecidas em peças retilíneas de comprimento limitado.

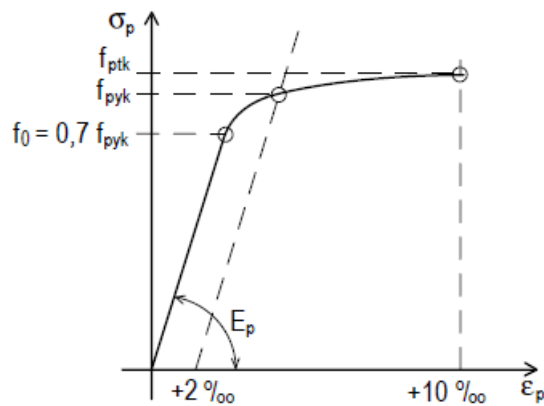
Segundo Gomes Junior (2009, p. 16), os aços para protensão também se diferenciam pela modalidade de tratamento, que engloba as seguintes classes:

- a) Relaxação Normal (RN): são aços retificados por um tratamento térmico que alivia as tensões internas de trefilação;
- b) Relaxação Baixa (RB): são aços que recebem um tratamento termomecânico que melhora as características elásticas e reduz as perdas de tensão por relaxação.

Quanto às propriedades mecânicas do aço de protensão, representadas na Figura 3, Hanai (2005, p. 26) apresenta as principais:

- a) Resistência característica à ruptura por tração do aço de protensão (f_{ptk});
- b) Limite de escoamento convencional do aço de protensão (f_{pyk}): é igual à tensão para qual o aço apresenta uma deformação unitária residual de 0,2% após a descarga, sendo esse limite fornecido, às vezes, com referência a 0,05% ou 0,1%. No caso de fios e cordoalhas, o limite de escoamento convencional é aproximadamente igual à tensão correspondente à deformação de 1%;
- c) Módulo de elasticidade (E_p): o valor médio para fios e barras vale 205 GPa, enquanto que para as cordoalhas esse valor é igual à 195 GPa. Na falta de dados mais precisos, adota-se o valor de 200GPa.

Figura 3: Diagrama tensão-deformação para aços sem patamar de escoamento.



Fonte: Veríssimo e César Jr. (1998).

A nomenclatura das barras, fios e cordoalhas é dada pela sigla inicial CP (concreto protendido) seguida pelo valor característico da resistência à tração (em MPa) e a modalidade do aço (RN ou RB). A NBR 7483:2004 propõe a seguinte classificação para as cordoalhas de aço mais utilizadas:

Tabela 2: Categorias de cordoalhas de aço mais utilizadas.

Categorias	f_{pyk} (MPa)	f_{ptk} (MPa)
CP 190	1710	1900
CP 210	1890	2100

Fonte: ABNT-NBR 7483:2004.

Os aços das cordoalhas são produzidos na condição de RB (item 4.1.4).

Por ocasião da protensão, a NBR 6118:2014 (item 9.6.1.2.1) recomenda valores máximos para as tensões aplicadas aos cabos de protensão:

- *Pré-tração:*

$$\sigma_{pi} \leq 0,77 \cdot f_{ptk} \quad \text{e} \quad 0,90 \cdot f_{pyk} \quad (\text{aços RN}) \quad (1)$$

$$\sigma_{pi} \leq 0,77 \cdot f_{ptk} \quad \text{e} \quad 0,85 \cdot f_{pyk} \quad (\text{aços RB}) \quad (2)$$

- *Pós-tração:*

$$\sigma_{pi} \leq 0,74 \cdot f_{ptk} \quad \text{e} \quad 0,87 \cdot f_{pyk} \quad (\text{aços RN}) \quad (3)$$

$$\sigma_{pi} \leq 0,74 \cdot f_{ptk} \quad \text{e} \quad 0,82 \cdot f_{pyk} \quad (\text{aços RB}) \quad (4)$$

Em que:

- σ_{pi} = Máxima tensão aplicada ao cabo de protensão, em MPa;
- f_{ptk} = Valor característico da resistência à tração, em MPa; e
- f_{pyk} = Limite de escoamento convencional do aço de protensão, em MPa.

A partir dessa máxima tensão permitida, pode-se determinar a força de protensão máxima P_i por meio da seguinte equação:

$$P_i = A_p \cdot \sigma_{pi} \quad (5)$$

Em que:

- P_i = Força de protensão, em kN; e
- A_p = Área da seção transversal da armadura ativa, em m².

2.2.3.2 Armadura passiva

Pfeil (1984, p. 13) afirma que as armaduras passivas utilizadas em CP são geralmente formadas por vergalhões, os mesmos empregados nas estruturas de CA, que neste caso são denominadas convencionais ou suplementares. Assim, além de receber uma designação idêntica a das armaduras de CA, possuem também as mesmas propriedades e características, que são abrangidas no item 2.1.3.

2.2.4 Controle da fissuração

Segundo o item 13.4 da NBR 6118:2014, a fissuração em elementos estruturais de CA é inevitável, devido à grande variabilidade e à baixa resistência do concreto a tração. Nas estruturas com armaduras ativas, por sua vez, existe também a possibilidade de aparecimento de fissuras, mas com menor probabilidade. Nesse último caso as fissuras podem ser mais prejudiciais, haja vista que existe a possibilidade de corrosão sob tensão das armaduras.

Cunha (2011, p. 24) declara que, para obter bom desempenho com relação à proteção das armaduras quanto à corrosão e à aceitabilidade sensorial dos usuários, busca-se controlar a fissuração através da limitação da abertura estimada w_k das fissuras. O valor de w_k , determinado na região de envolvimento das armaduras (Figura 4), corresponde ao menor entre os obtidos pelas expressões que se seguem:

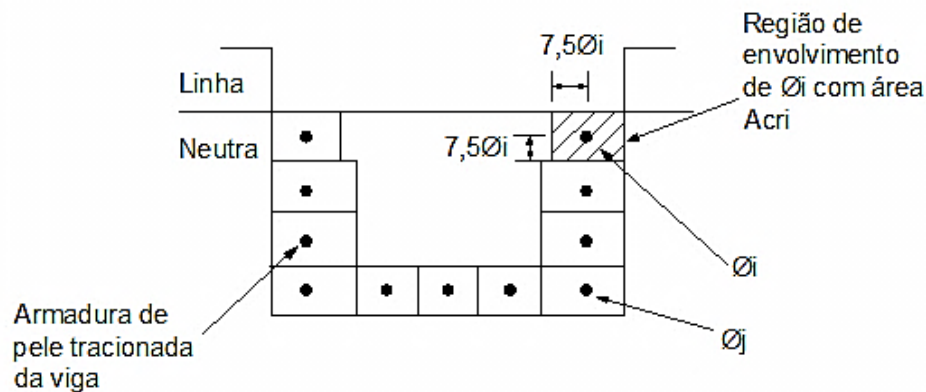
$$w_k = \frac{\varnothing_i}{(12,5 \cdot \eta_1)} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad (6)$$

$$w_k = \frac{\varnothing_i}{(12,5 \cdot \eta_1)} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left[\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right] \quad (7)$$

Em que:

- w_k = Valor característico da abertura de fissuras para cada parte da região de envolvimento, em mm;
- \varnothing_i = Diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada, em mm;
- σ_{si} = Tensão de tração na armadura, calculada no estágio 2, em MPa;
- E_{si} = Módulo de Elasticidade do aço, em MPa;
- ρ_{ri} = Taxa de armadura passiva, ou ativa aderente, em relação à área da região de envolvimento (A_{cri}), adimensional;
- f_{ctm} = Resistência média à tração, em MPa; e
- η_1 = Coeficiente de conformação superficial, adimensional, valendo: 1 para barras lisas e 2,25 para barras nervuradas.

Figura 4: Concreto de envolvimento da armadura.



Fonte: Adaptado da ABNT - NBR 6118:2014.

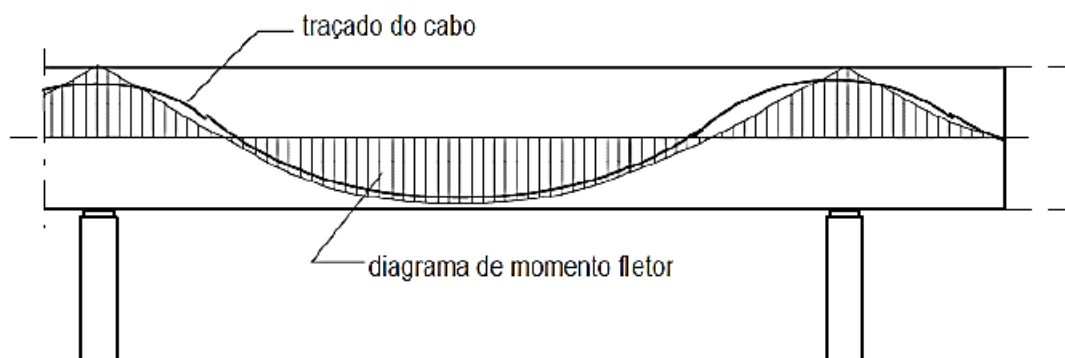
Na Tabela 4 da página 33 são apresentados valores limites da abertura característica das fissuras, objetivando garantir proteção adequada das armaduras quanto à corrosão.

2.2.5 Traçado do cabo de protensão

Moura (2004) afirma que determinar o traçado dos cabos constitui uma importante etapa no projeto, haja vista que a partir dele e da força de protensão aplicada aos cabos é que são obtidos os esforços de protensão. Além disso, o traçado exerce significativa influência nas perdas de tensão, tanto imediatas quanto progressivas.

Segundo Gomes Júnior (2009, p. 23), o traçado deverá ser elaborado em conformidade com o carregamento atuante na peça, podendo ser ajustado de maneira a respeitar os diversos critérios de projeto. Para obter maior eficiência sob o ponto de vista do combate à fissuração do concreto, o traçado acompanhará o diagrama de momentos fletores produzido pelo carregamento externo, como demonstrado na Figura 5.

Figura 5: Diagrama de momentos fletores para viga contínua e traçado do cabo.



Fonte: GOMES JÚNIOR (2009).

2.2.6 Escolha da força de protensão

Como visto anteriormente, os elementos protendidos são constituídos pelo concreto, pelos cabos de protensão e pelas armaduras passivas, formando um conjunto resistente. Assim sendo, o processo de projeto passa obrigatoriamente pelo proporcionamento desses três materiais para que sejam satisfeitas todas as exigências de ELS e de ELU. Essa possibilidade de lançar mão de três materiais torna o projeto um processo iterativo, no qual esse proporcionamento vai se definindo no decorrer do processo. Portanto, não há um critério definitivo para a escolha da protensão, mas busca-se uma configuração estrutural que satisfaça a todos os parâmetros necessários (ZANETTE, 2006).

Ainda de acordo com o autor, dependendo das características da estrutura em estudo, a definição da protensão pode tomar como base os mais diversos critérios. Tais critérios podem estar diretamente relacionados com o ELS, como início da fissuração, abertura de fissuras, flechas e contra flechas, ou com os ELU, resistência à flexão. Além disso, podem-se levar em conta critérios construtivos que consideram a quantidade de armaduras ativas e passivas nas seções transversais ou a saturação de ancoragens.

2.2.7 Tipos e níveis de protensão

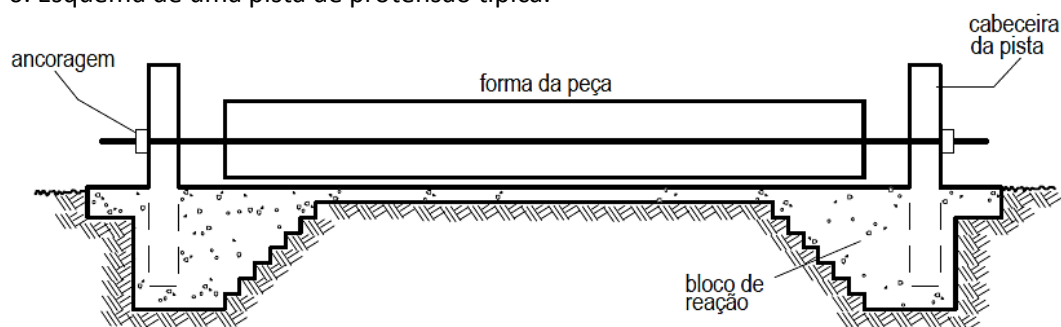
Consoante Carvalho (2012), a protensão pode ser classificada de acordo com o mecanismo de aderência entre a armadura de protensão (chamada de armadura ativa) e o concreto e quanto ao processo de concretagem. Com relação à aderência os tipos de protensão são classificados em aderência inicial, posterior e sem aderência e o quanto ao processo de concretagem, em pré-tração ou pós-tração.

O concreto com armadura ativa pré-tracionada (protensão com aderência inicial) pode ser definido como:

Concreto protendido em que o pré-alongamento da armadura ativa é feito utilizando-se apoios independentes do elemento estrutural, antes do lançamento do concreto, sendo a ligação da armadura de protensão com os referidos apoios desfeita após o endurecimento do concreto; a ancoragem no concreto realiza-se somente por aderência. (NBR 6118:2014, item 3.1.7).

De acordo com Bastos (2015, p. 9), as peças de CP pré-tracionadas são fabricadas geralmente nas chamadas “pistas de protensão” (Figura 6), para que seja possível a moldagem de um grande número de peças normalmente idênticas, simultaneamente.

Figura 6: Esquema de uma pista de protensão típica.



Fonte: Veríssimo e César Jr. (1998).

Já na pós-tração com aderência posterior, o estiramento da armadura de protensão é realizado após o endurecimento do concreto, tendo partes da própria peça como apoios, criando, subsequentemente, aderência com o concreto de modo permanente (BASTOS, 2015, p. 11). A NBR 6118:2014, no item 3.1.8, descreve o mesmo procedimento, porém, acrescenta que a aderência permanente é realizada através da injeção das bainhas.

Para finalizar, a pós-tração sem aderência posterior trata-se, segundo a NBR 6118:2014 (item 3.1.9), das peças com pós-tração protendidas onde não existe a aderência

entre a armadura ativa e o concreto. A ligação entre a armadura e o concreto ocorre apenas nos pontos onde a força de protensão é transferida ao elemento estrutural, isto é, nas ancoragens (CHOLFE; BONILHA; 2013, p. 54).

Quanto aos níveis de protensão, Bastos (2015, p.52) afirma que estão relacionados com os tipos de protensão e a agressividade ambiental, podendo ser completa (nível 3), limitada (nível 2) ou parcial (nível 1).

Em concordância com a NBR 7197:1989 (item 4.1.1 ao 4.1.3), cada nível de protensão apresenta duas condições a serem verificadas. Portanto, existe protensão completa quando se verificam as seguintes condições:

- a) Para as combinações frequentes de ações, previstas no projeto, é respeitado o estado limite de descompressão, ou seja, “estado no qual em um ou mais pontos da seção transversal a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da seção” (CHOLFE; BONILHA, 2015, p. 61);
- b) Para as combinações raras de ações, quando previstas no projeto, é respeitado o estado limite de formação de fissuras, que se caracteriza em ter-se a máxima tensão de tração, atingindo um valor igual à resistência do concreto à tração na flexão (ISHITANI E FRANÇA, 2002, p. 57).

A protensão completa proporciona as melhores condições de proteção das armaduras contra a corrosão e limita as flutuações de tensões no aço a valores moderados, tornando essa modalidade muito vantajosa nos casos de obras situadas em meios muito agressivos (VERÍSSIMO; CÉSAR JR., 1998, p. 40).

Já para protensão limitada, as condições a seguir devem se verificadas:

- a) Para as combinações quase permanentes de ações, previstas no projeto, é respeitado o estado limite de descompressão;
- b) Para as combinações frequentes de ações, previstas no projeto, é respeitado o estado limite de formação de fissuras.

Na protensão limitada são admitidas tensões moderadas de tração em serviço, considerando-se uma probabilidade muito pequena de fissuração do concreto, que, se eventualmente ocorrer, devido à ação de uma sobrecarga transitória, a mesma vem a se fechar após a passagem da carga, pois as seções permanecem comprimidas devido ao efeito das ações quase permanentes (VERÍSSIMO; CÉSAR JR., 1998, p. 40).

Quanto à protensão parcial, as duas condições são:

- a) Para as combinações quase permanentes de ações. Previstas no projeto, é respeitado o estado limite de descompressão;
- b) Para as combinações frequentes de ações, previstas no projeto, é respeitado o estado limite de abertura de fissuras, que, segundo o item 3.2.3 da NBR 6118:2014, “é o estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos máximos especificados”. Neste caso, $w_k \leq 0,2\text{mm}$.

O critério é semelhante àquele para protensão limitada, porém, permite-se que as tensões de tração no concreto atinjam valores mais elevados ocasionando a formação de fissuras de maior abertura (VERÍSSIMO; CÉSAR JR., 1998, p. 41).

Quando comparada com a NBR 7197:1989, a NBR 6118:2014 acaba sendo mais precisa nas definições (CARVALHO, 2012). Como apresentado nesta última norma, os níveis de protensão estão relacionados com a intensidade da força de protensão que, por sua vez, depende das condições de agressividade ambiental, podendo ser classificada com base na Tabela 3.

Tabela 3: Classes de agressividade ambiental.

CLASSES DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL (CAA)			
Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana ^{1 2}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹ Industrial ^{1 3}	Grande
IV	Muito forte	Industrial ^{1 2} Respingos de maré	Elevado

¹ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

² Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

³ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: Adaptado da ABNT - NBR 6118:2014.

Na Tabela 4 são apresentadas as exigências da NBR 6118:2014 relativas às verificações e combinações de ações em serviço em conformidade com os tipos e níveis de protensão em função da CAA. Em seguida, na Figura 7, é apresentada uma versão adaptada de Zilli e Bortoloti (2013, p. 32) da relação entre os tipos e os níveis de protensão admitidos em cada caso para o estado de utilização.

Tabela 4: Exigências e níveis de protensão.

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 $w_k \leq 0,4\text{mm}$	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3\text{mm}$	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2\text{mm}$	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2\text{mm}$	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 ELS-D ¹			Combinação frequente Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F ELS-D ¹	Combinação rara Combinação frequente

¹ A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p=50\text{mm}$.

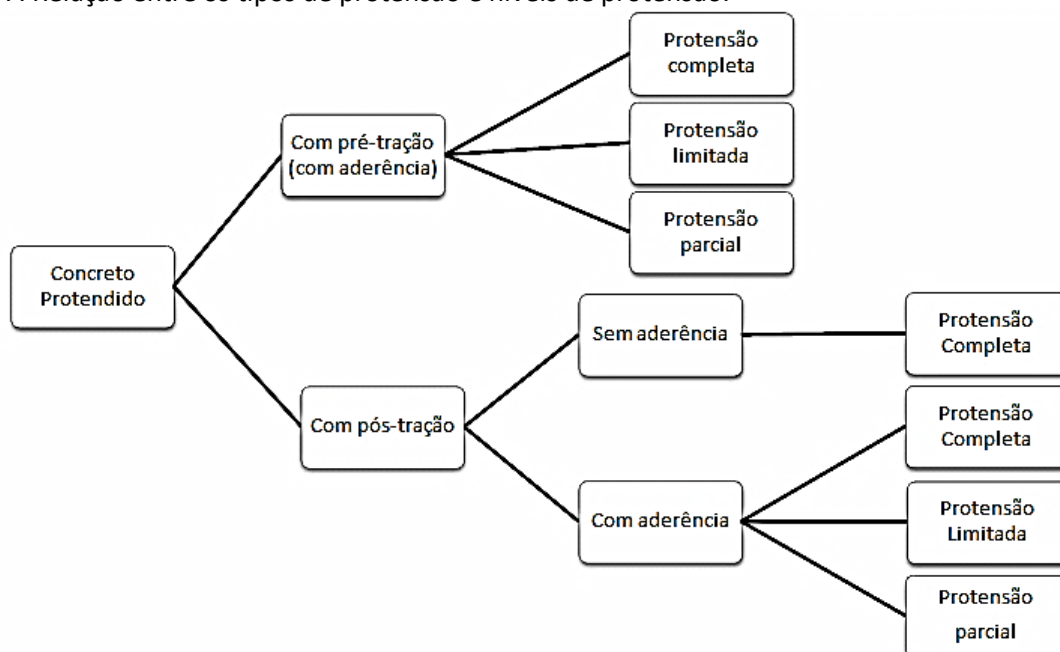
NOTAS

1 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.

2 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: Adaptado ABNT - NBR 6118:2014.

Figura 7: Relação entre os tipos de protensão e níveis de protensão.



Fonte: Adaptado Zilli e Bortoloti (2013).

2.2.8 Escolha do tipo e nível de protensão

A NBR 6118:2014 estabelece que tanto a escolha do tipo de protensão (pré ou pós Tração) quanto o nível de protensão (parcial, limitado ou completo) deve ser baseado na CAA. Essa correspondência pode ser observada na Tabela 4.

Já na antiga norma brasileira, não há a distinção entre os tipos e os níveis de protensão, sendo tratados com a mesma nomenclatura (tipos de protensão). Assim, a escolha do nível de protensão deve levar em consideração, além da agressividade do meio ambiente, o tipo de construção que se pretende executar. Na falta de conhecimento preciso das condições reais de cada caso, adota-se a seguinte classificação do nível de agressividade do meio ambiente (NBR 7197:1989, item 4.2.1):

- a) Não agressivo: interior dos edifícios em que uma alta umidade relativa pode ocorrer somente durante poucos dias por ano, e em estruturas devidamente protegidas;
- b) Pouco agressivo: interior de edifícios em que uma alta umidade relativa pode ocorrer durante longos períodos, e nos casos de contato da face do concreto próxima à armadura protendida com líquidos, exposição prolongada a intempéries ou alto teor de umidade;
- c) Muito agressivo: nos casos de contato com gases ou líquidos agressivos ou com solo e em ambiente marinho.

Desse modo, a escolha do nível de protensão deve obedecer às exigências mínimas da Tabela 5.

Tabela 5: Escolha do nível de protensão

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

Fonte: adaptado da ABNT- NBR 7197:1989.

2.2.9 Perdas de protensão

A perda de protensão pode ser definida como “a diminuição da intensidade da força de protensão” (HANAI, 2005, p. 18).

Para Cholfe e Bonilha (2013, p. 133), um projeto deve prever as perdas da força de protensão em relação ao valor inicial ($P_i = A_p \cdot \sigma_{pi}$) aplicado pelo aparelho tensor, ocorridas antes da protensão ser transferida ao concreto (perdas iniciais na pré-tração), durante essa transferência (perdas imediatas) e depois, ao longo do tempo, durante a vida útil da estrutura (perdas progressivas ou retardadas).

2.2.9.1 Perdas iniciais de protensão na pré-tração

Cholfe e Bonilha (2013, p. 133) consideram iniciais as perdas ocorridas na pré-tração antes da liberação do dispositivo de tração (cabeceiras das pistas de pré-moldados) e decorrentes de:

- Atrito nos pontos de desvio da armadura poligonal, cuja avaliação deve ser feita experimentalmente, em função do tipo de aparelho de desvio empregado;
- Escorregamento da armadura na ancoragem, cuja determinação deve ser experimental ou devem ser adotados os valores indicados pelo fabricante dos dispositivos de ancoragem.
- Relaxação inicial da armadura, função do tempo decorrido entre o alongamento da armadura (protensão) e liberação do dispositivo de tração.
- Retração inicial do concreto, considerado o tempo decorrido entre a concretagem do elemento estrutural e a liberação do dispositivo de tração.

2.2.9.2 Perdas de protensão imediatas na pós-tração

Veríssimo e César Jr. (1998) e Cholfe e Bonilha (2013) afirmam que os fatores que provocam perdas instantâneas (imediatas), isto é, que ocorrem durante a operação de protensão e imediatamente após a ancoragem no cabo, são:

- *Perdas por deformação imediata do concreto:*

Ao receber a ação da força de protensão, a peça de concreto sofre uma deformação elástica imediata, encurtando-se. De acordo com o item 9.6.3.3.2.1 da NBR 6118:2014, nos elementos com pós-tração, a protensão sucessiva dos n cabos, em várias etapas, provoca deformação imediata do concreto e afrouxamento dos cabos protendidos e ancorados anteriormente.

A perda média de protensão, para todos os cabos, pode ser calculada pela expressão:

$$\Delta\sigma_p = \frac{(n-1)}{(2 \cdot n)} \cdot \alpha_p \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cg}) \quad (8)$$

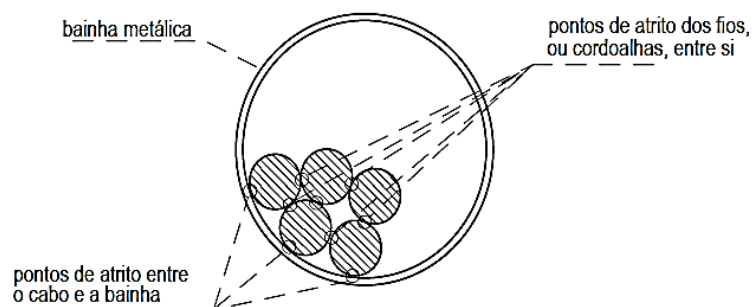
Em que:

- $\Delta\sigma_p$ = Perda média por encurtamento imediato do concreto, em KPa;
- α_p = Relação entre os módulos de deformação do aço e do concreto na idade da protensão, adimensional;
- σ_{cp} = Tensão no concreto ao nível do C.G. de A_p , devida à protensão simultânea dos n cabos, em KPa; e
- σ_{cg} = Tensão no concreto ao nível do C.G. de A_p , devida à ação das cargas permanentes mobilizadas pela protensão, em KPa.

- *Perdas por atrito:*

Num cabo tensionado, surge atrito interno entre os fios ou cordoalhas que constituem o cabo, assim como entre os fios ou cordoalhas que ficam em contato com as paredes da bainha (Figura 8).

Figura 8: Atrito nos cabos dentro da bainha.



Fonte: Veríssimo e César Jr. (1998).

A NBR 6118:2014 (item 9.6.3.3.2.2), apresenta a seguinte expressão para determinar a perda por atrito:

$$\Delta P(x) = P_i \cdot [1 - e^{-(\mu \cdot \sum \alpha + k \cdot x)}] \quad (9)$$

Entretanto, na maioria dos casos, quando $(\mu \cdot \sum \alpha + k \cdot x) \leq 0,20$, a equação pode ser simplificada para a seguinte forma:

$$P_0(x) = P_i \cdot [1 - (\mu \cdot \sum \alpha + k \cdot x)] \quad (10)$$

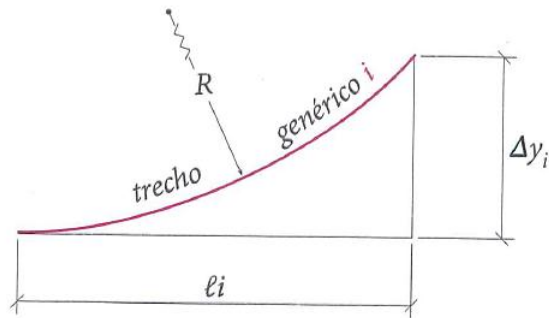
Em que:

- $P_0(x)$ = Força final na abscissa x , descontadas as perdas por atrito determinadas a partir da ancoragem, em kN;
- $\sum \alpha$ = É a soma dos ângulos de desvio entre a ancoragem e o ponto de abscissa x , em radianos;
- x = É a abscissa do ponto onde se calcula ΔP , medida a partir da ancoragem, em metros;
- k = É o coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo. Na ausência de dados experimentais, adota-se o valor $0,01 \mu$ (1/m).
- μ = Coeficiente de atrito entre o cabo e a bainha, podendo ser estimado como se segue:
 - 0,50 – Entre cabo e concreto (sem bainha).
 - 0,30 – Entre barras ou fios com mossas ou saliências e bainha metálica.
 - 0,20 – Entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica.
 - 0,10 – Entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica lubrificada.
 - 0,05 – Entre cordoalha e bainha de polipropileno lubrificada (engraxada).

- *Perdas por atrito - Processo Simplificado*

Para os cabos com traçados parabólicos, usados em vigas protendidas, a variação angular entre dois pontos pode ser determinada de modo simplificado, conforme ilustra a Figura 9.

Figura 9: Diagrama de trecho curvo genérico de um cabo.



Fonte: Cholve e Bonilha (2013)

O desvio angular para os n trechos será dado pela seguinte equação:

$$\sum \alpha = \frac{\sum_{i=1}^n (2 \cdot \Delta y_i)}{l_i} \quad (11)$$

Em que:

- n = Número de trechos;
- l_i = Comprimento de cada trecho, em metros; e
- Δy_i = Variação das ordenadas, em metros.

- *Perdas por acomodação da ancoragem:*

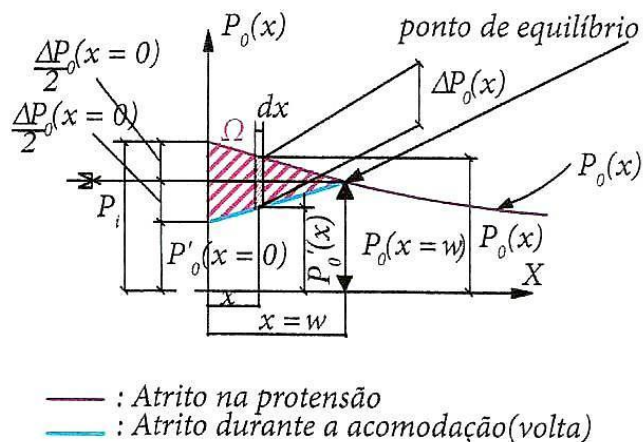
São resultantes dos movimentos nas cunhas de ancoragem, que ocorrem quando o esforço no cabo é transmitido do macaco para a placa de apoio. O valor da acomodação da ancoragem (Δw) é determinado experimentalmente para cada sistema e fornecido em catálogos técnicos ($\Delta w \cong 2$ a 6mm). Esse valor também pode ser obtido igualando-se à área hachurada da Figura 10 com o trabalho realizado pelo recuo da ancoragem, como apresentado a seguir:

$$\Delta w = \frac{\Omega}{(E_p \cdot A_p)} \quad (12)$$

Em que:

- Ω = Área do diagrama das forças perdidas (Figura 10);
- E_p = Módulo de elasticidade do aço para protensão, KPa;
- A_p = Área da seção transversal da armadura ativa, cm^2 ;

Figura 10: Diagrama de forças $P_0(x) \cdot x$ após perdas por atrito e acomodação da ancoragem.



Fonte: Cholfe e Bonilha (2013).

Como se pode observar na figura acima, a movimentação das cordoalhas para o interior das bainhas gera forças de atrito que se opõem ao movimento do cabo e ocorrem ao longo de um trecho do cabo (w) definido pela extremidade da ancoragem e por um ponto de equilíbrio, onde deixa de existir a perda de protensão.

2.2.9.3 Parâmetros auxiliares de cálculo para as perdas progressivas

Para que seja possível obter os resultados das perdas progressivas associadas ao comportamento do concreto (retração e fluência), os autores Cholfe e Bonilha (2015) afirmam ser necessário o cálculo dos seguintes parâmetros auxiliares: espessura fictícia da peça (h_{fic}) e idade fictícia do concreto (t). Os mesmos podem ser determinados pelas seguintes expressões, respectivamente:

$$h_{fic} = \gamma \cdot \frac{2 \cdot A_c}{\mu_{ar}} \quad (13)$$

$$t = \alpha \sum_i \frac{(T_i + 10)}{30} \cdot \Delta t_{ef,i} \quad (14)$$

Em que:

- γ = Coeficiente que depende da umidade relativa do ambiente (U%);
- A_c = Área de concreto da seção transversal, em m^2 ;
- μ_{ar} = Parte do perímetro externo da seção transversal da peça em contato com a atmosfera;
- t = Idade fictícia, em dias;
- α = Coeficiente que depende da velocidade de endurecimento do

cimento;
 T_i = Temperatura média diária do ambiente, em graus Celsius (°C); e
 $\Delta t_{ef,i}$ = Período durante o qual T_i pode ser admitido constante, em dias.

As tabelas e figuras apresentadas no ANEXO C auxiliarão na determinação dos parâmetros citados anteriormente, assim como das perdas por fluência e retração.

2.2.9.4 Perdas progressivas

As perdas progressivas decorrem da natureza intrínseca dos materiais aço e concreto, ocorrendo devido à diminuição de volume do concreto, decorrente dos fenômenos de tração e deformação lenta, e também à fluência do aço, a qual corresponde uma relaxação, isto é, perda de tensão (RUDLOFF, 1998, p. 7).

Segundo Cholfe e Bonilha (2013) e a NBR 6118:2014, as perdas progressivas são aquelas que se processam ao longo de vários anos e são classificadas como:

- *Perdas por retração do concreto:*

A retração, especialmente a por secagem, é um fenômeno que está relacionado com o equilíbrio higrotérmico do concreto com o meio ambiente, que acaba resultando em encurtamentos do concreto que se manifestam ao longo do tempo (HANAI, 2005, p. 37).

Conforme exposto no Anexo A da NBR 6118:2014, a deformação por retração do concreto nos instantes t e t_0 é representada pela seguinte equação:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs\infty} \cdot [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)] \quad (15)$$

Em que:

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ = Deformação por retração do concreto nos instantes t e t_0 , adimensional;
 $\varepsilon_{cs\infty}$ = Valor final da retração, adimensional;
 $\beta_s(t)$ ou $\beta_s(t_0)$ = Coeficiente relativo à retração no instante t ou t_0 , adimensional.

- *Perdas por fluência do concreto:*

O concreto deforma-se lentamente quando comprimido pelos cabos de protensão, sofrendo o efeito de fluência (PFEIL, 1984, p. 63). No Anexo A da norma, pode-se verificar que a deformação por fluência do concreto é constituída por duas partes, uma rápida e outra lenta. A deformação rápida é irreversível e ocorre durante as primeiras 24 horas após

a aplicação da carga que a originou. A deformação lenta é, por sua vez, formada por duas outras parcelas: a deformação lenta irreversível e a deformação lenta reversível.

Em vista disso, como se pode observar no Anexo A da NBR 6118:2014, a deformação por fluência pode ser obtida a partir de uma das seguintes equações:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varepsilon_{cca} + \varepsilon_{ccd} + \varepsilon_{ccf} \quad (16)$$

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c}{E_{c28}} \cdot \varphi(t, t_0) \quad (17)$$

Em que:

- $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ = Deformação por fluência do concreto nos instantes t_0 e t , adimensional;
- ε_{cca} = Deformação rápida por fluência, adimensional;
- ε_{ccd} = Deformação lenta reversível, adimensional;
- ε_{ccf} = Deformação lenta irreversível, adimensional;
- E_{c28} = Módulo de deformação tangente inicial para $j=28$ dias, em KPa;
- σ_c = Tensão que provocou a fluência, aplicada no instante t_0 , em KPa; e
- $\varphi(t, t_0)$ = Coeficiente de fluência, válido também para a tração, adimensional.

A separação entre retração e fluência do concreto é convencional. Na realidade, trata-se de dois aspectos de um único fenômeno físico, que ocorrem simultaneamente e se interagem. Desse modo, segundo as recomendações do CEB FIP 78 – Anexo E, o efeito conjunto da retração e fluência pode ser avaliado com a expressão apresentada a seguir:

$$\Delta\sigma_{p,c+s}(t, t_0) = \frac{[\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p + \alpha_p \cdot \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{c,P0} + \sigma_{cg}) + \alpha_p \cdot \sum_i [\Delta\Delta_{c,gi} \cdot \varphi(t, t_i)]]}{[1 - \alpha_p \cdot (\sigma_{c,P0} / \sigma_{P0}) \cdot (1 + \frac{\varphi(t, t_0)}{2})]} \quad (18)$$

Em que:

- $\Delta\sigma_{p,c+s}(t, t_0)$ = Perda de tensão da armadura pretendida provocada pela retração e fluência do concreto no intervalo (t, t_0) ;
- (t, t_0) = Intervalo de tempo (idades fictícias), no qual estão sendo avaliadas as perdas;
- t_i = Idades fictícias de aplicação dos carregamentos;
- $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ = Deformação normal por retração do concreto no intervalo (t, t_0) ;
- E_p = Módulo de Elasticidade do aço = 200GPa;
- α_p = Relação dos módulos aço/concreto (E_p/E_{c28});
- $\varphi(t, t_0)$ = Coeficiente de fluência, para o intervalo (t, t_0) ;
- $\sigma_{c,P0}$ = Tensão inicial no concreto devida unicamente à protensão aplicada no instante t_0 , calculada com as forças de protensão (descontadas as perdas imediatas);

σ_{cg}	=	Tensão no concreto devida às ações permanentes mobilizadas pela protensão (em geral o peso próprio g_1), no instante t_0 ;
$\Delta\sigma_{c,gi}$	=	Tensões no concreto devidas aos carregamentos g_i , aplicados nas idades t_i sucessivas;
$\varphi(t, t_i)$	=	Coefficientes de fluência, para os intervalos (t, t_i) ;
σ_{p0}	=	Tensão inicial na armadura protendida devida à protensão (tração = P_0/A_p).

- *Perdas por relaxação do aço:*

Corresponde ao alongamento que o aço sofre no decorrer do tempo quando mantido sob tensão constante (RUDLOFF, 1998, p. 10). Consoante Lobato [entre 2010 e 2017], denominam-se as perdas por relaxação pura ($\Delta\sigma_{pr}$) do aço os valores medidos com comprimento ancorado constante, enquanto que as perdas por relaxação do aço, em peças de concreto protendido, denominam-se perdas por relaxação relativa ($\Delta\sigma_{p,rel}$). As perdas por relaxação pura são medidas em laboratório, enquanto as perdas por relaxação relativa são estimadas por processos aproximados.

A relaxação relativa pode ser expressa em função da relaxação pura por uma fórmula empírica aproximada, como por exemplo, o recomendado pelo CEB FIP 78 a seguir:

$$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)_{rel} = \Delta\sigma_{pr}(t, t_0) \cdot \left[1 - 2 \cdot \left(\frac{|\Delta\sigma_p(t, t_0)_{c+s}|}{\sigma_{Pi}} \right) \right] \quad (19)$$

Em que:

$ \Delta\sigma_p(t, t_0)_{c+s} $	=	Valor em módulo da perda de tensão no aço, devido à retração + fluência do concreto, em KPa;
$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)$	=	Perda de tensão por relaxação pura do aço, em MPa; e
σ_{Pi}	=	Tensão no aço, calculada após as perdas imediatas mais os efeitos de ações permanentes posteriores, em MPa.

2.2.9.5 Processos de cálculo das perdas progressivas

Os processos de cálculo são utilizados para determinar as perdas parciais e totais decorrentes, tanto da retração e fluência, como também da relaxação do aço, considerando a interação dessas causas. A seguir são indicados os processos simplificado, aproximado e geral:

- *Processo Simplificado*

O processo simplificado, segundo o item 9.6.3.4.2 da NBR 6118:2014, pode ser aplicado nas seguintes condições:

- A concretagem do elemento estrutural e a protensão, são executadas em fases suficientemente próximas para que se desprezem os efeitos recíprocos de uma fase sobre a outra (fase única de operação).
- Os cabos possuem, entre si, afastamentos suficientemente pequenos em relação à altura do elemento estrutural, de modo que seus efeitos possam ser supostos equivalentes ao de um único cabo, com seção transversal igual à soma das áreas das seções dos cabos componentes, situado na posição da resultante dos esforços nele atuantes (cabo resultante).

Atendidas essas condições, pode-se admitir que no tempo t as perdas e deformações progressivas do concreto e do aço de protensão, na posição do cabo resultante, sejam dadas por:

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{[\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p - \alpha_p \cdot \sigma_{c, \text{pog}} \cdot \varphi(t, t_0) - \sigma_{p0} \cdot \chi(t, t_0)]}{(\chi_p + \chi_c \cdot \alpha_p \cdot \eta \cdot \rho_p)} \quad (20)$$

Em que:

- $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ = Deformação normal por retração no intervalo (t, t_0) ;
- E_p = Módulo de elasticidade do aço para protensão, KPa;
- α_p = Relação dos módulos aço/concreto;
- $\sigma_{c, \text{pog}}$ = Tensão, na posição do cabo resultante, provocada pela protensão e ações permanentes, em KPa
- $\varphi(t, t_0)$ = Coeficiente de fluência, para intervalo (t, t_0) ;
- σ_{p0} = Tensão na armadura protendida, em KPa;
- $\chi(t, t_0)$ = Coeficiente de fluência do aço;
- χ_p = $1 + \chi(t, t_0)$;
- χ_c = $1 + 0,5 \cdot \varphi(t, t_0)$;
- η = $1 + e_p^2 \cdot A_c / I_c$; e
- ρ_p = Taxa geométrica da armadura de protensão.
- e_p = Excentricidade do cabo resultante em relação ao baricentro da seção de concreto.

- *Processo Aproximado*

De acordo com o item 9.6.3.4.3 da NBR 6118:2014, para esse processo são estabelecidas as mesmas condições do Processo simplificado, porém, além disso, a retração

não deve diferir em mais de 25% do valor $[-8,0 \cdot 10^{-5} \cdot \varphi(\infty, t_0)]$. Desse modo, o valor absoluto da perda de tensão, devida à fluência, retração e relaxação, com $\sigma_{c,p0g}$ em megapascal e considerada positiva para compressão, é dado por:

a) Para aços de relaxação normal (RN), em porcentagem:

$$\frac{\Delta\sigma_p(\infty, t_0)}{\sigma_{p0}} = 18,1\% + \frac{\alpha_p}{47} \cdot [\varphi(\infty, t_0)]^{1,57} \cdot (3 + \sigma_{c,p0g}) \quad (21)$$

b) Para aços de relaxação baixa (RB), em porcentagem:

$$\frac{\Delta\sigma_p(\infty, t_0)}{\sigma_{p0}} = 7,4\% + \frac{\alpha_p}{18,7} \cdot [\varphi(\infty, t_0)]^{1,07} \cdot (3 + \sigma_{c,p0g}) \quad (22)$$

Em que:

σ_{p0} = Tensão na armadura de protensão devida exclusivamente à força de protensão no instante t_0 .

- *Processo Geral de Cálculo*

A NBR 6118:2014, no item 9.6.3.4.4, recomenda que, quando as ações permanentes (carga permanente ou protensão) são aplicadas parceladamente em idades diferentes (não satisfazendo as condições estabelecidas para fase única de operação), deve ser considerada a fluência de cada uma das camadas de concreto e a relaxação de cada cabo, separadamente.

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

2.2.10 Definição dos carregamentos

Consoante a NBR 8681:2003 (item 4.2.1), as ações são classificadas segundo sua variabilidade no tempo em: ações permanentes (g, G), ações variáveis (q, Q) e ações excepcionais, a saber:

a) Ações permanentes (item 3.5): são ações que atuam com valores constantes durante praticamente toda a vida da construção. No grupo das ações permanentes diretas são considerados o peso próprio da estrutura e os pesos dos elementos construtivos fixos e instalações permanentes, enquanto que nas ações indiretas consideram-se a retração e fluência do concreto, imperfeições geométricas, protensão, entre outros;

- b) Ações variáveis (item 3.6): são ações que apresentam variações significativas durante a vida da construção. A NBR 6120:1980 define como todas aquelas que podem atuar sobre a estrutura de edificações em função do seu uso (pessoas, móveis, materiais diversos, veículos etc.);
- c) Ações excepcionais (item 3.7): são as que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção.

Segundo Mendonça (2005), um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período pré-estabelecido, como será explicado nos próximos itens.

2.2.11 Estados Limites

Os estados limites de uma estrutura podem ser definidos como os “estados a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção” (NBR 8681:2003, item 3.1). Os mesmos são subdivididos em: estados limites últimos (ELU) e estados limites de serviço (ELS).

De acordo com a NBR 8681:2003 (itens 3.2 e 3.3), o ELU é aquele que, pela sua simples ocorrência, define a paralisação, total ou parcial, do uso da construção. Já o ELS é o que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causa efeitos estruturais que desrespeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura.

Carvalho (2012, p.187) afirma que o dimensionamento de estruturas de CP deve atender às condições do ELU e do ELS. Em estruturas de CA é usual iniciar o dimensionamento a partir das verificações prescritas no ELU de esgotamento da capacidade resistente dos materiais, e posterior análise dos deslocamentos em condições de serviço. Já no CP, é usual fazer o dimensionamento para condições em serviço (estado limite de fissuração) e verificação do ELU.

Para cada Estado Limite, existe uma condição de cálculo envolvendo as variáveis estruturais e permitindo um dimensionamento ou uma verificação de projeto. Para os elementos estruturais protendidos da NBR 7197:1989, tais procedimentos estão baseados em um sistema de cálculo denominado Método dos Estados Limites, a partir do qual, são estabelecidas regras e critérios para a segurança e o funcionamento da estrutura (CHOLFE; BONILHA, 2015).

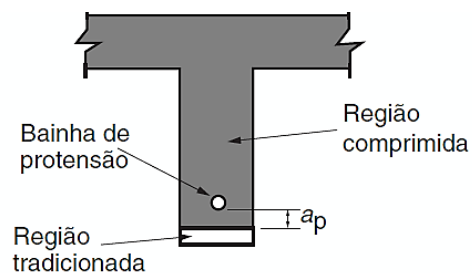
2.2.11.1 Estados limites de serviço ou de utilização

Os “estados limites de serviço são aqueles relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas” (NBR 6118:2014, item 10.4).

Consoante a NBR 6118:2014 (item 3.2), nas verificações de CP, estão presentes os seguintes Estados Limites de Serviço:

- c) ELS-D: Estado Limite de Descompressão (item 2.2.7, p. 32);
- d) ELS-DP: Estado Limite de Descompressão Parcial, conforme o item 3.2.6, é o estado no qual se garante a compressão na seção transversal, na região onde existem armaduras ativas, devendo se estender até uma distância a_p da face mais próxima da cordoalha ou bainha de protensão (Figura 11).

Figura 11: Estado limite de descompressão parcial.



Fonte: ABNT- NBR 6118:2014.

- e) ELS-F: Estado Limite de Formação de Fissuras (item 2.2.7, p. 32);
- f) ELS-W: Estado Limite de Abertura das Fissuras (item 2.2.7, p. 33);
- g) ELS-CE: Estado Limite de Compressão Excessiva, estado em que as tensões de compressão atingem o limite convencional estabelecido. Comum na ocasião da aplicação da protensão e em utilização com todas as ações devidamente combinadas (CHOLFE; BONILHA, 2015, p. 62);
- h) ELS-DEF: Estado Limite de Deformações Excessivas, este estado é alcançado quando as deformações (flechas) atingem os valores limites estabelecidos para a utilização normal;
- i) ELS-VE: Estado Limite de Vibrações Excessivas, “estado em que as vibrações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção”.

Em conformidade com Carvalho (2012, p. 5), para se realizar as verificações em serviço, é necessário definir em quais situações, ou sob que ações a verificação deve ser feita. As combinações de serviço são classificadas, segundo Veríssimo e César Jr. (1998, p. 53), com base na sua permanência na estrutura e, consoante Cholfe e Bonilha (2015, p. 114), devem ser verificadas como estabelecido a seguir:

- a) Combinações quase permanentes de ações (CQP): “combinações que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura”. Sua consideração pode ser necessária na verificação do ELS-D na protensão limitada.
- b) Combinações frequentes de ações (CF): “combinações que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura”. Sua consideração pode ser necessária nas verificações do ELS-W na protensão parcial e ELS-F na protensão limitada.
- c) Combinações raras de ações (CR): “combinações que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura”. Sua consideração pode ser necessária na verificação do ELS-F na protensão completa.

O dimensionamento de uma estrutura a partir do estado limite de serviço é feito, consoante Hanai (2005, p. 65-80), levando em consideração os níveis de protensão necessários para a estrutura de CP, em atendimento aos requisitos de fissuração com as combinações de ações em serviço da NBR 6118:2014 apresentados na Tabela 4 da página 34.

A tabela a seguir, extraída da NBR 6118:2014, resume as combinações de serviço:

Tabela 6: Combinações de serviço.

COMBINAÇÕES DE SERVIÇO		
Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 \cdot F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \psi_{2j} \cdot F_{qj,k}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 \cdot F_{q1k}$, e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 \cdot F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \psi_1 \cdot F_{q1,k} + \sum \psi_{2j} \cdot F_{qj,k}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} , e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 \cdot F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + F_{q1,k} + \sum \psi_{1j} \cdot F_{qj,k}$

ONDE: $F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;
 F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas;
 ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS;
 ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.

Fonte: adaptado da ABNT - NBR 6118:2014.

Como mencionado no item 11.7.2 da norma, as ações variáveis são inseridas nas combinações de serviço com os seus valores característicos reduzidos e são ponderadas pelo coeficiente dado pela expressão a seguir:

$$\gamma_f = \gamma_{f2} \quad (23)$$

Em que:

- γ_{f2} = Tem valor variável conforme a verificação que se deseja fazer, adimensional (Tabela 7);
- γ_{f2} = 1 para com combinações raras;
- γ_{f2} = ψ_1 para combinações frequentes; e
- γ_{f2} = ψ_2 para combinações quase permanentes.

Tabela 7: Valores do coeficiente γ_f2

Ações		γ_f2		
		Ψ_0	Ψ_1^1	Ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ²	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo ou de elevada concentração de pessoas ³	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens.	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0,0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

¹ Para os valores de Ψ_1 relativos às pontes e principalmente aos problemas de fadiga.

² Edifícios residenciais

³ Edifícios comerciais, de escritório, estações e edifícios públicos

Fonte: adaptado da ABNT - NBR 6118:2014.

2.2.11.2 Estados limites últimos

As regras para verificação no ELU são idênticas às que se aplicam nas seções de CA, com interesse especial nos domínios em que estão definidas as deformações de rupturas convencionais do aço e do concreto (CHOLFE; BONILHA, 2015). A diferença consiste, segundo Hanai (2005, p. 81), em um alongamento prévio da armadura protendida devido à protensão, existente antes de se considerar as ações externas.

Para efeito de cálculo, Hanai (2005, p. 81) utiliza como referência o chamado “estado de neutralização”, uma situação fictícia em que existem apenas os esforços devidos à compressão e as tensões em toda a seção transversal são consideradas nulas. Nesse estado, a deformação na armadura ativa tem um determinado valor, correspondente ao chamado pré-alongamento.

A partir desse estado de neutralização, os procedimentos de cálculo normalmente empregados em peças de CA são aplicados, destacando-se que a deformação da armadura ativa aumenta a partir do estado inicial de pré-alongamento, devendo ser considerado na determinação da correspondente tensão da armadura tracionada (HANAI, 2005, p. 81).

2.2.11.3 Pré-alongamento da armadura ativa

O pré-alongamento da armadura ativa ($\Delta\varepsilon_{pi}$) está diretamente relacionado com a força de protensão que, por sua vez, sofre os efeitos das perdas imediatas e progressivas. Para verificações no ELU, deverão ser considerados os valores finais da força de protensão,

descontadas todas essas perdas. A expressão para o cálculo da deformação da armadura de protensão é apresentada a seguir:

$$\Delta\varepsilon_{pi} = \frac{N_{pnd}}{E_p \cdot A_p} \quad (24)$$

Onde:

$$N_{pnd} = \gamma_p \cdot N_p + [\alpha_p \cdot A_p \cdot |\sigma_{cp}|] \cdot \gamma_p \quad (25)$$

Em que:

- $\Delta\varepsilon_{pi}$ = Pré-alongamento da armadura ativa, em %;
- N_{pnd} = Força que equilibra a tensão no CG da armadura ativa, em KN;
- E_p = Módulo de Elasticidade fios e cordoalhas, em MPa;
- A_p = Área da seção transversal da armadura ativa, em m²;
- γ_p = Peso específico do aço de protensão, em KN/m³;
- N_p = Força de protensão para pré-alongamento, em KN;
- α_p = Razão entre o Módulo de Elasticidade fios e cordoalhas e o módulo de deformação secante do concreto, adimensional; e
- σ_{cp} = Tensão no concreto produzida pela protensão, na posição do CG de A_p , em KPa.

2.3 Vigas protendidas: Dimensionamento

O procedimento de cálculo para o dimensionamento de vigas protendidas deste estudo seguirá a metodologia apresentada por Cholfe e Bonilha (2015, p. 97). O processo prático K6 é aplicado em vigas com seções retangulares, no ELU (sob solicitações normais) e nos domínios 2,3 e 4. O método é válido para seções armadas com armadura ativa, armadura passiva ou ambas, distribuídas na proporção adequada ao nível de protensão adotado.

Os materiais empregados na formulação são:

Tabela 8: Materiais empregados no processo prático K6.

Materiais Adotados	
Concretos (classes)	C25 A C40
Armaduras Ativas (aço)	CP175, CP190 E CP210
Armaduras Passivas (aço)	CA50

Fonte: adaptado de Cholfe e Bonilha (2013).

O dimensionamento das vigas protendidas cumpre um roteiro baseado na Figura 46 (Tabela de K6) apresentada no Anexo A, para os diversos concretos e aços mencionados

acima. Na prática, com essa tabela, será possível dimensionar, além de seções retangulares, as seções compostas por uma combinação de retângulos, com armaduras tanto ativas quanto passivas. O valor de K6 pode ser obtido por meio da seguinte equação:

$$K6 = \frac{b \cdot d_p^2}{M_{sd}} \quad (26)$$

Em que:

- b = Largura da seção transversal, em metros;
- d_p = Altura útil, relativa ao CG de A_p, em metros; e
- M_{sd} = Momento solicitante de cálculo (Combinações Últimas Normais – ELU), em MN · m.

Para a determinação das armaduras ativas e passivas, a formulação adotará, primeiramente, a hipótese de uma seção armada apenas com armadura de protensão. Após o equilíbrio e com a deformada devidamente posicionada, realizar-se-á o cálculo da deformação dos materiais, incluindo as armaduras passivas. Por fim, as deformações permitem obter as tensões e, com elas, o equilíbrio final da seção com a proporção Armaduras ativa/passiva escolhidas.

2.3.1 1ª hipótese: A_p≠0; A_s=0

A primeira hipótese considera uma seção armada somente com armadura ativa. Assim, tendo conhecidos: a geometria da seção, os materiais a serem empregados, o M_{sd} e Δε_{pi} (item 2.2.11.3), é possível determinar o valor de K6 por meio da equação 24. De posse desse resultado e analisando a Figura 46, obtém-se as seguintes variáveis estruturais, com seus respectivos limites:

Tabela 9: variáveis obtidas a partir do valor de K6 para o f_{ck} escolhido

Variáveis Estruturais	Limites aceitáveis
Variável que define a posição da linha neutra (β _x)	0 ≤ β _x ≤ 1,0
Variável que define a variação do braço de alavanca (β _z)	0,6 ≤ β _z ≤ 1,0
Deformação máxima do concreto na borda comprimida (ε _{cd})	0 ≤ ε _{cd} ≤ 3,5‰
Deformação da armadura ativa, e conjunto com concreto (Δε _{pd})	0 ≤ Δε _{pd} ≤ 10‰
Deformação da armadura passiva (ε _{sd})	ε _{sd} ≤ 10‰

Fonte: Adaptado Cholfe e Bonilha (2015).

A deformação total da armadura ativa (ϵ_{pd}) pode então ser calculada por meio da expressão abaixo:

$$\epsilon_{pd} = \Delta\epsilon_{pi} + \Delta\epsilon_{pd} \quad (27)$$

Em que:

- $\Delta\epsilon_{pi}$ = Pré-alongamento da armadura ativa, em ‰; e
- $\Delta\epsilon_{pd}$ = Deformação da armadura ativa, e conjunto com concreto, em ‰.

A partir da deformação do material (ϵ_{pd}) e do tipo de aço CP escolhido, é possível obter a tensão no aço da armadura ativa (σ_{pd}), na Tabela de K6. Com ela e as demais variáveis estruturais determinadas anteriormente, obtém-se o valor da armadura A_p (em cm^2) e da força total de tração N_{td} (em MN):

$$A_p = \frac{M_{sd} \cdot 10^4}{\beta_z \cdot d_p \cdot \sigma_{pd}} \quad (28)$$

$$N_{td} = \frac{M_{sd}}{\beta_z \cdot d_p} \quad (29)$$

Em que:

- A_p = Área da seção transversal da armadura ativa, em cm^2 ;
- M_{sd} = Momento solicitante de cálculo (Combinações Últimas Normais – ELU), em MN · m;
- β_z = Variável que define a variação do braço de alavanca, adimensional;
- d_p = Altura útil, relativa ao CG de A_p , em metros;
- σ_{pd} = Tensão no aço da armadura ativa, em KPa; e
- N_{td} = Força total de tração, em MN.

2.3.2 2ª hipótese: $A_p \neq 0$; $A_s \neq 0$

Diferentemente da primeira hipótese, a segunda considera as armaduras ativas e passivas. Para introduzir essa última, será necessário determinar a deformação da armadura passiva ($\epsilon_{sd} \leq 10 \text{ ‰}$). Portanto, na deformada já conhecida, aplica-se a seguinte equação de compatibilidade:

$$\epsilon_{sd} = \frac{d_s - x}{d_p - x} \cdot \Delta\epsilon_{pd} \quad (30)$$

Em que:

- d_s = Corresponde à diferença entre a altura da seção e a distância do CG de A_s até a borda mais tracionada, em metros;
 d_p = Corresponde à diferença entre a altura da seção e a distância do CG de A_p até a borda mais tracionada, em metros; e
 $\Delta\varepsilon_{pd}$ = Deformação da armadura ativa, e conjunto com concreto, em ‰.

Tendo o valor da deformação, pode-se determinar, assim como na hipótese anterior, a tensão no aço da armadura passiva (σ_{sd}), por meio da Tabela de K6. Para finalizar, tem-se a equação final, a qual pode ser utilizada para escolher a proporção das armaduras A_{pf} e A_s :

$$A_{pf} \cdot \sigma_{pd} + A_s \cdot \sigma_{sd} = N_{td} \quad (31)$$

A proporção adequada será aquela que atender ao concreto estrutural escolhido, como exposto na Tabela 4.

2.4 Estados Limites de Serviço – Verificações

A tabela abaixo apresenta resumidamente qual equação para verificação deverá ser utilizada para os Estados Limites de Serviço/combinções de acordo com o tipo de protensão e a CAA.

Tabela 10: Verificações para o ELS.

Nível de protensão	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Equação para verificação do ELS	Combinação de ações em serviço a utilizar	Estádio
Protensão parcial	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W: $w_{k,máx,CF} \leq 0,2\text{mm}$	Combinação Frequente (CF)	Estádio 2 (seção fissurada)
Protensão limitada	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	ELS-F: $\sigma_{cmáx,CF} \leq f_{ctk,f}$ ELS-D: $\sigma_{cmáx,CQP} \leq 0$	Combinação Frequente (CF) Combinação quase permanente (CQP)	Estádio 1 (seção não fissurada)
Protensão completa	Pré-tração com CAA III e CAA IV	ELS-F: $\sigma_{cmáx,CR} \leq f_{ctk,f}$ ELS-D: $\sigma_{cmáx,CF} \leq 0$	Combinação Rara (CR) Combinação Frequente (CF)	Estádio 1 (seção não fissurada)

Fonte: Adaptado de Cholfe e Bonilha (2015).

Como se pode observar, diferentemente das protensões completa e limitada, na protensão parcial considera-se a seção fissurada, ou seja, Estádio 2. Em vista disso, a

verificação deverá atender às regras de cálculo estabelecidas no item 17.3.3.2 da NBR 6118:2014 e descritas a seguir.

2.4.1 Cálculo de abertura estimada das fissuras em seções com protensão parcial

A partir da equação final determinada no item 2.3, é possível escolher o par A_{pf} e A_s , definindo as bitolas dos aços e o arranjo dentro da seção transversal. De posse desses dados e do valor do pré-alongamento $\Delta\varepsilon_{pi}$, a força de protensão pode ser calculada a partir da seguinte expressão:

$$N_{p\infty} = A_{pf} \cdot \Delta\varepsilon_{pi} \cdot E_p \quad (32)$$

Em que:

- $N_{p\infty}$ = Força de protensão, em MN;
- A_{pf} = Área da seção transversal da armadura ativa, em cm²;
- $\Delta\varepsilon_{pi}$ = Pré-alongamento da armadura ativa, em ‰; e
- E_p = Módulo de Elasticidade fios e cordoalhas, em MPa.

Para verificar se a seção de fato ultrapassou o ELS-F, atingindo o estágio 2, para as armaduras ativas e passivas escolhidas, sob combinações frequentes de ações, as seguintes condições deverão ser analisadas:

- Se $\sigma_{c,m\acute{a}x,CF} \leq f_{ctk,f}$, não haverá fissura (Estádio 1);
- Se $\sigma_{c,m\acute{a}x,CF} > f_{ctk,f}$, seção fissurada (Estádio 2).

Caso a primeira condição seja satisfeita, deverá ser escolhido um novo valor para A_{pf} e A_s com redução da protensão e aumento da armadura passiva. Caso contrário, pode-se calcular o acréscimo de tensão σ_s , no estágio 2, das Armaduras Ativas Aderentes e Armadura Passiva por meio das seguintes equações:

$$\sigma_s = \frac{(A_{pf} \cdot \Delta\varepsilon_{pi} \cdot E_p)}{\left(A_{cc} \cdot \frac{1}{\alpha_e} \cdot \frac{x}{d_s - x} - A_s \right)} \quad (33)$$

$$\sigma_s = \frac{1}{A_s \cdot \left(d_s - \frac{x}{3} \right)} \cdot \left[\Delta M - A_{pf} \cdot \Delta\varepsilon_{pi} \cdot E_p \cdot \left(d_p - \frac{x}{3} \right) \right] \quad (34)$$

Em que:

- σ_s = Tensão para cada posição da linha neutra, em MPa;

A_{pf}	=	Área da seção transversal da armadura ativa, em cm^2 ;
$\Delta\varepsilon_{pi}$	=	Pré-alongamento da armadura ativa, em ‰;
E_p	=	Módulo de Elasticidade fios e cordoalhas, em MPa;
A_s	=	Área da seção transversal da armadura passiva, em cm^2 ;
A_{cc}	=	Área comprimida, em cm^2 ;
α_e	=	Relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto, pode ser considerado igual a 15 (NBR 6118:2014, item 17.3.3.2);
x	=	Posição da LN em relação à borda mais comprimida, em metros;
d_s	=	Corresponde à diferença entre a altura da seção e a distância do CG de A_s até a borda mais tracionada, em metros;
d_p	=	Corresponde à diferença entre a altura da seção e a distância do CG de A_p até a borda mais tracionada, em metros; e
ΔM	=	Acréscimo de momento entre o ELS-D e o carregamento considerado (CF), em MNm.

O valor da tensão σ_s para cada posição da linha neutra (x) pode ser obtido de forma iterativa por meio das equações acima, de forma que a resposta é aquela que oferece a posição de equilíbrio, isto é, o par σ_s, x que atende concomitantemente as equações 27 e 28. A partir desse resultado, calcula-se o provável w_k conforme o item 2.2.4.

2.5 Comparativo entre concreto protendido e concreto armado

A seguir serão apresentadas algumas vantagens e desvantagens do uso do concreto protendido frente ao concreto armado.

2.5.1 Vantagens

Sabe-se que a protensão proporciona melhorias no desempenho (serviço) e na segurança das estruturas de concreto. Assim, ao comparar quais as vantagens do CP frente ao CA, segundo Cholfe e Bonilha (2013, p. 45-47), tem-se:

- Durabilidade: o fenômeno da corrosão é um dos grandes responsáveis pela redução da vida útil das estruturas, sendo inibido pela maior proteção das armaduras devido à ausência ou diminuição da fissuração.
- Deformabilidade: a protensão equilibra uma parcela significativa do carregamento da estrutura, reduzindo os deslocamentos finais, ou seja, as flechas e garantindo acabamentos de melhor qualidade;

- c) Materiais de melhor qualidade: no CP podem-se utilizar aços especiais sem que a peça seja condenada por fissuração excessiva. O melhor aproveitamento dos aços de alta resistência, no ELU, decorre do pré-alongamento da protensão;
- d) Leveza e esbeltez da estrutura: a sistemática estrutural do CP (equilíbrio de cargas), associada com a qualidade superior dos materiais, propicia seções mais esbeltas, vãos maiores e estruturas mais leves;
- e) Prova de carga: grande parte do carregamento aplicado à estrutura é equilibrada pela protensão, podendo, portanto, ser encarada como uma prova de carga para a peça protendida;
- f) Maior resistência à fadiga: a fadiga no aço diante de ações repetitivas é mais grave nas peças armadas do que nas protendidas. Nas vigas armadas fissuradas, os efeitos das cargas repetitivas se transformam em variação de tensão $\Delta\sigma$ no aço passivo. Já no CP, em que toda a seção trabalha, as eventuais variações de tensões $\Delta\sigma_p$ somente ocorrem após a descompressão da seção, reduzindo as consequências da fadiga no aço. O gradiente $\Delta\sigma_p$ é muito menor do que o gradiente $\Delta\sigma$.

Ishitani e França (2002, p. 16) e Rudloff (2015, p. 3) acrescentam ainda as seguintes vantagens:

- a) Desenvolvimento de métodos construtivos: a protensão permite criar sistemas construtivos diversos: balanços sucessivos, pré-moldados, entre outros;
- b) Eliminação das tensões de tração: havendo necessidade, consegue-se eliminar as tensões de tração e, portanto, a fissuração do concreto. De qualquer forma, constitui um meio eficiente de controle de abertura de fissuras quando estas forem permitidas;
- c) Possibilidade de uso em ambientes agressivos.

2.5.2 Desvantagens

Segundo Cholfe e Bonilha (2015, p. 47), há também algumas desvantagens no uso do CP, sendo as mais importantes:

- a) Corrosão: o efeito da corrosão pode ser danoso para a segurança da estrutura nas peças protendidas em que a armadura ativa não está protegida por bainhas

- (armaduras pré-aderentes). Devem ser adotados cuidados especiais com a fissuração e os cobrimentos tanto no projeto como na construção;
- b) Protensão é força ativa: quando a protensão estiver sendo aplicada no concreto, erros de projeto ou de construção podem resultar em ruínas das estruturas;
 - c) Maiores exigências no projeto: o projeto das estruturas protendidas, além de verificações e detalhamentos mais amplos, deve conter também os procedimentos executivos para construção e o uso da estrutura;
 - d) Maiores exigências na construção: além dos materiais de melhor qualidade, as estruturas protendidas requerem equipamentos como macacos, aparelhos de controle de pressão, bombas injetoras e misturadoras. Também a mão de obra deve ser treinada para controlar e liberar a protensão, tendo como referencial as especificações de projeto. O controle tecnológico do concreto e sua respectiva resistência são fundamentais para a aplicação da protensão na estrutura.

2.6 Orçamento

O orçamento destaca-se por ser uma ferramenta de grande importância na condução das atividades das organizações, como também no processo de identificação dos problemas de coordenação (STEPPAN, 2006, p. 51).

Para Avila, Librelotto e Lopes (2003, p. 1), "orçar é quantificar insumos, mão de obra ou equipamentos necessários à realização de uma obra ou serviço, bem como os respectivos custos e o tempo de duração dos mesmos".

Em geral, um orçamento é determinado somando-se os custos diretos (mão-de-obra de operários, material, equipamento) e os custos indiretos (equipes de supervisão e apoio, despesas gerais do canteiro de obras, taxas, etc.) e por fim adicionando-se impostos e lucro para se chegar ao preço de venda (MATTOS, 2006, p. 22).

2.6.1 Tipos de Orçamento

Existem três tipos diferentes de orçamentos, e o padrão escolhido em determinada construção depende de dois parâmetros: precisão e rapidez. O fator determinante para a diferenciação de cada tipo corresponde ao grau de detalhamento, o qual pode classificá-los em: estimativa de custo, orçamento preliminar e orçamento analítico ou detalhado (CARDOSO, 2009, p. 198).

2.6.1.1 Estimativa de custo ou orçamento paramétrico

Segundo Minichiello (2007, p. 22), opta-se pelo orçamento paramétrico quando se pretende obter uma estimativa rápida do empreendimento, tendo como base apenas dados básicos da obra, sem a necessidade dos projetos arquitetônico, hidrossanitário, elétrico e estrutural, bastando somente o anteprojeto.

A estimativa de custos é uma avaliação realizada com base em custos históricos e comparação com projetos similares, sendo feita a partir de indicadores genéricos. No caso de obras de edificações, um indicador bastante utilizado é o Custo Unitário Básico (CUB), que representa o custo da construção, por m², de cada um dos padrões de imóvel estabelecidos (HERRMANN, 2015, p. 20).

2.6.1.2 Orçamento preliminar

É um pouco mais detalhado que o orçamento por estimativa de custos, apresentando um grau de incerteza mais reduzido. Este tipo de orçamento estabelece e pressupõe o levantamento de algumas quantidades e custos de alguns serviços, com uma quantidade maior de indicadores. As construtoras, em obras similares, geram seus próprios indicadores e mesmo com projetos arquitetônicos e acabamentos distintos, os indicadores de custos apresentam pouca flutuação (MELO, 2011, p.19).

2.6.1.3 Orçamento analítico ou detalhado

Também chamado de orçamento discriminado, é a maneira mais precisa e detalhada de estimar os custos da obra, exigindo maior tempo e atenção do orçamentista. Para Cordeiro (2007, p. 27), este tipo de orçamento demonstra o preço unitário de cada serviço a ser cumprido, bem como o preço total da obra a ser cobrado do cliente.

Segundo Tisaka (2006), a elaboração do orçamento requer que os projetos básicos estejam prontos, haja vista que os quantitativos adotados na planilha de orçamento devem ser obtidos a partir desses projetos com a maior precisão possível. Com relação aos preços unitários, eles podem ser retirados de tabelas de referência ou por meio de pesquisa de mercado.

Esta planilha para apresentação do orçamento analítico pode ser composta pelos seguintes elementos: discriminação de todos os itens e subitens; unidades de serviços; quantidades; preços unitários dos serviços; preço parcial ou subtotal para cada subitem;

preço do item ou subtotal de cada item, preço total do empreendimento sem o BDI, isto é, o custo direto e o preço total do empreendimento com o BDI (AVILA; LIBRELOTTO; LOPES, 2003, p. 43).

Pode ser observado na Tabela 11 um exemplo de planilha orçamentária, contendo os elementos descritos acima:

Tabela 11: Exemplo de Planilha de Orçamento Analítico.

Item	Discriminação do serviço	Unidade	Quantidade	Preço	
				Unitário	Total
1	Estrutura				
1.1	Pilares				R\$ 27465,16
	Concreto Estrutural Dosado em Central Convencional Fck=30MPa, bombeado.	m ³	76,42	312,38	23872,08
	Ensaio de resistência a compressão simples - concreto	und	10	121,06	1210,60
	Ensaio de abatimento de tronco de cone	und	10	52,94	529,40
	Aço CA 50A e CA60, corte e dobra	kg	61,63	7,89	486,26
	Forma madeira compensada resinada, 12mm	m ²	61,32	22,29	1366,82
1.2	Vigas				R\$ 36473,91
	Concreto Estrutural Dosado em Central Convencional Fck=30MPa, bombeado.	m ³	89,48	312,38	27951,76
	Ensaio de resistência a compressão simples - concreto	und	36	121,06	4358,16
	Ensaio de abatimento de tronco de cone	und	36	52,94	1905,84
	Aço CA 50A e CA 60,corte e dobra	kg	125,23	7,89	988,06
	Forma madeira compensada resinada, 12mm	m ²	56,98	22,29	1270,08
	Total serviço				R\$ 63.939,07
	BDI				22%
	Total com BDI				R\$ 78.005,67

Fonte: Autor.

2.6.2 Etapas do orçamento analítico

Mattos (2006, p. 26) divide o processo de orçamentação em três grandes etapas de trabalho (item 2.6.2.1 ao item 2.6.2.3). Primeiramente, analisam-se os documentos disponíveis, realiza-se visita de campo e consulta-se o cliente. Logo depois, monta-se o custo, que é oriundo das definições técnicas, do plano de execução da obra, dos quantitativos dos serviços, da produtividade e da cotação de preços de insumo. Para finalizar, soma-se o custo indireto, incluem-se os impostos e a margem de lucro desejada, obtendo assim o preço de venda da obra.

2.6.2.1 Estudo dos fatores ambientais

A análise do projeto básico ou executivo é o primeiro passo para a elaboração da planilha orçamentária. É o projeto que irá nortear o orçamentista, haja vista que a partir dele serão identificados todos os serviços com seus respectivos quantitativos, o grau de interferência entre eles, a dificuldade de realização das tarefas, etc. (VALENTINI, 2009, p. 16).

A fase de estudo e entendimento das condicionantes, é o momento em que se tornam conhecidas as condições de entorno da obra, englobando as seguintes atividades:

- a) Leitura e interpretação do projeto e especificações técnicas: Xavier (2008, p. 24) afirma que é o momento em que o orçamentista estuda, entende e compreende o projeto. Salienta também que o projeto básico deve conter os seguintes projetos: de arquitetura completo, de estrutura, de instalações hidráulicas, de instalações elétricas e projetos complementares. Com relação às condições técnicas a serem entendidas, as mesmas compreendem documentos em forma descritiva, que trazem informações de maneira qualitativa (padrões de acabamento, critério de aceitação dos materiais, resistência do concreto, etc);
- b) Leitura e interpretação do edital: é necessário no caso de uma obra ser objeto de uma concorrência, sendo o documento que rege a licitação. Esse documento traz as “regras” do projeto e contém informações indispensáveis para a elaboração do orçamento: prazo da obra, datas marco-contratuais, penalidade por atraso no cumprimento do prazo ou bônus por antecipação, critérios de medição, pagamento e reajustamento, regime de preços, limitação de horários de trabalho, critérios de participação na licitação, habilitação técnica (empresa e responsável técnico), documentação requerida, seguros exigidos e facilidades disponibilizadas pelo contratante (MATTOS, 2006, p. 28);
- c) Visita técnica: permite o conhecimento do terreno, de obras que estejam sendo executadas na vizinhança e de informações referentes às condições de acesso ao local de implantação do empreendimento (MINICHIELLO, 2007).

2.6.2.2 Composição de custos

Mattos (2015) afirma que todo orçamentista se baseia, ou pelo menos devia se basear, em composições de custos unitários. A composição de custos é a descrição dos gastos referentes a um determinado serviço de obra, que é constituída por insumos com

especificações, unidades, coeficientes de consumo necessários à execução de uma unidade de serviço, custo unitário referente à aquisição ou emprego de uma unidade do insumo e o custo total, cuja somatória resulta no custo total unitário do serviço (MARCHIORI, 2009, p. 41). A tabela a seguir mostra um exemplo de composição de custo unitário.

Tabela 12: Exemplo de uma composição de custo unitário.

INSUMO	UNIDADE	ÍNDICE	CUSTO UNITÁRIO	CUSTO TOTAL
CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 8,0 MM, UTILIZADO EM ESTRUTURAS DIVERSAS, EXCETO LAJES. AF_12/2015	KG			
AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0196	16,01	0,314
ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,1394	19,58	2,729
ACO CA-50, 8,0 MM, VERGALHÃO	KG	1,1100	4,22	4,684
			TOTAL	7,727

Fonte: SINAPI (agosto, 2017).

Para a elaboração da composição de custos torna-se necessária a realização das seguintes atividades:

- a) Identificação dos serviços: é um processo necessário para que um orçamento seja considerado completo, isto é, o mesmo deve contemplar a totalidade dos serviços requeridos pela obra (XAVIER, 2008, p.26).
- b) Levantamento de quantitativos: Para Mattos (2006, p. 28), cada serviço identificado precisa ser quantificado. O levantamento de quantitativos constitui uma das principais tarefas do orçamentista, isso no caso de o projetista não os fornecer detalhadamente. Inclui cálculos baseados em dimensões precisas fornecidas pelo projeto ou em alguma estimativa.
- c) Custos diretos: se referem ao conjunto de serviços necessários para compor o produto final e é constituído pelos insumos representados por materiais, equipamentos e mão de obra (SILVA et al., 2015, p.8). A unidade básica do custo direto é a composição de custos, que podem ser unitários quando possuir unidade de serviço mensurável ou como verba, quando o serviço não pode ser traduzido em uma unidade física mensurável (SANTOS; SILVA; OLIVEIRA, 2012).
- d) Custos indiretos: são aqueles que não estão relacionados diretamente aos serviços de campo em si, mas que são requeridos para que tais serviços possam ser realizados (MATTOS, 2006, p.29).

- e) Cotação de preços: ocorre logo após a identificação dos materiais a serem utilizados na obra, os quais entram na maioria absoluta das atividades, representando muitas vezes mais da metade do custo unitário do serviço. A coleta dos preços deve ser realizada junto aos fornecedores do mercado (MELO, 2011, p. 30).
- f) Definição de encargos sociais e trabalhistas: consiste na definição do percentual de encargos sociais e trabalhistas a ser aplicado à mão-de-obra. São custos em que incorre o empregador pelo fato de utilizar os serviços de seus empregados, envolvendo os diversos impostos que incidem sobre a hora trabalhada e os benefícios a que tem direito os trabalhadores (ROCHA, 1992).

2.6.2.3 Determinação do orçamento

Xavier (2008, p.29) expõe que é no processo de fechamento do orçamento que se define a lucratividade desejada. Tal lucro está baseado nos seguintes fatores: dificuldades de execução, prazos, condições locais, fatores relativos à concorrência, risco do empreendimento, necessidade de conquistar determinada obra, etc. A partir dessas condições intrínsecas e extrínsecas, o empresário define o seu contrato de custo mais remuneração concedida.

Para ratear esse lucro mais os custos indiretos, o profissional responsável pelos orçamentos necessita de um fator de majoração denominado BDI (Benefícios e Despesas Indiretas), aplicado aos custos diretos (THOMÉ, 2016). Esta taxa pode ser inserida tanto na composição dos custos unitários, como poder ser aplicada diretamente sobre o custo total, objetivando conseguir-se o preço de execução de obra (CORDEIRO, 2007).

O preço de venda é o valor total ofertado pelo contrato, englobando todos os custos, o lucro e os impostos. É o valor final do orçamento. É com ele que a construtora irá propor negócio à entidade contratante ou participar da licitação (TAVES, 2014).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Esse trabalho consiste no estudo comparativo entre uma viga já concebida em CA convencional e uma solução em viga de CP. A elaboração dessa alternativa estrutural será feita mediante o lançamento desse sistema construtivo no projeto do Restaurante Universitário e Centro de Convivência da UFOB, situado na cidade de Barreiras, no estado da Bahia.

Para desenvolver o roteiro de cálculo de pré-dimensionamento da viga pretendida torna-se necessária a realização de uma revisão bibliográfica sobre o CP e interpretação dos detalhes acerca do dimensionamento. Em vista disso, objetivando facilitar a análise, é elaborada uma planilha de cálculos, desenvolvida conforme a metodologia apresentada no item 2.3. A determinação das perdas da força de protensão também será efetuada por meio de planilhas, com base no que foi exposto no item 2.2.9.

O levantamento da quantidade de consumos de materiais do sistema em CA é efetuado a partir das dimensões precisas fornecidas pelos projetos arquitetônico e estrutural do Restaurante Universitário. Para a estrutura de CP, o mesmo procedimento será realizado com base nos resultados obtidos no dimensionamento.

A determinação do custo da estrutura analisada será feita por meio da composição de custos unitários (item 2.6.2.2), no qual serão empregados preços dos insumos de materiais adotados pelas bases de dados reconhecidas e de mão-de-obra aplicados na cidade de Barreiras.

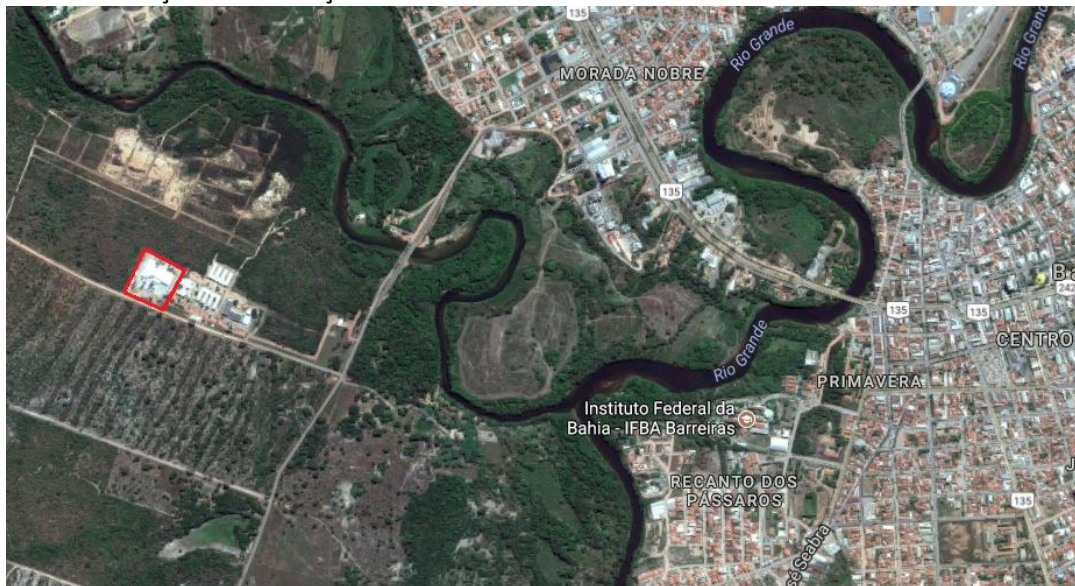
3.1 Projeto da Edificação Modelo

O projeto da edificação modelo, fornecido pela Coordenadoria de Infraestrutura da UFOB e pelo engenheiro Valter Bastos Cunha Filho, trata-se de um Restaurante Universitário e Centro de Convivência da própria universidade. A escolha pode ser justificada pelo fato de se tratar de uma obra de grande porte, em que os elementos estruturais mais solicitados apresentam grandes dimensões, e também pela possibilidade de se obter maiores vãos na região analisada.

A arquitetura do RU e Centro de Convivência foi concebida de modo a abrigar uma cozinha industrial, refeitório e espaço para convivência, com área total construída de 4175,13m². A edificação se encontra atualmente em construção e é de responsabilidade da empresa CSG Engenharia Ltda. Com relação à localização, a mesma está situada ao lado da

biblioteca Central do campus Reitor Edgard Santos, a uma distância aproximada de 4 km do centro urbano da cidade de Barreiras (Figura 12).

Figura 12: Localização da edificação em estudo.



Fonte: Google Earth, 2017.

Para efeito de análise e comparação, será considerada nesse estudo a viga da cozinha industrial (área de 1.091,23m²), cujas dimensões e carregamentos verticais a qual está sujeita apresentam valores relativamente elevados. Por outro lado, não serão tratados aqui a escolha e o dimensionamento de outros elementos estruturais, pelo fato de se distanciar do objetivo principal do trabalho. A fachada do RU é apresentada na Figura 13, enquanto as plantas e cortes da cozinha se encontram no Anexo B.

Figura 13: Fachada do RU e Centro de Convivência, em Barreiras.

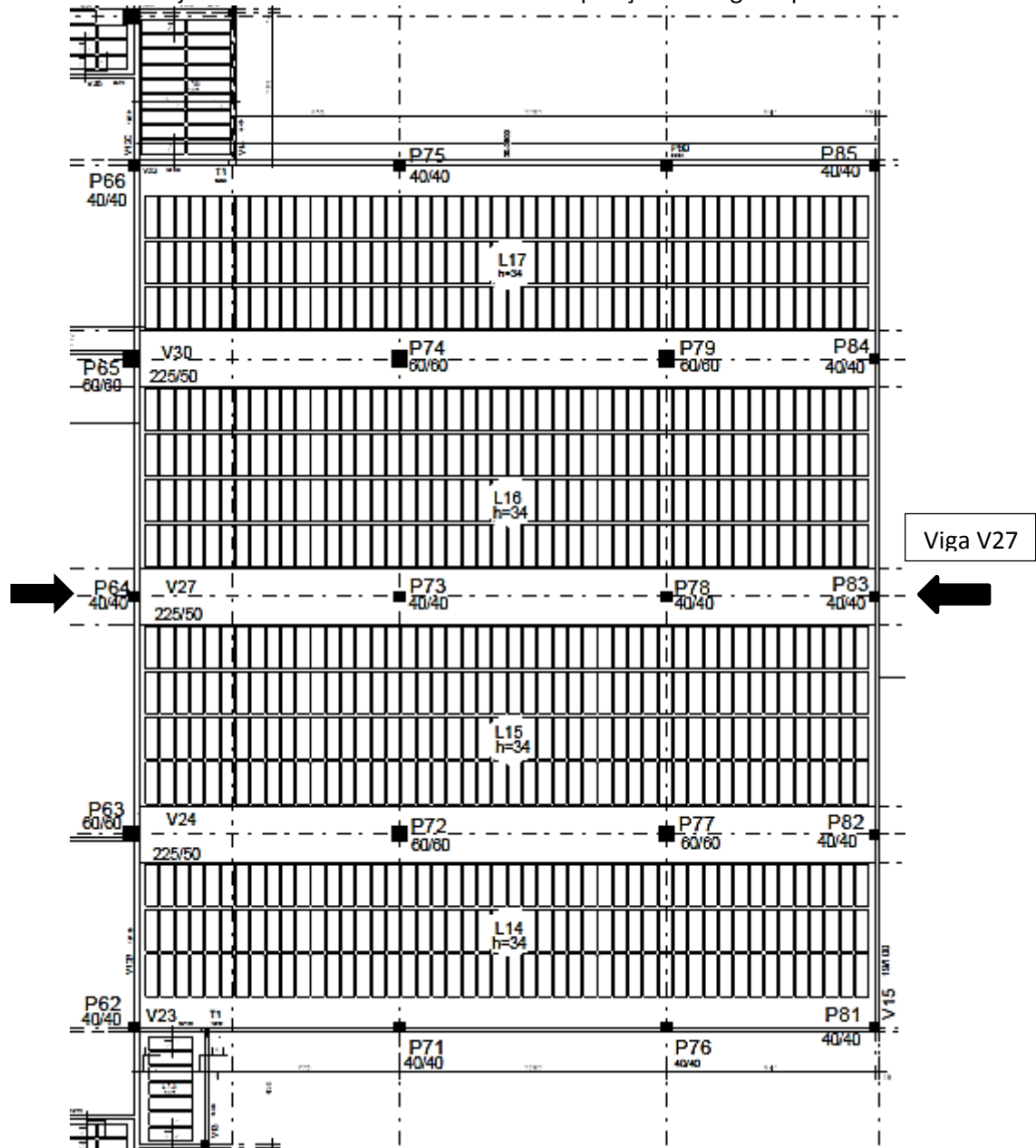


Fonte: Autor.

3.2 Caracterização da viga V27 de CA

Trata-se de uma viga construída originalmente em CA, com f_{ck} de 30MPa, localizada na parte central da cozinha industrial, conforme a Figura 14. A mesma possui dimensões de 2,25 m de largura por 0,5 m de altura, com comprimento total de 30 m e se encontra apoiada sobre quatro pilares P64, P73, P78 e P83, cujas dimensões são de 0,4 m por 0,4 m (Figura 15). As lajes pré-moldadas em Poliestireno Expandido (EPS) com nervuras treliçadas, L15 e L16, cuja área é de 287m², se encontram apoiadas diretamente sobre a viga.

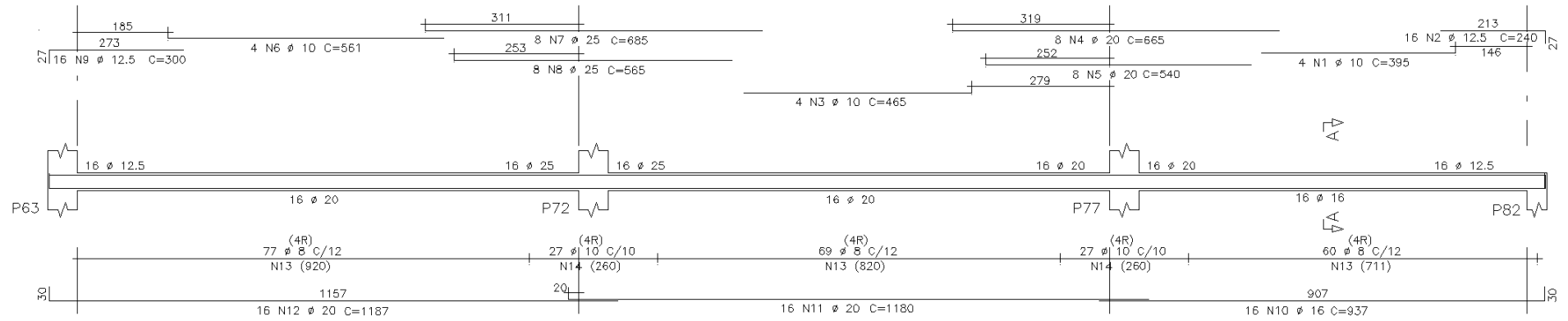
Figura 14: Forma da laje do forro da cozinha industrial com posição das vigas e pilares.



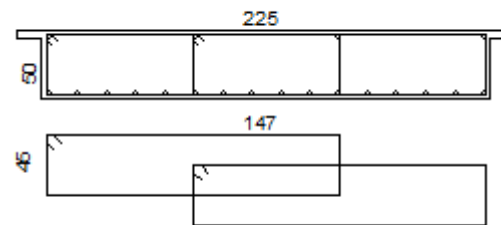
Fonte: CINFRA-UFOB (2014).

Figura 15: Detalhamento das vigas V24, V27 e V30.

V24=V27=V30 225X50



Corte A



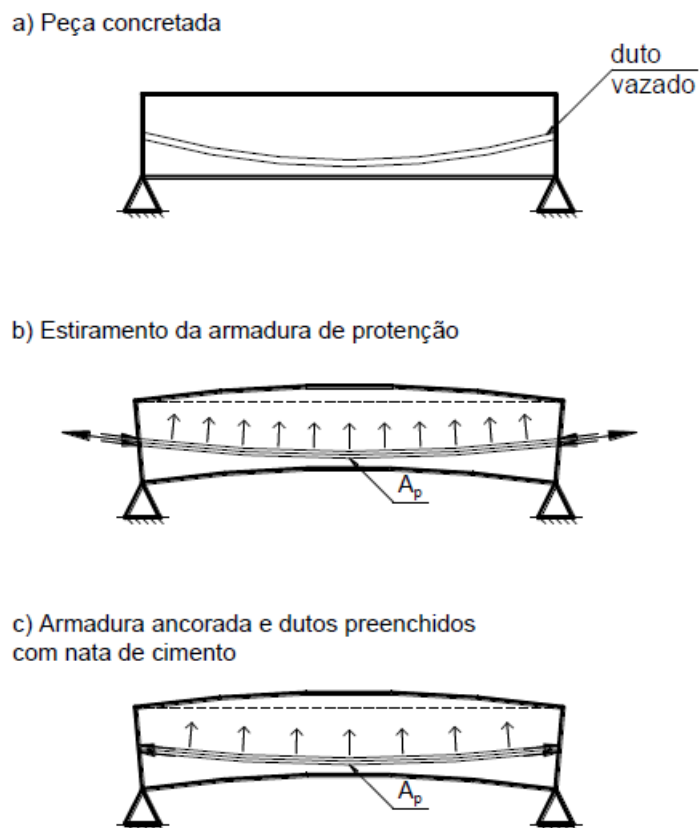
412 N13 ϕ 8 C=400
108 N14 ϕ 10 C=400

Fonte: CINFRA-UFOB (2014).

3.3 Especificação do tipo e nível de protensão

A protensão será realizada em fase única e o tipo adotado para esta obra corresponde à pós-tração com aderência posterior, desenvolvida com a injeção de calda de cimento no interior das bainhas (Figura 16). A escolha pode ser justificada pela sua aplicação generalizada em estruturas protendidas de médio e grande porte e também por ser uma solução tecnicamente viável quando bem executada.

Figura 16: Esquema simplificado de fabricação de peça protendida com pós-tração.



Fonte: Bastos (2015).

Com relação ao nível de protensão, a sua escolha será realizada a partir da Classe de Agressividade Ambiental (CAA), como mencionado no item 2.2.8 e com base nos requisitos estabelecidos pela NBR 6118:2014. Logo, considerando a construção do Restaurante Universitário na cidade de Barreiras uma região urbana, em que o clima é seco e com umidade relativa do ar menor que 65%, pode ser adotada para este caso a CAA I, cujo risco de deterioração da estrutura é insignificante.

Assim, conforme se averigua na Tabela 5, extraída da NBR 7197:1989, para um ambiente não agressivo deve ser utilizada uma protensão parcial. Esse resultado também pode ser observado na Tabela 4, onde a partir da classe de agressividade (CAA I), adota-se o nível de protensão correspondente, que neste caso também equivale a protensão parcial, ou nível 1.

3.4 Especificações do concreto estrutural

Para especificar as características do concreto que serão consideradas no projeto estrutural também é necessário levar em conta a CAA a qual a estrutura de concreto estará sujeita, de modo que, quando utilizada, conserve a estabilidade, segurança e competência em serviço durante o período correspondente à sua vida útil.

Como a CAA já foi determinada no item anterior, é possível estabelecer a resistência à compressão característica do concreto empregado no cálculo. Logo, observando a Tabela 1, para a Classe de Agressividade I, deve ser utilizado concreto com classe maior ou igual a C25. Nesse trabalho é adotado concreto com classe de resistência C30 e cimento CII.

3.5 Especificações do aço estrutural

3.5.1 Armadura Passiva

De acordo com o item 2.1.3, nos projetos de estruturas de CP deve-se empregar o aço da armadura passiva com resistência característica de escoamento nas categorias CA-25, CA-50 e CA-60, definidos pela NBR 7480:2007 (item 4.1). A determinação das bitolas e dos diâmetros das seções transversais nominais empregados será feita em concordância com os valores normatizados por essa norma. Nesse estudo será utilizado o aço CA-50 no projeto estrutural.

3.5.2 Armadura Ativa

Para evitar problemas relacionados com a emenda da armadura nas peças estruturais de grande vãos, os fios e cordoalhas se apresentam como alternativas mais adequadas por serem fornecidos em grandes comprimentos, como mencionado no item 2.2.3.1. No presente estudo serão utilizadas cordoalhas, uma vez que as mesmas têm se mostrado mais econômicas quando comparadas com os fios trefilados de aço carbono. Mais

especificamente, as cordoalhas adotadas serão da categoria CP190-RB de 7 fios, cujas características são apresentadas na Tabela 13.

Tabela 13: Características da cordoalha de 7 fios na categoria CP 190.

Características na categoria: CP 190			
Número de fios	Ø Nominal (mm)	Área (cm²)	Massa (Kg/m)
7 fios	15,2	1,434	1,126

Fonte: Adaptada de Cholfe e Bonilha (2015).

3.6 Ações utilizadas na estrutura

Consoante o item 2.2.10, as ações são classificadas em: permanentes, variáveis e excepcionais. Estas últimas, por sua vez, não serão consideradas nesse estudo por serem causadas por eventos com baixa probabilidade de ocorrência.

3.6.1 Ações permanentes

Como nesse estudo será realizado o redimensionamento de uma estrutura que já foi inicialmente elaborada em CA convencional, os valores dos carregamentos permanentes considerados no projeto em CP serão os mesmos fornecidos pelo projeto original. Em conformidade com os dados obtidos para as lajes pré-moldadas em nervura treliçada, são utilizados os seguintes valores:

- Peso próprio da laje: 2,45 KN/m²; e
- Sobrecarga: 3,92 KN/m².

Com relação às vigas do projeto estudado, o peso específico aparente a ser considerado pode ser encontrado na NBR 6120:1980, sendo utilizado o valor a seguir, com base na tabela 1 da referida norma:

- Concreto armado/protendido: 25KN/m³.

3.6.2 Ações variáveis

Para o Restaurante Universitário, a ação variável a ser considerada tem o valor estabelecido pela Tabela 2 dessa última norma, a saber:

- Terraços com acesso ao público: 3,0 kN/m².

3.7 Verificação e combinação das ações

No item 2.2.10, foi mencionado que para verificações relacionadas ao ELS e ao ELU devem ser utilizadas, respectivamente, as combinações de serviço e as combinações últimas, como será explanado a seguir:

3.7.1 Estado Limite de Serviços

A Tabela 4 recomenda qual o tipo de verificação deverá ser feita em CP, bem como quais combinações de ações devem ser consideradas. Assim, tratando-se de um concreto protendido nível 1 (item 3.1), deve ser realizada a seguinte verificação para o Estado Limite de Serviço/combinação:

- **ELS-W**, $w_k \leq 0,2\text{mm}$, sob combinação frequente de serviço.

A equação que representa a condição do ELS é:

- **ELS-W**: $w_{k,\text{máx},CF} \leq 0,2\text{mm}$

Em vista disso e observando a Tabela 6 da página 49 para combinações frequentes, tem-se:

$$F_{d,\text{ser}} = \sum F_{gi,k} + \psi_1 \cdot F_{q1,k} + \sum \psi_{2j} \cdot F_{qj,k} \quad (35)$$

Os carregamentos permanentes, ou ações referentes a eles, são inseridos na combinação de serviço com seus valores característicos, ou seja, são ponderados por um coeficiente $\gamma_g = 1,0$. Já os carregamentos variáveis, ou ações referentes a eles, são ponderados pelo coeficiente γ_{f2} , que tem valor variável conforme a verificação que se deseja fazer. Neste estudo, o carregamento variável corresponde somente à carga acidental e os coeficientes de ponderação (ψ_1 e ψ_2), obtidos na Tabela 7, adotados são:

- $\psi_1 = 0,6$, para combinações frequentes;
- $\psi_2 = 0,4$, para combinações quase permanentes.

3.7.2 Estado Limite Último

Para o dimensionamento das estruturas pelo método K6, atendeu-se a formulação das combinações normais apresentadas no item 5.1.3.1 da NBR 8681:2003, expressa pela equação:

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_q \cdot (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} \cdot F_{qjk}) \quad (36)$$

Em que:

- F_{gk} = Ações permanentes diretas, kN;
 F_{qk} = Ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal, kN;
 γ_g = Coeficiente de ponderação das ações permanentes no ELU;
 γ_q = Coeficiente de ponderação das ações variáveis no ELU; e
 Ψ_{0j} = Coeficiente redutor das ações variáveis secundárias no ELU.

Na combinação estão incluídas as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos multiplicados pelos coeficientes da Tabela 14 e com as demais ações variáveis sendo multiplicadas pelo coeficiente fornecido na Tabela 7.

Tabela 14: Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$

COEFICIENTE $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$								
Combinações de ações	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	Q	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ¹	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0,0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0,0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0,0	1,2	0,9	0,0	0,0

ONDE: D é desfavorável, F é favorável, Q representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.

¹ Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Fonte: adaptado da ABNT - NBR 6118:2014.

Desse modo, para este caso, os coeficientes adotados, são:

- $\gamma_g = 1,4$, para ações permanentes;
- $\gamma_q = 1,4$, para ações variáveis;
- $\psi_0 = 0$, não há ações variáveis secundárias.

3.8 Escolha da força de protensão

Para o dimensionamento dos elementos deste trabalho, adota-se o valor característico da abertura de fissuras como parâmetro a ser verificado para a definição da força de protensão. Dessa maneira, o processo torna-se iterativo, onde de início se estima um valor para a força de protensão e, ao final, verifica-se se a condição do ELS-W foi satisfeita. Caso contrário, repete-se o processo até atingir uma configuração estrutural com a abertura requerida.

3.9 Planilhas utilizadas no dimensionamento

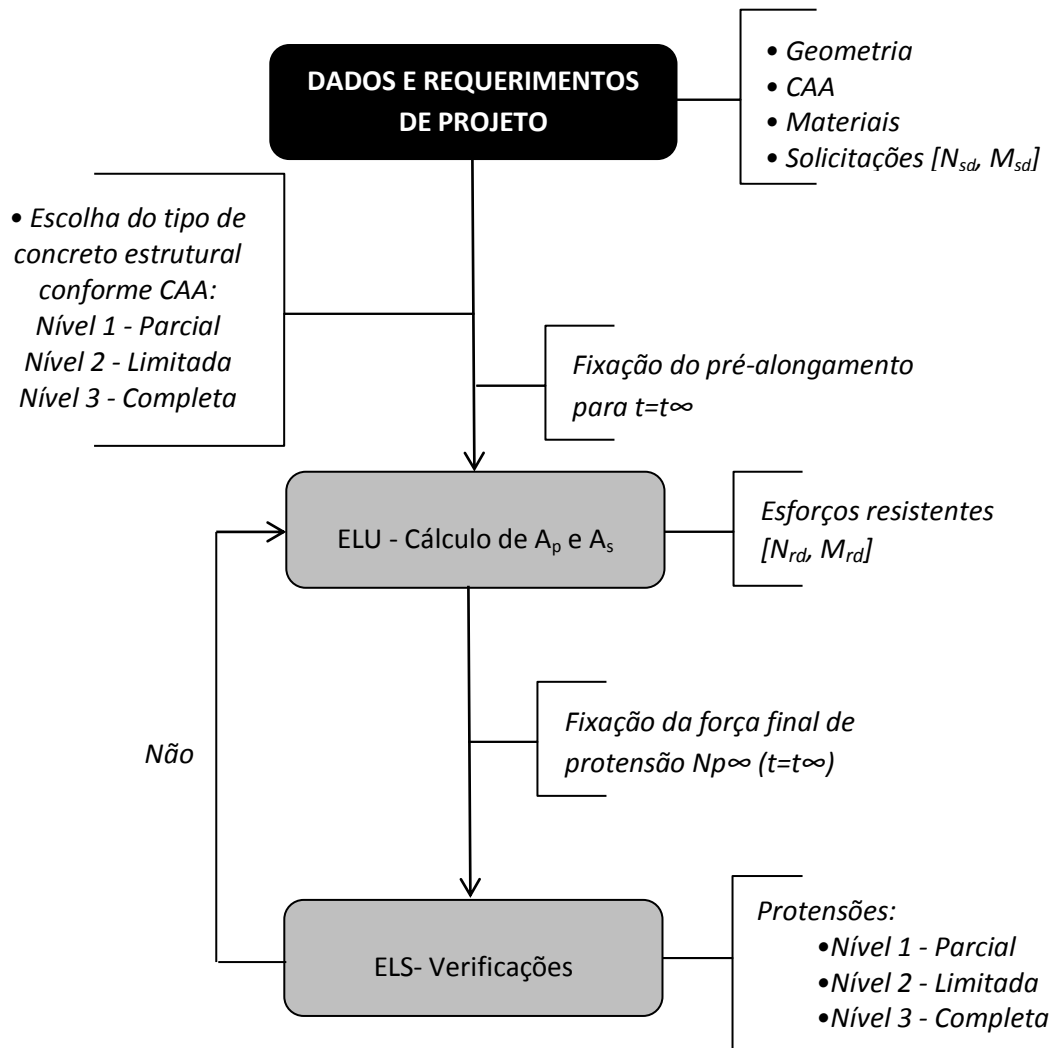
Conforme mencionado no item 3, o dimensionamento da viga protendida V27 será realizado com base na metodologia proposta por Cholfe e Bonilha (item 2.3). Para tanto, o roteiro de cálculo do processo prático K6 foi desenvolvido através de uma planilha no Excel, como demonstrado na Figura 18. Além disso, para obtenção das variáveis estruturais, foi utilizada a tabela do Anexo A.

Resumidamente, o procedimento de cálculo pode ser descrito da seguinte forma: primeiramente, adota-se a hipótese de uma seção armada apenas com armadura ativa. Após o equilíbrio e com a deformada devidamente posicionada, calcula-se a deformação dos materiais, incluindo as armaduras passivas. Com essas deformações, é possível obter das tensões e, com elas, o equilíbrio final da seção com a proporção de Armaduras Ativa/Passiva a ser escolhida.

Depois de definidas as proporções entre A_{pf} e A_s , parte-se para as verificações do ELS, onde é analisada a abertura máxima característica (w_k) das fissuras, que nesse caso corresponde a 0,2 mm (Tabela 4). Desse modo, a metodologia apresentada no item 2.4 também foi desenvolvida em planilhas do Excel, conforme a Figura 19, objetivando facilitar a análise das possíveis soluções.

O fluxograma da Figura 17 apresenta os procedimentos necessários para dimensionamento e verificação de seções transversais de concreto protendido, conforme descrito anteriormente.

Figura 17: Fluxograma dos procedimentos para dimensionamento e verificação de seções transversais de concreto protendido.



Fonte: Adaptado de Cholfe e Bonilha (2015).

Figura 18: Planilha de dimensionamento de vigas protendidas.

SEÇÕES RETANGULARES - FORMULAÇÃO GERAL ($A_s = 0$; $A_p \neq 0$) - DOMÍNIOS 2, 3 E 4					
TABELA K6: DIMENSIONAMENTO DE VIGAS					
Solicitações:					
Mg1k (KNm)=		$Msd = \sum \gamma_g * Mgk + \gamma_q * (Mq1k + \sum \psi_{0j} * Mqjk)$			
Mg2k (KNm)=	0				
Mq1k (KNm)=		$\psi_0 =$		$\gamma_g =$	
Mq2k (KNm)=	0	$\psi_0 =$		$\gamma_q =$	
Determinar A_p e A_s					
Msd (MNm):	0,000	b:		dp:	
fck:		$\Delta \epsilon_{pi}$:		CP:	
ds:		CA:		k6:	#DIV/0!
h:		E_p (Gpa)=		E_{si} (Gpa)=	
Conhecidos: geometria da seção, materiais a serem empregados, Msd e $\Delta \epsilon_{pi}$					
1ª) Hipótese: $A_p \neq 0$; $A_s = 0$ (somente armadura ativa)					
Unidades: MN, m					
K6 =	β_x (MPa) =	Preencha os dados		Valor incorreto	
	β_x interpolado (MPa) =	0,00		Ok	
	β_z (MPa) =	Preencha os dados		Valor incorreto	
	β_z interpolado (MPa) =	0,000		Valor incorreto	
	ϵ_{cd} (‰) =	Preencher os dados		Valor incorreto	
	ϵ_{cd} interpolado (‰) =	0,00		Ok	
	$\Delta \epsilon_{pd}$ (‰) =	Preencher os dados		Valor incorreto	
$\Delta \epsilon_{pd}$ interpolado (‰) =	0,00		Ok		
ϵ_{pd} (‰) =	#VALOR!	A_p (cm²) =	#VALOR!	β_x (MPa) =	Preencha os dados
σ_{pd} (MPa) =	Preencher os dados	x =	#VALOR!	β_z (MPa) =	Preencha os dados
σ_{pd} interpolado (MPa) =	#VALOR!	y =	#VALOR!	ϵ_{cd} (‰) =	Preencher os dados
σ_{pd} (MPa) =	Preencher os dados	Ntd (MN) =	#VALOR!	$\Delta \epsilon_{pd}$ (‰) =	Preencher os dados
Fórmulas gerais					
β_x (25 MPa) =	Valor não encontrado/interpolar	β_x (35 MPa) =	Valor não encontrado/interpolar		
β_x (30 MPa) =	Valor não encontrado/interpolar	β_x (40 MPa) =	Valor não encontrado/interpolar		
β_z (25 MPa) =	Valor não encontrado/interpolar	β_z (35 MPa) =	Valor não encontrado/interpolar		
β_z (30 MPa) =	Valor não encontrado/interpolar	β_z (40 MPa) =	Valor não encontrado/interpolar		
ϵ_{cd} (25 MPa) =	Valor não encontrado/interpolar	ϵ_{cd} (35 MPa) =	Valor não encontrado/interpolar		
ϵ_{cd} (30 MPa) =	Valor não encontrado/interpolar	ϵ_{cd} (40 MPa) =	Valor não encontrado/interpolar		
$\Delta \epsilon_{pd}$ (25 MPa) =	Valor não encontrado/interpolar	$\Delta \epsilon_{pd}$ (35 MPa) =	Valor não encontrado/interpolar		
$\Delta \epsilon_{pd}$ (30 MPa) =	Valor não encontrado/interpolar	$\Delta \epsilon_{pd}$ (40 MPa) =	Valor não encontrado/interpolar		
σ_{pd} (CP175) =	#VALOR!	σ_{pd} (CP210) =	#VALOR!		
σ_{pd} (CP190) =	#VALOR!				
2ª) Hipótese: $A_p \neq 0$ e $A_s \neq 0$ (Armaduras ativa e passiva)					
Valores conhecidos (hip. 1):					
x	#VALOR!	Ntd	#VALOR!	Ncd	#VALOR!
y	#VALOR!	ϵ_{cd}	Preencher os dados	σ_{pd}	Preencher os dados
$\Delta \epsilon_{pd}$	Preencher os dados	Acc	#VALOR!		
Para introduzir a armadura passiva, será necessário determinar esd.					
esd (‰) =	#VALOR!	#VALOR!	σ_{sd} (MPa) =	435	
Equação Final ($A_{pf} * \sigma_{pd} + A_s * \sigma_{sd} = Ntd$)					
PROPORÇÕES ENTRE A_{pf} E A_s				$\sigma_{pd}/\sigma_{sd} =$	#VALOR!
SOMENTE ARMADURA PASSIVA (CONCRETO ARMADO), $A_s =$			#VALOR!	Para cada cm² de aço CP são necessários	
SOMENTE ARMADURA ATIVA, $A_{pf} =$			#VALOR!	#VALOR! cm² de aço CA.	
ARMADURA PASSIVA E ATIVA	$A_s =$				
	$A_{pf} =$	#VALOR!	#VALOR!		
nº cabos:					

Fonte: Autor.

Figura 19: Planilha para verificação da abertura de fissuras - ELS.

ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO - VERIFICAÇÕES					
Verificar "CONTROLE DA FISSURAÇÃO"					
CONCRETO PROTENDIDO NÍVEL 1: PROTENSÃO PARCIAL (PÓS-TRAÇÃO COM CAA I)					
Deve ser verificado para o seguinte ELS/combinção: ELS-W , $w_k \leq 0,2$ mm, sob combinação frequente de serviço (CF)					
Equação de condição: ELS-W : w_k , máx, $CF \leq 0,2$ mm					
CÁLCULO DE ABERTURA ESTIMADA DAS FISSURAS (w_k) EM SEÇÕES COM PROTENSÃO PARCIAL					
Solicitações:					
Mg1k (KNm)=					
Mg2k (KNm)=					
Mq1k (KNm)=		$\Psi_1 =$		$\Psi_2 =$	
Mq2k (KNm)=		$\Psi_1 =$		$\Psi_2 =$	
Momento Fletor da CF ($MCF = \sum F_{gi,k} + \Psi_1 * F_{q1,k} + \Psi_2 * F_{q2,k}$):			0,000	(MNm)	
1ª Passo					
Equação Final ($A_{pf} * \sigma_{pd} + A_s * \sigma_{sd} = N_{td}$)					
Apf efetivo (cm²):		\emptyset :		nº \emptyset :	
As efetivo (cm²):		\emptyset :		nº \emptyset :	
Força de Protensão ($N_{p\infty}$)		(MN)			
2º Passo: VERIFICAÇÕES DOS ELS RELATIVOS À FISSURAÇÃO DO CONCRETO					
Seção armada com Apf e As fissurada com protensão parcial					
Wc, inf=	0	σ_c , máx, CF (MPa)=	#DIV/0!	fctk,f (MPa)=	0,000
Verificação do ELS-F para CF: σ_c , máx, CF \leq fctk,f			#DIV/0!		
#DIV/0!					
3º Passo: CÁLCULO DO ACRÉSCIMO DE TENSÃO DAS ATIVAS ADERENTES E PASSIVA QUE CONTROLAM A FISSURAÇÃO NO ESTÁDIO 2					
Equações de compatibilidade					
$\epsilon_c = [x/(ds-x)] * \epsilon_s$ ou $\epsilon_s = [(ds-x)/x] * \epsilon_c$					
Equações constitutivas					
$\sigma_c = E_c * \epsilon_c$ $\sigma_s = E_s * [(ds-x)/x] * \epsilon_c$					
Equações de equilíbrio:					
Forças resultantes:					
		$N_c =$	$0 * x * (E_c * \epsilon_c) / 2$		
		$N_c =$	$0 * x * E_c * [x/(ds-x)] * \epsilon_s$		
		$N_c =$	$0,0000 * [x^2/(ds-x)] * \sigma_s$		
$N_p =$	0,00000				
$N_s =$	0	$* \sigma_s$			
Equilíbrio dos esforços $N_c = N_p + N_s$					
$0,01 * [x^2/(ds-x)] * \sigma_s =$ 0 + 0 $* \sigma_s$					
$\sigma_s =$ $\frac{0}{0,0000 * [x^2/(ds-x)] - 0}$ (I)					
Momentos					
$\Delta M = MCF - N_p * e_p =$ 0,000 (MNm)					
$N_s * z_s + N_p * z_p = \Delta M$					
$\sigma_s =$ $\frac{0,000}{As * (ds-x/3)}$ - $\frac{N_p * (dp-x/3)}{As * (ds-x/3)}$ (II)					
com:					
$ds = 0$ $dp = 0$					
x=	1,08	x^3	x^2	x	num
$\sigma_s =$	#DIV/0!	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
VALOR CARACTERÍSTICO DA ABERTURA DE FISSURAS (w_k)					
Entrar com os seguintes dados:					
\emptyset_i (mm)=	0	$\sigma_{si} =$	#DIV/0!	fctm =	2,896
$\eta_1 =$	2,25	Esi (Mpa) =	0	pri =	#DIV/0!
As (cm²)=	0,00	Acric (cm²)=	0		
O valor de w_k é o menor entre os seguintes valores:					
#DIV/0!					
#DIV/0!					
#DIV/0!					
#DIV/0!					

Fonte: Autor.

3.10 Base de dados para composição dos custos unitários

Conforme descrito no item 2.6.2.2, a unidade básica dos custos diretos é a composição de custos unitários e a sua obtenção se torna indispensável para que seja possível comparar os custos totais das vigas analisadas. À vista disso, lançou-se mão das bases de dados reconhecidas, a qual o preço dos insumos de materiais que fazem parte das composições foram coletados das planilhas SINAPI de agosto de 2017, disponibilizadas no site da Caixa Econômica.

Para as composições referentes à protensão foi necessário consultar as planilhas disponibilizadas pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). Isso se justifica pelo fato de se tratar de itens muito específicos e difíceis de ser encontrados tanto nas bases de dados reconhecidas, como também no mercado de construção civil de Barreiras.

Os valores da mão de obra, por sua vez, foram obtidos através do Sindicato dos Trabalhadores Empregados nas Indústrias da Construção Civil, Mobiliário, Madeireira e Assemelhados do Oeste da Bahia (SINDIOESTE), válidos de 2015 até 2017, conforme tabela abaixo. Com relação aos encargos sociais incidentes na mão de obra, é empregado o valor de 73,34% para mensalistas, indicado na planilha SINAPI de agosto de 2017.

Tabela 15: Valores de mão-de-obra disponibilizados pelo SINDIOESTE.

Funções	Unidade	Custo
Armador	h	9,3
Carpinteiro de formas	h	9,3
Pedreiro	h	9,3
Servente	h	5,8

Fonte: SINDIOESTE (2016).

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Depois de realizadas as etapas de lançamento, dimensionamento e determinação das perdas da força de protensão da viga protendida, além do levantamento de custos para os dois sistemas estruturais, parte-se então à etapa de apresentação dos resultados obtidos. A necessária comparação entre os mesmos será feita posteriormente, com o intuito de avaliar qual a solução de projeto mais adequada ao estudo de caso.

Em vista disso, são expostos a seguir os resultados para a possível solução em CP considerada para o projeto analisado e também os motivos que levaram à sua adoção. Ao final, tendo escolhida a opção mais apropriada, são apresentados os resultados dos quantitativos e custos totais de cada sistema estrutural.

4.1 Resultados para a Viga Contínua apoiada sobre três pilares

Como mencionado anteriormente, a escolha do sistema em CP se justifica, entre outros fatores, pelo objetivo de se obter maior área útil na região da cozinha industrial, além de uma possível redução dos custos totais da superestrutura. Dessa forma, visando atender aos objetivos iniciais, optou-se por uma viga contínua apoiada sobre três pilares, sendo o terceiro localizado na parte central da viga.

Desse modo, os valores das cargas distribuídas na viga V27 podem ser observados na Tabela 16 e Tabela 17. Na Figura 20 pode-se observar um desenho esquemático das cargas agindo na estrutura.

Tabela 16: Cargas permanentes distribuídas sobre a viga.

Ações permanentes (g)			
Laje:		Viga:	
Peso próprio (KN/m ²):	2,45166	Peso específico do concreto (KN/m ³):	25
Sobrecarga (KN/m ²):	3,92266	Base (m):	0,5
Área a laje (m ²):	287,00	Altura (m):	1,5
Total distribuído na viga (KN/m):	60,98	Peso próprio (KN/m):	18,75
TOTAL - AÇÕES PERMANENTES (KN/m):			79,73

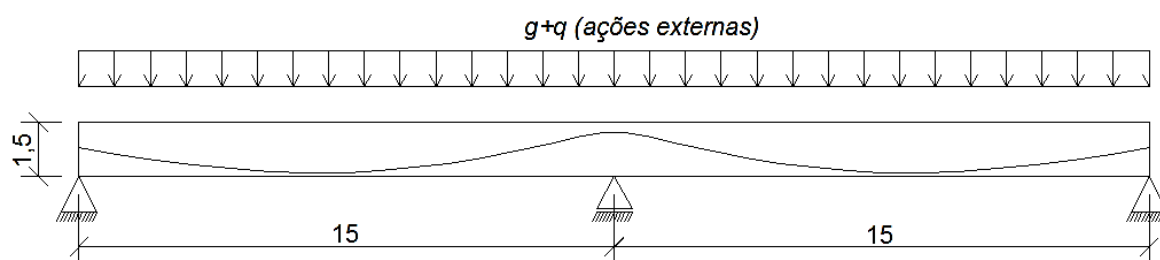
Fonte: Autor.

Tabela 17: Cargas variáveis distribuídas sobre a viga.

Ações variáveis (q):	
Terraço com acesso ao público (kN/m ²):	3
Total (KN):	861
Total distribuído na viga (KN/m):	28,70
TOTAL – AÇÕES VARIÁVEIS (KN/m):	28,70

Fonte: Autor.

Figura 20: Desenho esquemático de viga contínua com pós-tração sujeita a carregamentos externos.



Fonte: Autor.

Como se pode verificar, os carregamentos provenientes das lajes e do uso da estrutura são dados pela relação carga sobre área, tornando necessária a obtenção dessa área (287 m²) a partir do projeto arquitetônico do RU. Desse modo, o valor das cargas é multiplicado pela área de influência da laje e, posteriormente, dividido pelo comprimento da viga, obtendo-se assim as cargas lineares de 79,73 KN/m e 28,70 KN/m, conforme indicação da Tabela 16 e Tabela 17, respectivamente. O recebimento do carregamento dessas lajes pela viga foi simplificado, sendo adotado em apenas em uma direção, ou seja, ocorre nas vigas V27, V30 e V24.

A tabela abaixo indica os valores de entrada necessários para o dimensionamento da viga de CP.

Tabela 18: Dados necessários para o dimensionamento pelo método K6.

Dados de entrada – Dimensionamento método K6	
Resistência característica do concreto à compressão (f_{ck})	30 MPa
Aço para armadura Ativa (CP)	CP 190
Aço para armadura Passiva (CA)	CA 50
Módulo de Elasticidade de fios e cordoalhas (E_p)	200 GPa
Módulo de elasticidade do aço CA (E_s)	210 GPa
Deformação de pré-alongamento da armadura ativa ($\Delta\epsilon_{pi}$)	5,5

Fonte: Autor.

Os seis primeiros itens da tabela acima já haviam sido definidos anteriormente. Com relação à deformação de pré-alongamento da armadura ativa, Cholfé e Bonilha (2015) definem como sendo um número que varia entre 5 e 7 %, sendo fixado neste caso o valor de 5,5 %. A geometria da viga foi definida levando-se em consideração os valores das variáveis obtidas a partir de K6, descritas no item 2.3.1, de modo que fossem atendidos os

valores limites estabelecidos na Tabela 9. Além disso, foi avaliada também a variação da área de aço, tanto ativo quanto passivo.

O resultado do dimensionamento pode ser verificado na Figura 21, onde as proporções de armaduras Ativas (A_{pf}) e Passivas (A_s) resultantes são as seguintes:

Tabela 19: Diversas proporções entre A_{pf} e A_s .

A_{pf}	A_s	Observações
0	83,67 cm ²	Concreto Armado
24,14 cm ²	0	Só armadura Ativa
14,23 - 2·5Ø15,2mm	34,36 - 7Ø25mm	Ativa e Passiva

Fonte: Autor.

Neste estudo são utilizadas as duas armaduras (ativa e passiva) e a escolha da proporção entre as mesmas foi feita de modo que as exigências relativas à fissuração fossem atendidas nas verificações do ELS-W. Desse modo, para a armadura passiva foram adotadas sete barras com diâmetro de 25 mm (área efetiva total de 34,36cm²), enquanto que para as armaduras ativas optou-se por dois cabos, cada um com cinco cordoalhas de 7 fios e diâmetro de 15,2 mm (área efetiva total de 14,34 cm²).

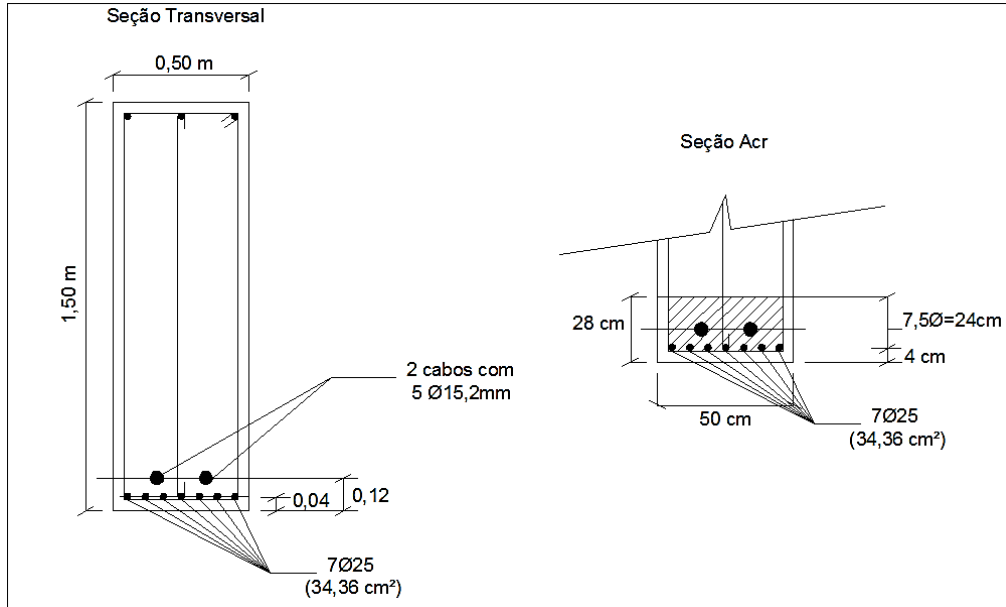
Figura 21: Resultados do dimensionamento gerado pela planilha do Excel.

SEÇÕES RETANGULARES - FORMULAÇÃO GERAL ($A_s = 0$; $A_p \neq 0$) - DOMÍNIOS 2, 3 E 4							
TABELA K6: DIMENSIONAMENTO DE VIGAS							
Solicitações:							
Mg1k (KNm)=	2242,434	$Msd = \sum \gamma_g * Mg_k + \gamma_q * (Mq1k + \sum \psi_{0j} * Mq_{jk})$					
Mg2k (KNm)=	0						
Mq1k (KNm)=	807,1875	$\psi_0 =$		$\gamma_g =$	1,4		
Mq2k (KNm)=	0	$\psi_0 =$		$\gamma_q =$	1,4		
Determinar A_p e A_s							
Msd (MNm):	4,269	b:	0,5	dp:	1,38		
fck:	30	$\Delta \epsilon_{pi}$:	5,5	CP:	CP190		
ds:	1,46	CA:	CA50	k6=	0,223		
h:	1,5	E_p (Gpa)=	200	E_{si} (Gpa)=	210		
Conhecidos: geometria da seção, materiais a serem empregados, Msd e $\Delta \epsilon_{pi}$							
1ª) Hipótese: $A_p \neq 0$; $A_s = 0$ (somente armadura ativa)							
Unidades: MN, m							
K6 =	0,223	β_x (MPa) =	0,36	Ok			
		β_x interpolado (MPa) =	0,00	Ok			
		β_z (MPa) =	0,85	Ok			
		β_z interpolado (MPa) =	0,000	Valor incorreto			
		ϵ_{cd} (‰) =	3,5	Ok			
		ϵ_{cd} interpolado (‰) =	0,00	Ok			
		$\Delta \epsilon_{pd}$ (‰) =	6,222	Ok			
$\Delta \epsilon_{pd}$ interpolado (‰) =	0,00	Ok					
ϵ_{pd} (‰) =	11,72	A_p (cm²) =	24,14	β_x (MPa) =	0,36		
σ_{pd} (MPa) =	Valor não encontrado/interpolar	x=	0,497	β_z (MPa) =	0,850		
σ_{pd} interpolado (MPa) =	1508	y=	0,397	ϵ_{cd} (‰) =	3,5		
σ_{pd} (MPa) =	1508	Ntd (MN) =	3,640	$\Delta \epsilon_{pd}$ (‰) =	6,22		
Fórmulas gerais							
β_x (25 MPa) =	Valor não encontrado/interpolar	β_x (35 MPa) =	Valor não encontrado/interpolar				
β_x (30 MPa) =	0,3600	β_x (40 MPa) =	Valor não encontrado/interpolar				
β_z (25 MPa) =	Valor não encontrado/interpolar	β_z (35 MPa) =	Valor não encontrado/interpolar				
β_z (30 MPa) =	0,8500	β_z (40 MPa) =	Valor não encontrado/interpolar				
ϵ_{cd} (25 MPa) =	Valor não encontrado/interpolar	ϵ_{cd} (35 MPa) =	Valor não encontrado/interpolar				
ϵ_{cd} (30 MPa) =	3,5000	ϵ_{cd} (40 MPa) =	Valor não encontrado/interpolar				
$\Delta \epsilon_{pd}$ (25 MPa) =	Valor não encontrado/interpolar	$\Delta \epsilon_{pd}$ (35 MPa) =	Valor não encontrado/interpolar				
$\Delta \epsilon_{pd}$ (30 MPa) =	6,2220	$\Delta \epsilon_{pd}$ (40 MPa) =	Valor não encontrado/interpolar				
σ_{pd} (CP175) =	Valor não encontrado/interpolar	σ_{pd} (CP210) =	Valor não encontrado/interpolar				
σ_{pd} (CP190) =	Valor não encontrado/interpolar						
2ª) Hipótese: $A_p \neq 0$ e $A_s \neq 0$ (Armaduras ativa e passiva)							
Valores conhecidos (hip. 1):							
x	0,497	Ntd	3,640	Ncd	3,620		
y	0,3974	ϵ_{cd}	3,500	σ_{pd}	1508		
$\Delta \epsilon_{pd}$	6,2220	Acc	0,1987				
Para introduzir a armadura passiva, será necessário determinar ϵ_{sd} .							
ϵ_{sd} (‰)=	6,79	Ok	σ_{sd} (MPa) =	435			
Equação Final ($A_{pf} * \sigma_{pd} + A_s * \sigma_{sd} = Ntd$)							
PROPORÇÕES ENTRE A_{pf} E A_s				$\sigma_{pd} / \sigma_{sd} =$	3,466561839		
SOMENTE ARMADURA PASSIVA (CONCRETO ARMADO) , $A_s =$		83,67	Para cada cm ² de aço CP são necessários 3,467 cm ² de aço CA.				
SOMENTE ARMADURA ATIVA, $A_{pf} =$		24,14					
ARMADURA PASSIVA E ATIVA	$A_s =$	34,36	7	25			
	$A_{pf} =$	14,23	9,92	15,2			
	n° cabos:		2,00	5			

Fonte: Autor.

Na Figura 22 podem ser observados o arranjo da armadura dentro da seção transversal da viga e a área de envolvimento das armaduras (A_{cr}).

Figura 22: Arranjo da armadura na seção transversal e na seção A_{cr} .



Fonte: Autor.

Na verificação do ELS-W, o valor final obtido para w_k corresponde a 0,005mm, conforme apresentado na Figura 23. Como $w_k < 0,2 \text{ mm}$, está verificado o ELS-W (item 3.7.1). Isso indica que neste caso não haverá problemas de durabilidade da estrutura associados à fissuração do concreto. Portanto, a seção da viga e a proporção entre as armaduras definidas inicialmente atendem a todas as condições do ELU e ELS, podendo ser aplicados neste estudo.

Figura 23: Resultado da verificação do ELS gerado pela planilha do Excel.

ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO - VERIFICAÇÕES					
Verificar "CONTROLE DA FISSURAÇÃO"					
CONCRETO PROTENDIDO NÍVEL 1: PROTENSÃO PARCIAL (PÓS-TRAÇÃO COM CAA I)					
Deve ser verificado para o seguinte ELS/combinção: ELS-W , $w_k \leq 0,2$ mm, sob combinação frequente de serviço (CF)					
Equação de condição: ELS-W : w_k , máx, CF $\leq 0,2$ mm					
CÁLCULO DE ABERTURA ESTIMADA DAS FISSURAS (w_k) EM SEÇÕES COM PROTENSÃO PARCIAL					
Solicitações:					
Mg1k (KNm)=	2242,434225				
Mg2k (KNm)=	0				
Mq1k (KNm)=	807,1875	$\Psi_1 =$	0,6	$\Psi_2 =$	0,4
Mq2k (KNm)=	0	$\Psi_1 =$		$\Psi_2 =$	
Momento Fletor da CF ($MCF = \sum F_{gi,k} + \Psi_1 * F_{q1,k} + \Psi_2 * F_{q2,k}$):			2,727	(MNm)	
1ª Passo					
Equação Final ($A_{pf} * \sigma_{pd} + A_s * \sigma_{sd} = N_{td}$)					
Apf efetivo (cm²):	14,34	$\emptyset:$	15,2	nº $\emptyset:$	10
As efetivo (cm²):	34,36	$\emptyset:$	25	nº $\emptyset:$	7
Força de Protensão ($N_{p\infty}$)	1,577	(MN)			
2º Passo: VERIFICAÇÕES DOS ELS RELATIVOS À FISSURAÇÃO DO CONCRETO					
Seção armada com Apf e As fissurada com protensão parcial					
Wc, inf=	0,1875	σ_c , máx, CF (MPa)=	7139,00	fctk, f (MPa)=	2895,310
Verificação do ELS-F para CF: σ_c , máx, CF $\leq f_{ctk, f}$		Concreto Fissurado, estágio 2			
Seguir para o próximo passo					
3º Passo: CÁLCULO DO ACRÉSCIMO DE TENSÃO DAS ATIVAS ADERENTES E PASSIVA QUE CONTROLAM A FISSURAÇÃO NO ESTÁDIO 2					
Equações de compatibilidade					
$\epsilon_c = [x / (ds - x)] * \epsilon_s$ ou $\epsilon_s = [(ds - x) / x] * \epsilon_c$					
Equações constitutivas					
$\sigma_c = E_c * \epsilon_c$ $\sigma_s = E_s * [(ds - x) / x] * \epsilon_c$					
Equações de equilíbrio					
Forças resultantes:					
		$N_c =$	$0,5 * x * (E_c * \epsilon_c) / 2$		
		$N_c =$	$0,25 * x * E_c * [x / (ds - x)] * \epsilon_s$		
		$N_c =$	$0,0167 * [x^2 / (ds - x)] * \sigma_s$		
$N_p =$	1,57740				
$N_s =$	0,003436	$* \sigma_s$			
Equilíbrio dos esforços $N_c = N_p + N_s$					
$0,01 * [x^2 / (ds - x)] * \sigma_s =$		1,5774	+	0,003436	$* \sigma_s$
$\sigma_s =$		1,5774			(I)
		0,0167	$* [x^2 / (ds - x) -$	0,003436	
Momentos					
$\Delta M = MCF - N_p * e_p =$		1,733	(MNm)		
$N_s * z_s + N_p * z_p = \Delta M$					
$\sigma_s =$		1,733	-	$N_p * (dp - x / 3)$	(II)
		$As * (ds - x / 3)$		$As * (ds - x / 3)$	
com:					
		$ds = 1,46$			
		$dp = 1,38$			
x=	1,08	x^3	x^2	x	num
$\sigma_s =$	33,05	0,00876	-0,00740	0,00639	-0,00933
VALOR CARACTERÍSTICO DA ABERTURA DE FISSURAS (w_k)					
Entrar com os seguintes dados:					
\emptyset_i (mm)=	25	$\sigma_{si} =$	33,05	fctm =	2,896
$\eta_1 =$	2,25	Esi (Mpa) =	210000	pri =	0,0302
As (cm²)=	34,36	Acric (cm²)=	1137,5		
O valor de w_k é o menor entre os seguintes valores:					
0,005					
0,02					
0,005					
Está verificado o ELS-W, $w_k = 0,2$ mm					

Fonte: Autor.

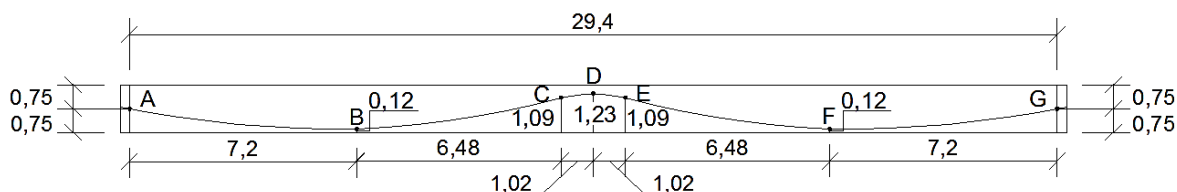
4.1.1 Perdas imediatas da força de protensão

A determinação das perdas, tanto imediatas quanto progressivas, constitui uma etapa de significativa importância, uma vez que a força de protensão é o elemento fundamental das peças de concreto protendido (CHOLFE; BONILHA, 2015, p. 133). A seguir são apresentados os resultados obtidos por meio das planilhas desenvolvidas no Excel.

4.1.1.1 Perdas por atrito

Para dar início aos cálculos das perdas por atrito, tornou-se necessária a definição do traçado dos cabos de protensão, de acordo com o que foi exposto no item 2.2.5. Assim, para a viga V27, em conformidade com o carregamento atuante na peça e com as excentricidades nas extremidades e no meio do vão, foi adotado o cabo parabólico simétrico apresentado na figura a seguir, considerando uma sobra de 30 cm nas ancoragens:

Figura 24: Traçado do cabo da viga protendida V27.



Fonte: Autor.

Desse modo, a partir da figura acima, a análise da perda por atrito foi realizada para dois casos: o primeiro considerando um cabo parabólico simétrico com ancoragens ativa e passiva e o segundo, um cabo parabólico simétrico com duas ancoragens ativas. Como mencionado anteriormente, o traçado desses cabos permite que o desvio angular dos trechos seja calculado de modo simplificado (item 2.2.9.2). A figura abaixo apresenta os resultados obtidos por meio da planilha Excel.

Figura 25: Resultado para perdas por atrito para os dois casos - processo simplificado.

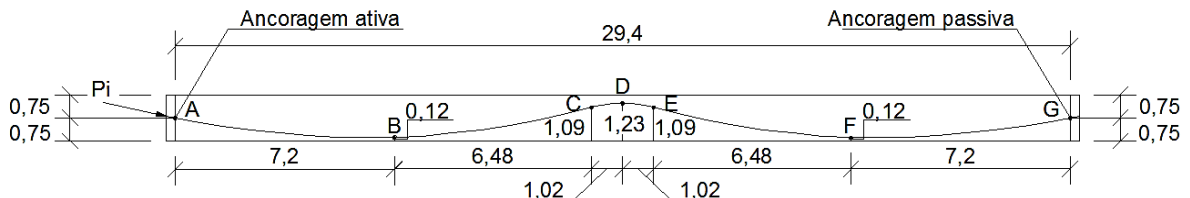
PERDAS POR ATRITO: PROCESSO SIMPLIFICADO							
$\Delta P_0(x) = P_i * [1 - e^{-(\mu * \sum \alpha + k * x)}]$							
Dados:							
Ep (Gpa):	200	$\mu =$	0,05	k=	0,0005	Aço=	CP190 RB
fptk=	1900	fpyk=	1710	Tração:	pós		
Ap=	10,00	\varnothing	15,2	com	Ap(0)=	1,434 cm ² /cordoalha	
Considera-se sobra de 30cm na ancoragem A							
Determinação de Pi							
Pi (KN)=				2010,47			
Perdas por atrito-Valores de P0(x)							
Trecho AB:							
$\Delta y_i =$	0,63	li=	7,2	$\sum \alpha =$	0,175 radianos	x=	7,2
$-(\mu * \sum \alpha + k * x) =$	-0,01235	$e^{-(\mu * \sum \alpha + k * x)}$	0,987726	P0 x= 7,2	1985,791 KN		
Trecho ABC:							
$\Delta y_i =$	0,97	li=	6,48	$\sum \alpha =$	0,474383 radianos	x=	13,68
$-(\mu * \sum \alpha + k * x) =$	-0,030559136	$e^{-(\mu * \sum \alpha + k * x)}$	0,969903	P0 x= 13,68	1949,959 KN		
Trecho ABCD:							
$\Delta y_i =$	0,14	li=	1,02	$\sum \alpha =$	0,748893 radianos	x=	14,7
$-(\mu * \sum \alpha + k * x) =$	-0,044794626	$e^{-(\mu * \sum \alpha + k * x)}$	0,956194	P0 x= 14,7	1922,397 KN		
Trecho ABCDE:							
$\Delta y_i =$	0,14	li=	1,02	$\sum \alpha =$	1,023402 radianos	x=	15,72
$-(\mu * \sum \alpha + k * x) =$	-0,059030116	$e^{-(\mu * \sum \alpha + k * x)}$	0,942678	P0 x= 15,72	1895,225 KN		
Trecho ABCDEF:							
$\Delta y_i =$	0,97	li=	6,48	$\sum \alpha =$	1,322785 radianos	x=	22,2
$-(\mu * \sum \alpha + k * x) =$	-0,077239252	$e^{-(\mu * \sum \alpha + k * x)}$	0,925668	P0 x= 22,2	1861,027 KN		
Trecho ABCDEFG:							
$\Delta y_i =$	0,63	li=	7,2	$\sum \alpha =$	1,497785 radianos	x=	29,4
$-(\mu * \sum \alpha + k * x) =$	-0,089589252	$e^{-(\mu * \sum \alpha + k * x)}$	0,914307	P0 x= 29,4	1838,184 KN		

Fonte: Autor.

A seguir, os resultados apresentados na Figura 25 são expostos resumidamente por meio de diagramas.

- *Primeiro Caso:*

Figura 26: Esquema do cabo parabólico simétrico com ancoragens ativa e passiva.



Fonte: Autor.

Considerando um cabo com ancoragens ativa e passiva, a perda da força de protensão se dará ao longo de todo o comprimento da peça, tendo início com o seu valor

máximo, determinado a partir da tensão limite σ_{pi} da armadura de protensão (Figura 27), e terminando com um valor de $P_0(x)=1838,18$ KN, ou seja, com uma perda porcentual igual a 8,57%.

Figura 27: Planilha para cálculo do valor limite da força de protensão aplicada na determinação das perdas por atrito e acomodação da ancoragem.

DADOS (informar todos os dados primeiro):				
Categoria (CP190/210):		CP190		
Relaxação (RN/RB):		RB		
\varnothing (mm):		15,2		
Tipo de tração (pré ou pós):		Pós		
RESULTADOS				
f _{ptk} =		1900		
f _{pyk} =		1710		
A _p (cm ²)=		1,434		
σ_{pi} (MPa)=		1406		
σ_{pi} (MPa)=		1402		
σ_{pi} adotado(MPA)=		1402		
Pi (KN)=		2010,47		
ϵ_i (mm/m)=		7,01		
Pré-tração:	Aços RN: σ_{pi} =	1463	e	1539
	Aços RB: σ_{pi} =	1463	e	1453,5
Pós-tração:	Aços RN: σ_{pi} =	1406	e	1487,7
	Aços RB: σ_{pi} =	1406	e	1402,2
	Aços CP-85/105 em barras: σ_{pi} =	1368	e	1504,8

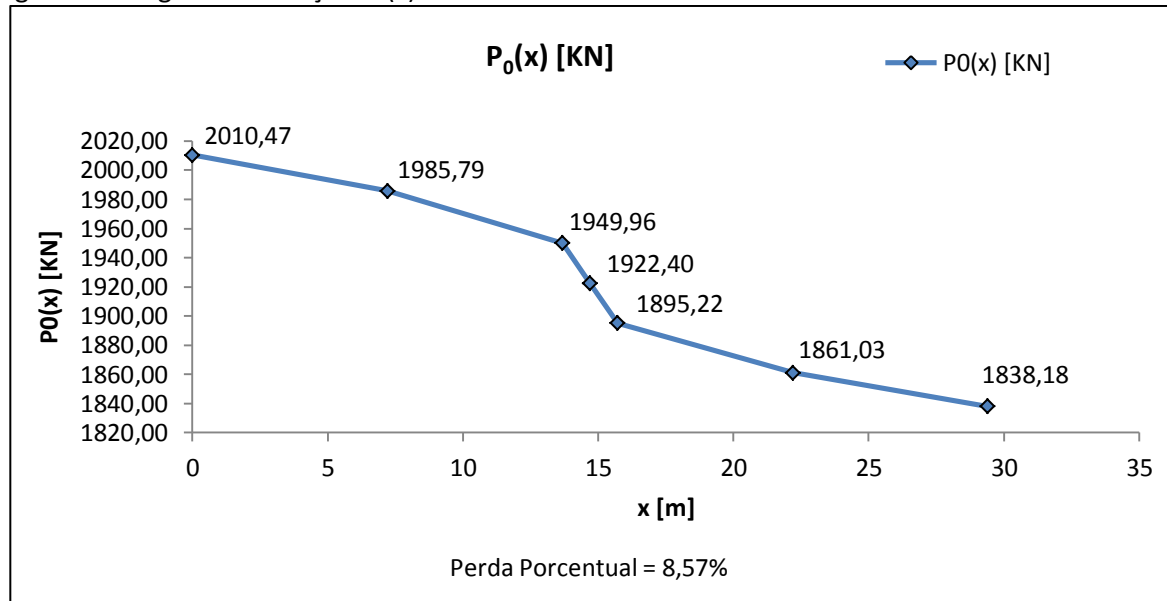
Na Tabela 20 e na Figura 28 podem ser observados os valores da força de protensão ao longo dos trechos do cabo.

Tabela 20: Valor da força de protensão ao longo dos trechos para ancoragem ativa e passiva.

x [m]	0	7,2	13,68	14,7	15,72	22,2	29,4
P₀(x) [KN]	2010,47	1985,79	1949,96	1922,40	1895,22	1861,03	1838,18

Fonte: Autor.

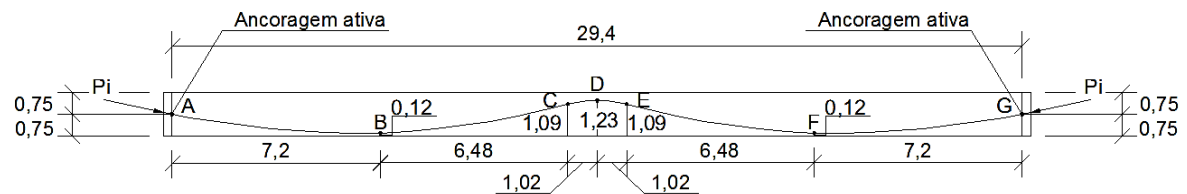
Figura 28: Diagrama de forças $P_0(x)$ - Ativa e Passiva.



Fonte: Autor.

- *Segundo Caso:*

Figura 29: Esquema do cabo parabólico simétrico com 2 ancoragens ativas.



Fonte: Autor.

Neste caso, como as duas extremidades estão sendo utilizadas para tensionar o cabo, a perda máxima da força de protensão ocorrerá na metade do comprimento da viga, resultando no diagrama simétrico da Figura 30. Por esse motivo, a perda percentual será significativamente menor quando comparada com o caso 1, tendo um valor de 4,38%, para uma força $P_0(x) = 1922,40$ kN.

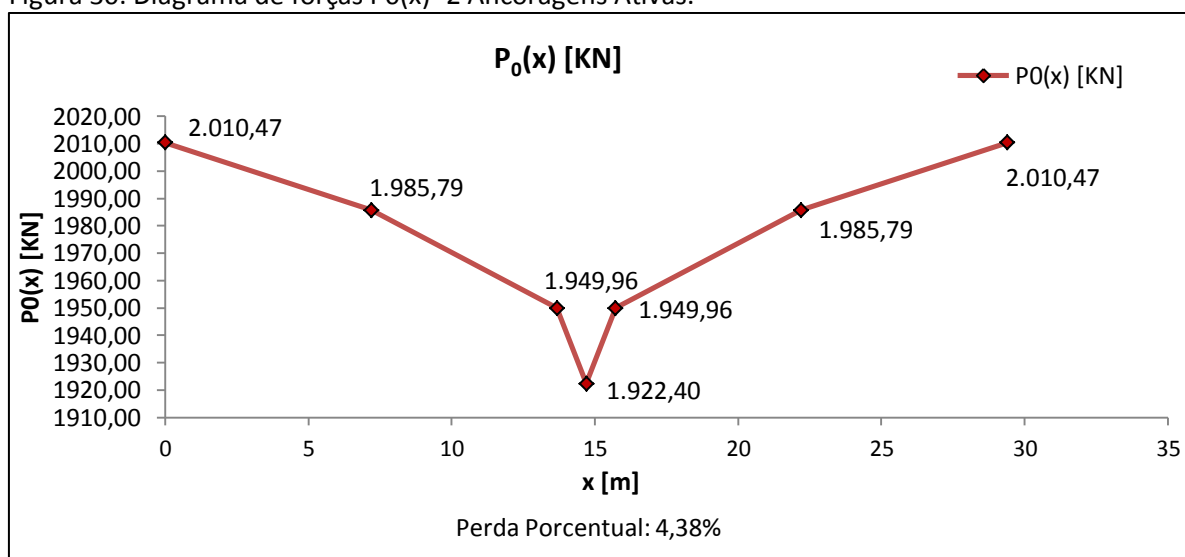
A Tabela 21 indica os valores da força de protensão ao longo dos trechos do cabo.

Tabela 21: Valor da força de protensão ao longo dos trechos para duas ancoragens ativas.

x [m]	0	7,2	13,68	14,7	15,72	22,2	29,4
$P_0(x)$ [kN]	2010,47	1985,79	1949,96	1922,40	1949,96	1985,79	2010,47

Fonte: Autor.

Figura 30: Diagrama de forças $P_0(x)$ - 2 Ancoragens Ativas.



Fonte: Autor.

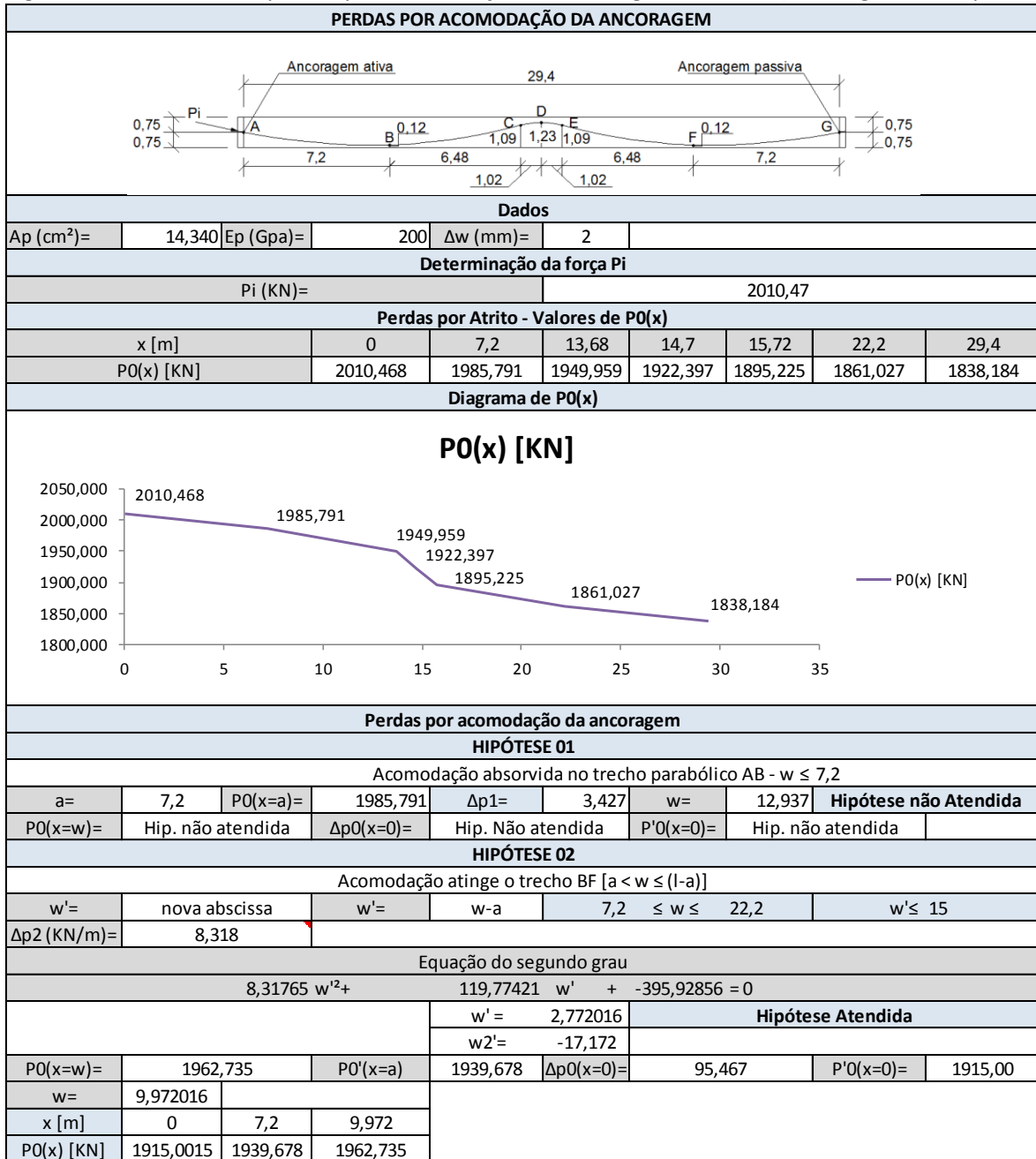
Como se pode observar, os diagramas mostrados na Figura 28 e na Figura 30 não indicam constância nas perdas de protensão. Isso ocorre porque as forças de atrito dependem do coeficiente “ μ ” e do raio de curvatura dos cabos. Neste caso, optou-se por bainha metálica lubrificada ($\mu = 0,05$) e por evitar um traçado com grandes raios de curvatura para que fosse possível obter menores atritos ao longo da trajetória.

4.1.1.2 Perdas por acomodação da ancoragem

Como no projeto foram adotadas cordoalhas, a ancoragem deve ser feita por meio de cunhas de aço, porta-cunhas e placa de apoio. O funcionamento desse conjunto, conforme descrito no item 2.2.9.2, provoca pequenos deslocamentos da cordoalha (Acomodação da Ancoragem) e resultam em um afrouxamento da protensão.

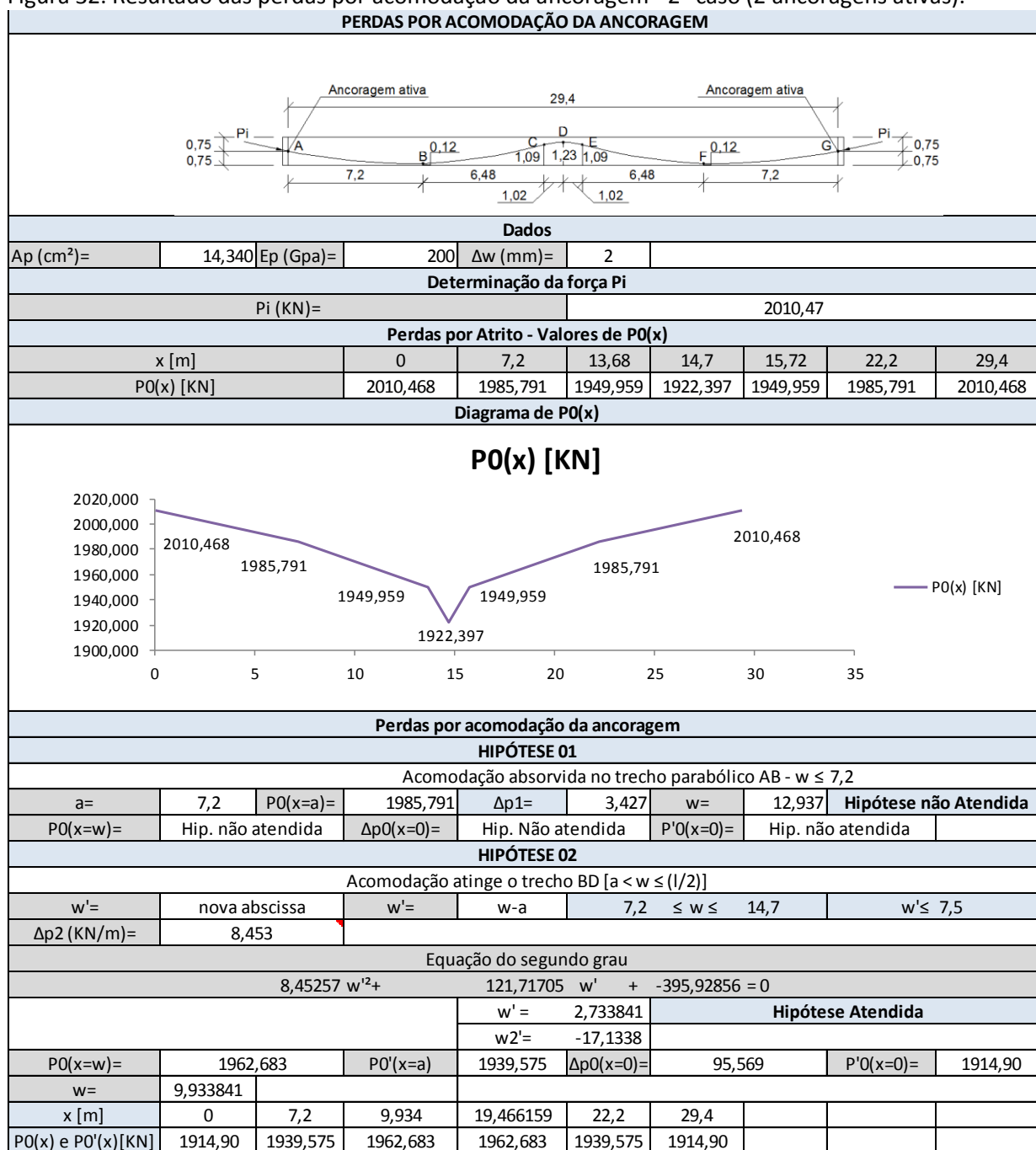
Assim, tendo em vista que o valor da acomodação da ancoragem (Δw) varia de 2 a 6 mm, foi adotado neste estudo o valor de 2 mm a fim de se reduzir a perda porcentual. Os resultados obtidos podem ser visualizados na Figura 31 e na Figura 32 e, assim como nas perdas por atrito, serão determinados para os dois casos.

Figura 31: Resultado das perdas por acomodação da ancoragem - 1ª caso (ancoragem ativa/passiva).



Fonte: Autor.

Figura 32: Resultado das perdas por acomodação da ancoragem - 2ª caso (2 ancoragens ativas).

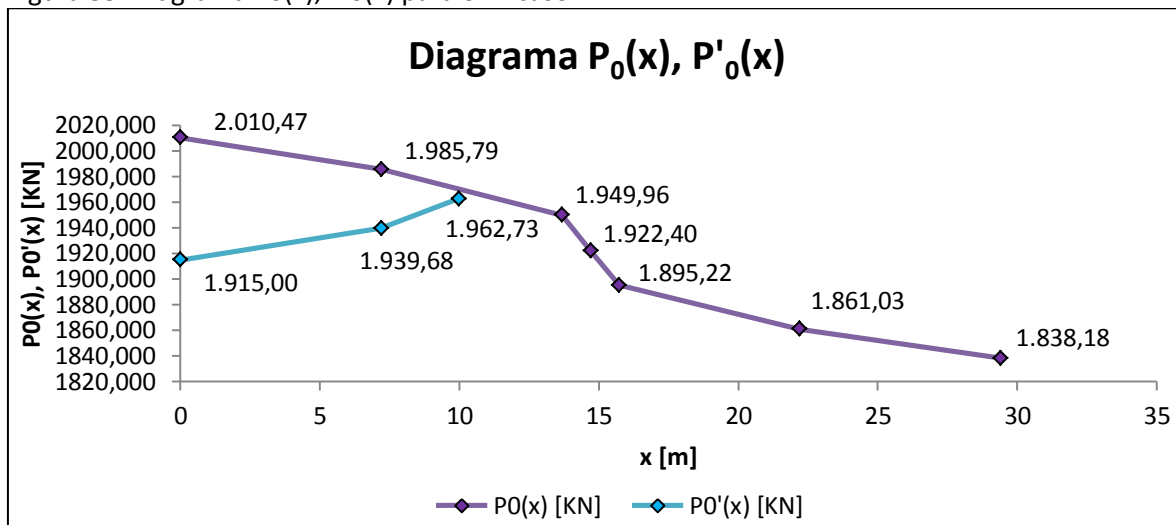


Fonte: Autor.

A partir dos resultados obtidos pelas planilhas ilustradas acima, tem-se os diagramas da força de protensão ao longo dos cabos apresentados a seguir, onde P0(x) é a força de protensão descontadas as perdas por atrito, enquanto P0'(x) corresponde à força de protensão descontadas as perdas por acomodação da ancoragem.

- *Primeiro Caso:*

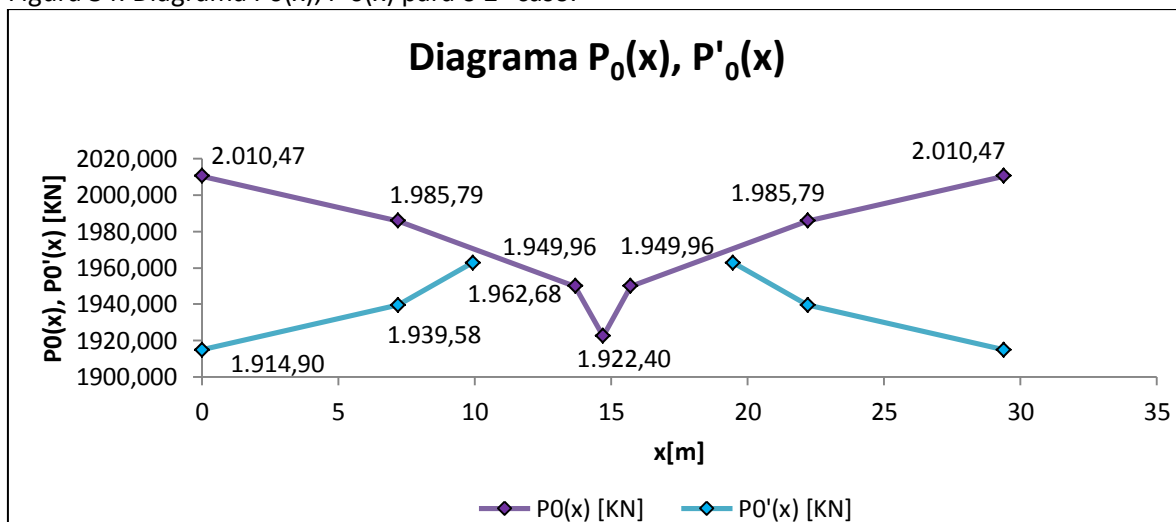
Figura 33: Diagrama $P_0(x)$, $P'_0(x)$ para o 1ª caso.



Fonte: Autor.

- *Segundo Caso:*

Figura 34: Diagrama $P_0(x)$, $P'_0(x)$ para o 2ª caso.



Fonte: Autor.

Nos diagramas acima, as retas na cor roxa indicam as perdas por atrito calculadas no item anterior, enquanto que as retas azuis correspondem às perdas por acomodação da ancoragem. Em ambos os casos pode-se observar que o diagrama de $P_0(x)$ é simétrico ao de $P'_0(x)$ que representa a atuação do atrito no cabo durante a acomodação (volta).

Para as duas situações, a força de protensão sofre um percentual de relaxamento equivalente a 4,75%. No cabo com ancoragens ativa e passiva, a força de protensão que antes era igual a 2010,47KN passa a ser de 1962,73 KN, enquanto que no cabo com duas

ancoragens ativas o valor final da força corresponde a 1962,68 KN. A pequena dissemelhança nos resultados pode ser decorrente da aproximação dos valores.

Torna-se evidente, portanto, que independente de a força de protensão estar sendo aplicada em uma ou duas extremidades, o valor da perda por acomodação da ancoragem é o mesmo para os dois casos. A diferença está no fato de que para o caso 2, a mesma ocorre nas duas extremidades.

4.1.1.3 Perdas por encurtamento imediato do concreto

Com relação ao processo construtivo, o tipo de protensão adotado neste estudo corresponde à pós-tração com aderência posterior (item 3.3). Nesse sistema, ao se protender os cabos, o macaco se apoiará diretamente sobre o concreto e, conseqüentemente, o encurtamento imediato ocorre antes da ancoragem dos cabos. Dessa forma, como neste caso os cabos se encontram concentrados, a protensão envolvendo todos eles que são ancorados ao mesmo tempo, será realizada em apenas uma operação, não apresentando perdas por encurtamento imediato do concreto.

4.1.2 Perdas progressivas da força de protensão

Em conformidade com o que foi descrito no item 2.2.9.4, a redução da força com o tempo está vinculada ao comportamento do concreto (retração e fluência) e do aço (relaxação). A seguir serão apresentados os resultados das perdas progressivas associadas a esses dois materiais.

4.1.2.1 Perdas por retração e fluência do concreto

Antes de serem apresentados os resultados para as perdas por retração e fluência, torna-se necessária a determinação dos parâmetros auxiliares de cálculo descritos no item 2.2.9.3, ou seja, da espessura e da idade fictícias. Para tanto, como os mesmos dependem da umidade e da temperatura do ambiente, foram adotadas para a cidade de Barreiras uma umidade de 40% (Tabela 49, Anexo C), indicada para ambiente seco e uma temperatura média de 30°C, de acordo com o Instituto Nacional de Meteorologia – INMET (2016).

Nas tabelas abaixo podem ser visualizados os valores dos parâmetros h_{fic} e t , extraídos da Figura 35 da página 95.

Tabela 22: Determinação da espessura fictícia.

Perímetro da seção em contato com a atmosfera (m)	4,00
Umidade para ambiente seco, U (%):	40,00
Coefficiente dependente da umidade relativa (γ)	1,02
h_{fic} (cm) =	38,34

Fonte: Autor.

Para a determinação das idades fictícias foram mobilizados os seguintes carregamentos:

- A protensão foi efetuada em fase única aos 14 dias de idade, mobilizando um momento fletor $M_{g1k} = 527,34 \text{ KN}\cdot\text{m}$ (peso próprio);
- Aos 28 dias de idade do concreto foi aplicado o saldo do carregamento permanente com um momento fletor $M_{g2k} = 659,65 \text{ KN}\cdot\text{m}$ (peso próprio da laje);
- O carregamento correspondente à sobrecarga com um momento fletor $M_{g3k} = 1055,44 \text{ KN}\cdot\text{m}$ foi efetuado aos 60 dias de idade do concreto.

Desse modo, serão determinadas nas tabelas abaixo, as idades fictícias do concreto para os três períodos de aplicação das cargas indicados acima.

Tabela 23: Coeficientes que dependem da velocidade de endurecimento do cimento.

Cimento Portland	CPII
α_{ret} (Tabela 50, Anexo C)	1
α_{flu} (Tabela 50, Anexo C)	2

Fonte: Autor.

Tabela 24: Idades fictícias para retração e fluência para 14, 28 e 60 dias.

Carregamento 01: (NP ₀ +g ₁) aos 14 dias	
$t_{0,ret}(\text{dias})=$	19
$t_{0,flu}(\text{dias})=$	38
Carregamento 02: g ₂ aos 28 dias	
$t_{0,ret}(\text{dias})=$	38
$t_{0,flu}(\text{dias})=$	75
Carregamento 03: g ₃ aos 60 dias	
$t_{0,ret}(\text{dias})=$	80
$t_{0,flu}(\text{dias})=$	160

Fonte: Autor.

Definidos os parâmetros auxiliares de cálculo, parte-se para a determinação das perdas por retração e fluência. Neste estudo as mesmas não estão sendo analisadas

separadamente, haja vista que na realidade trata-se de dois aspectos de um único fenômeno físico, que ocorrem simultaneamente e se interagem.

Para a determinação do efeito conjunto da retração e fluência é preciso que seja calculado primeiramente o valor da deformação por retração do concreto, a saber:

Tabela 25: Deformação por retração do concreto no intervalo (t, t_0) .

Retração do concreto	
Umidade para ambiente seco, U (%)	40,00
Abatimento de acordo com a ABNT NBR NM 67 (cm)	5 a 9
ϵ_{1s}	-6,27
ϵ_{2s}	0,808
$\beta_s(t_0)$	0,08
$\epsilon_{cs}(\infty, t_0)^1$	$-4,66 \cdot 10^{-4}$

¹ Na prática, em geral, $t \rightarrow \infty$.

Fonte: Autor.

Depois de calculada a retração, parte-se para a determinação dos coeficientes de fluência no intervalo (∞, t_0) e das tensões aplicadas ao nível do centro de gravidade da armadura para os três carregamentos, para que no cálculo do efeito da fluência seja considerada a superposição dos efeitos. Em vista disso, têm-se os seguintes resultados:

Tabela 26: Coeficientes de Fluência: $\varphi(\infty, t_0) = \varphi_a + \varphi_f \cdot [1 - \beta_f(t_0)] + 0,4$.

Carregamentos	φ_a	$\varphi_f \cdot \infty$	$B_f(t_0)$	$\varphi(\infty, t_0)$
Carregamento 01: $(NP_0 + g_1)$ aos 14 dias	0,23	4,20	0,38	3,25
Carregamento 02: g_2 aos 28 dias	0,17	4,20	0,46	2,84
Carregamento 03: g_3 aos 60 dias	0,12	4,20	0,55	2,40

Fonte: Autor.

Tabela 27: Tensões aplicadas ao nível do CG da armadura: $\sigma_c = (M_{gk} / I_c) \cdot e_p$.

Carregamentos	Tensão σ_c (KPa)
N_p	-6555,25
M_{g1k}	2362,50
M_{g2k}	2955,23
M_{g3k}	4728,37

Fonte: Autor.

Os valores apresentados da Tabela 25 até a Tabela 27 também foram retirados da Figura 35, a qual corresponde à planilha elaborada para a obtenção dos dados auxiliares necessários para a determinação da perda por efeito conjunto da retração e fluência.

Figura 35: Dados auxiliares para o cálculo da perda por efeito conjunto da retração e fluência.

Parâmetros auxiliares de cálculo					
Espessura fictícia da peça (h _{fic})					
U(%)=	40	-7,8+0,10*U	-3,8	e [^] (-7,8+0,10*U)	0,022370772
γ para U≤90%=	1,02	μ _{ar} (m)=	4	Ac (m ²)=	0,75
γ tabelado =	1	h _{fic} (cm)=		38,339	
Idade fictícia do concreto (t)					
$t = \alpha \sum ((T_i + 10) / 30) \cdot \Delta t_{ef,i}$					
Temperatura média durante 60 dias igual a 30°C					
Carregamento 01: (P0+g1) aos 14 dias - retração					
Δt _{ef,i} (dias)=	14	T _i =	30	t _o (dias)ret=	19,00
α _{flu} =	2	α _{ret} =	1	t _o (dias)flu=	38,00
Carregamento 02: g2 aos 28 dias - fluência					
Δt _{ef,i} (dias)=	28	T _i =	30	t _o (dias)ret=	38,00
α _{flu} =	2	α _{ret} =	1	t _o (dias)flu=	75,00
Carregamento 03: g3 aos 60 dias - fluência					
Δt _{ef,i} (dias)=	60	T _i =	30	t _o (dias)ret=	80,00
α _{flu} =	2	α _{ret} =	1	t _o (dias)flu=	160,00
RETRAÇÃO DO CONCRETO ENTRE OS INSTANTES t e t ₀					
$\epsilon_{cs}(\infty, t_0) = \epsilon_{1s} \cdot \epsilon_{2s} \cdot [1 - \beta_s(t_0)]$					
10 ^{^4} ε _{1s} =	-6,27	ε _{2s} =		0,808	
β _s (19)=	0,079621	ε _{cs} (∞, 19)		-4,66E-04	
FLUÊNCIA DO CONCRETO ENTRE OS INSTANTES t e t ₀					
$\epsilon_{cc}(t, t_0) = \epsilon_{cca} + \epsilon_{ccf} + \epsilon_{ccd} = (\sigma_c / E_c 28) \cdot \varphi(t, t_0)$					
Coeficiente de Fluência: φ(∞, t ₀)=φ _a +φ _f ∞·[1-β _f (t ₀)]+0,4					
Carregamento 01: (P0+g1) aos 14 dias - φ(∞, 38)					
f _c (14)=	0,90	f _c (∞)=	1,267	φ _a =	0,23
φ _{1c} =	3,05	φ _{2c} =	1,377	φ _f ∞=	4,20
β _f (38)=	0,377066191	φ(∞, 38)	3,248		
Carregamento 02: g2 aos 28 dias - φ(∞, 75)					
f _c (28)=	1,00	f _c (∞)=	1,267	φ _a =	0,17
φ _{1c} =	3,05	φ _{2c} =	1,377	φ _f ∞=	4,20
β _f (75)=	0,459700923	φ(∞, 75)	2,838		
Carregamento 03: g3 aos 60 dias - φ(∞, 160)					
f _c (60)=	1,07	f _c (∞)=	1,267	φ _a =	0,12
φ _{1c} =	3,05	φ _{2c} =	1,377	φ _f ∞=	4,20
β _f (160)=	0,553063098	φ(∞, 160)	2,402		
Tensões aplicadas ao nível do CG da armadura					
Devido à protensão de 10 cordoalhas					
ep(m)=	0,63	(P0+g1) em dias:		14	
N _p (KN/cordoalha)	157,74	σ _{cP01} (Kpa)=		-6555,25376	
Devido à Mg1					
Mg1k (KNm)=	527,34	σ _{cg1} (Kpa)=		2362,50	
Devido à Mg2					
Mg2k (KNm)=	659,65	σ _{cg2} (Kpa)=		2955,23	
Devido à Mg3					
Mg3k (KNm)=	1055,44	σ _{cg3} (Kpa)=		4728,37	

Fonte: Autor.

A partir dessas informações torna-se possível obter o valor final da perda por retração e fluência do concreto, que corresponde a 3,84% (Figura 36). Ressalta-se que para chegar a esse resultado foi considerada a força de protensão subtraída das perdas imediatas. Para tanto, adotou-se as perdas por atrito e acomodação do caso 2 (duas

ancoragens ativas), haja vista que o percentual de perda final é menor do que para o caso 1 (Ancoragens ativa e passiva).

Figura 36: Resultado das perdas por efeito conjunto da retração e fluência do concreto.

EFEITO CONJUNTO DA RETRAÇÃO E FLUÊNCIA DO CONCRETO					
g1 (KN/m)=	18,75	g2 (KN/m)=	23,45	g3 (KN/m)=	37,527
Características geométricas					
Ac (m²)=	0,75	ycinf (m)=	0,75		
Ic(m⁴)=	0,1406	ycsup (m)=	0,75		
Dados gerais					
to (dias)ret=	19,00	nº cordoalhas/cabo:	5	Ap/cabo=	7,17
to (dias)flu=	38,00	Ø=	15,2	Ep (Gpa)=	200
Ec28 (Gpa)=	30,672	γc (KN/m³)=	25	αp=	6,52
Força de protensão - perdas imediatas					
Pi (KN)=	2010,47	% atrito=	4,3806	% acomodação=	4,754
Pi-perdas (KN)=	1826,828	nº cordoalhas=	10	P0/cordoalha (KN)=	-182,683
Etapas dos carregamentos= hfic					
Protensão+g1:		t0,ret (dias)=	19,00		
		to,flu (dias)=	38,00		
g2:		to,flu (dias)=	75,00		
g3:		to,flu (dias)=	160,00		
Área de 1 cordoalha (cm²)	1,434	εcs(∞,19)=	-4,66E-04		
Coeficientes de Fluência					
φ(∞,38)	3,248	φ(∞,75)	2,838	φ(∞,160)	2,402
Perda da força de Protensão					
$\Delta P^{\infty,c+s}(\infty,t0)=\Delta\sigma_{P,c+s}(\infty,t0)\cdot Ap$					
Momentos Fletores na seção X-X, meio do vão					
g1 (KN/m)=	18,75	Mk,g1 (KNm)=	527,34375	g2 (KN/m)=	23,45
Mk,g2 (KNm)=	659,65	g3 (KN/m)=	37,53	Mk,g3 (KNm)=	1055,44
$\sigma_c, MK, em y = (Mk \cdot y) / Ic$					
yo=	0,12		ep=	0,63	
σc, MK,g1(KPa)=	2362,5	σc, MK,g2(KPa)=	2955,23	σc, MK,g3(KPa)=	4728,37
$\sigma_c, P0, em y = (\sum P0i / Ac) + ((\sum P0i \cdot epi) / Ic) \cdot y$					
nº de cabos=	2,00	∑P0i (KN)=	-1826,83	∑P0i·epi=	-1150,90
σc, P0, em y=		-7591,81			
Tensões σp0, devidas a protensão, nas armaduras [Kpa]					
σp0 (Kpa)=		1273938,608			
Perdas de protensão por retração + fluência					
$\Delta\sigma_{p,c+s}(\infty,19) = \frac{[\epsilon_{cs}(\infty,19)E_p + \alpha_p \cdot \varphi(\infty,38)(\sigma_{c,P0} + \sigma_{cg1}) + \alpha_p \cdot [\sigma_{cg2} \cdot \varphi(\infty,75) + \sigma_{cg3} \cdot \varphi(\infty,160)]]}{[1 - \alpha_p \cdot (\sigma_{cp0} / \sigma_{p0}) \cdot (1 + \frac{\varphi(\infty,38)}{2})]}$					
Numerador (Kpa)=		-53211,33517	Denominador=		1,088043931
σp,c+s(∞,19), em KPa=		-48905,50248			
Perdas das forças de protensão					
ΔP,c+s(∞,19)	-70,13049056	Perda porcentual (%)=		3,84	

Fonte: Autor.

Na Figura 37 podem ser visualizadas as fórmulas empregadas para a determinação do efeito conjunto da retração e fluência do concreto.

Figura 37: Legenda para entendimento das fórmulas aplicadas na planilha de perdas por efeito conjunto da retração e fluência.

LEGENDA - EFEITO CONJUNTO DA RETRAÇÃO E FLUÊNCIA DO CONCRETO	
$h_{fic} = \gamma \cdot ((2 \cdot A_c) / \mu_{ar})$	
$\gamma =$	Coefficiente dependente da umidade relativa do ambiente (U%)
$A_c =$	Área de concreto da seção transversal.
$\mu_{ar} =$	Coefficiente dependente da umidade relativa do ambiente (U%)
$t = \alpha \sum_i ((T_i + 10) / 30) \cdot \Delta t_{ef,i}$	
$t =$	Idade fictícia em dias
$\alpha =$	coeficiente dependente da velocidade de endurecimento do cimento
$T_i =$	Temperatura média diária do ambiente em graus Celsius (°C)
$\Delta t_{ef,i}$	Período em dias durante o qual a temperatura média diária do ambiente, T_i pode ser admitida constante
$\epsilon_{cs}(\infty, t_0) = \epsilon_{1s} \cdot \epsilon_{2s} \cdot [1 - \beta_s(t_0)]$	
ϵ_{1s}	coeficiente que depende da umidade relativa do ambiente e da consistência do concreto
t_0	Idade fictícia do concreto no instante em que o efeito da retração na peça começa a ser considerado, em dias.
$\beta_s(t_0)$	Coefficiente relativo à retração no instante t_0
$\epsilon_{cc}(t, t_0) = \epsilon_{cc} + \epsilon_{ccf} + \epsilon_{ccd} = (\sigma_c / E_{c28}) \cdot \varphi(t, t_0)$	
E_{c28}	Módulo de deformação tangente inicial para $j=28$ dias
σ_c	Tensão que provocou a fluência
$\varphi(t, t_0)$	Coefficiente de fluência
$\varphi(\infty, t_0) = \varphi_a + \varphi_f \cdot [1 - \beta_f(t_0)] + 0,4$	
$t =$	Idade fictícia do concreto no instante considerado, em dias
$t_0 =$	Idade fictícia do concreto ao ser feito o carregamento único, em dias.
$t_{0i} =$	Idade fictícia do concreto ao ser feito o carregamento i , em dias.
$\varphi_a =$	Coefficiente de fluência rápida
$\Delta \sigma_{p,c+s}(t, t_0) = \frac{[\epsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p + \alpha_p \cdot \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{c,p0} + \sigma_{cg}) + \alpha_p \cdot \sum_i [\Delta \Delta_{c,g_i} \cdot \varphi(t, t_i)]]}{[1 - \alpha_p \cdot (\sigma_{c,p0} / \sigma_{p0}) \cdot (1 + \frac{\varphi(t, t_0)}{2})]}$	
$\Delta \sigma_{p,c+s}(t, t_0) =$	Perda de tensão da armadura pretendida provocada pela retração e fluência do concreto no intervalo (t, t_0)
$(t, t_0) =$	Intervalo de tempo (idades fictícias), no qual estão sendo avaliadas as perdas;
$t_i =$	Idades fictícias de aplicação dos carregamentos
$\epsilon_{cs}(t, t_0) =$	Deformação normal por retração do concreto no intervalo (t, t_0)
$E_p =$	Módulo de Elasticidade do aço = 200GPa;
$\alpha_p =$	Relação dos módulos aço/concreto (E_p / E_{c28});
$\varphi(t, t_0) =$	Coefficiente de fluência para o intervalo (t, t_0)
$\sigma_{c,p0} =$	Tensão inicial no concreto devida unicamente à protensão aplicada no instante, calculada com as forças de protensão (descontadas as perdas imediatas);
$\sigma_{c,g} =$	Tensão no concreto devida às ações permanentes mobilizadas pela protensão (em geral o peso próprio), no instante (t, t_0) ;
$\Delta \sigma_{c,g_i} =$	Tensões no concreto devidas aos carregamentos, aplicados nas idades sucessivas;
$\varphi(t, t_i) =$	Coefficiente de fluência para o intervalo (t, t_i)
$\sigma_{p0} =$	Tensão inicial na armadura pretendida devida à protensão (tração = P_0 / A_p)

4.1.2.2 Perdas associadas à relaxação do aço de protensão

O cálculo das perdas devido à relaxação do aço foi desenvolvido seguindo as recomendações do CEB FIP 78 – Anexo E, descritas por Cholfe e Bonilha (2015). Desse modo, na Figura 38 podem ser visualizados os resultados obtidos considerando dois cabos

com cinco cordoalhas de 15,2 mm de diâmetro. Ao final, chega-se a um valor correspondente a 9,45 % para a perda percentual devido à relaxação do aço.

Figura 38: Resultados para perdas associadas à relaxação do aço de protensão.

PERDAS POR RELAXAÇÃO DO AÇO DE PROTENSÃO					
DADOS INICIAIS					
cordoalhas/cabo:	5	\varnothing (mm)=	15,2	A_p (cm ²)=	1,434
E_p (GPa)=	200	E_c (GPa)=	30,672	α_p =	6,52
f_{ptk} (MPa)=	1900	f_{pyk} (MPa)=	1710	P_0 (KN/cordoalha)=	182,68
$\Delta\sigma_{p,c+s}(\infty,t_0)$ =	-48905,502				
σ_c , MK,g1(KPa)=	2362,5	σ_c , MK,g2(KPa)=	2955	σ_c , MK,g3(KPa)=	4728,37
Cálculo de σ_{pi}					
σ_{p0} (Kpa)=	1273938,608	$\Delta\sigma_{p0}$ (Kpa)=	50101,00	σ_{pi} (Mpa)=	1324,04
RELAXAÇÃO PURA (Deformação constante- comprimento ancorado constante)					
σ_{pi}/f_{ptk} =	0,697	0,697 f_{ptk} (aço RB),		ψ_{∞} (%)=	5,83
$\Delta\sigma_{pr}(\infty,t_0)$ em MPa=	77,19				
RELAXAÇÃO RELATIVA (Deformação constante- comprimento ancorado constante)					
$\Delta\sigma_{pr}(\infty,t_0),rel = \Delta\sigma_{pr}(\infty,t_0) \cdot [1 - 2 \cdot (\Delta\sigma_{p}(\infty,t_0),c+s / \sigma_{pi})]$					
$\Delta\sigma_{pr}(\infty,t_0),rel$ (Kpa)=	71489,13				
Para o cabo de 5 \varnothing 15,2mm					
P_0 (KN/cabo)=	913,4140	$\Delta P_0(\infty,t_0),c+s$ (KN/cabo)=	-35,065	$\Delta P_{0r}(\infty,t_0),rel$ (KN/cabo)=	-51,26
$\Delta P_0(\infty,t_0),c+s+r$ (KN/cabo)=	-86,323	Perda Porcentual em relação a P_0 (%)=		9,45	

Fonte: Autor.

4.1.2.3 Processo simplificado de cálculo das perdas progressivas

No presente estudo estabeleceu-se que a concretagem do elemento estrutural, assim como a protensão, são realizadas em etapas suficientemente próximas (fase única de operação). Além disso, como se pode observar na Figura 22, os cabos possuem, entre si, afastamentos pequenos em relação à altura da viga, podendo considerar os seus efeitos equivalentes ao de um único cabo. Desse modo, percebe-se que todas as condições para a aplicação do processo simplificado expostas no item 2.2.9.5 foram satisfeitas, justificando seu emprego neste trabalho.

Na Figura 39 estão apresentados os resultados para o processo simplificado de cálculo das perdas progressivas. A perda percentual total é igual a 22,30% e será considerada na determinação das perdas totais (imediatas + progressivas).

Figura 39: Resultado para o processo de cálculo simplificado das perdas progressivas.

PROCESSO DE CÁLCULO DAS PERDAS PROGRESSIVAS					
$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{[\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p - \alpha_p \cdot \sigma_{c, \text{Pog}} \cdot \varphi(t, t_0) - \sigma_{P0} \cdot \chi(t, t_0)]}{(\chi_p + \chi_c \cdot \alpha_p \cdot \eta \cdot \rho_p)}$					
$\Delta\epsilon_{pt} = (\sigma_{P0}/E_p) \cdot \chi(t, t_0) + (\Delta\sigma(t, t_0)/E_p) \cdot \chi_p$					
$\Delta\epsilon_{ct} = (\sigma_{c, \text{pog}}/E_{ci28}) \cdot \varphi(t, t_0) + \chi_c \cdot (\Delta\sigma(t, t_0)/E_{ci28}) + \epsilon_{cs}(t, t_0)$					
$\chi(t, t_0) =$	$-\ln[1-\Psi(t, t_0)]$	$\chi_p =$	$1+\chi(t, t_0)=1-\ln[1-\Psi(t, t_0)]$	$\alpha_p =$	E_p/E_{ci28}
$\chi_c =$	$1+0,5 \cdot \varphi(t, t_0)$	$\eta =$	$1+e_p^2 \cdot (A_c/l_c)$	$\alpha_p =$	6,52
				$e_p =$	0,63
Características gerais					
$A_c (m^2) =$	0,75	$l_c (m^4) =$	0,140625	Nº cabos:	2
$Y_{c, \text{inf}} =$	0,75	$Y_{c, \text{sup}} =$	0,75	Cordoalha/cabo =	5
$Mg1 (KNm) =$	527,34375	$Mg2 (KNm) =$	659,6497688	$Mg3 (KNm) =$	1055,44
$E_p (Gpa) =$	200	$E_{c28} (Gpa) =$	30,672	$P0/\text{cordoalha} (KN) =$	-182,68
Área 1 cordoalha (cm ²)	1,434	$\epsilon_{cs}(\infty, 19) =$	-4,66E-04	$\varphi(\infty, 38)$	3,25
Perda da força de protensão			$\Delta P^{\infty, c+s+r}(\infty, t_0) = \Delta\sigma_{p, c+s+r}(\infty, t_0) \cdot A_p$		
PROCESSO SIMPLIFICADO					
$\sigma_{c, \text{pog}} (KPa) =$	-7325,84	$\sigma_{P0} (KPa) =$	1339444,304	$\sigma_{P0}/f_{ptk} =$	0,70
$\Psi(\infty, 38)$	5,95	$\chi(\infty, 38) =$	0,0613	$\chi_p =$	1,0613
$\chi_c =$	2,624	$\eta =$	3,1168	$\rho_p =$	0,0019
$\Delta\sigma_p(\infty, t_0) =$	-284074,0164				
Perda da força de protensão:					
$\Delta P^{\infty, c+s+r}(\infty, 16)$, em KN/cabo =		-203,6810697	Perda Porcentual =		22,30

Fonte: Autor.

4.1.2.4 Perdas totais da força de protensão

Inicialmente foram propostos dois casos para avaliação das perdas devido ao atrito e à acomodação da ancoragem, um envolvendo ancoragens ativa e passiva e o outro, duas ancoragens ativas. Logo após, foram obtidos os valores das perdas ao longo do tempo (progressivas), considerando uma força de protensão já descontadas as imediatas. Desse modo, o caso escolhido para esse cálculo foi aquele que apresentou menor percentual de perda, ou seja, o caso 2, haja vista que o objetivo final é obter o menor percentual.

Desse modo, a perda total devido ao atrito, à acomodação da ancoragem, à retração e fluência do concreto e à relaxação do aço corresponde à soma do percentual de perda calculado no método simplificado e das perdas imediatas, isto é, 31,43%. A NBR 6118:2014 recomenda um limite de 35% para as perdas totais, portanto, o resultado para este estudo atende ao recomendado pela norma.

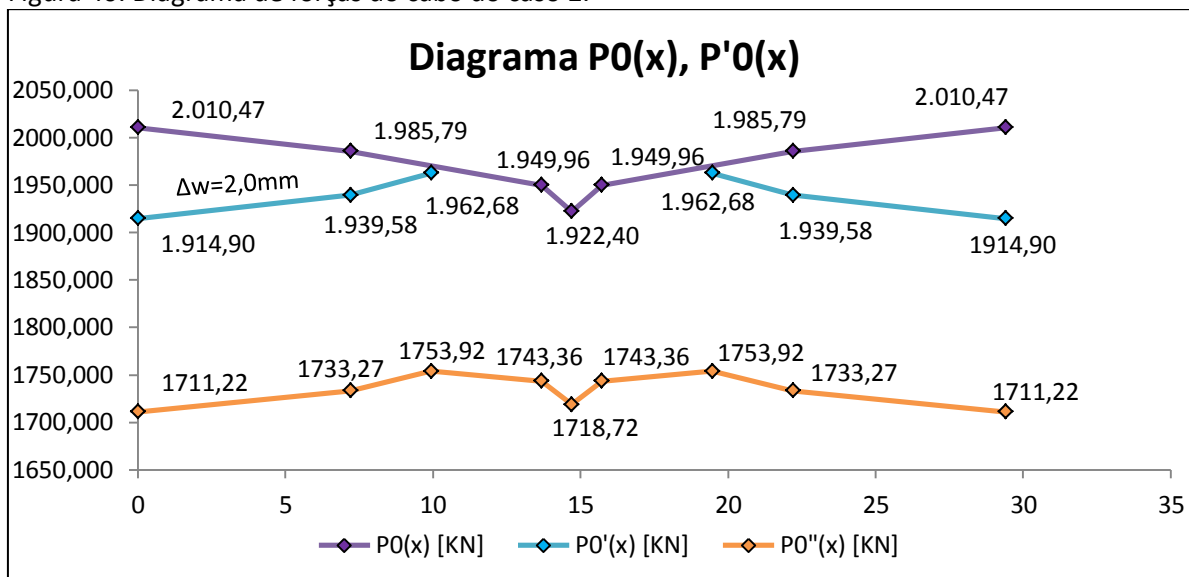
A tabela e o diagrama abaixo indicam todas as forças após as perdas de protensão, em que $P0(x)$ corresponde às perdas por atrito; $P0'(x)$, às perdas por acomodação da ancoragem e $P0''(x)$, às perdas totais da força de protensão.

Tabela 28: Valor da força de protensão ao longo dos trechos.

x [m]	0	7,20	9,93	13,68	14,70	15,72	19,47	22,20	29,40
$P_0''(x)$ [KN]	1711,22	1733,27	1753,92	1743,36	1718,72	1743,36	1753,92	1733,27	1711,22

Fonte: Autor.

Figura 40: Diagrama de forças do cabo do caso 2.



Fonte: Autor.

4.2 Comparação dos materiais para as vigas de CA e CP

Depois de apresentar os resultados obtidos para a viga em concreto protendido analisada, prossegue-se à etapa de comparação do consumo de materiais para os dois sistemas estruturais (CA e CP). Em vista disso, a seguir serão expostos os quantitativos de consumo referentes ao aço, concreto e forma para as vigas estudadas, à medida que se estabelece uma comparação entre os mesmos.

4.2.1 Consumo de aço

Com o objetivo de comparar o consumo de aço gerado pelo dimensionamento da viga V27 em concreto protendido com a viga originalmente executada em concreto armado, são concebidas as tabelas a seguir.

Tabela 29: Quantitativo de aço para a viga V27 de CA.

Aço	Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento		Consumo de aço (Kg)
				Unitário (cm)	Total (m)	
CA50	N1	10	4	395	15,8	9,749
CA50	N2	12,5	16	240	38,4	36,979
CA50	N3	10	4	465	18,6	11,476
CA50	N4	20	8	665	53,2	131,191
CA50	N5	20	8	540	43,2	106,531
CA50	N6	10	4	561	22,44	13,845
CA50	N7	25	8	685	54,8	211,144
CA50	N8	25	8	565	45,2	174,156
CA50	N9	12,5	16	300	48	46,224
CA50	N10	16	16	937	149,92	236,574
CA50	N11	20	16	1180	188,8	465,581
CA50	N12	20	16	1187	189,92	468,343
CA50	N13	8	412	400	1648	650,960
CA50	N14	10	108	400	432	266,544
Total (kg):						2829,297

Fonte: Autor.

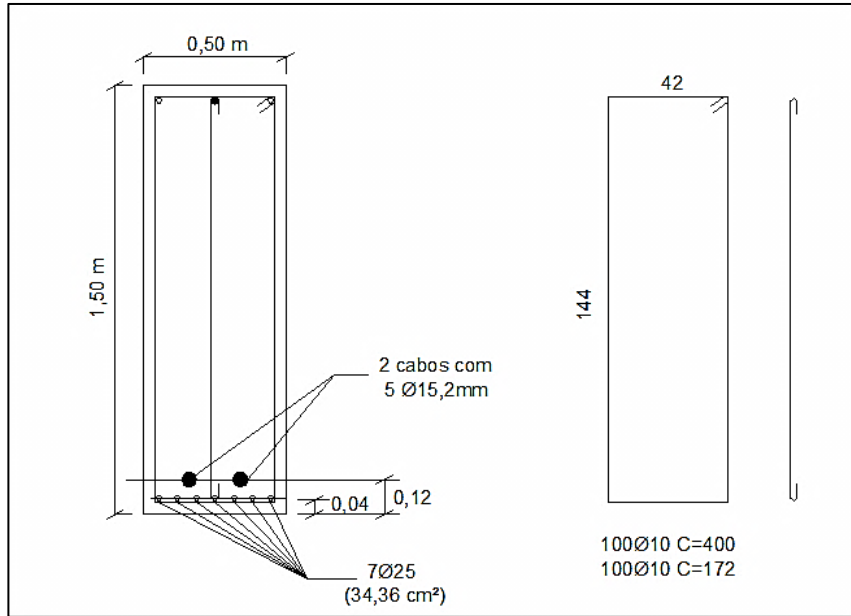
Tabela 30: Quantitativo de aço para a viga V27 de CP.

Aço	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento (m)		Consumo de aço (kg)
			Unitário (m)	Total (m)	
CP 190 RB	15,2	10	30,60	306	344,556
CA 50	25,0	10	30,00	300	1155,9
CA 50	10,0	100	4,00	400	246,8
CA 50	10,0	100	1,72	172	106,124
Total (kg):					1853,38

Fonte: Autor.

Os quantitativos indicados na Tabela 29 foram gerados com base no detalhamento demonstrado na Figura 15, em que a segunda coluna indica a posição da armadura na peça de CA, enquanto que os da Tabela 30 foram extraídos da figura abaixo, considerando que as barras passivas vão de um extremo a outro da viga.

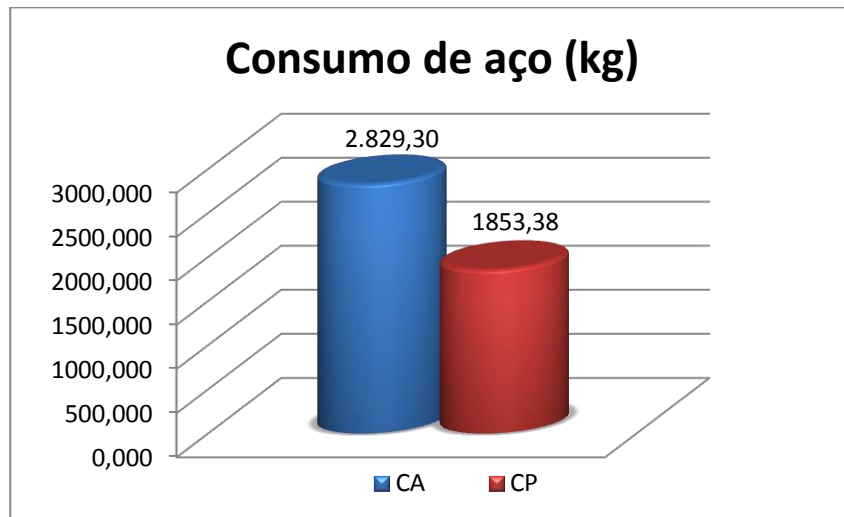
Figura 41: Arranjo das armaduras e estribos na seção transversal da viga de CP.



Fonte: Autor.

Agregando todos os quantitativos para o aço dos dois sistemas, pode-se chegar aos valores que compõem a figura abaixo.

Figura 42: Gráfico ilustrativo do consumo de aço para os dois sistemas construtivos.



Fonte: Autor.

Através da Figura 42, pode-se verificar que o sistema com viga protendida resultou em um menor consumo total de aço. Esse comportamento é consequência direta da presença de armaduras protendidas e do redimensionamento da seção transversal, cuja área foi reduzida de 1,125m² (viga de CA) para 0,75m² (viga de CP). Essa alteração nas dimensões gera mudanças no peso próprio da peça e, conseqüentemente, também é

responsável por originar respostas diferentes dos elementos com relação ao consumo de aço, tendo em vista que os demais carregamentos atuantes são numericamente os mesmos (sobrecarga e cargas acidentais).

4.2.2 Consumo de concreto

Dentre as vantagens do concreto protendido frente ao concreto armado, apresentadas no item 2.5.1, está a possibilidade de se obter seções mais esbeltas e estruturas mais leves. Tal afirmação pode ser confirmada ao se visualizar o consumo total de concreto para os dois sistemas construtivos mostrados na tabela abaixo:

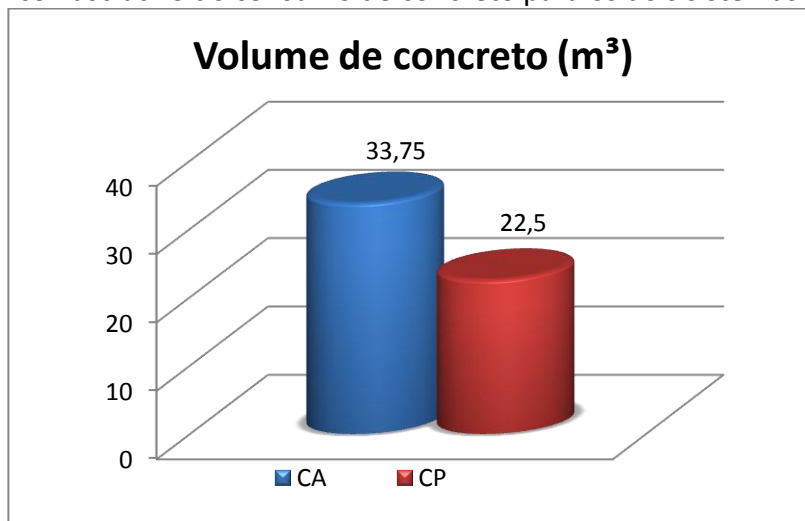
Tabela 31: Quantitativos de concreto para a viga V27 de CA e CP.

Sistema	Área da seção (m ²)	Comprimento (m)	Volume de concreto (m ³)
CA	1,125	30	33,75
CP	0,75	30	22,50

Fonte: Autor.

Com base na Tabela 31 foi confeccionado o gráfico da Figura 43, correspondente ao volume de concreto empregado em cada método construtivo.

Figura 43: Gráfico ilustrativo do consumo de concreto para os dois sistemas construtivos.



Fonte: Autor.

Por meio dos dados fornecidos acima se percebe a redução do consumo de concreto apresentado pelo emprego da protensão. Enquanto o elemento estrutural em CP resultou em um menor volume total de concreto (22,5 m³), a viga em CA teve maior consumo desse material (33,75m³). Torna-se evidente, então, que a proposta de modificação no método

construtivo feita por esse estudo satisfaz uma das condições mais importantes para a elaboração de um projeto estrutural, isto é, um peso próprio não muito elevado.

4.2.3 Consumo de forma

As dimensões das vigas em CP e CA necessárias para obtenção da área de forma, assim como o quantitativo final para este material pode ser observado na seguinte tabela:

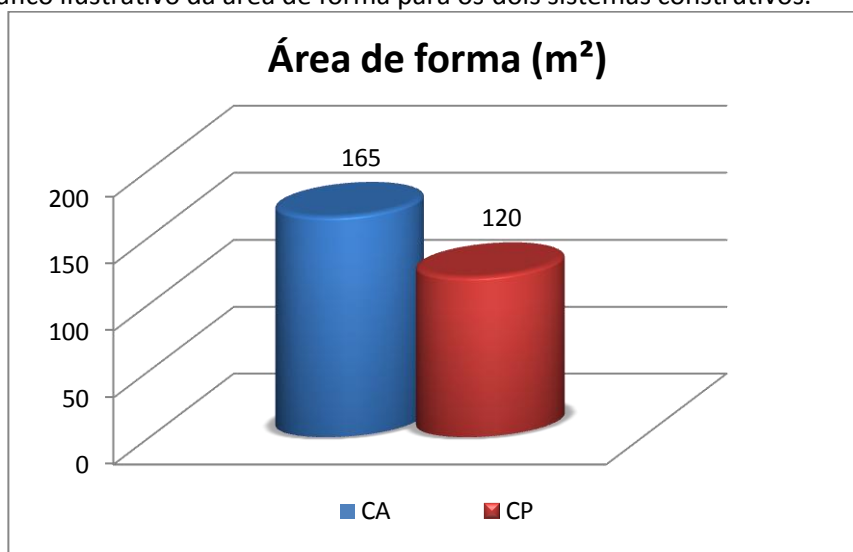
Tabela 32: Quantitativos de forma para a viga V27 de CA e CP

Sistema	Perímetro da seção (m)	Comprimento (m)	Área de forma (m ²)
CA	5,5	30,0	165
CP	4,0	30,0	120

Fonte: Autor.

Para melhor visualizar a diferença entre os resultados, os mesmos são representados no gráfico da Figura 44.

Figura 44: Gráfico ilustrativo da área de forma para os dois sistemas construtivos.



Fonte: Autor.

Como mencionado anteriormente, a proposta de viga protendida resultou na diminuição das suas dimensões de forma que, mais uma vez, esse sistema demonstrou um consumo global de material inferior ao da viga em CA.

4.3 Composição de custos

Como no item anterior já foram definidos os quantitativos dos materiais e, conseqüentemente, foram identificados os serviços requeridos, parte-se então para a determinação dos custos diretos, cuja unidade básica é a composição de custos unitários apresentada nos itens seguintes.

4.3.1 Composições para o concreto

Na tabela abaixo pode ser observada a composição para o serviço correspondente à concretagem.

Tabela 33: Composição para concreto usinado fck 30MPa

1 Concreto simples usinado fck=30MPa, bombeado, lançado e adensado (m³)					
Item	Insumos	Unid.	Coef.	Custo Unit.	Total (R\$)
1.0	Concreto usinado bombeável, classe de resistência C30, com brita 0 e 1, slump = 100+/- 20 mm, bombeado.	m³	1,15	318,31	366,06
1.1	Lançamento de concreto usinado, bombeado, em peças armadas, inclusive colocação, adensamento e acabamento.	m³	1,15	17,58	20,22
				Total com encargos (73,34%):	386,27

Fonte: SINAPI (agosto de 2017).

Tabela 34: Composição auxiliar para lançamento e adensamento do concreto.

1.1 Lançamento de concreto usinado, bombeado, em peças armadas, inclusive colocação, adensamento e acabamento (m³).					
Item	Insumos	Unid.	Coef.	Custo Unit.	Total (R\$)
1.1.0	Pedreiro	h	0,363	9,30	3,38
1.1.1	Servente	h	0,544	5,80	3,16
1.1.2	Carpinteiro de formas	h	0,360	9,30	3,348
1.1.3	Vibrador de Imersão	CHP	0,423	1,08	0,457
TOTAL				10,34	
TOTAL C/ ENC. SOC (73,34%)				17,58	

Fonte: SINAPI (agosto de 2017).

Como se pode observar na composição apresentada na Tabela 33, o serviço de lançamento e adensamento do concreto exige insumos relativos à mão de obra e equipamentos, resultando no valor de R\$ 17,58/m³. Desse modo, torna-se necessário a utilização da composição auxiliar mostrada na Tabela 34.

4.3.2 Composição para o aço

Para as armaduras passivas utilizadas nas peças de CA e CP são empregadas as composições indicadas da Tabela 35 até a Tabela 40, enquanto que para as armaduras ativas, a composição está demonstrada na Tabela 41. Em ambas serão apresentadas, além dos insumos referentes à mão de obra, os materiais necessários para a execução do serviço.

Tabela 35: Composição analítica para o aço CA -50 Ø 8 mm.

2 Aço CA 50 Ø 8 mm incluindo corte, dobragem e montagem nas formas, para vigas (kg).					
Item	Insumos	Unid.	Coef.	Custo Unit.	Total (R\$)
2.0	Armador	h	0,07	9,30	0,66
2.1	Servente	h	0,01	5,80	0,07
2.2	Aço CA 50 Ø8 mm	kg	1,00	8,04	8,04
2.3	Arame recozido 18 bwg, 1,25mm	kg	0,03	9,50	0,24
TOTAL					9,00
TOTAL C/ ENC. SOC (73,34%):					9,53

Fonte: SINAPI (agosto de 2017).

Tabela 36: Composição analítica para o aço CA -50 Ø 10 mm.

3 Aço CA 50 Ø 10 mm incluindo corte, dobragem e montagem nas formas, para vigas (kg).					
Item	Insumos	Unid.	Coef.	Custo Unit.	Total (R\$)
3.0	Armador	h	0,05	9,30	0,49
3.1	Servente	h	0,01	5,80	0,05
3.2	Aço CA 50 Ø10 mm	kg	1,00	6,56	6,56
3.3	Arame recozido 18 bwg, 1,25mm	kg	0,03	9,50	0,24
TOTAL					7,34
TOTAL C/ ENC. SOC (73,34%):					7,74

Fonte: SINAPI (agosto de 2017).

Tabela 37: Composição analítica para o aço CA -50 Ø 12,5 mm.

4 Aço CA50 Ø12,5mm incluindo corte, dobragem e montagem nas formas, para vigas (kg).					
Item	Insumos	Unid.	Coef.	Custo Unit.	Total (R\$)
4.0	Armador	h	0,039	9,30	0,36
4.1	Servente	h	0,006	5,80	0,04
4.2	Aço CA 50 Ø12,5 mm	kg	1,000	5,40	5,4
4.3	Arame recozido 18 bwg, 1,25mm	kg	0,025	9,50	0,24
TOTAL					6,03
TOTAL C/ ENC. SOC (73,34%):					6,32

Fonte: SINAPI (agosto de 2017).

Tabela 38: Composição analítica para o aço CA -50 Ø 16 mm.

5 Aço CA 50 Ø 16mm incluindo corte, dobragem e montagem nas formas, para vigas (kg).					
Item	Insumos	Unid.	Coef.	Custo Unit.	Total (R\$)
5.0	Armador	h	0,047	9,30	0,44
5.1	Servente	h	0,008	5,80	0,04
5.2	Aço CA 50 Ø16 mm	kg	1,000	4,05	4,05
5.3	Arame recozido 18 bwg, 1,25mm	kg	0,025	9,50	0,24
TOTAL					4,77
TOTAL C/ ENC. SOC (73,34%):					5,13

Fonte: SINAPI (agosto de 2017).

Tabela 39: Composição analítica para o aço CA -50 Ø 20 mm.

6 Aço CA 50 Ø 20mm incluindo corte, dobragem e montagem nas formas, para vigas (kg).					
Item	Insumos	Unid.	Coef.	Custo Unit.	Total (R\$)
6.0	Armador	h	0,017	9,30	0,16
6.1	Servente	h	0,003	5,80	0,02
6.2	Aço CA 50 Ø20 mm	kg	1,000	3,74	3,74
6.3	Arame recozido 18 bwg, 1,25mm	kg	0,025	9,50	0,24
TOTAL					4,15
TOTAL C/ ENC. SOC (73,34%):					4,28

Fonte: SINAPI (agosto de 2017).

Tabela 40: Composição analítica para o aço CA -50 Ø 25 mm.

7 Aço CA 50 Ø 25mm incluindo corte, dobragem e montagem nas formas, para vigas (kg).					
Item	Insumos	Unid.	Coef.	Custo Unit.	Total (R\$)
7.0	Armador	h	0,010	9,30	0,09
7.1	Servente	h	0,002	5,80	0,01
7.2	Aço CA 50 Ø25 mm	kg	1,000	4,23	4,23
7.3	Arame recozido 18 bwg, 1,25mm	kg	0,025	9,50	0,2375
TOTAL					4,57
TOTAL C/ ENC. SOC (73,34%):					4,65

Fonte: SINAPI (agosto de 2017).

Tabela 41: Composição analítica para os cabos com 7 cordoalhas CP 190 RB Ø 15,2mm.

8 Confecção e colocação de cabos CP-190 RB D=15,2mm (kg)					
Item	Insumos	Unid.	Coef.	Custo Unit.	Total (R\$)
8.0	Armador	h	0,05	9,30	0,47
8.1	Servente	h	0,05	5,80	0,29
8.2	Cordoalha engraxada CP-190 RB, Ø12,5	Kg	1,03	6,12	6,30
8.3	Arame recozido	Kg	0,010	9,50	0,10
8.4	Bainha metálica diâmetro int. 55 mm	m	0,230	21,00	4,83
8.5	Tubo plástico para purgadores	m	0,500	1,51	0,76
TOTAL					12,74
TOTAL C/ ENC. SOC (73,34%):					13,29

Fonte: DNIT (janeiro de 2017).

4.3.3 Composição para protensão e injeção das bainhas

Tratando-se de pós-tração com aderência posterior (item 3.3), a protensão da armadura ocorre após o endurecimento do concreto, sendo necessária a injeção da nata de cimento na bainha, criando uma aderência no conjunto concreto, bainha, nata e armadura. Desse modo, têm-se as seguintes composições de custos:

Tabela 42: Composição analítica para protensão de ancoragens ativas.

9 Protensão de ancoragens ativas para cabos com 7 cordoalhas Ø=15,2mm (unid.).					
Item	Insumos	Unid.	Coef.	Custo Unit.	Total (R\$)
9.0	Carpinteiro	h	3	9,30	27,90
9.1	Armador	h	1,85	9,30	17,21
9.2	Servente	h	1,850	5,80	10,73
9.3	Ancoragem para cabo	cj	1,000	477,00	477,00
9.4	Pranchão 7,5x30,0 cm	m	0,300	35,00	10,50
9.5	Bomba hidráulica alta pressão	h	0,670	29,25	19,60
9.6	Macaco para protensão	h	0,670	27,62	18,51
TOTAL					581,44
TOTAL C/ ENC. SOC (73,34%):					622,39

Fonte: DNIT (janeiro de 2017).

Tabela 43: Composição analítica para Fornecimento/colocação e injeção de bainha.

10 Fornecimento/colocação e injeção de bainha para 7 Ø15,2mm (m)					
Item	Insumos	Unid.	Coef.	Custo Unit.	Total (R\$)
10.0	Armador	h	1,38	9,30	12,83
10.1	Servente	h	1,38	5,80	8,00
10.2	Bomba elétrica para injeção de nata	h	0,200	22,62	4,52
10.3	Cimento Portland CP-30	kg	0,570	28,00	15,96
10.4	Aditivo Plastiment BV-40	kg	0,230	1,94	0,45
TOTAL					41,77
TOTAL C/ ENC. SOC (73,34%):					57,05

Fonte: DNIT (2016).

4.3.4 Composição para forma

Para a execução da forma das vigas estudadas faz-se uso da composição de custos exibida na Tabela 44 e na Tabela 45.

Tabela 44: Composição analítica para forma de madeira compensada.

11 Forma em chapa de madeira compensada e=12 mm, com reaproveitamento 1,5x (m²)					
Item	Insumos	Unid.	Coef.	Custo Unit.	Total (R\$)
11.0	Carpinteiro de formas	h	0,800	9,30	7,44
11.1	Servente	h	0,950	5,80	5,51
11.2	Prego de aço polido com cabeça 18x27	kg	0,150	8,80	1,32
11.3	Peça de madeira nativa/ regional 7,5 x 7,5 cm (3x3) não aparelhada (p/ forma)	m	1,580	5,82	9,20
11.4	Chapa de madeira compensada resinada para forma de concreto, de *2,2 x 1,1* m, e = 12 mm	unid.	0,303	36,56	11,08
TOTAL					34,54
TOTAL C/ ENC. SOC (73,34%):					44,04

Fonte: SINAPI (agosto de 2017).

Tabela 45: Composição analítica para escoramento até h=3,30.

12 Escoramento formas ate h = 3,30m, com madeira de 3a qualidade, não aparelhada, aproveitamento tabuas 3x e prumos 4x (m³).					
Item	Insumos	Unid.	Coef.	Custo Unit.	Total (R\$)
12.0	Carpinteiro de formas	h	0,170	9,30	1,58
12.1	Servente	h	0,170	5,80	0,99
12.2	Prego de aço polido com cabeça 18 X 30	kg	0,033	8,95	0,30
12.3	Peça de madeira nativa/ regional 7,5 x 7,5 cm (3x3) não aparelhada (p/ forma)	m	0,400	5,82	2,33
TOTAL					5,19
TOTAL C/ ENC. SOC (73,34%):					7,07

Fonte: SINAPI (agosto de 2017).

4.4 Obtenção e Comparação dos Custos finais

Determinados os valores dos custos unitários, passa-se para a próxima etapa do orçamento analítico, que corresponde à obtenção dos custos finais das vigas para os dois sistemas (CA e CP). Sendo assim, o custo total das peças será calculado multiplicando-se as quantidades de materiais e serviços geradas no dimensionamento pelos custos unitários correspondentes, como mostrado a seguir.

4.5 Custos para a Viga de CA

Para a viga de concreto armado se chegou aos valores indicados na tabela abaixo. Por fim, constata-se que o valor de custo final para esse método construtivo é de R\$ 37.628,87.

Tabela 46: Detalhamento dos custos para a viga de concreto armado.

Item	Discriminação do serviço	Unid.	Quant.	Custos (R\$)	
				Unitário	Total
1.	Viga de concreto armado				
1.1	Concreto simples usinado fck=30MPa, bombeado, lançado e adensado	m ³	33,75	386,27	13.036,78
1.2	Aço CA 50 Ø 8 mm	kg	650,96	9,53	6.205,50
1.3	Aço CA 50 Ø 10 mm	kg	301,61	7,74	2.333,51
1.4	Aço CA50 Ø12,5	kg	83,20	6,32	526,10
1.5	Aço CA 50 Ø 16mm	kg	236,57	5,13	1.213,01
1.6	Aço CA 50 Ø 20mm	kg	1171,65	4,28	5.018,07
1.7	Aço CA 50 Ø 25mm	kg	385,30	4,65	1.790,26
1.8	Forma em chapa de madeira compensada e=12 mm, com reaproveitamento 1,5x.	m ²	165,00	44,04	7.266,91
1.9	Escoramento formas ate h = 3,30m, com madeira de 3a qualidade, não aparelhada, aproveitamento tabuas 3x e prumos 4x.	m ³	33,75	7,07	238,71
				TOTAL (R\$)	37.628,87

Fonte: Autor.

4.6 Custos para a Viga de CP

No elemento protendido alcançaram-se os custos apresentados na Tabela 47, a qual apresenta serviços semelhantes aos expostos no subitem acima. No entanto, para esse sistema constam serviços adicionais que estão relacionados com a protensão dos cabos e injeção das bainhas, como se pode observar. O custo final para a viga de CP resultou em R\$28631,85.

Tabela 47: Detalhamento dos custos para a viga de CP.

Item	Discriminação do serviço	Unid.	Quant.	Custos (R\$)	
				Unitário	Total
2.	Viga de concreto protendido				
2.1	Concreto simples usinado fck=30MPa, bombeado, lançado e adensado	m ³	22,50	386,27	8691,19
2.2	Aço CA 50 Ø 10 mm	kg	352,92	7,74	2730,48
2.3	Aço CA 50 Ø 25 mm	kg	1155,90	4,65	5370,78
2.4	Confecção e colocação de cabos CP-190 RB D=15,2mm.	kg	344,56	13,29	4579,95
2.5	Forma em chapa de madeira compensada e=12 mm, com reaproveitamento 1,5x.	m ²	120,00	44,04	5285,03
2.6	Escoramento formas ate h = 3,30m, com madeira de 3a qualidade, não aparelhada, aproveitamento tabuas 3x e prumos 4x.	m ³	22,50	7,07	159,14
2.7	Protensão de ancoragens ativas para cabos com 7 cordoalhas Ø=15,2mm	unid.	2,00	622,39	1244,77
2.8	Fornecimento/colocação e injeção de bainha para 7 Ø15,2mm	m	10,00	57,05	570,51
				TOTAL	28631,85

Fonte: Autor.

4.7 Análise e comparação dos custos finais

Como mencionado inicialmente, o objetivo principal deste trabalho consiste em estabelecer uma comparação, em termos de custos, das duas soluções estruturais (CA e CP). Dessa forma, é apresentada a seguir uma tabela que agrega os valores de cada serviço das duas vigas, assim como o total de cada uma.

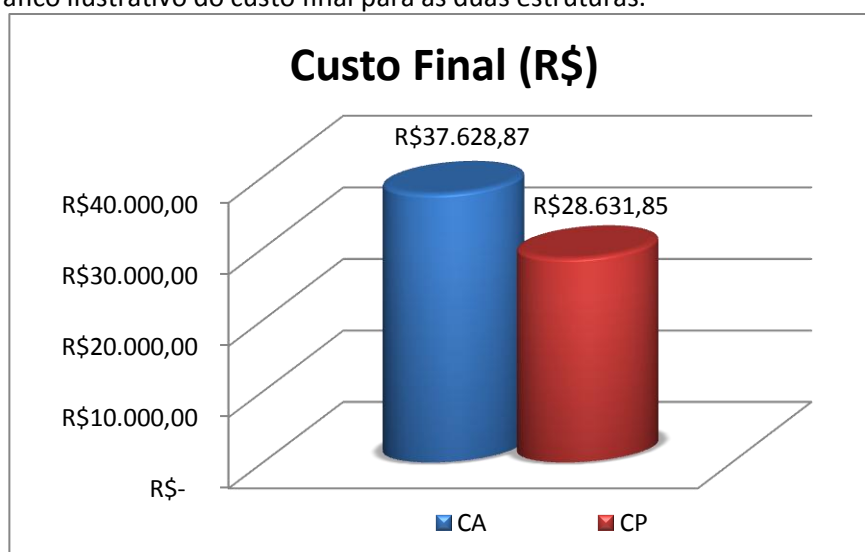
Tabela 48: Comparativo de custos dos dois sistemas estruturais.

Material ou serviço	Custos CA (R\$)	Custos CP (R\$)
Concreto	13.036,78	8.691,19
Aço	17.086,46	12.681,21
Forma	7.505,63	5.444,17
Protensão/Injeção	-	1.815,28
Total	37.628,87	28.631,85

Fonte: Autor.

O gráfico da Figura 45 foi elaborado a partir das informações da tabela acima e ilustra o comparativo de custo final para as vigas analisadas.

Figura 45: Gráfico ilustrativo do custo final para as duas estruturas.



Fonte: Autor.

Partindo-se dos dados da Figura 45 é possível constatar que, entre métodos construtivos estudados, o que apresentou maior custo total para a viga V27 foi o que empregou CA. Com isso, percebe-se que ao se fazer uma opção pelo sistema em CP há uma economia de aproximadamente R\$ 9.000,00, que equivale a 0,09% do preço global da obra, ou seja, dos R\$10.293.997,71, valor fornecido pela CINFRA.

CONCLUSÕES

Com este estudo verificou-se que a alteração no sistema construtivo originou respostas diferentes, tanto em termos estruturais quanto no consumo de materiais e custo final para a peça analisada. Ao se redimensionar a viga, a solução em CP demonstrou ser mais vantajosa por ter resultado no menor consumo de material, originando assim um elemento relativamente mais leve. Em contrapartida, a estrutura em CA, cujas dimensões são superiores, teve como resultado um maior carregamento da estrutura devido ao seu peso próprio e, conseqüentemente, foi mais dispendiosa.

Com relação ao custo total, apesar de haver uma diferença de aproximadamente R\$ 9000,00 entre os dois métodos apresentados, existem outros fatores que poderiam analisados e que tornariam o sistema em CP mais atrativo, os quais não foram abordados neste estudo. Têm-se como exemplo, os gastos referentes à execução dos pilares, cujos cálculos não foram considerados e que no sistema em CA utiliza-se uma maior quantidade desses elementos do que o sistema em CP.

Foi constatado também que, dentre os insumos necessários à execução das estruturas, os que mais contribuíram com a diferença no custo final foram os aços. Assim, percebe-se a importância de ter avaliado uma solução estrutural alternativa para o projeto do Restaurante Universitário da UFOB, em que a redução dos custos finais dos materiais necessários para a execução dos serviços foi satisfatória.

Torna-se evidente, então, que para o caso em estudo, a solução em concreto protendido proporciona maiores vantagens e, ao mesmo tempo, é mais viável do ponto de vista econômico. Entre os benefícios observados no emprego da protensão na obra estudada está a possibilidade de vencer maiores vãos com a redução do número de pilares, de obter estruturas mais esbeltas, de apresentar um maior controle das deformações e também de obter menor peso próprio do elemento.

Por fim, como sugestão para trabalhos futuros, recomenda-se, por meio do emprego de softwares de projeto estrutural, como o sistema CAD/TQS, fazer o comparativo global dos quantitativos de materiais e custos, para uma edificação de maior porte e com maior quantidade de vigas, analisando-se também a influência nos elementos de fundações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de Concreto Armado**. 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6023: Informação e documentação – Referências – Elaboração**. Rio de Janeiro: ABNT, 2002.

_____. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

_____. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro: ABNT, 1980.

_____. **NBR 7197: Projeto de estruturas de concreto protendido**. Rio de Janeiro: ABNT, 1989.

_____. **NBR 7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação**. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.

_____. **NBR 7483: Cordoalhas de aço para concreto protendido – Requisitos**. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.

_____. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

_____. **NBR 8953: Concreto para fins estruturais – Classificação por grupos de resistência**. Rio de Janeiro: ABNT, 1992.

_____. **NBR 10520: Informação e documentação - Citações em documentos - Apresentação**. Rio de Janeiro: ABNT, 2002.

_____. **NBR NM 67: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone**. Rio de Janeiro: ABNT, 1998.

AVILA, Antônio Victorino; LIBRELOTTO, Liziane Ilha; LOPES, Oscar Ciro. **Orçamento de obras: Construção civil**. Florianópolis, 2003. Apostila.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Estruturas de concreto armado II**. São Paulo. Notas de aula, Universidade Estadual Paulista. Departamento de Engenharia Civil, 2017.

_____. **Estruturas de Concreto Armado**. São Paulo. Notas de aula, Universidade Estadual Paulista. Departamento de Engenharia Civil, 2014.

_____. **Concreto Protendido**. São Paulo. Notas de aula, Universidade Estadual Paulista. Departamento de Engenharia Civil, 2015.

BORGES, Alberto Nogueira. **Curso prático de cálculo em concreto armado: projetos de edifícios**. 4. ed. Rio de Janeiro, 2013. ISBN 9788599868799.

CARDOSO, Roberto Sales. **Orçamento de obras em foco** – Um novo olhar sobre a engenharia de custos. São Paulo: Pini, 2009.

CARVALHO, Roberto Chust. **Estruturas em Concreto Protendido** – Pré-tração, Pós-tensão, Cálculo e Detalhamento. São Paulo, Editora Pini, 2012.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO; Jasson Rodrigues de. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado Segundo a NBR 6118:2014**. 4. ed. São Paulo, 2014.

CHOLFE, L.; BONILHA, L. **Concreto Protendido: teoria e prática**. 2013. 337 f. Editora Pini Ltda, São Paulo, 2013.

_____. **Concreto Protendido: teoria e prática**. 2015. 337 f. Editora Pini Ltda, São Paulo, 2015.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON/Federation Internationale de la Precontrainte, **CEB-FIP (1978)**. Paris, 1978.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Composição de preço unitário**, 2012. Disponível em: < http://www1.dnit.gov.br/anexo/Projetos/Projetos_edita10559_09-22_4.pdf>. Acesso em 17 Set. 2017.

CORDEIRO, Flávia Regina Ferreira de Sá. **Orçamento e controle de custos na construção civil. Ênfase em tecnologia e produtividade das construções**. 2007. Especialização em construção civil, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, MG. 2007.

DUMÊT, Tatiana Bittencourt. **ENG 118- Estruturas de Concreto Armado I**. Salvador. Notas de Aula, Universidade Federal da Bahia. Escola Politécnica. 2008.

EMERICK, A. A. **Projeto e execução de lajes protendidas**. Rio de Janeiro: Interciência, 2005 .

ENGETEC PROT. **Concreto protendido, 2011**. Disponível em: < <http://www.engetecprot.com.br/conteudo.asp?local=4&id=main&pag=main&act=listar> >. Acesso em: 24 ago. 2017.

GOMES JÚNIOR, H. A. **Vigas protendidas – estudo da norma e modelagem com auxílio de programa de análise comercial**. 2009. Projeto de Graduação – Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas. Rio de Janeiro, 2009.

GOOGLE EARTH – MAPS. **Barreiras – Bahia, 2017**. Disponível em: < <https://www.google.com.br/maps/place/Barreiras,+BA/@-12.1429793,-45.0264055,13z/data=!3m1!4b1!4m5!3m4!1s0x75f8aae10d4ae69:0x97810f362c2db8c5!8m2!3d-12.1477483!4d-44.9953475>>. Acesso no dia 12 ago. 2017.

HANAI, J. B. **Fundamentos do concreto protendido**. E-book de apoio para o Curso de Engenharia Civil. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2005.

HERRMANN, Thiana Dias. **Comparação de custos de uma obra utilizando valores estabelecidos pelo SINAPI com valores obtidos no município de Ijuí/RS**. 2015. Projeto de graduação, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. Ijuí, RS. 2015.

ISHITANI, H.; LEOPOLD, R.; FRANÇA, S. **Concreto Protendido: fundamentos iniciais**. Escola Politécnica – USP, Departamento de Engenharias de Estruturas e Fundações, São Paulo, 2002.

LEONHARDT, F. **Construção de Concreto: Concreto Protendido**. Rio de Janeiro: Interciência, v. 5, 1983.

LOBATO, Raul. **Perdas de Protensão, [entre 2010 e 2017]**. Disponível em < http://webcache.googleusercontent.com/search?q=cache:LHOFuiXsmi0J:sinop.unemat.br/site_antigo/prof/foto_p_downloads/fot_12651aula_06_pdf_AULA_06.pdf+&cd=1&hl=pt-BR&ct=clnk&gl=br >. Acesso em: 31 ago. 2017.

MARCHIORI, Fernanda Fernandes. **Desenvolvimento de um método para elaboração de redes de composições de custo para orçamentação de obras de edificações**. 2009. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Construção Civil. São Paulo, 2009.

MATTOS, Aldo Dórea. **Como preparar orçamentos de obras: dicas para orçamentistas, estudo de caso, exemplos**. 1ª ed. São Paulo; Editora PINI, 2006.

_____. **Como interpretar uma composição de custos, 2015**. Disponível em: < <http://blogs.pini.com.br/posts/Engenharia-custos/como-interpretar-uma-composicao-de-custos-338922-1.aspx> >. Acesso em 22 ago. 2017.

MELLO, Andreyve Vieira. **Análise de custos para construção de casas populares**. 2011. Projeto de Graduação, Universidade Estadual de Goiás. Anápolis, GO. 2011.

MINICHIELLO, Monique de Oliveira. **Qualidade no orçamento do custo direto de produção na construção civil**. 2007. Trabalho de Conclusão de Curso (Tecnólogo em Gerenciamento de Obras de Edificações) – Centro Federal de Educação Tecnológica de Santa Catarina, Florianópolis. 2007.

MOURA, Márcio Wrague. **Estudo sobre o Traçado de Cabos Pós-Tracionados em Vigas Isostáticas**. 2004. 177 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2004. Orientador: Daniel Domingues Loriggio.

PERNAMBUCO DESENVOLVIMENTO INDUSTRIAL. **Vigas Protendidas**. Disponível em: http://www.pdi.ind.br/produtos/vigas_protendidas.php Acesso no dia 27 jul. 2017.

PFEIL, Walter. **Concreto Protendido**. 2. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1984.

PINHEIRO, L. M. **Fundamentos do concreto e projetos de edifícios**. Escola de Engenharia de São Carlos - USP, Departamento de Engenharia de Estruturas, São Paulo, 2007.

ROCHA, Wellington. **Custo de mão-de-obra e encargos sociais, 1992**. Disponível em: <http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1413-92511992000300003>. Acesso em: 22 ago. 2017.

RUDLOFF INDUSTRIAL LTDA. **Concreto Protendido, 2015**. Disponível em <http://www.rudloff.com.br/downloads/catalogo_concreto_protendido_rev-06.pdf>. Acesso em: 19 jul.2017.

_____. **Perdas da Força de Protensão, 1998**. Disponível em <http://www.rudloff.com.br/downloads/catalogo_concreto_protendido_rev-06.pdf>. Acesso em: 17 jul.2017.

SANTOS, Ana Paula dos; SILVA, Nilmara Delfina da; OLIVEIRA, Vera Maria de. **Orçamento na construção civil como instrumento para participação em processo licitatório**. 2012. Projeto de graduação, Centro Universitário Católico Salesiano Auxilium. Lins, SP. 2012.

SANTOS, M. et al. **Comparativo entre lajes lisas em concreto armado e protendido com fck de 30, 35 e 40 MPa**. Revista Eletrônica Multidisciplinar FACEAR, v. 3, 2015.

SCHEIBLER, M. **Estudo comparativo entre estruturas em concreto convencional e estruturas em lajes planas protendidas para edifícios com múltiplos pavimentos: análise do ponto de vista executivo, econômico e produtivo**. Revista da Graduação da Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul, v. 5, 2012.

SILVA, K. et al. **Orçamento: a composição de custos na construção civil**. Revista Pensar Engenharia, v.3, n. 1, 18 p., jan. 2015.

STEPHAN, Adriana Isabel Backes. **Investigação das Práticas de Contabilidade Gerencial no Setor da Construção Civil da Cidade do Natal – RN**. Dissertação (Mestrado), Natal, RN. 2006.

TAVES, Guilherme Gazzoni. **Engenharia de custos aplicada à construção civil**. Projeto de Graduação, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2014.

TEMPERATURA MÉDIA ANUAL. INMET, 2016. Disponível em: <<http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=clima/page&page=anomaliamediaAnual>>. Acesso em: 23 ago. 2017.

THOMÉ, Brenda Bressan. **BDI na construção civil: o que é e como usar, 2016**. Disponível em: <<https://www.sienge.com.br/blog/bdi-na-construcao-civil-o-que-e-como-usar/>>. Acesso em: 16 jul.2017.

TISAKA, MAÇAHICO. **Orçamento na construção civil**. Consultoria, projeto e execução. 1ª ed. São Paulo; Editora PINI, 2006.

VALENTINI, Joel. **Metodologia para elaboração de orçamentos de obras civis**. 2009. Monografia (especialização em Construção Civil) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2009.

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.

XAVIER, Ivan. **Orçamento, planejamento e custo de obra**. Fundação para a Pesquisa ambiental. Butantã, SP. 2008. Apostila.

ZANETTE, D. S. **Projeto de vigas de pequeno porte parcialmente protendidas com monocordoalhas engraxadas**. Dissertação (Mestrado)- Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 2006.

ZILLI, Elizandro; BORTOLOTTI, Franchubert. **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**. 2013. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Departamento acadêmico de construção Civil. Paraná, 2013.

ANEXO A - Tabela de K6

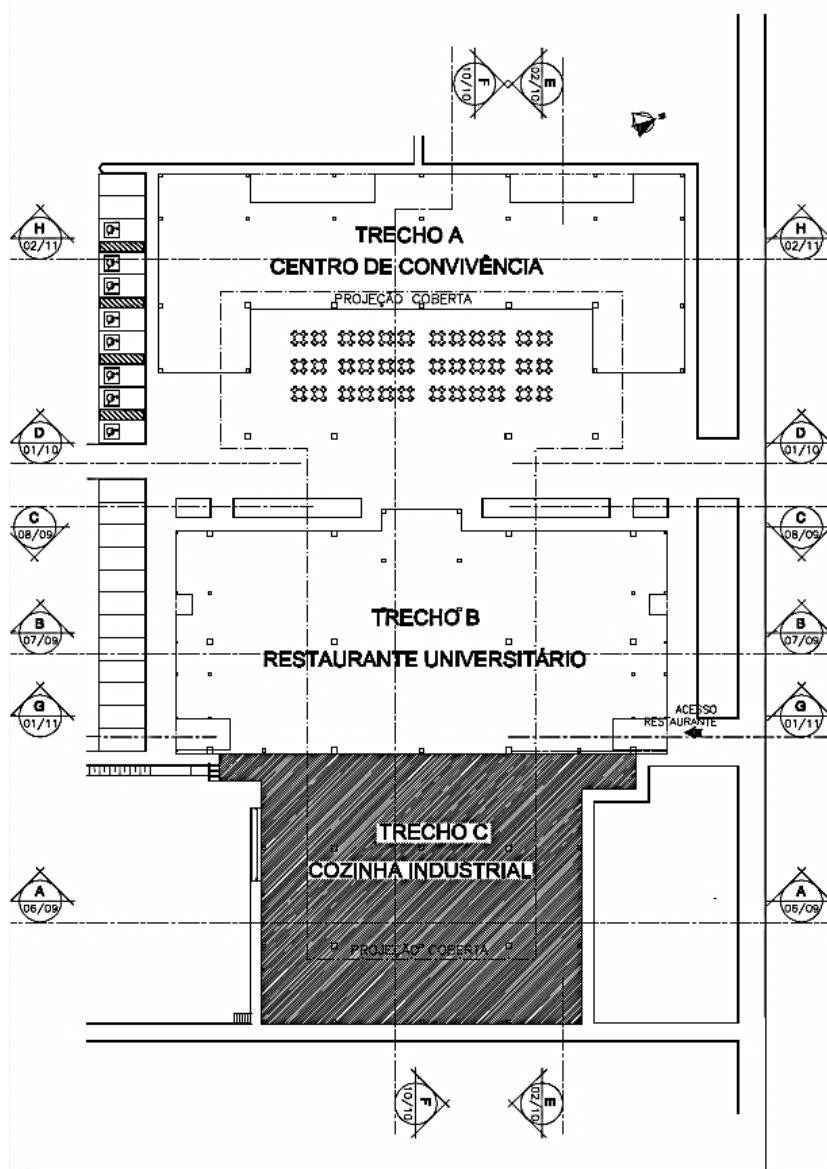
Figura 46: Tabela de K6.

Tabela de Dimensionamento de Vigas com Seções Retangulares armadas com Armadura Ativa (Ap) e Armadura Passiva (As)							ϵ_{pa}	opd (MPa)			osd (MPa)						
							$\Delta\epsilon_{pd}$	CP175	CP190	CP210							
$\beta_x = x/d$	$\beta_z = z/d$	K6 = bd^2/Msd				ϵ_{cd} (‰)	32,5	1487	1614	1782	CA50						
							30	1476	1601	1768							
β_x	β_z	k6 = Para concreto com fck (MPa) =					27,5	1465	1588	1754							
							25	1454	1575	1739							
							22,5	1443	1563	1725							
							20	1432	1550	1711							
							17,5	1420	1537	1696							
							15	1409	1525	1682							
							12,5	1398	1512	1668							
							0,02	0,993	21,441	17,867		15,315	13,401	0,204	10	1387	1499
							0,04	0,986	5,601	4,668	4,001	3,501	0,417				
							0,06	0,979	2,623	2,185	1,873	1,639	0,638				
0,08	0,972	1,562	1,302	1,116	0,976	0,87											
0,10	0,965	1,069	0,891	0,764	0,668	1,111											
0,12	0,957	0,802	0,668	0,573	0,501	1,364											
0,14	0,949	0,645	0,538	0,461	0,403	1,628											
0,16	0,94	0,551	0,459	0,394	0,344	1,905											
0,18	0,931	0,493	0,411	0,352	0,308	2,195											
0,20	0,922	0,448	0,373	0,32	0,28	2,5											
0,22	0,912	0,41	0,342	0,293	0,257	2,821	3,5	9,962	1387	1499	1653						
0,24	0,902	0,38	0,316	0,271	0,237	3,158											
0,26	0,892	0,354	0,295	0,253	0,221	9,962											
0,28	0,884	0,331	0,276	0,237	0,207	9											
0,30	0,875	0,312	0,26	0,223	0,195	8,167											
0,32	0,867	0,295	0,246	0,211	0,184	7,438											
0,34	0,859	0,28	0,234	0,2	0,175	6,794											
0,36	0,85	0,267	0,223	0,191	0,167	6,222											
0,38	0,842	0,256	0,213	0,183	0,16	5,711											
0,40	0,834	0,245	0,204	0,175	0,153	5,25											
0,42	0,825	0,236	0,196	0,168	0,147	4,833	435	1376	1486	1496							
0,44	0,817	0,227	0,189	0,162	0,142	4,455											
0,46	0,809	0,219	0,183	0,157	0,137	4,109											
0,48	0,8	0,212	0,177	0,152	0,133	3,792											
0,50	0,792	0,206	0,172	0,147	0,129	3,5											
0,52	0,784	0,2	0,167	0,143	0,125	3,231											
0,54	0,775	0,195	0,162	0,139	0,122	2,981											
0,56	0,767	0,19	0,158	0,135	0,118	2,75											
0,58	0,759	0,185	0,154	0,132	0,116	2,534											
0,60	0,75	0,181	0,15	0,129	0,113	2,333											
0,62	0,742	0,177	0,147	0,126	0,11	2,145	413,5	1376	1486	1496							
0,64	0,734	0,173	0,144	0,124	0,108	1,969											
0,66	0,725	0,17	0,141	0,121	0,106	1,803											
0,68	0,717	0,166	0,139	0,119	0,104	1,647											
0,70	0,709	0,163	0,136	0,117	0,102	1,5											
0,72	0,701	0,161	0,134	0,115	0,1	1,361											
0,74	0,692	0,158	0,132	0,113	0,099	1,23											
0,76	0,684	0,156	0,13	0,111	0,097	1,105											
0,78	0,676	0,153	0,128	0,11	0,096	0,987											
0,80	0,667	0,151	0,126	0,108	0,095	0,875											
0,82	0,659	0,149	0,125	0,107	0,093	0,768	378,6	1376	1486	1496							
0,84	0,651	0,148	0,123	0,105	0,092	0,667											
0,86	0,642	0,146	0,122	0,104	0,091	0,57											
0,88	0,634	0,144	0,12	0,103	0,09	0,477											
0,90	0,626	0,143	0,119	0,102	0,089	0,389											
0,92	0,617	0,142	0,118	0,101	0,089	0,304											
0,94	0,609	0,14	0,117	0,1	0,088	0,223											
0,96	0,601	0,139	0,116	0,099	0,087	0,146											
0,98	0,592	0,138	0,115	0,099	0,086	0,071											
1,00	0,584	0,137	0,114	0,098	0,086	0											
Unidades		Hipótese $A_p \neq 0$; $A_s = 0$					Hipótese $A_p \neq 0$; $A_s \neq 0$										
MN, m		$T_{pd} = \frac{Msd}{\beta z * d}$; $A_p = \left(\frac{Msd * 10^4}{\beta z * d * \sigma_{pd}} \right) \text{cm}^2$					$A_{pf} * \sigma_{pd} + A_s * \sigma_{sd} = T_{pd}$										

Fonte: Cholve e Bonilha (2015).

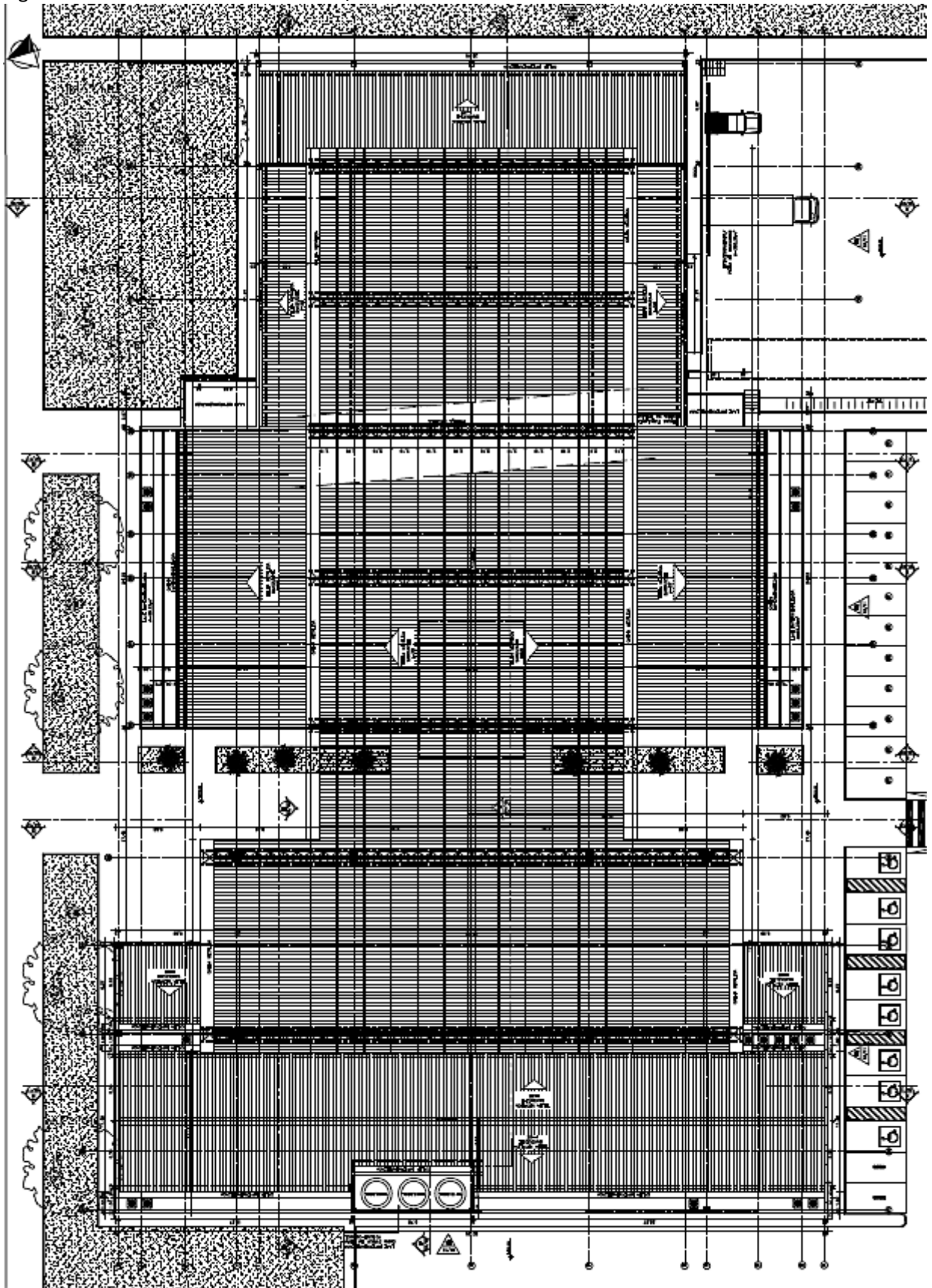
ANEXO B - Projetos Arquitetônicos

Figura 47: Planta baixa esquemática.



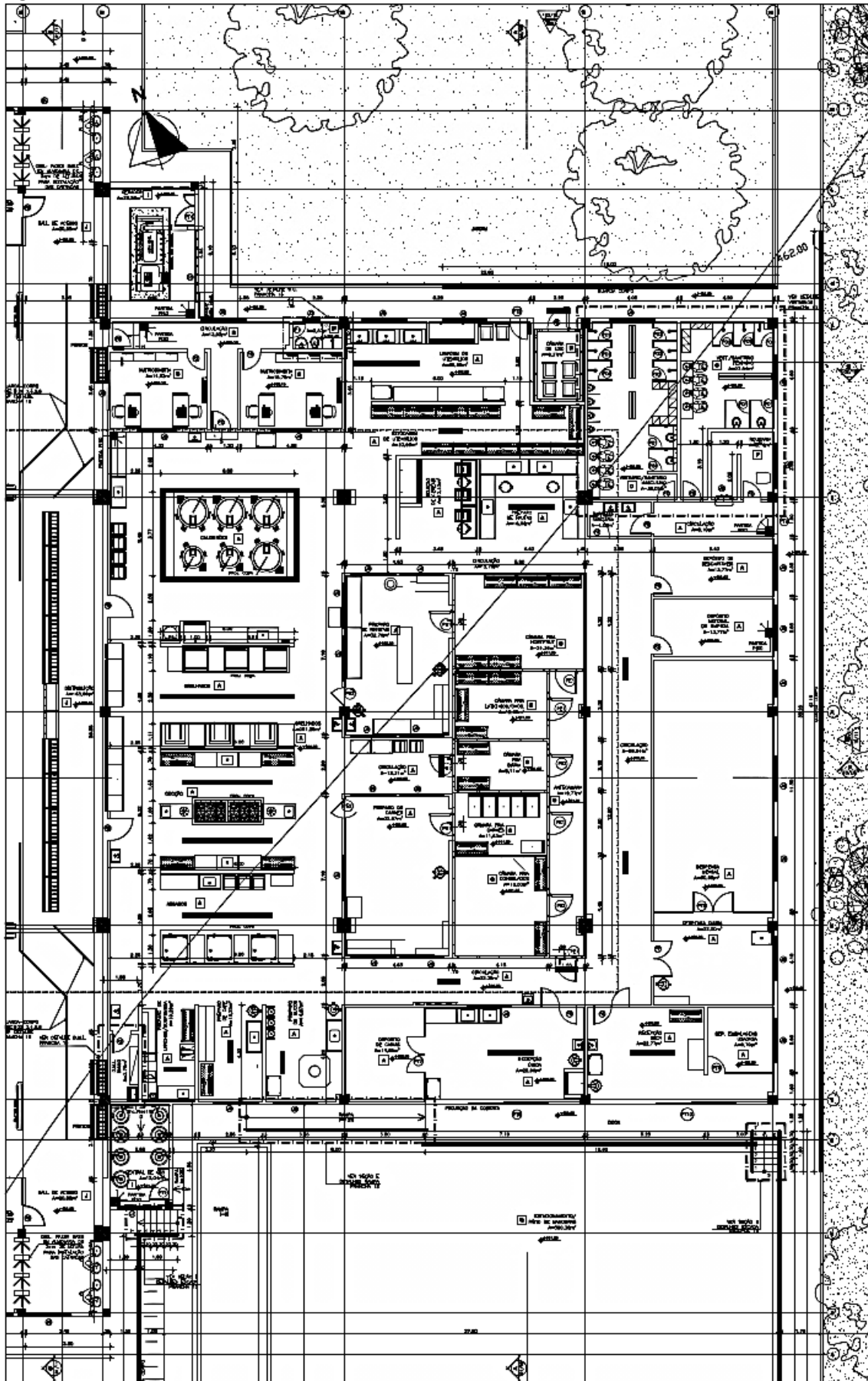
Fonte: CINFRA-UFOB (2014).

Figura 48: Planta de cobertura – Esc. 1/125.



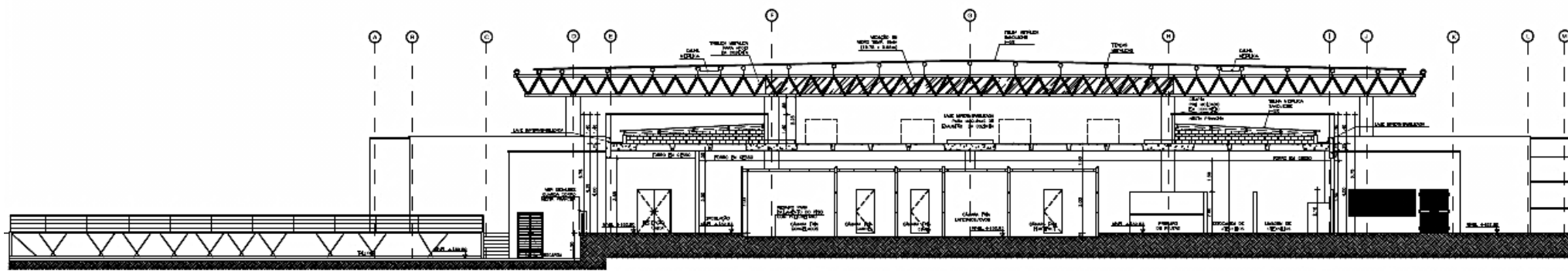
Fonte: CINFRA-UFOB (2014).

Figura 49: Planta baixa da Cozinha Industrial - Esc. 1/125.



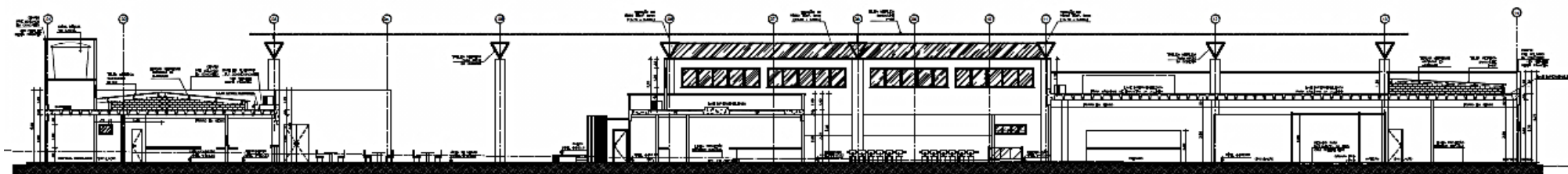
Fonte: CINFRA-UFOB (2014).

Figura 50: Corte transversal AA -Esc. 1/75.



Fonte: CINFRA-UFOB (2014).

Figura 51: Corte longitudinal FF- Esc. 1/75.



Fonte: CINFRA-UFOB (2014).

ANEXO C – Perdas por retração e fluência.

Tabela 49: Valores numéricos usuais para a determinação da fluência e da retração.

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

¹⁾ $\phi_{1c} = 4,45 - 0,035U$ para abatimento no intervalo de 5cm a 9 cm e $U \leq 90\%$
²⁾ $10^4 \cdot \epsilon_{1s} = -8,09 + (U/15) - (U^2/2284) - (U^3/133765) + (U^4/7608150)$ para abatimentos de 5 cm a 9 cm e $40\% \leq U \leq 90\%$.
³⁾ Os valores de ϕ_{1c} e ϵ_{1s} para $U \leq 90\%$ e abatimento entre 0cm e 4cm são 25% menores e para abatimentos entre 10cm e 15cm são 25% maiores.

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

Fonte: ABNT – NBR 6118:2014.

Tabela 50: Valores da fluência e da retração em função da velocidade de endurecimento do cimento.

Valores da fluência e da retração em função da velocidade de endurecimento do cimento		
Cimento Portland (CP)	α	
	Fluência	Retração
De endurecimento lento (CPIII e CPIV, todas as classes de resistência)	1	1
De endurecimento normal (CPI e CPII, todas as classes de resistência)	2	
De endurecimento rápido (CPV-ARI)	3	

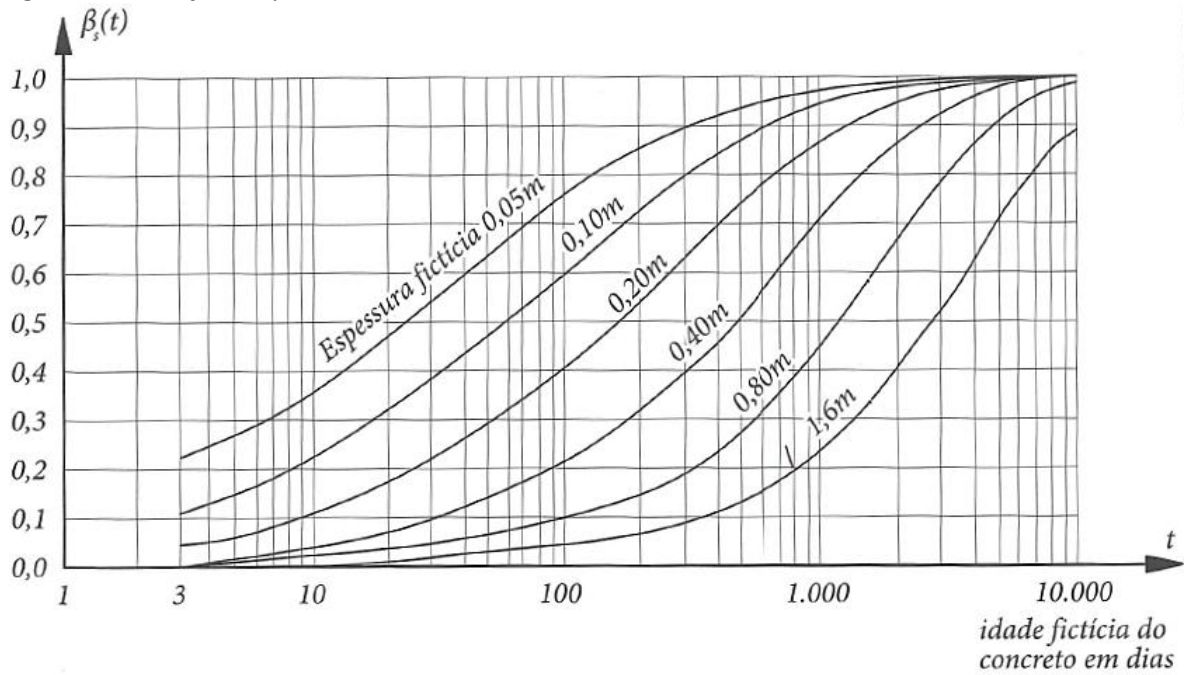
Fonte: ABNT – NBR 6118:2014.

Tabela 51: Crescimento da resistência do concreto.

Cimento Portland	Idade (dias)											
	3	7	14	28	63	91	120	240	360	720	1000	10000 (∞)
CP III CPIV	0,46	0,68	0,85	1	1,13	1,18	1,21	1,28	1,31	1,36	1,37	1,433
CPI CPII	0,59	0,78	0,9	1	1,08	1,12	1,14	1,18	1,2	1,22	1,23	1,267
CPV	0,66	0,82	0,92	1	1,07	1,09	1,11	1,14	1,16	1,17	1,18	1,208

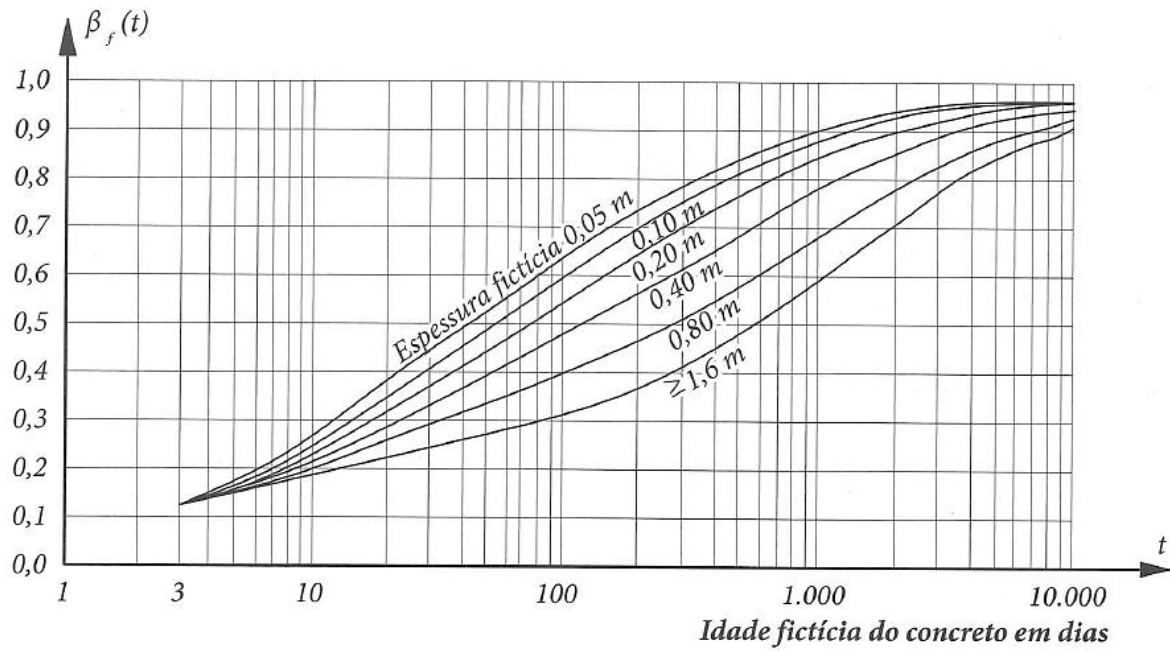
Fonte: ABNT – NBR 6118:2014.

Figura 52: Variação de β_{st} .



Fonte: ABNT – NBR 6118:2014.

Figura 53: Variação de β_{ft} .



Fonte: ABNT – NBR 6118:2014.