



Universidade Federal de Uberlândia
Faculdade de Engenharia Civil



RODRIGO VIEIRA ALMEIDA

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

EDIFÍCIO DO INSTITUTO DO CÂNCER DO ESTADO DO CEARÁ –
DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS LONGITUDINAIS DO EDIFÍCIO

UBERLÂNDIA – MG

2018

RODRIGO VIEIRA ALMEIDA

**EDIFÍCIO DO INSTITUTO DO CÂNCER DO ESTADO DO CEARÁ –
DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS LONGITUDINAIS DO EDIFÍCIO**

Trabalho de conclusão de curso apresentado à
Faculdade de Engenharia Civil da Universidade
Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos
para a obtenção do título de bacharel em Engenharia
Civil

Orientador: Prof. Dr. Arquimedes Diógenes Ciloni

UBERLÂNDIA – MG

2018

RODRIGO VIEIRA ALMEIDA

**EDIFÍCIO DO INSTITUTO DO CÂNCER DO ESTADO DO CEARÁ –
DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS LONGITUDINAIS DO EDIFÍCIO**

Trabalho de conclusão de curso apresentado à
Faculdade de Engenharia Civil da Universidade
Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos
para a obtenção do título de bacharel em Engenharia
Civil

Prof. Dr. Arquimedes Diógenes Ciloni
Presidente da Banca – Orientador

Prof^a. Dr. Gregório Sandro Vieira
Membro

Prof. Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera
Membro

Aluno Rodrigo Vieira Almeida
Orientando

UBERLÂNDIA – MG
2018

DEDICATÓRIA

A minha família, em especial a meus pais, por me fornecerem todo apoio e sustento, sendo sempre fonte de exemplo e sabedoria.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, a Deus, em que tenho fé, que me possibilitou ter chegado até este momento, sendo sempre meu guia, me protegendo de todos perigos e me auxiliando nas dificuldades.

Aos meus Pais, Ângela e Aristóteles, que sempre estiveram ao meu lado, sendo a minha estrutura em todos os momentos de dificuldades, se sacrificando diversas vezes para que eu conseguisse alcançar este objetivo e que juntos pudéssemos desfrutar desta conquista.

Ao meu irmão Guilherme que sempre foi meu companheiro e que esteve sempre ao meu lado nas decisões importantes e difíceis.

Ao meu grupo familiar que sempre foram prestativos e companheiros em todos os momentos desta caminhada.

Aos meus amigos, pelo amor, carinho e amparo nesses anos de convivência, por proporcionarem momentos inesquecíveis, por me ajudar a trilhar o caminho árduo sem pestanejar e me ampararem nos momentos em que a família não estava presente.

Aos meus Professores da Escola Estadual João Resende e Escola Estadual Juscelino Kubitschek, que foram os primeiros a contribuírem para o meu desenvolvimento pessoal e profissional.

A esta universidade, juntamente com seu corpo docente, direção, administração e demais colaboradores que oportunizaram a janela que hoje vislumbro, que me deram a oportunidade de formação superior, pautada nos princípios de pluralismo de ideias; orientação humanística; preparação para o exercício pleno da cidadania, preservação e difusão de valores éticos e de liberdade, igualdade e democracia.

Aos Mestres e Doutores da FECIV que passaram por mim durante todo o período da graduação, que contribuíram para o meu desenvolvimento profissional e pessoal, me apresentando conhecimento técnico e repassando um pouco de vossa imensa experiência.

Ao Professor Dr. Arquimedes, orientador deste projeto, que sempre se mostrou prestativo, me orientando com grande sabedoria durante este período, me transmitindo conhecimentos gerias que vão muito além de conhecimentos técnicos.

Ao Professor Dr. Joaquim Eduardo Mota, Professor da Universidade Federal do Ceará, que se dispôs a contribuir no desenvolvimento deste projeto, se mostrando muito prestativo em todos os momentos.

Aos Engenheiros Civis Carlos Kaufmann e Marcelo Buiate que dispuseram do seu tempo, da sua técnica e informações pertinentes à conclusão deste trabalho.

Aos Professores convidados da Banca Examinadora, que dedicaram parte do seu tempo para apreciar este trabalho.

A empresa Pittelli Engenharia e AP Ponto Construtora, que acreditaram em mim e cooperaram com minha formação enquanto Engenheiro Civil, me dando a oportunidade de vivenciar os desafios do mercado de trabalho e de aplicar na prática os conhecimentos teóricos recebidos em sala de aula.

ALMEIDA, R.V. **EDIFÍCIO DO INSTITUTO DO CÂNCER DO ESTADO DO CEARÁ – DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS LONGITUDINAIS DO EDIFÍCIO**. 2018. 150 folhas. Monografia (Trabalho de Conclusão do Curso de Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia – UFU, Uberlândia, 2018.

RESUMO

Diante do constante uso das estruturas pré-moldadas e protendidas no campo da engenharia civil, estruturas estas que possibilitam agilidade, controle tecnológico e uma racionalização do processo produtivo, este trabalho apresenta o dimensionamento, em conjunto com outros trabalhos, de um dos elementos estruturais, sendo a viga longitudinal em seção L, que integra a estrutura do Edifício do Instituto do Câncer do Ceará, projetado no ano de 2001. Tendo por objetivo apresentar o roteiro de dimensionamento e detalhamento de uma estrutura pré-moldada com protensão aderente inicial com base nos padrões vigentes da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), juntamente com principais recomendações e bibliografias sobre o assunto, comparando os resultados aos obtidos na época. Após todos os cálculos e análises dos elementos em separado e em conjunto, obteve-se taxas de armaduras próximas ao esperado, se comparado ao projeto original de 2001, elucidando que apesar da atualização das normas relacionadas a este projeto, os parâmetros de dimensionamento permanecem inalterados.

PALAVRAS-CHAVE: Pré-moldados; Dimensionamento; Concreto; Protensão; Vigas L.

ALMEIDA, R.V BUILDING OF THE CEARÁ CANCER INSTITUTE OF THE STATE OF CEARÁ - SIZING OF THE LONGITUDINAL BEAMS OF THE BUILDING. 2018.

150 sheets. Monography (Civil Engineering Course Completion Work) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia – UFU, Uberlândia, 2018.

ABSTRACT

In view of the constant use of the preformed and prestressed structures in the field of civil engineering, these structures allow for agility, technological control and a rationalization of the production process, this work presents the dimensioning, together with other works, of one of the structural elements, being the longitudinal beam in section L, which integrates the structure of the Ceará Cancer Institute Building, designed in the year 2001. With the objective of presenting the sizing and detailing of a preformed structure with initial adherent protension based on the standards of the Brazilian Association of Technical Standards (ABNT), together with main recommendations and bibliographies on the subject, comparing the results to those obtained at the time. After all the calculations and analyzes of the elements separately and together, armor rates were obtained close to the expected one, compared to the original project of 2001, elucidating that despite the updating of the norms related to this project, the parameters of dimensioning remain unchanged.

KEY WORDS: Pre-molded; Sizing; Concrete; Protension; Beams L.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Processo construtivo de casas pré-moldadas.	19
Figura 2 - Ponte protendida em balanços sucessivos.	22
Figura 3 - Concreto protendido na ponte do Galeão - Rio de Janeiro.	23
Figura 4 - Esquema de pista de protensão com aderência inicial.	26
Figura 5 - Exemplo de curvatura de protensão.	27
Figura 6 - Cordoalha engraxada e seus componentes.	28
Figura 7 – Tensões de tração nas extremidades do elemento estrutural.	33
Figura 8 - Vigas de travamento laterais.	34
Figura 9 - Vigas de transição.	34
Figura 10 - Exemplos se seções de vigas pré-moldadas.	35
Figura 11 - Viga calha e viga telha W.	36
Figura 12 - Cálice de ligação entre o pilar e a fundação.	38
Figura 13 - Detalhes das ligações dos pilares.	39
Figura 14 - Consolo de fixação vertical dos painéis de vedação.	40
Figura 15 - Halfen, dispositivo de fixação horizontal dos painéis de vedação.	40
Figura 16 - Ligação dos painéis estruturais.	41
Figura 17 – Seção Transversal da Viga analisada.	42
Figura 18 – Características da seção transversal analisada.	50
Figura 19 – Carregamento g_1	51
Figura 20 – Momento fletor devido g_1	51
Figura 21 – Carregamento g_2	52
Figura 22 – Momento fletor devido g_2	52
Figura 23 – Carregamento q	52
Figura 24 – Momento fletor devido g_1	53

Figura 25 - Classe de agressividade ambiental por região em Fortaleza.....	56
Figura 26 - Variação de $B_s(t)$	75
Figura 27 - Variação de $B_f(t)$	79
Figura 28 – Seções analisadas da viga L	96
Figura 29 – Diagrama de curvas limites para o estado em vazio.	99
Figura 30 – Diagrama de curvas limites para o estado em serviço.	101
Figura 31 – Esquema da seção transversal com maior força de tração	103
Figura 32 – Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras ativas.....	109
Figura 33 – Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas	111
Figura 34 – Determinação da superfície equivalente	122
Figura 35 – Divisão da superfície equivalente	123
Figura 36 - Configuração final da seção transversal	132
Figura 37 – Detalhe região inferior do elemento estrutural.....	133
Figura 38 – Detalhe região superior do elemento estrutural	133
Figura 39 - Área de influência carga accidental - 1º pavimento	141
Figura 40 - Área de influência carga accidental - 2º pavimento	142
Figura 41 - Área de influência carga accidental - 3º, 4º e 5º pavimento	143
Figura 42 - Área de influência carga accidental - 6º pavimento	144
Figura 43 - Área de influência carga accidental - 7º pavimento	145
Figura 44 - Planta do pavimento tipo	148
Figura 45 - Corte transversal da superestrutura do complexo hospitalar	149
Figura 46 - Seção Transversal da Laje TT - 70.	150
Figura 47 - Seção transversal da viga L.	150

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Aspectos a serem considerados na escolha do tipo de protensão.....	30
Tabela 2 - Peso alvenaria, divisórias e caixilhos	44
Tabela 3 - Resumo das cargas determinado para as lajes TT	45
Tabela 4 - Resumo de cargas da laje	46
Tabela 5 - Peso próprio das vigas L	47
Tabela 6 - Capeamento sobre as vigas L	48
Tabela 7 - Painéis laterais	49
Tabela 8 - Cargas totais sobre a viga L	49
Tabela 9 - Características geométricas	50
Tabela 10 - Classe de agressividade ambiental.	55
Tabela 11 - Combinações de serviço.....	58
Tabela 12 - Determinação dos fatores de redução devido as combinações.....	59
Tabela 13 - Seção transversal para Aço CP 190 RB.	64
Tabela 14 - Valores usuais para determinação da fluência e da retração.	73
Tabela 15: Valores de relaxação para o aço	83
Tabela 16 - Análise de tensões em toda a peça na fase de utilização.....	98
Tabela 17 - Análise de tensões em toda a peça na fase de serviço.....	100
Tabela 18 - Resumo dos valores determinados	107
Tabela 19 - Características do aço de protensão.....	110
Tabela 20 - Área de aço para cada seção da região equivalente.....	124
Tabela 21 - Armadura longitudinal passiva final	125
Tabela 22 - Cobrimento nominal mínimo	131
Tabela 23 - Resumo alvenaria de blocos cerâmicos vazados.....	139
Tabela 24 - Resumo das divisórias empregadas no edifício.....	140

Tabela 25 - Informações da área de influência carga acidental - 1º pavimento.....	141
Tabela 26 - Informações da área de influência carga acidental - 2º pavimento.....	142
Tabela 27- Área de influência carga acidental - 3º, 4º e 5º pavimento	143
Tabela 28- Área de influência carga acidental - 6º pavimento	144
Tabela 29- Área de influência carga acidental - 7º pavimento	145
Tabela 30 - Relação de equipamentos na casa de máquinas	146

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	Justificativa	17
1.2	Objetivos.....	17
1.2.1	Objetivos gerais	17
1.2.2	Objetivos Específicos	17
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
2.1	Concreto Pré-Moldado	18
2.2	Estruturas pré-moldadas e protendidas	20
2.2.1	Breve histórico.....	21
2.2.2	Efeito da protensão no concreto	23
2.2.3	Vantagens e desvantagens do concreto protendido	24
2.2.4	Concreto protendido com e sem aderência.....	25
2.2.5	Tipos de Protensão	28
2.2.6	Aços de protensão.....	30
2.2.7	Perdas de protensão	31
2.3	Vigas Pré-moldadas Protendidas	32
2.3.1	Alguns exemplos de vigas pré-moldadas protendidas.....	33
3	O PROJETO	36
3.1	A estrutura	37
3.2	Detalhes das Ligações	38
4	ELEMENTO ANALISADO	41
5	PRESCRIÇÕES DO PROJETO	42
5.1	Aço de protensão	43

5.2 Cargas	43
6 DIMENSIONAMENTO.....	50
6.1 Levantamento das características geométricas	50
6.2 Obtenção dos esforços.....	51
6.3 Cálculo das tensões atuantes.....	53
6.4 Cálculo da força de protensão	55
6.4.1 Escolha do tipo de protensão	55
6.4.2 Estimativa da força de protensão.....	59
6.4.3 Seção transversal da armadura ativa.....	62
6.4.4 Seção homogeneizada.....	65
6.4.5 Força de protensão inicial.....	69
6.4.6 Perdas Progressivas	71
6.5 Verificação das tensões na seção mais solicitada.....	87
6.5.1 Estado em vazio.....	87
6.5.2 Estado em serviço.....	88
6.5.3 Tensões nas combinações especiais	88
6.5.4 Tensões nas combinações de utilização.....	93
6.5.6 Combinações críticas.....	95
6.7 Análise das tensões em todo o elemento	95
6.7.1 Análise da fase de transporte $(0,8g_1 + P_0)$:	98
6.7.2 Entrada em serviço $(g_1 + g_2 + 0,4q + P_\infty)$:	99
6.8 Armadura passiva para controle da fissuração	101
6.8.1 Utilizando armadura passiva para controlar a tração existente no tempo zero	102
6.9 Estado limite último - solicitações normais.....	105
6.9.1 Cálculo do pré-alongamento.....	105

6.9.2 Determinação do Momento Fletor Último (M_u) - Cálculo de verificação por meio de tentativas	107
6.9.3 Cálculo do Momento Último Solicitante.....	110
6.9.4 Verificação da necessidade da utilização da armadura passiva.....	111
6.9.5 Armadura mínima.....	111
6.10 Estado limite último - solicitações tangenciais	112
6.10.1 Determinação da força cortante solicitante de cálculo	115
6.10.2 Determinação da taxa de armadura transversal	116
6.10.3 Armadura mínima transversal	117
6.11 Estado Limite Último - Solicitações devido ao Momento Torçor.....	118
6.11.1 Verificação da biela comprimida.....	120
6.11.2 Armadura longitudinal.....	122
6.11.3 Armadura transversal.....	124
6.11.4 Solicitações combinadas.....	124
6.12 Armadura de Pele	126
7 DETALHAMENTO DA SEÇÃO TRANSVERSAL	126
7.1 Detalhamento das barras longitudinais.....	126
7.1.1 Armaduras ativas	127
7.1.2 Armaduras passivas	127
7.2 Verificação das barras transversais.....	129
7.2.1 Espaçamento mínimo e máximo	129
7.2.2 Diâmetro mínimo e máximo.....	129
7.2.3 Configuração adotada	130
7.3 Cobrimento mínimo.....	131
7.4 Configuração final da seção transversal	131
8 CONCLUSÃO.....	134

REFERÊNCIAS	135
APÊNDICE 1 – Resumo da alvenaria e divisórias dos pavimentos do edifício.	139
APÊNDICE 2 – Cargas acidentais	141
ANEXO A – Planta e corte do pavimento tipo do complexo hospitalar do Instituto do Câncer do Ceará – ICC	147
ANEXO B – Elementos isolados do complexo hospitalar do Instituto do Câncer do Ceará – ICC	150

1 INTRODUÇÃO

A busca pela racionalização, pelo controle, agilidade e sustentabilidade, além do fator econômico fizera com que o emprego dos elementos pré-moldados na construção civil apresentasse um crescimento exponencial nos últimos anos. Estes elementos possibilitaram um grande salto de qualidade nos canteiros de obras, principalmente pelo rigoroso controle que os mesmos são submetidos durante o processo industrial de produção, além de propiciar rapidez no processo produtivo.

No sistema produtivo dos pré-moldados, destacam-se as peças protendidas. A protensão é um artifício que consiste em introduzir em uma determinada estrutura um estado prévio de tensões internas, por meio de armaduras previamente tracionadas, tensões estas que se opõem às tensões geradas por carregamentos externos, melhorando o seu desempenho e resistência. Em outros termos, a protensão tem o objetivo de eliminar ou reduzir as tensões de tração nas estruturas de concreto, provocadas por cargas externas, reduzindo a deformação excessiva e principalmente a fissuração das mesmas. Diferentemente das estruturas moldadas no local, as peças protendidas possibilitam a escolha de um arranjo de soluções, até mesmo pelo fato de poder utilizar-se armadura ativa e passiva em conjunto, que são definidas pelo projetista.

As vigas protendidas com aderência inicial são um dos principais elementos pré-moldados utilizados no setor civil. Geralmente a produção destas peças é realizada em larga escala, utilizando pistas de protensão situadas em fábricas. Este sistema permite a padronização e automação da produção, gerando velocidade e simplicidade na montagem da armadura destes elementos, reutilização das formas, controle de insumos, e redução da mão de obra. Para se ter ideia, segundo Inforsato (2009), é possível chegar a uma produção de 100 m lineares a cada três dias em cada pista de protensão.

Neste cenário, com o objetivo de aumentar a capacidade de atendimento, no mês de fevereiro de 2001, a diretoria do Instituto do Câncer do Ceará, resolveu contratar a elaboração do projeto de um edifício anexo ao seu complexo hospitalar. Buscando principalmente minimizar o tempo de construção, a equipe de projetistas optou por uma solução em concreto pré-moldado, que seria executada num prazo de 120 dias. O projeto é constituído por lajes, vigas e pilares pré-moldados, onde as vigas e lajes são em concreto protendido, numa edificação de aproximadamente 30 metros de altura, implantado numa área retangular de 49 x 15,6 metros. As fundações são blocos sobre estacas pré-moldadas e para realizar a ligação dos pilares à base

realizou-se cálices moldados no local. As caixas de escada e elevadores foram executadas em estrutura convencional de concreto moldado no local (MOTA, 2005).

Sendo assim, realizou-se um estudo completo sobre o edifício apresentado acima, que culminou no trabalho “Edifício do Instituto do Câncer do Estado do Ceará”, no qual foi realizado o dimensionamento dos principais elementos estruturais (lajes, vigas, pilares e blocos de fundação). Neste trabalho será abordado o dimensionamento das vigas longitudinais do mesmo, com base nas normas vigentes atuais, realizando a comparação dos dados obtidos com o projeto original desenvolvido no ano de 2001.

1.1 Justificativa

Devido ao crescimento pela busca de novas tecnologias de construção, e sendo o concreto pré-moldado e protendido uma tecnologia que se projeta para o futuro como uma das melhores alternativas para atender as necessidades de racionalização, controle, agilidade, sustentabilidade e também pode-se considerar o fator econômico, na área de estruturas de concreto, o detalhamento e comparação dos métodos de dimensionamento, elencando as normas regidas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas, bem como o impacto de suas atualizações, se mostra importante para entender o comportamento destas estruturas e elementos mediante a utilização de elementos pré-moldados e protendidos.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivos gerais

Dimensionar elementos estruturais pré-moldados e protendidos de um edifício já construído, com o objetivo de elucidar as práticas de dimensionamento elencadas pelas normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas e bibliografias importantes que tratam do assunto, bem como, comparar tais resultados com os obtidos pelo projetista no ano de 2001.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Dimensionar a Viga Longitudinal pré-moldada e protendida em seção L do Edifício do Instituto do Câncer do Ceará;
- Dimensionar elementos estruturais pré-moldados;
- Dimensionar elementos estruturais protendidos;
- Comparar resultados do dimensionamento com valores já obtidos anteriormente.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A base teórica necessária para a elaboração deste Trabalho de Conclusão de Curso será abordada nos próximos itens.

2.1 Concreto Pré-Moldado

As estruturas de concreto pré-moldado são aquelas em que os elementos estruturais são moldados previamente e fora do local de utilização definitiva na estrutura. A ABNT NBR 9062:2017 traz uma distinção entre os elementos pré-moldados e os pré-fabricados. Ela define que pré-moldado sejam os elementos que são executados fora do local definitivo de utilização e produzido em condições menos rigorosas de controle de qualidade, sem a necessidade de laboratório e instalações próprias. Os elementos pré-fabricados possuem definição semelhante, porém diferem no quesito do controle de qualidade, segundo a ABNT NBR 9062:2017 a produção desses elementos é em usinas ou instalações que disponham de pessoal e instalações laboratoriais permanentes para o controle de qualidade.

Os elementos de concreto pré-moldados se identificam primeiramente com o processo de industrialização, que por sua vez está relacionado com o período da mecanização, com a evolução das ferramentas e máquinas para produção de bens (SERRA, 2005). Atualmente o desenvolvimento dos sistemas industriais de elementos pré-fabricados estão ligados não só aos processos de fabricação, mas também aos processos de transporte, de montagem, a criação de novos materiais, ao controle das consequências desses processos ao meio ambiente e principalmente aos métodos de inspeção e controle de qualidade do produto final.

Para que todas as vantagens do concreto pré-moldado sejam alcançadas (redução de custos, rapidez na construção e alta qualidade dos elementos estruturais) no momento do desenvolvimento do projeto estrutural deve-se seguir alguns itens básicos, como: utilização destes em médios e grandes vãos; análise da influência do pré-moldado na estabilidade global do edifício e detalhamento dos elementos de forma relativamente simples, viabilizando sua industrialização. Os projetistas devem considerar as restrições e vantagens dos elementos pré-moldados, as condições de transporte, os critérios de detalhamento, o sistema produtivo e os estados limites em serviço, para só depois avaliarem se este sistema construtivo é o mais adequado para determinado empreendimento (IGLESIA, 2006).

Para Daldegan (2016), a princípio os elementos pré-moldados de concreto eram mais empregados em estruturas de grande porte (pontes e viadutos). Porém atualmente este sistema construtivo também está sendo comumente utilizado em casas pré-moldadas e edifícios de pequeno porte. A Figura 1 demonstra o processo construtivo de uma casa pré-moldada:

Figura 1 - Processo construtivo de casas pré-moldadas.



Fonte: Blog Engenharia Concreta (2016).¹

Iglesia (2006), diz que a primeira obra registrada no Brasil com a utilização de elementos pré-moldados foi o Hipódromo da Gávea na cidade do Rio de Janeiro no ano de 1926 por uma empresa construtora dinamarquesa chamada Christiani-Nielsen. Os elementos pré-moldados foram aplicados às estacas nas fundações e cercas no perímetro do Hipódromo. Nesta obra o canteiro dos elementos pré-moldados foi extremamente planejado para não gerar atrasos demasiados no processo de produção e transporte dos elementos. Porém foi por volta da década

¹ - Disponível em: <www.engenhariaconcreta.com/casas-pre-moldadas-de-concreto-principais-vantagens-e-desvantagens/>. Acesso em nov. de 2018. Todas as referências e citações serão realizadas de acordo com Fuchs, França e Pinheiro (2013).

de 50 que, segundo Vasconcelos (2002), os elementos pré-moldados passaram a ser mais utilizados no Brasil; este fato se deve a preocupação com a racionalização e a industrialização dos sistemas construtivos, que passa a ser significativa a partir desse momento. Nesta época destacou-se a Construtora Mauá, empresa especializada em construções industriais, que executou na cidade de São Paulo vários galpões industriais com elementos pré-moldados sendo produzidos no próprio canteiro de obras.

2.2 Estruturas pré-moldadas e protendidas

O emprego da protensão nos elementos pré-moldados possibilitou um ganho expressivo no aproveitamento destes elementos e hoje é uma prática comum e amplamente utilizada. A protensão pode ser entendida como um artifício que consiste em introduzir numa estrutura um estado prévio de tensões internas, gerando esforços iniciais contrários àqueles que surgirão com a aplicação de cargas sobre este elemento, melhorando assim o desempenho e resistência do mesmo (PFEIL, 1988).

É conhecido que o concreto é um material que trabalha muito bem em relação às tensões de compressão, porém se mostra menos eficaz quando submetido às tensões de tração; estima-se que a resistência à tração do concreto gira em torno de apenas 10% da resistência à compressão que o mesmo material consegue alcançar; sendo assim, com níveis de carregamentos baixos, o concreto já apresenta fissuras devido às tensões de tração originadas da flexão simples ou composta. Tendo em mente esta deficiência do material que a protensão começou a ser amplamente empregada nos elementos estruturais de concreto.

Cunha (2012), mostra que a diferença básica entre o concreto armado e o concreto protendido está no tipo de armadura utilizada. A armadura utilizada no concreto armado é passiva, ou seja, só começa a ser mobilizada quando são impostas deformações no elemento de concreto, decorrentes de esforços devido aos carregamentos e forças aplicadas às peças, ou seja, quando é retirado o escoramento e as peças assumem pelo menos o carregamento originado do seu peso próprio. Já no concreto protendido, a armadura pode ser considerada ativa, pois antes mesmo da estrutura começar a receber os carregamentos a mesma já está submetida a uma tensão. Para que isto ocorra é necessário que a armadura seja pré-tracionada, de forma a transferir estes esforços ao concreto, fazendo com que o mesmo fique comprimido. A ABNT NBR 6118:2014 traz a seguinte definição para concreto protendido:

Aquele no qual parte da armadura 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 e propiciar melhor aproveitamento de aços de alta resistência no estado limite ultimo (ELU).

2.2.1 Breve histórico

Segundo Veríssimo e César (1998), a primeira ideia de pré-tracionar o concreto se deu em meados de 1886 pelo americano P. H. Jackson, no mesmo ano que foi desenvolvido o primeiro método de dimensionamento empírico para algumas estruturas em concreto armado, pelo alemão Mathias Koenen. No final do século XIX várias patentes de procedimentos e ensaios de protensão surgiram, porém todos esbarravam no mesmo problema, a protensão se perdia.

Apenas em 1912 que Koenen e Mörsch chegaram à conclusão que a perda de protensão com o tempo se dava devido a deformação lenta e retração do concreto. Em 1919 foram fabricados na Alemanha os primeiros painéis de concreto protendido por K. Wettstein, utilizando cordas de aço para piano, que possuíam alta resistência. Quatro anos depois o americano R. H. Dill veio a descobrir que para superar as perdas de protensão é necessário utilizar fios de alta resistência empregando elevadas tensões.

O primeiro trabalho relacionado ao concreto protendido mais consistente foi realizado pelo engenheiro civil francês Eugene Freyssinet, no ano de 1928. Ele foi um dos principais estudiosos e colaboradores no processo de desenvolvimento do concreto protendido, sendo responsável por pesquisar as perdas de protensão, originadas pela deformação lenta e retração do concreto, confirmando a teoria já proposta por R. H. Dill, afirmando que para assegurar o efeito da protensão é necessário aplicar elevadas tensões no aço. Freyssinet também inventou e patenteou métodos construtivos, equipamentos, concretos e aços especiais, entre outros.

Após este período, começaram em diversos países, a surgir comitês, comissões e institutos, envolvendo representantes dos diversos setores da sociedade, como dos serviços públicos, da construção civil, do setor industrial e do meio científico, sendo responsáveis por debaterem somente sobre o concreto armado e protendido. Estes debates contribuíram bastante para o desenvolvimento destes dois materiais. Em 1950, na França, ocorreu a primeira conferência sobre concreto protendido, no mesmo ano Finster Walder foi responsável por executar a

primeira ponte em balanços sucessivos, utilizando concreto protendido, como mostrado na Figura 2. Ainda no mesmo ano surgiram as cordoalhas de fios. A primeira norma de concreto protendido foi publicada em 1953, a norma alemã DIN 4227 (ANDREATTA, 2005).

Figura 2 - Ponte protendida em balanços sucessivos.



Fonte: Veríssimo e César (1998).

Já nos anos 70, a preferência por cabos protendidos internos constituídos por cordoalhas ancoradas individualmente por meio de cunhas consagrou-se, se tornando mais competitivo por ser possível a construção de cabos de elevada capacidade de tensão (protensão em torno de 200 a 600 tf). Em 1978 foi publicado o código para Estruturas de Concreto Armado e Concreto Protendido, pelo Comitê Euro-Internacional du Betón (VERÍSSIMO E CÉSAR, 1998).

No Brasil, a primeira obra em que foi empregado o concreto protendido foi a ponte do Galeão, mostrada na Figura 3, no Rio de Janeiro, executada em 1948. A base para esta obra foi o sistema francês desenvolvido por Freyssinet; também foram importados da França o aço, as ancoragens, os equipamentos e o projeto.

Figura 3 - Concreto protendido na ponte do Galeão - Rio de Janeiro.



Fonte: Blog AWA Comercial (2018).²

2.2.2 Efeito da protensão no concreto

Andreatta (2005), diz que na elaboração de projetos de estruturas de concreto armado, a resistência à tração do concreto é desprezada, pelo fato do material resistir relativamente pouco (cerca de 10% das tensões de compressão). Já o aço é um material que trabalha muito bem tanto quando submetido às tensões de compressão quanto às tensões de tração. Porém como as barras geralmente são muito esbeltas, quando são comprimidas o efeito da flambagem é um grande problema. Por isso geralmente, o aço é utilizado para resistir à tração.

Nos elementos de concreto armado o aço e concreto trabalham em conjunto por meio da aderência entre ambos, onde, praticamente, para modelos de cálculo, o aço é o responsável por resistir às tensões de tração enquanto o concreto é responsável pelas tensões de compressão. O problema nesta situação, é que a parte tracionada do concreto é desprezada, ou seja, o material é desperdiçado. Buscando solucionar tal problema é que a protensão surgiu. Por meio do pré-tracionamento das barras de aço o concreto passa a atuar todo ou com grande parte da seção comprimida, podendo ter pequenas trações, quando passar a atuar as cargas externas, respeitando os estados limites impostos pela ABNT, eliminando ou diminuindo assim o surgimento das fissuras nos elementos.

² - Disponível em: <<http://awacomercial.com.br/blog/efeitos-da-protensao-e-seus-beneficios-nas-estruturas-de-concreto/ponte-do-galeao-rio-de-janeiro/>>. Acesso em nov. de 2018.

Na prática a protensão do concreto é empregada por meio de cabos de aço de alta resistência pré-tracionados e ancorados ao concreto. A protensão faz com que a faixa de trabalho do concreto passe para o domínio das tensões de compressão, onde o material é mais eficiente.

O processo de funcionamento da protensão em uma viga ou laje de concreto, segundo Andreatta (2005), pode ser entendido da seguinte maneira: quando a estrutura está sob a ação de cargas externas, o elemento sofre flexão, alternando as tensões de compressão originadas do pré-tracionamento das barras de aço. Se estas tensões forem superiores as tensões prévias, o elemento passará a ficar tracionado, pois as tensões de tração ultrapassam as de compressão. Porém, quando o elemento não estiver submetido a estas cargas externas, a protensão provoca o fechamento das fissuras originadas anteriormente, pois as tensões de compressão prevalecerão novamente. No caso de as tensões provocadas por carregamentos externos serem inferiores as tensões prévias de compressão, o elemento continuará comprimido, aproveitando toda a área de concreto.

2.2.3 Vantagens e desvantagens do concreto protendido

Cunha (2012), diz que as principais vantagens e desvantagens em relação ao emprego do concreto protendido são:

2.2.3.1 Vantagens

- Redução ou eliminação das tensões de tração provocados pela flexão e também pelos esforços cortantes;
- Maior controle do processo de fissuração, podendo em alguns casos até conseguir a eliminação das fissuras;
- A seção de concreto comprimida tende a resistir mais aos alongamentos gerados pela flexão, provocando menores tensões de fissuração;
- Aumento da durabilidade das estruturas pelo controle da fissuração e maior estanqueidade do concreto;
- Reduz as dimensões das peças de concreto devido a melhor utilização do material;
- Permite vencer vãos maiores que o concreto armado convencional;

- Diminuição dos deslocamentos e flechas.

2.2.3.2 Desvantagens

- Corrosão do aço de protensão. Como nos aços utilizados no concreto armado as armaduras de protensão também sofrem com a corrosão eletrolítica. No entanto as armaduras protendidas apresenta outro tipo de corrosão, denominada de corrosão sobtensão, que fragiliza a seção da armadura, além de propiciar a ruptura frágil. Sendo assim a armadura protendida deve ser muito bem protegida;
- Um dos principais problemas enfrentados no concreto protendido são as perdas de protensão. São classificadas em perdas imediatas (perda por atrito, ancoragem e encurtamento elástico do concreto) e perdas ao longo do tempo (perdas por retração e fluência do concreto e relaxação do aço);
- Forças elevadas nos diferentes tipos de ancoragem;
- Controle de execução extremamente rigoroso;

2.2.4 Concreto protendido com e sem aderência

A protensão nos elementos de concreto se dá basicamente por dois métodos distintos, os sistemas aderentes e os sistemas não aderentes, que são apresentados a seguir:

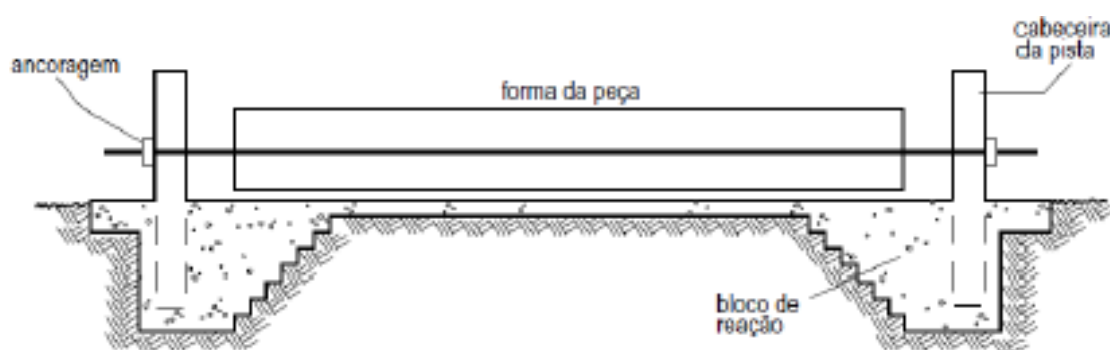
2.2.4.1 Protensão com aderência

O sistema de protensão com aderência pode ser dividido em protensão com aderência inicial e protensão com aderência posterior. Segundo a ABNT NBR 6118:2014, a protensão com aderência inicial pode ser definida como:

Aderência inicial (pré-tração): 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 por aderência.

Basicamente a protensão com aderência inicial pode ser entendida como o estiramento prévio dos cabos antes de entrarem em contato com o concreto. Este sistema é largamente utilizado nas fábricas de estruturas pré-moldadas. Para Inforsato (2009), na protensão com aderência inicial é utilizada uma ampla pista (normalmente de 100 a 200 m de comprimento), denominada pista de protensão. Em uma extremidade da pista os cabos são fixados pelas cunhas e porta cunhas, sendo denominada de extremidade morta, já na outra os cabos são tracionados com macacos de protensão e são ancorados com o mesmo sistema da extremidade anterior. A Figura 4 ilustra um esquema típico de pista de protensão.

Figura 4 - Esquema de pista de protensão com aderência inicial.



Fonte: Veríssimo (1998).

Uma característica marcante da protensão com aderência inicial é que neste sistema os cabos ativos se encontram sempre na posição paralela à pista de protensão, ou seja, são sempre cabos retos. Após o estiramento de todos os cabos e a concretagem espera-se o concreto atingir a resistência prevista no projeto e então os cabos são cortados, aplicando efetivamente a protensão no elemento, que se dá apenas pelo atrito entre as cordoalhas e o concreto (VERÍSSIMO E JUNIOR, 1998).

Os elementos com protensão com aderência posterior são definidos pela ABNT NBR 6118:2014 da seguinte maneira:

Aderência posterior (pós-tração): Concreto protendido em que o pré-alongamento da armadura ativa é realizado após o endurecimento do concreto, sendo utilizadas, como apoios, partes do próprio elemento estrutural, criando posteriormente aderência com o concreto de modo permanente, através da injeção de natas nas bainhas.

A principal diferença entre este sistema e a protensão com aderência inicial está relacionado a curvatura dos cabos. Os cabos neste caso podem assumir curvaturas diferentes, seguindo na maioria das vezes a curvatura do diagrama de momento fletor, não necessitando serem retos como no caso dos elementos com aderência inicial. A Figura 5 ilustra um exemplo da curvatura dos cabos de protensão em uma viga.

Figura 5 - Exemplo de curvatura de protensão.



Fonte: Veríssimo e Lenz (1998).

2.2.4.2 Protensão sem aderência

A ABNT NBR 6118:2014 traz a seguinte definição para o sistema de protensão sem aderência:

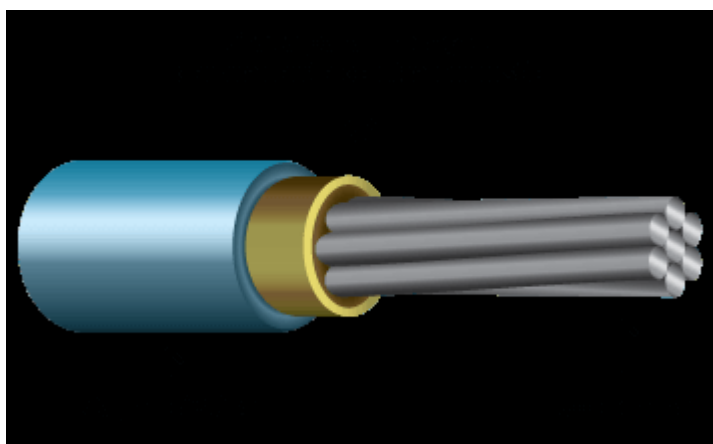
Concreto protendido em que o pré-alongamento da armadura ativa é realizado após o endurecimento do concreto, sendo utilizados, como apoios, partes do próprio elemento estrutural, mas não sendo criada aderência com o concreto, ficando a armadura ligada ao concreto apenas em pontos localizados.

A principal característica do sistema de protensão sem aderência é que não há aderência ao longo do comprimento dos cabos de protensão com o concreto. Os cabos utilizados neste sistema geralmente são formados por cordoalhas de sete fios de aço de alta resistência

revestidos de duas proteções, a primária e a secundária. Na primeira os fios são envoltos por um tubo de polietileno ou polipropileno e na segunda é aplicada uma graxa especial que inibe o processo de corrosão (FARIA, 2004).

As tensões aplicadas sobre os cabos são transmitidas ao concreto pelas ancoragens em suas extremidades. Por isso a integridade a longo prazo destes elementos é de suma importância. A Figura 6 ilustra um esquema de uma cordoalha engraxada e seus componentes.

Figura 6 - Cordoalha engraxada e seus componentes.



Fonte: Site Impacto (2017).³

Nos elementos protendidos sem aderência, a variação da força ao longo dos cabos é devida ao atrito entre a cordoalha e seu alojamento. Vale destacar que a não-aderência é empregada apenas nas armaduras ativas, devendo haver sempre aderência entre as armaduras passivas e o concreto.

2.2.5 Tipos de Protensão

O principal objetivo da protensão é eliminar ou reduzir as tensões de tração nos elementos de concreto, conseqüentemente diminuir a fissuração nos mesmos. Por meio da sua intensidade a protensão pode ser classificada em três diferentes tipos: protensão completa, protensão limitada e protensão parcial. Segundo Catoia (2007), o nível de protensão é determinado principalmente

³ - Disponível em: <<http://impactoprotensao.com.br/servicos/protensao/protensao-nao-aderente/imagem-manual-protensao-04/>>. Acesso em nov. de 2018.

pela agressividade do meio ambiente, tendo em mente o risco da corrosão das armaduras; e também pelo tipo de construção.

Na protensão completa basicamente não existirá tensões de tração nos elementos, mesmo sob a ação de todas as cargas externas previstas em projeto. Na protensão limitada as tensões serão limitadas a um determinado valor e na protensão parcial a fissuração poderá ocorrer, mas deve ser verificada a abertura das mesmas, seguindo todos os critérios previstos em norma. A área de aço calculada entre os três tipos de protensão será diferente, quanto maior o nível de protensão, maior o consumo de aço. Pode-se afirmar que quanto maior a agressividade ambiental, maior será o risco de corrosão das armaduras, consequentemente maior deverá ser a intensidade de protensão, gerando maior consumo de aço, com o objetivo de eliminar ou reduzir o surgimento de fissuras, e, portanto, o risco de corrosão (CUNHA, 2012).

Em Carvalho (2010), é apresentado um resumo dos principais aspectos que devem ser levados em consideração durante a elaboração de um projeto em concreto protendido. O primeiro aspecto que deve ser observado pelos projetistas é a classe de agressividade ambiental, que pode ser encontrado no texto da ABNT NBR 6118:2014. Definido este parâmetro são então estabelecidos os parâmetros de valores máximos de relação a/c (água/cimento), o cobrimento mínimo das armaduras e o valor mínimo da resistência do concreto. Observando também a classe de agressividade ambiental, o engenheiro projetista deve determinar o tipo de protensão a ser usado (com ou sem aderência, com pré ou pós-tração) e a intensidade da mesma (parcial, limitada ou completa). Determinado todos estes aspectos, a ABNT NBR 6118:2014 traz em seu escopo qual o tipo de verificação que deverá ser realizado e qual combinação de ações devem ser consideradas. O resumo dos aspectos mencionados que devem ser observados durante o desenvolvimento do projeto de concreto protendido são encontrados na tabela 13.4 da ABNT NBR 6118:2014, e são apresentados na Tabela 1 a seguir.

Tabela 1 - Aspectos a serem considerados na escolha do tipo 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 $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D ^a	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D ^a	Combinação frequente

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

NOTAS

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

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

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

Fonte: ABNT (2014).

2.2.6 Aços de protensão

Os aços de protensão, chamados de CP, aço para concreto protendido, se diferem dos aços utilizados como armadura passiva, estes conhecidos CA, aço para concreto armado, das estruturas convencionais de concreto armado, a ABNT divide os aços, praticamente, em 3 tipos:

- Barras: possuem comprimento limitado (entre 10 m e 12 m), com fornecimento em trechos retos, produzidos com aço de liga de resistência elevada, laminada a quente;
- Fios: são especificados pela ABNT NBR 7482:2008 - Fios de aço para estruturas de concreto protendido – Especificação, fornecidos em forma de rolos devido ao seu pequeno diâmetro (de até 12 mm, mas entre 3 e 8 mm no Brasil) e designados pela sua categoria, relaxação e acabamento superficial;

- c. Cordoalhas: são agrupamentos de 3 ou 7 fios enrolados em hélice com um eixo longitudinal em comum, especificadas pela ABNT (2008b) - Cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido – Especificação.

Para a caracterização de cada tipo de aço de protensão é utilizado a sigla CP, procedida pelo valor característico de sua resistência à tração última (em kgf/mm²) e a indicação do tipo de relaxação. A relaxação pode ser classificada em dois tipos, RB, relaxação baixa e RN, relaxação normal; como a própria designação diz, os aços classificados como RB apresentam perdas por relaxação menor, devido a um alongamento aplicado a temperatura controlada no momento de sua fabricação (CARVALHO, 2012).

Sendo que, segundo a ABNT NBR 7483:2008, as cordoalhas atuais de 3 e de 7 fios, são disponibilizadas nas categorias 190 e 210 sendo o processo de fabricação condicionado sempre a relaxação baixa, portanto, tais cordoalhas, tem o aço denominado de CP 190 RB e CP 210 RB, como exemplo.

2.2.7 Perdas de protensão

Segundo Carvalho (2012), acontecem as chamadas perdas de protensão, devido ao atrito entre os cabos e bainha, retração e fluência do concreto, deformação do concreto, relaxação do aço, escorregamento dos fios e ancoragem, no decorrer de todo o tempo de vida útil da peça. Portanto, ao se utilizar de cabos protendidos, se deve considerar tais perdas, de forma que a força aplicada aos cabos, durante a utilização das peças protendidas, estejam próximas àquelas calculadas, garantindo que a peça atenda aos estados limites impostos.

Sendo assim, infere-se que a força aplicada aos cabos no momento da protensão se difere daquela que efetivamente será transmitida ao elemento durante sua utilização, portanto, as perdas devem ser mensuradas. Tais perdas tendem a se estabilizar com o passar do tempo e, Carvalho (2012), diz que estas podem ser estimadas quando se tem o número de cabos determinados à protender a peça, podendo distinguir as perdas iniciais e as que acontecem ao longo do tempo, chamadas perdas diferidas.

Para mensurar as perdas de protensão serão elencadas as práticas elucidadas pela ABNT NBR 6118:2014, demonstradas em itens posteriores.

2.3 Vigas Pré-moldadas Protendidas

Segundo Elliott (2002), as vigas são pequenos elementos prismáticos que possuem grande resistência à flexão e ao cisalhamento. Assim como nas estruturas de concreto armado, as vigas pré-moldadas são responsáveis por suportarem o seu peso próprio, as cargas dos elementos de piso, o carregamento da alvenaria (se houver), entre outros. Porém, nas vigas pré-moldadas outras possíveis combinações de carregamentos podem vir a ocorrer, como é o caso da torção por exemplo, que pode ocorrer em um estágio temporário da construção, se os elementos de piso forem posicionados em apenas um lado da viga. Outra combinação de carregamento que deve ser prevista é em relação ao içamento e transporte das vigas.

Durante o projeto de uma viga, o fator principal que deve ser levado em consideração é a minimização da altura da mesma, para aumentar o pé-direito do empreendimento. Neste cenário o uso das vigas pré-moldadas protendidas ganham destaque, pois estas conseguem vencer um mesmo vão, sob a ação dos mesmos carregamentos, com uma altura inferior a uma viga de concreto armado moldado no local. A diminuição da altura das vigas protendidas é possível pela manipulação das tensões internas, que reduzem ou eliminem o surgimento das fissuras, garantido que toda a área da seção seja mobilizada.

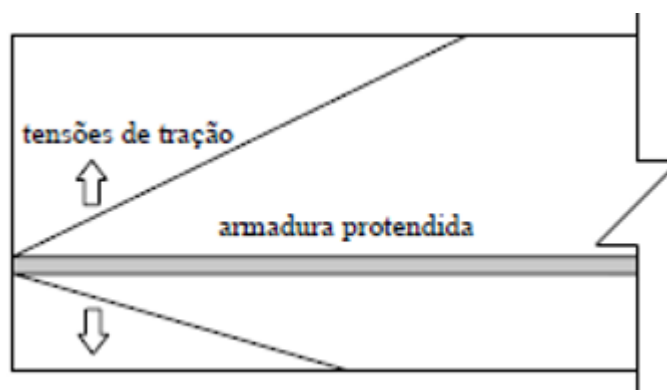
Nas estruturas de concreto armado, o processo de fissuração faz com que a inércia total da seção passe a não ser utilizada, pois não será toda a seção que irá garantir a rigidez da estrutura, mas apenas as regiões de concreto íntegro. A protensão introduz tensões de compressão nas regiões tracionadas do concreto eliminando ou reduzindo o processo de fissuração, fazendo com que toda a área da seção seja mobilizada, consequentemente possibilitando a redução da altura dos elementos estruturais.

As vigas pré-moldadas protendidas podem ser fabricadas utilizando protensão com aderência inicial, posterior ou sem aderência, sendo a primeira a mais utilizada no Brasil. Geralmente as peças são fabricadas nas fábricas, transportadas até o local do empreendimento e posteriormente içadas até o local de utilização final, servindo de apoio para lajes ou alvenarias. Catoia (2007), diz que no emprego da protensão com cabos retos com aderência inicial, deve ser realizado a verificação das tensões nas extremidades das vigas, pois nestas regiões não haverá tensões de tração originadas dos carregamentos externos, consequentemente não haverá tensões para equilibrar as de compressão providas da protensão, sendo que em alguns casos tais tensões podem ser excessivas, ultrapassando os limites do material. Uma possível solução para este fato

é prever um mecanismo que impeça a aderência das armaduras ativas nas regiões próximas das extremidades.

Outro fator que deve ser levado em consideração nas peças protendidas com aderência inicial é o fato que quando a armadura ativa é retirada da ancoragem a mesma tende a retornar ao seu comprimento inicial, porém devido à aderência com o concreto isso não é possível, sendo assim este fenômeno provoca tensões de tração nas regiões próximas das extremidades do elemento que se estendem conforme ilustra a Figura 7. No caso de tais tensões de tração se mostrarem capazes de provocarem fissuras no material, deve ser previsto armaduras com o objetivo de combatê-las.

Figura 7 – Tensões de tração nas extremidades do elemento estrutural



Fonte: CATOIA (2007).

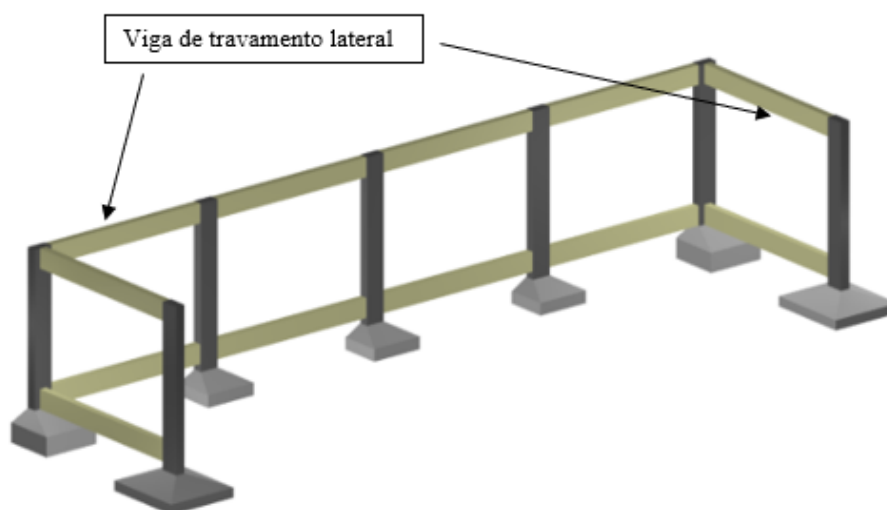
2.3.1 Alguns exemplos de vigas pré-moldadas protendidas

Geralmente a mínima largura das vigas pré-moldadas é definida pelo tipo de laje de piso que será utilizada na edificação e, conseqüentemente, se apoiará nas mesmas. Porém, as vigas também são empregadas com outras funções, como pode ser verificado nos exemplos a seguir.

2.3.1.1 Vigas de travamento

Estas vigas são utilizadas quando existe a necessidade de realizar um travamento lateral na estrutura, impedindo seu movimento lateral e também auxiliando na execução das paredes de alvenaria. Geralmente a seção I ou T são as mais utilizadas nas vigas de travamento. A Figura 8 ilustra um exemplo de vigas de travamento laterais.

Figura 8 - Vigas de travamento laterais

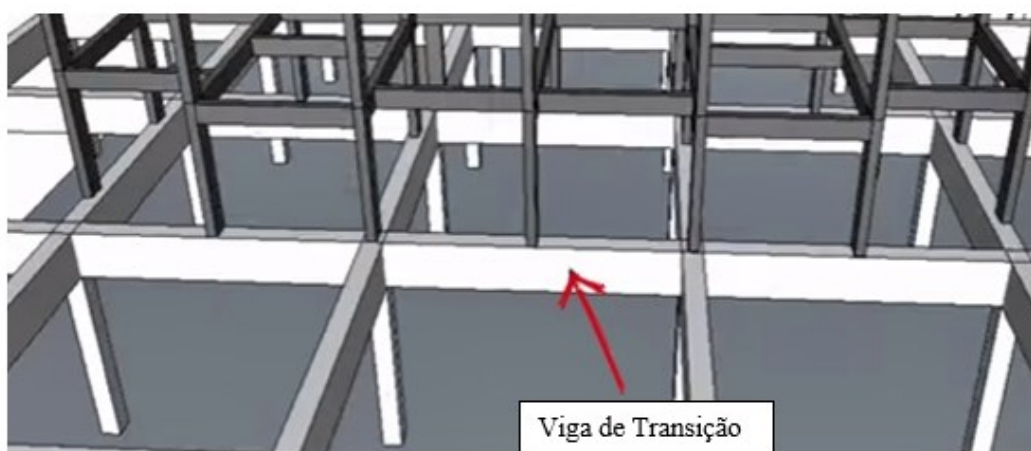


Fonte: FRANCESCHI (2018).

2.3.1.2 Vigas de transição

As vigas de transição são utilizadas para receber um ou mais pilares ou outra viga e transmitir estas cargas para outros apoios. Estas vigas geralmente possuem alturas elevadas e sempre que possível é aconselhável que sejam evitadas. Geralmente são utilizadas em empreendimentos que possuem garagem no térreo ou subsolo, onde os pilares reduzem o número de vagas. As seções retangulares e I são as mais utilizadas nas vigas de transição pré-moldadas. A Figura 9 traz um exemplo de uma viga de transição recebendo vários pilares.

Figura 9 - Vigas de transição

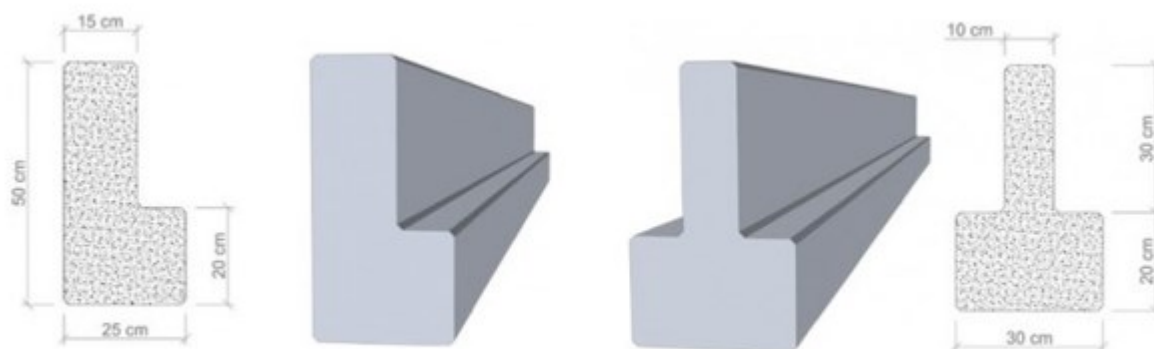


Fonte: SILVA (2018).

2.3.1.3 Vigas de apoio de laje

As vigas de apoio de laje pré-moldadas protendidas são as mais utilizadas no Brasil, sendo encontradas principalmente nas seções retangulares, I, L e T invertido. Para Catoia (2007), estas vigas podem ser utilizadas trabalhando juntamente com as lajes, aumentando sua resistência à flexão e diminuindo as deformações (ganho de rigidez), sendo denominadas de vigas compostas. As seções T e L são as mais empregadas neste caso, onde parte do elemento estrutural fica localizado dentro da zona do piso, reduzindo a altura estrutural e permitindo a ação composta com a laje. A figura 10 traz duas seções, sendo uma seção L e um T invertido, de vigas pré-moldadas comumente utilizadas no apoio com as lajes.

Figura 10 - Exemplos se seções de vigas pré-moldadas



Fonte: PREMONTA (2018).

2.3.1.4 Vigas calhas

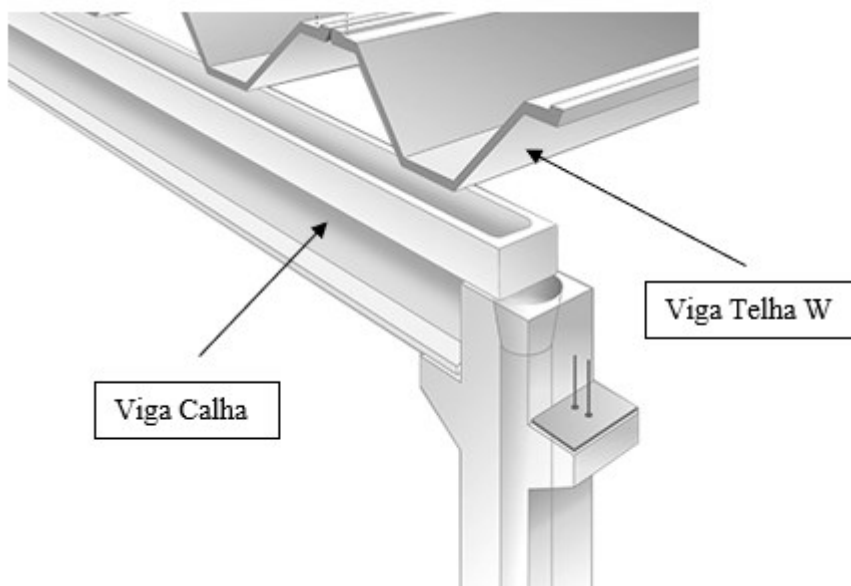
As vigas calhas são utilizadas para alocar o escoamento de águas pluviais e também servem de apoio para as vigas telhas W. As principais seções são I ou U.

2.3.1.5 Vigas telhas W

Segundo a empresa Premonta (2018), as vigas telhas W protendidas são indicadas para utilização em grandes vãos de coberturas. Após serem executadas no local, as vigas telhas W têm a capacidade de suportar a instalação de dutos de ar condicionado, instalação de forros de

gesso acantonado, luminárias, sprinklers (chuveiros automáticos), etc. A Figura 11 ilustra uma viga calha e uma viga telha W.

Figura 11 - Viga calha e viga telha W



Fonte: PREFAB (2018).

3 O PROJETO

O objeto de dimensionamento deste trabalho é uma edificação anexa ao complexo hospitalar do Instituto do Câncer do Ceará – ICC. Esta foi uma das obras pioneiras no Estado na utilização de elementos pré-moldados, e, além dos pré-moldados, utilizou-se também de elementos protendidos, sendo que foram pré-moldadas as lajes, pilares, vigas e também foram utilizadas estacas pré-moldadas.

Segundo Mota (2005), buscando ampliar a capacidade de atendimento, no mês de fevereiro de 2001, a equipe da diretoria do Instituto do Câncer do Ceará optou por contratar a elaboração do projeto de um edifício anexo ao seu complexo hospitalar. O projeto deveria se enquadrar numa área retangular de 49 m por 15,60 m, área disponível ao lado do prédio já existente do hospital. O novo complexo hospitalar deveria possuir 7 pavimentos e uma grande liberdade de espaço, pensando na implantação dos mais variados serviços médicos. O outro objetivo principal da diretoria do Instituto era a amenização do tempo de construção, tendo em mente o atendimento o mais breve possível à demanda existente. Seguindo estas características, a equipe de

engenheiros concluiu que a melhor solução seria a implantação de uma estrutura em concreto pré-moldado, sendo constituída por lajes, vigas e pilares pré-fabricados numa edificação de aproximadamente 30 metros de altura. A obra foi pioneira na região, sendo executada em apenas 120 dias.

3.1 A estrutura

Tendo em mente a busca pelo maior espaço livre, o projeto foi desenvolvido com pilares periféricos dispostos apenas nas regiões de extremidade do edifício no sentido longitudinal. As lajes foram formadas por peças pré-moldadas com seção Pi (também conhecida como duplo T) que se apoiam em vigas de bordo com seção L. Sobre as peças de laje foi executado uma capa de 8 cm de altura em concreto armado com a finalidade de criar um diafragma que auxilia no contraventamento da estrutura. Os pilares, também pré-moldados, foram particionados em dois tramos, um inferior com 19 m e o superior com 11 m, por questões de transporte e montagem. As fundações são constituídas por blocos sobre estacas pré-moldadas e a ligação entre os pilares e o elemento de fundação se dá por meio de cálices moldados no local. O Anexo 1 apresenta as características estruturais da edificação e o Anexo 2 traz detalhes das peças estruturais, analisadas individualmente.

Os elementos foram executados em uma fábrica de pré-moldados em Fortaleza, a Concretópolis, e passaram por rigoroso controle do processo de cura, utilizando a cura a vapor, viabilizando a alta rotatividade de peças, sendo empregado um concreto C40, no ato da protensão e exigiu-se um f_{ckj} mínimo de 20 MPa (MOTA, 2005).

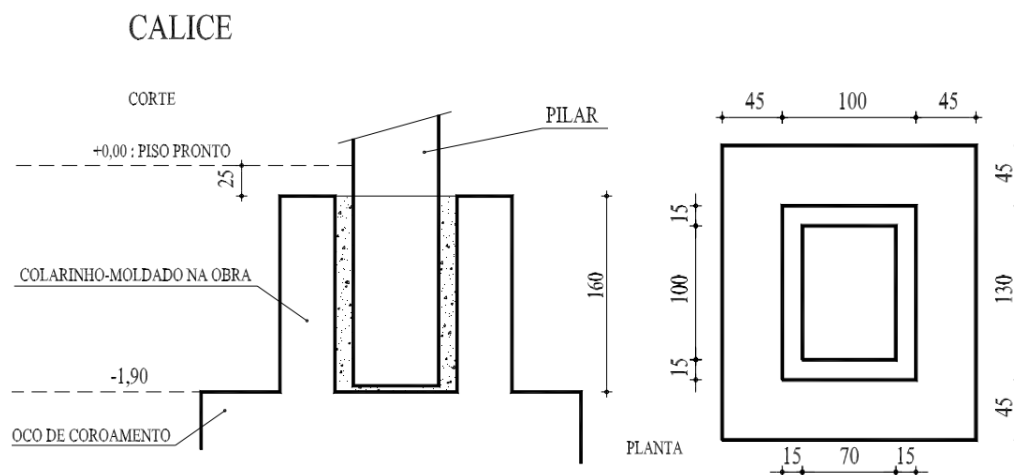
Segundo Mota (2005), para os elementos pré-fabricados foram feitas as verificações nas fases transitórias: de desforma, movimentação, transporte e montagem e particularmente para a viga L, foi verificado que, anterior a fase de concretagem da capa para solidarização dos elementos, no momento da colocação das lajes de seção TT, havia a presença de torção do elemento, devido a excentricidade da carga. Para o não tombamento foram dispostos dois chumbadores que penetram nos consoles, evitando o tombamento, para isso foram deixadas duas bainhas, uma na alma e outra no dente, nas extremidades da viga para que a mesma pudesse ser chumbada aos pilares, conforme detalhes da Figura 47.

3.2 Detalhes das Ligações

Segundo Mota (2005), para a solidarização dos elementos foram utilizadas das seguintes ligações:

- a. Ligação pilar-fundação do tipo cálice (Figura 12);

Figura 12 - Cálice de ligação entre o pilar e a fundação.



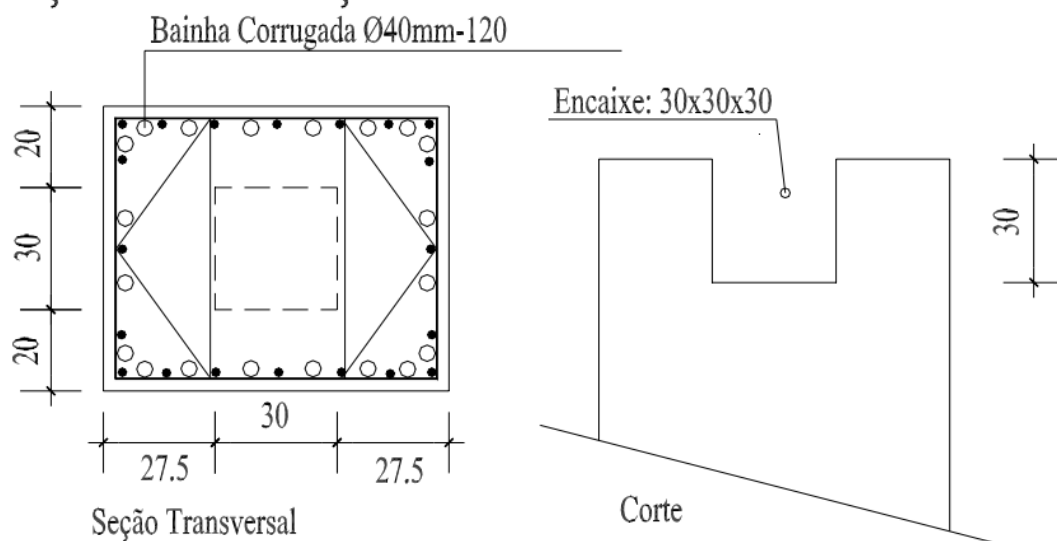
Fonte: Mota (2005).

A execução do cálice para receber o pilar pré-moldado, foi realizado em loco em estrutura convencional de concreto armado, de forma a solidarizar as ligações entre as fundações e os pilares.

- b. Ligação pilar-pilar; como o pilar foi dividido em dois tramos, foram posicionadas bainhas de traspasse de armadura; o pilar era posicionado e as bainhas eram preenchidas com grout por um orifício lateral

Figura 13 - Detalhes das ligações dos pilares.

SEÇÃO NA LIGAÇÃO PILAR-PILAR



Fonte: Mota (2005).

- c. Ligação dos painéis de vedação, os painéis sem finalidade estrutural, dispostos nas faces externas do edifício, foram fixados verticalmente por meio de consolos, conforme mostra as Figuras 14 e 15, posicionados sobre as vigas L e horizontalmente fixados por meio de um dispositivo chamado “Halfen” (Figura 14), que impede o tombamento.

Figura 14 - Consolo de fixação vertical dos painéis de vedação.



Fonte: Mota (2005).

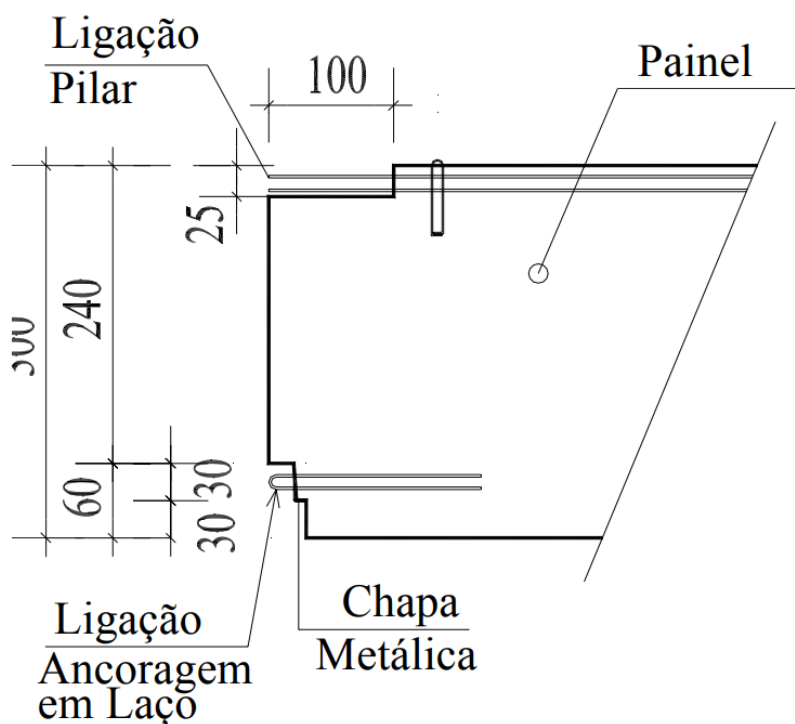
Figura 15 - Halfen, dispositivo de fixação horizontal dos painéis de vedação.



Fonte: Mota (2005).

- d. Ligação dos painéis estruturais, os painéis transversais também têm função estrutural no edifício, sendo que estes atuam como contraventamento, cooperando com a estabilidade global, pois criaram-se pórticos na direção transversal do edifício. Sua fixação é feita através de traspasse de armadura de flexão entre os pilares e os painéis, conforme Figura 16:

Figura 16 - Ligação dos painéis estruturais.



Fonte: Mota (2005).

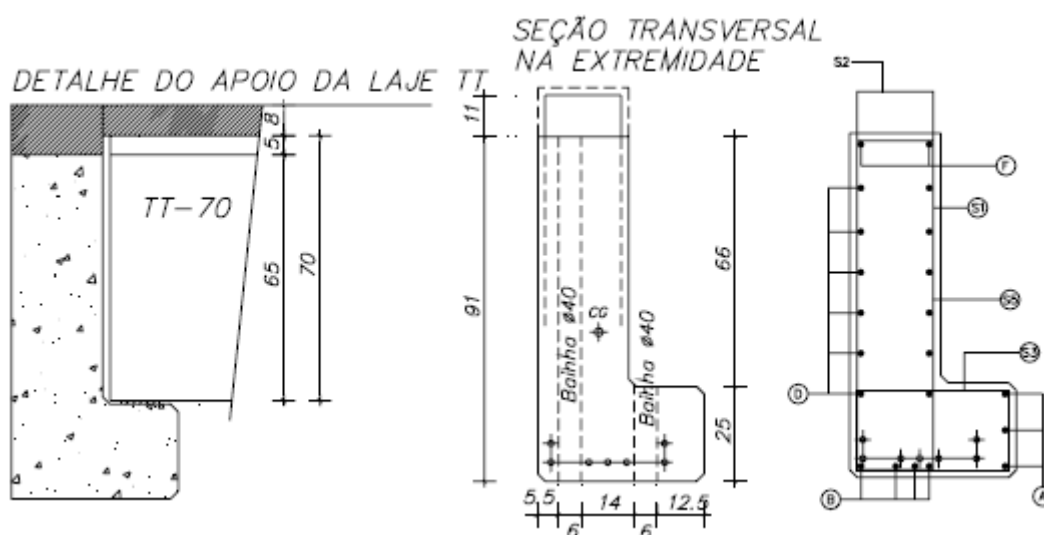
As ligações dos elementos no edifício do ICC, permitem que as peças se solidarizem e trabalhem como uma estrutura de forma global, cooperando com a estabilidade e impedindo acidentes como tombamentos.

4 ELEMENTO ANALISADO

Este projeto se concentrou na análise estrutural das vigas longitudinais L. Para isso, foi realizado primeiramente o levantamento de cargas que estão descarregando em cada peça analisada. Observando as características das estruturas pré-moldadas e tendo em mente a produção em larga escala, foi determinado a peça mais solicitada e foi realizado o dimensionamento somente para tal, fixando apenas uma seção para toda a edificação. As vigas utilizadas no edifício analisado foram peças pré-moldadas com protensão com aderência inicial. Como o dimensionamento deste elemento se deu no ano de 2001, os procedimentos adotados

pela ABNT não eram os mesmos, tendo em vista a vigência então de outras normas; portanto, para efeito de comparação, mostra-se a seção transversal da viga, com a armadura ativa calculada, bem como as armaduras passivas estão demonstradas na Figura 17:

Figura 17 – Seção Transversal da Viga analisada



Fonte: Mota (2005).

5 PRESCRIÇÕES DO PROJETO

O projeto consiste no dimensionamento de uma viga L, bi apoiada e com um vão a vencer de 7,50 m, considerando que a viga recebe as ações de todos elementos que estão sobre as lajes, inclusive o peso próprio da mesma, existindo ainda um capeamento de 8 cm sobre a laje, um piso em granito de 0,8 cm e um forro em gesso de 2,54 cm sob toda a área das lajes, além das alvenarias e das divisórias, que devem ser mensuradas.

Considerando que o concreto foi produzido em central própria, com utilização do cimento ARI, e controle de especificações dos agregados, pois se trata de peças pré-fabricadas.

O concreto deverá apresentar aos 28 dias, resistência característica à compressão $f_{ck} \geq 40$ MPa e, no ato da protensão deverá apresentar 50% desse valor, sendo realizado o processo de cura a vapor, tendo em vista que a laje é executada na Concretópolis, indústria com alta rotatividade.

5.1 Aço de protensão

- Armadura ativa

Foi utilizado aço de relaxação baixa e classe 190 de $f_{ct,k} = 1900$ MPa, de módulo de elasticidade $E_p = 200$ GPa, conforme item 8.4.4 da ABNT NBR 6118:2014.

- Armadura passiva

Caso haja necessidade de armadura passiva, utilizar-se-ão barras de aço CA 50 para a armadura frouxa; também para as barras construtivas será utilizado o mesmo aço.

5.2 Cargas

Para realização do levantamento das ações que agem sobre a estrutura do edifício foi utilizado o Projeto de Revisão da Norma da ABNT NBR 6120 – R09, do dia 21 de junho de 2017. Apesar do Projeto de Revisão da referida norma não estar aprovado até a data deste projeto, foram utilizados os dados desta revisão por acreditar que os mesmos são mais atualizados que as informações apresentadas na norma consolidada e por crer que o projeto será aprovado em breve, visto que já foram realizadas 9 revisões até o momento.

Por meio dos projetos arquitetônicos determinou-se as cargas totais de cada pavimento, buscando encontrar o mais crítico. Após os cálculos constatou-se que o sétimo pavimento foi o que apresentou maior carregamento; uma possível explicação para este fato é a existência de diversas casas de máquinas neste andar.

Inicialmente determinou-se o comprimento e altura de alvenaria presente em cada andar do edifício. Nas paredes internas da edificação hospitalar foi utilizado alvenaria com blocos cerâmicos furados de 19x14x29 cm, com 0,5 cm de revestimento em cada face das paredes e também divisórias retráteis e caixilhos. Por meio da Tabela 5.2 da ABNT NBR 6120:2017 obteve-se o peso da composição blocos cerâmicos vazados com 1 cm de revestimento por face (em favor da segurança), e na Tabela 5.3 o peso das divisórias e caixilhos, conforme demonstra a Tabela 2.

Tabela 2 - Peso alvenaria, divisórias e caixilhos

Descrição	Espessura nominal do elemento (cm)	Peso (kN/m²)
Blocos cerâmicos vazados com espessura com 1 cm de revestimento	14	1,40
Divisórias retráteis (exceto divisórias com vidro)	7 a 12	0,6
Caixilho que vão de piso a piso, com $h \leq 4,0$ m.	-	0,5

Fonte: Adaptado da ABNT (2017a)

O resumo das alvenarias e divisórias de cada pavimento está presente no Apêndice 1

Vale destacar que todas as esquadrias com área acima de dois metros quadrados foram descontadas da área total das alvenarias ou divisórias.

Após determinar o peso das alvenarias e divisórias determinou-se as cargas das lajes. As lajes são formadas por seções Pi com 70 cm de altura, com um capeamento de 8 cm em concreto armado, um revestimento de 0,8 cm em granito e forro de placas de gesso. Cada peça de laje Pi possui 2,49 m de largura por 15,12 de comprimento, a Tabela 3 mostra o resumo de cargas das lajes TT.

Tabela 3 - Resumo das cargas determinado para as lajes TT

Peso próprio das seções Pi	
Área da seção transversal (m²)	0,32
Peso específico de concreto armado (ABNT NBR 6120:2017) – (kN/m³)	25
Peso/m (kN/m)	8,10
Comprimento de cada peça pré-moldada (m)	15,12
Peso/peça (kN/peça)	122,54
Largura de cada peça pré-moldada (m)	2,49
Área superficial (m²)	37,65
Peso/m² (kN/m²)	3,25

Fonte: Do autor (2018).

O peso próprio do capeamento em concreto armado pode ser calculado pela Equação 1:

$$Peso\ capeamento = h \times \gamma_c \rightarrow 0,08 \times 25 = 2\ kN/m^2 \quad (1)$$

O peso específico do granito segundo a ABNT NBR 6120:2017 é 28,5 kN/m³, com isso determina-se o peso próprio do mesmo:

$$Peso\ granito = h \times \gamma_g \rightarrow 0,008 \times 28,5 = 0,23\ kN/m^2 \quad (2)$$

Segundo a ABNT NBR 6120:2017 os forros de placa de gesso com 2,52 cm de espessura possuem peso aparente de 0,15 kN/m².

Finalizado a obtenção do peso próprio dos elementos de laje, determinou-se a carga acidental que age sobre os mesmos. Foi utilizado a Tabela 6.1 da ABNT NBR 6120:2017. Como o valor das cargas acidentais muda de acordo com o ambiente, a carga acidental média por pavimento foi determinada utilizando áreas de influência. O resumo das cargas acidentais de cada pavimento se encontra no Apêndice 2.

Após todos os cálculos constatou-se que o sétimo pavimento é o mais crítico dentre o restante. O resumo do peso próprio de todos os elementos das lajes e paredes estão presentes na Tabela 4.

Tabela 4 - Resumo de cargas da laje

Elemento	Peso (kN/m²)
Alvenaria	1,53
Divisórias	0,08
Forro	0,15
Seção Pi (1 m x 1 m)	3,25
Capeamento (8 cm)	2,00
Revestimento em granito (0,8 cm)	0,23
Total	7,24

Fonte: Do autor (2018).

A viga mais crítica deste pavimento apresenta 7,5 m de comprimento. A largura da seção Pi é igual a 15,12 m. Com isso a carga total que será descarregada nas vigas será:

$$Carga\ sobre\ as\ vigas = 7,5 \times 15,12 \times 7,24 = 821,02\ kN \quad (3)$$

Como há apenas duas vigas longitudinais conclui-se que cada viga receberá metade desta carga total:

$$Carga\ sobre\ cada\ viga = \frac{821,02}{2} = 410,51\ kN \quad (4)$$

Transformando este valor em carga distribuída chega-se a:

$$Carga\ distribuida\ sobre\ cada\ viga = \frac{410,51}{7,5} = 54,73\ kN/m \quad (5)$$

A média da carga acidental neste mesmo pavimento foi de 3,55 kN/m². Seguindo o mesmo raciocínio que foi utilizado para calcular o peso próprio, chega-se ao valor de:

$$Carga\ acidental\ distribuida\ sobre\ cada\ viga = 26,87\ kN/m \quad (6)$$

O próximo passo foi determinar o peso próprio das vigas longitudinais. Com o auxílio do programa computacional AutoCAD determinou-se a área da seção transversal e consequentemente o peso por metro linear, conforme mostra a Tabela 5.

Tabela 5 - Peso próprio das vigas L

Peso próprio das vigas longitudinais	
Área (m²)	0,2680
Peso específico de concreto armado (ABNT NBR 6120:2017) – (kN/m³)	25
Peso/m (kN/m)	6,70

Fonte: Do autor (2018).

Sobre a alma das vigas, existe um capeamento armado igual ao que há nas lajes Pi, porém com espessura de 11 cm. A Tabela 6 mostra o resumo do peso próprio deste capeamento.

Tabela 6 - Capeamento sobre as vigas L

Peso próprio do capeamento sobre as vigas	
Espessura (m)	0,110
Largura (m)	0,240
Área (m²)	0,026
Peso específico de concreto armado (ABNT NBR 6120:2017) – (kN/m³)	25
Peso/m (kN/m)	0,660

Fonte: Do autor (2018).

Nas laterais da edificação existe painéis de concreto armado que tem a função de vedação. Estes painéis possuem 3 metros de altura e espessura de 10 cm. Os mesmos se apoiam verticalmente sobre as vigas longitudinais. A Tabela 7 traz resumo do peso próprio destes elementos.

Tabela 7 - Painéis laterais

Peso próprio dos painéis longitudinais	
Espessura (m)	0,10
Altura (m)	3,00
Área (m²)	0,30
Peso específico de concreto armado (ABNT NBR 6120:2017) – (kN/m³)	25
Peso/m (kN/m)	7,50

Fonte: Do autor (2018).

O resumo das cargas que atuam sobre as vigas está presente na Tabela 8.

Tabela 8 - Cargas totais sobre a viga L

Símbolo	Elemento	Peso (kN/m)
g₁	Peso próprio da viga	6,70
g₂	Peso do capeamento + Peso dos painéis + carga das lajes	62,77
q	Carga acidental das lajes	26,87

Fonte: Do autor (2018).

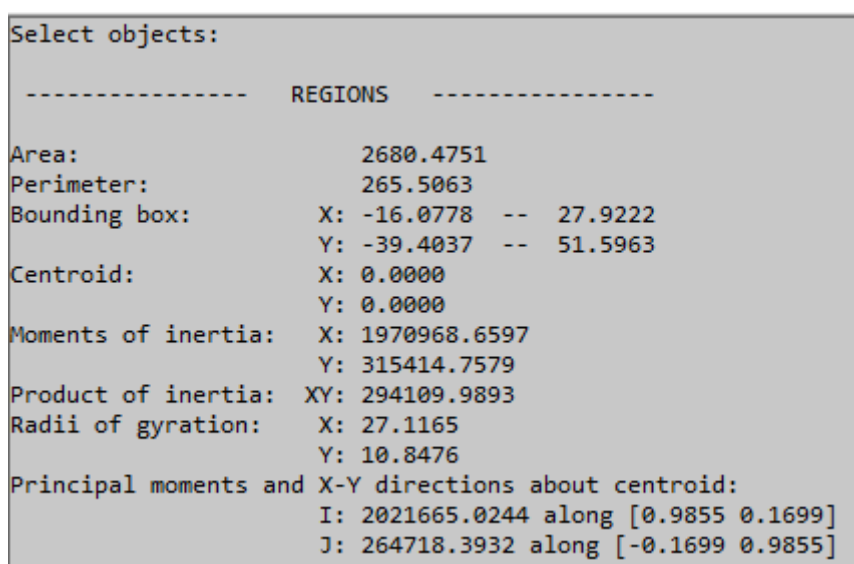
6 DIMENSIONAMENTO

6.1 Levantamento das características geométricas

Devem ser levantadas, podendo utilizar do programa AutoCad, a área da seção transversal, perímetro, posição do centro de gravidade (C.G.) e os momentos de inércia dos eixos principais de inércia.

Portanto, conforme descrito, as características da seção transversal estão expostas a seguir:

Figura 18 – Características da seção transversal analisada



Fonte: AutoCAD, 2018.

Em resumo, as características pertinentes ao dimensionamento estão expostas a seguir:

Tabela 9 - Características geométricas

Área:	2 680,48 cm ²	Perímetro (u):	265,51 cm
X_{c.g.}:	16,0778 cm	Y_{c.g.}:	39,4037 cm
I_{x-x}:	19709688,66 cm ⁴	I_{y-y}:	315414,76 cm ⁴

Fonte: Adaptado de AutoCad (2018).

6.2 Obtenção dos esforços

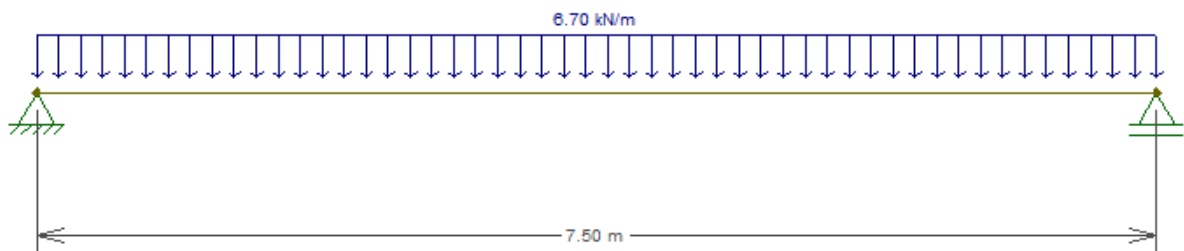
Conforme o item 5.2 deste projeto o resumo das cargas que atuam sobre a peça estrutural analisada é:

- $g_1 = 6,70 \text{ kN/m}$;
- $g_2 = 62,77 \text{ kN/m}$;
- $q = 26,87 \text{ kN/m}$.

Com o auxílio do programa computacional Ftool é possível obter os esforços solicitantes que atuam sobre a viga, devido as suas características de contorno, a viga pode ser modelada como um elemento bi-apoiado.

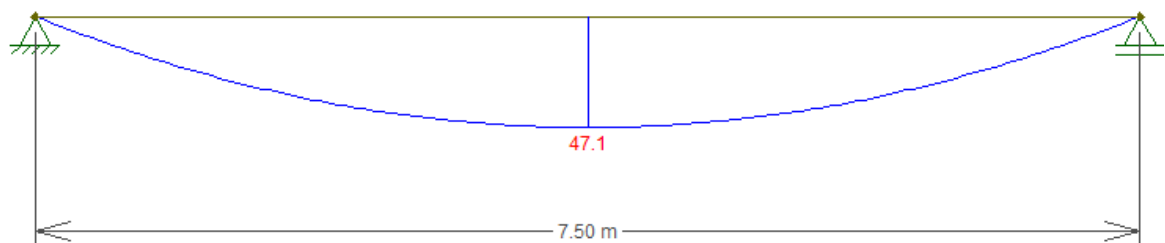
O carregamento, bem como seu efeito, esforço de momento, devido ao peso próprio da estrutura no Ftool pode ser observado a seguir:

Figura 19 – Carregamento g_1



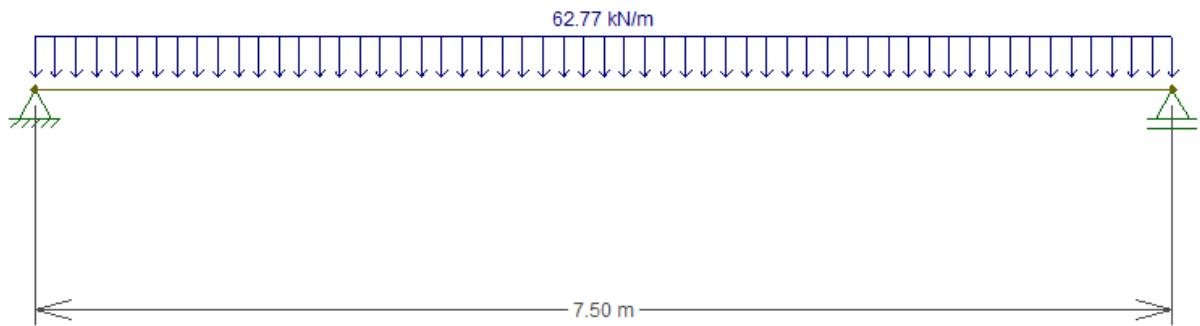
Fonte: Ftool (2018).

Figura 20 – Momento fletor devido g_1

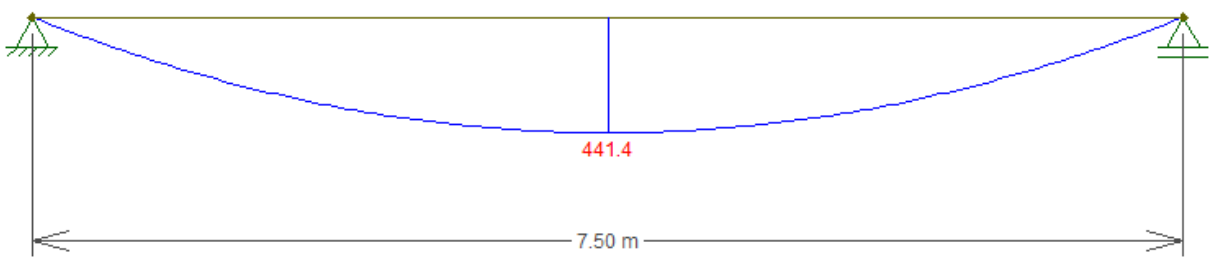


Fonte: Ftool (2018).

- $m_{g_1} = 47,11 \text{ kN.m}$

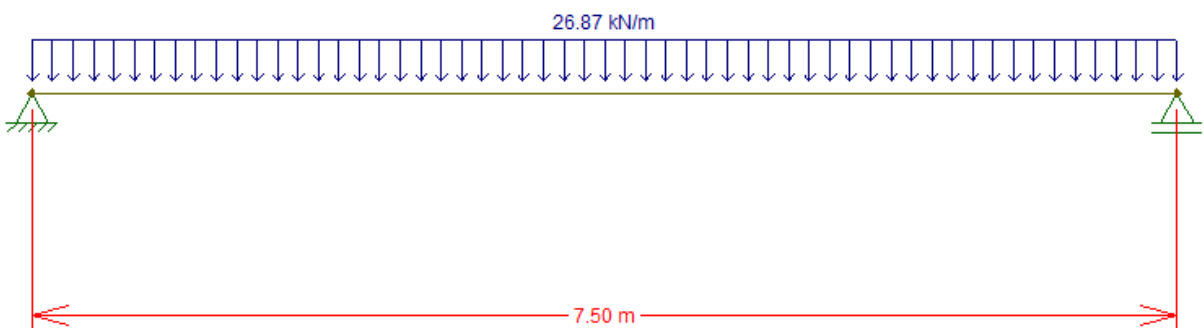
Figura 21 – Carregamento g_2 

Fonte: Ftool (2018).

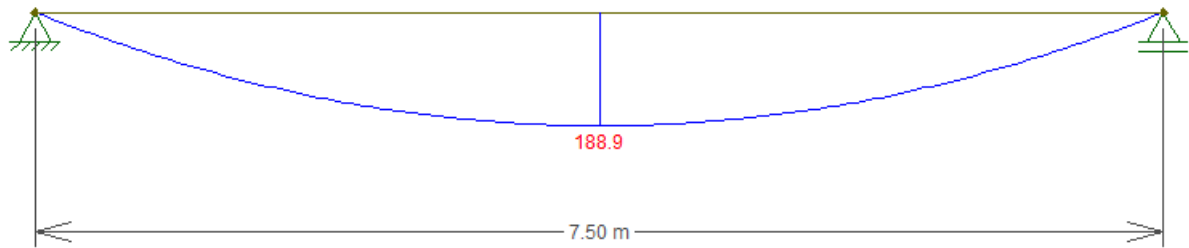
Figura 22 – Momento fletor devido g_2 

Fonte: Ftool (2018).

- $m_{g_2} = 441,32 \text{ kN.m}$

Figura 23 – Carregamento q 

Fonte: Ftool (2018).

Figura 24 – Momento fletor devido g_1 

Fonte: Ftool (2018).

- $m_q = 188,90 \text{ kN.m}$

6.3 Cálculo das tensões atuantes

Utilizando os parâmetros obtidos por meio do AutoCad, se pode calcular as tensões na fibra inferior e superior para as cargas permanentes g_1 e g_2 e para as cargas acidentais q_1 , mensuradas no Apêndice A, que podem ser obtidas através do equacionamento a seguir:

$$\sigma_{i_{g_i}} = \frac{M_{g_i}}{W_i} \quad (7)$$

Sendo:

- $\sigma_{i_{g_i}}$ = Tensão devido ao momento fletor (kN/m^2);
- M_{g_i} = Momento fletor (kN.m);
- W_i = Módulo de resistência (m^3).

Sendo o Módulo de resistência obtido seguinte equação:

$$W_i = \frac{I_{x-x}}{y_i} \quad (8)$$

Sendo:

- I_{x-x} = Momento de inércia em torno do eixo X (m^4);
- y_i = Distância da fibra considerada ao C.G. (m).

Portanto, sendo assim, é possível obter as tensões devido ao peso próprio e carga permanente, nas fibras inferiores e superiores, utilizando a expressão 7 e analogamente obter os esforços para as cargas acidentais.

Primeiramente a determinação dos módulos de resistência para as fibras 1 e 2, respectivamente.

$$y_1 = y_{c.g.} = 39,4037 \text{ cm} \quad (9)$$

$$y_2 = y_{c.g.} - h_{viga} = 39,4037 - 91 = -51,5963 \text{ cm} \quad (10)$$

Portanto, sejam os módulos de resistência das fibras 1 e 2, respectivamente:

$$W_1 = \frac{I_{x-x}}{y_1} = \frac{19\,709\,688,66}{39,4037} = 50019,888 \text{ cm}^3 = 0,050019888 \text{ m}^3 \quad (11)$$

$$W_2 = \frac{I_{x-x}}{y_2} = \frac{19\,709\,688,66}{-51,5963} = -38199,806 \text{ cm}^3 = -0,038199806 \text{ m}^3 \quad (12)$$

Sendo assim, obtém-se as tensões devido ao peso próprio, carga permanente e acidental, nas fibras inferiores e superiores respectivamente:

$$\sigma_1 g_1 = \frac{M_{g1}}{W_1} = \frac{47,118}{0,050019888} = 941,98 \text{ kN/m}^2 \quad (13)$$

$$\sigma_2 g_1 = \frac{M_{g1}}{W_2} = \frac{47,118}{-0,03819981} = -1233,45 \text{ kN/m}^2 \quad (14)$$

$$\sigma_1 g_2 = \frac{M_{g2}}{W_1} = \frac{441,319}{0,050019888} = 8822,86 \text{ kN/m}^2 \quad (15)$$

$$\sigma_2 g_2 = \frac{M_{g2}}{W_2} = \frac{441,319}{-0,038199806} = -11552,90 \text{ kN/m}^2 \quad (16)$$

$$\sigma_1 q = \frac{M_q}{W_1} = \frac{188,904}{0,050019888} = 3776,58 \text{ kN/m}^2 \quad (17)$$

$$\sigma_2 q = \frac{M_q}{W_2} = \frac{188,904}{-0,038199806} = -4945,16 \text{ kN/m}^2 \quad (18)$$

6.4 Cálculo da força de protensão

6.4.1 Escolha do tipo de protensão

Para a escolha do tipo de protensão a ser utilizada na viga, objeto de dimensionamento deste projeto, utiliza-se da ABNT NBR 6118:2014.

Primeiramente deve-se classificar quanto a classe de agressividade do ambiente em que o elemento estrutural está inserido, isto é realizado de acordo com a tabela 6.1 da referida ABNT, após a classificação pela Classe de Agressividade Ambiental (CAA) utiliza-se da tabela 13.4, obtendo as exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção, em função da CAA obtida anteriormente.

Para tanto, segue as tabelas e a obtenção destes parâmetros:

Tabela 10 - Classe de agressividade ambiental.

Tabela 6.1 – 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	Frac	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	

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

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

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

Fonte: ABNT (2014).

Para a obtenção da classe de agressividade ambiental foi utilizado um estudo da agressividade do ar em Fortaleza/CE, em que apresenta a nível de agressividade por região na cidade de Fortaleza, conforme demonstrado na figura a seguir:

Figura 25 - Classe de agressividade ambiental por região em Fortaleza.



Fonte: Cartilha Estudo da agressividade do ar em Fortaleza/CE (2016).⁴

Portanto, considera-se que o elemento estrutural estará sendo destinado a um ambiente urbano, devido à localização do ICC na região central, região amarela do mapa, classificada como Classe II - Moderada, a classificação do elemento quanto a agressividade ambiental pode ser admitida por CAA II.

⁴ - Disponível em: < <http://www.pec.ufc.br/images/Edital/16-11-Cartilha-Agressividade-do-Ar-Small-Spreads.pdf>>. Acesso em nov. de 2018.

Já classificado quanto a agressividade ambiental, tem-se a obtenção das exigências de durabilidade pela tabela 13.4 da ABNT NBR 6118:2014, que está exposta na seção 4.2.5 (Tabela 1) - Aspectos a serem considerados na escolha do tipo de protensão.

Foi optado pela protensão limitada das cordoalhas, sendo assim, e obtido CAA II, deve-se respeitar os Estados Limites de Formação de Fissura (ELS-F) e o de Descompressão (ELS-D), estes são definidos segundo a ABNT NBR 6118:2014 da seguinte forma:

Estado limite de formação de fissuras

ELS-F

Estado em que se inicia a formação de fissuras. Admite-se que este estado limite é atingido quando a tensão de tração máxima da seção transversal for igual a $f_{ct,f}$.

Estado limite de descompressão

ELS-D

Estado no qual, em um ou mais pontos da seção transversal a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da seção. Verificação usual no caso do concreto protendido.

ABNT (2014).

Para o projeto são respeitadas as seguintes combinações:

- Para as combinações quase permanentes de ações previstas no projeto, é respeitado o estado limite de descompressão **ELS-D**;
- Para as combinações frequentes de ações previstas no projeto, é respeitado o estado limite de formação de fissuras **ELS-F**.

As combinações, frequentes e quase permanentes são determinadas pela tabela 11.4 da ABNT NBR 6118:2014, conforme demonstrado a seguir:

Tabela 11 - Combinações de serviço.

Tabela 11.4 – 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 $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Sigma \psi_2 F_{qj,k}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_2 F_{qjk}$
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 $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \psi_1 F_{qjk}$
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: ABNT (2014).

Sendo que o fator de redução de combinação frequente para ELS e de combinação quase permanente para ELS, podem ser determinados pela tabela 11.2 da ABNT NBR 6118:2014, conforme orientado no item 11.7.2.

A tabela para determinação destes fatores pode ser observada a seguir:

Tabela 12 - Determinação dos fatores de redução devido as combinações.

Tabela 11.2 – Valores do coeficiente γ_{f2}				
Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	ψ_1^a	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
^a Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23. ^b Edifícios residenciais. ^c Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.				

Fonte: ABNT (2014).

Portando, para cada combinação, se pode consultar a Tabela 12 para a determinação dos fatores, sendo assim, se procede para a estimativa da força de protensão.

6.4.2 Estimativa da força de protensão

6.4.2.1 Combinação frequente de ações

A ABNT NBR 6118:2014, permite uma verificação simplificada, tendo em vista a análise para evitar a microfissuração por compressão do concreto, conforme descrito no item 17.2.4.3.2.

O item da norma descreve que para evitar a microfissuração do concreto, as tensões de compressão, não devem ultrapassar o valor de 70% da resistência característica à compressão do concreto (f_{ctkj}).

Quanto ao limite imposto pelo Momento de Fissuração (M_r), a ABNT NBR 6118:2014 permite desviar do cálculo deste se adotando um equacionamento equivalente, conforme item 17.3.1 da ABNT NBR 6118:2014 que determina que o M_r pode ser obtido pelo seguinte equacionamento:

$$M_r = \frac{\alpha \times f_{ct} \times I_c}{y_t} \therefore \sigma_{ct,lim} = \alpha f_{ctk} \quad (19)$$

Sendo:

- $\alpha = 1,2$ para seções T ou duplo T;
- $\alpha = 1,3$ para seções I ou T invertido;
- $\alpha = 1,5$ para seções retangulares;
- f_{ct} = Resistência à tração direta do concreto (MN/cm²);
- I_c = Momento de Inércia da seção bruta de concreto (cm⁴);
- y_t = Distância do C.G. à fibra mais tracionada (cm).

Em favor da segurança, resolveu adotar $\alpha = 1,2$, para a seção transversal analisada neste projeto.

Sendo a resistência à tração direta do concreto obtida pelo item 8.2.5 da ABNT NBR 6118:2014, que para o concreto de 40 MPa, se descreve conforme equacionamento a seguir:

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \times f_{ctm} \quad (20)$$

$$f_{ctm} = 0,3 \times \sqrt[3]{f_{ctk}^2} \quad (21)$$

Portanto, pode-se igualar as duas equações e obter, diretamente, para o concreto de 40 Mpa, que o $f_{ctk,inf}$ é:

$$f_{ctk,inf} = 0,21 \times \sqrt[3]{f_{ctk}^2} = 0,21 \times \sqrt[3]{40^2} = 2,46 \text{ MPa} \quad (22)$$

Portanto, para a verificação deste estado, tomando como base a Tabela 11 (tabela 11.2 da ABNT NBR 6118:2014), tem-se que $\psi_I = 0,6$, admitindo que a viga está inserida em um ambiente com grande movimentação de pessoas e com pesos fixos que permanecem por longos períodos de tempo, obtém-se o seguinte equacionamento:

$$\sigma_{1_{g1}} + \sigma_{1_{g2}} + \psi_1 \sigma_{1_q} + \sigma_{1_{P\infty}} \leq \sigma_{ct,lim} \quad (23)$$

Substituindo, com as constatações anteriormente mencionadas, tem-se o seguinte equacionamento para atender o estado limite de formação de fissuras das combinações frequentes:

$$0,941 + 8,823 + 0,6 \times 3,777 + \sigma_{1_{P\infty}} \leq 1,2 \times 2,46 \quad (24)$$

$$\therefore 12,030 + \sigma_{1_{P\infty}} \leq 2,95 \rightarrow \sigma_{1_{P\infty}} \leq -9,080 \text{ MPa} \quad (25)$$

6.4.2.2 Combinação quase permanente

Para esta combinação tem-se de respeitar o Estado Limite de Descompressão, conforme descrito em seções anteriores deste relatório.

Para as combinações quase permanentes, conforme Tabela 11, tem-se que $\psi_2 = 0,4$, portanto, a seção não pode sofrer tração neste estado, tem-se que:

$$\sigma_{1_{g1}} + \sigma_{1_{g2}} + \psi_2 \sigma_{1_q} + \sigma_{1_{P\infty}} \leq 0 \quad (26)$$

Atribuindo os valores já conhecidos, pode-se obter que a tensão devida à protensão será de:

$$0,941 + 8,823 + 0,4 \times 3,777 + \sigma_{1_{P\infty}} \leq 1,2 \times 2,46 \quad (27)$$

$$\therefore \sigma_{1_{P\infty}} \leq -11,275 \text{ MPa} \quad (28)$$

6.4.2.3 Cálculo da protensão estimada

Pode-se utilizar das relações geométricas da seção transversal da viga para obter a força de protensão necessária para atender os estados limites evidenciados em cada caso anteriormente, e assim, definir qual a área de cordoalhas e demais parâmetros.

Analogamente as reações na seção transversal de uma seção de concreto armado, tem-se que por meio das reações na seção de concreto, em conjunto com as armaduras ativas, se obtém a seguinte relação para obtenção da força de protensão:

$$\sigma_{1P_{\infty}} = \frac{P_{\infty,est}}{A_c} + \frac{M_p}{W_1} = \frac{P_{\infty,est}}{A_c} + \frac{P_{\infty,est} \times e_p}{W_1} \quad (29)$$

Adotando-se 5 cm de distância entre o C.G. da armadura de protensão até a face inferior da peça (fibra 1), utilizando do equacionamento exposto na Equação 29 e substituindo os valores já conhecidos, considerando o estado limite de descompressão, o qual se mostrou mais crítico, encontram-se as seguintes relações:

$$\sigma_{1P_{\infty}} = \frac{P_{\infty,est}}{2680,475} + \frac{P_{\infty,est} \times (39,404 - 5)}{50019,888} \leq -1,128 \rightarrow P_{\infty,est} \leq -1062,85 \text{ kN} \quad (30)$$

Portanto, será adotado o valor de $P_{\infty,est} = -1062,85 \text{ kN}$, até o momento, para efeito de cálculo.

6.4.3 Seção transversal da armadura ativa

Inicialmente, deve-se adotar um valor estimado das perdas, por não se fazer possível mensurar as perdas, sem antes dimensionar a seção da armadura, portanto, estima-se as perdas progressivas no total de 25 %, pode-se estimar o valor da protensão inicial e, portanto, a seção transversal das armaduras.

$$\Delta P_{est} = 25\% \therefore P_{0,est} = \frac{P_{\infty,est}}{0,75} = \frac{-1062,85}{0,75} = -1417,14 \text{ kN} \cong -1417 \text{ kN} \quad (31)$$

Sendo assim, com as perdas em 25%, tem-se que o valor da protensão inicial seria de 1417 kN, podendo assim estimar a área necessário de cordoalhas de protensão pelo equacionamento a seguir:

$$A_{p,est} = \frac{P_{0,est}}{\sigma_{P0,lim}} \quad (32)$$

Sendo:

- $A_{p,est}$ = Área da seção transversal de cordoalhas (cm²);
- $P_{0,est}$ = Protensão inicial estimada (kN);
- $\sigma_{P0,lim}$ = Tensão limite da armadura (kN/cm²).

Sendo que o aço utilizado neste projeto, conforme descrito na seção 5.1, será o aço de **relaxação baixa, CP 190**, e tendo em vista o exposto na ABNT NBR 6118:2014 na seção 9.6.1.2.1 – a), tem-se os seguintes limites para a tensão na armadura:

$$\sigma_{P0,lim} \leq \begin{cases} 0,74 \times f_{ptk} \\ 0,82 \times f_{pyk} \end{cases} \quad (33)$$

Sendo:

- f_{ptk} : resistência última do aço de protensão;
- f_{pyk} : resistência ao escoamento do aço de protensão, na falta de informações, a ABNT NBR 7483:2008 permite-se utilizar:

$$f_{pyk} = 0,9 \times f_{ptk} \quad (34)$$

Sendo assim, seguindo as orientações da ABNT utilizado, tem-se os seguintes limites:

$$\sigma_{p0,lim} \leq \begin{cases} 0,74 \times 190 = 140,6 \text{ kN/cm}^2 \\ 0,82 \times (0,9 \times 190) = 140,22 \text{ kN/cm}^2 \end{cases} \quad (35)$$

Portanto, a área de seção transversal de aço necessária será de:

$$A_{p,est} = \frac{P_{0,est}}{\delta_{p0,lim}} = \frac{1417}{140,22} \cong 10,11 \text{ cm}^2 \cong 1011 \text{ mm}^2 \quad (36)$$

Utilizando-se da tabela disponível em Hanai (2005) para aço de relaxação baixa e CP 190, pode-se determinar as opções possíveis para o projeto:

Tabela 13 - Seção transversal para Aço CP 190 RB.

Tabela 2.4- Cordoalhas de 3 e 7 fios							
Designação (ABNT)	Diâmetro nominal	Área nominal de aço	Área mínima	Massa nominal	Carga mínima de ruptura	Carga mínima a 1% de alongamento	Alongamento sob carga (em 610 mm)
	m	mm ²	mm ²	kg/km	kN	kN	%
CP-190 RB 3 x 3,0	6,5	21,8	21,5	171	40,8	36,7	3,5
CP-190 RB 3 x 3,5	7,6	30,3	30,0	238	57,0	51,3	
CP-190 RB 3 x 4,0	8,8	38,3	37,6	304	71,4	64,3	
CP-190 RB 3 x 4,5	9,6	46,5	46,2	366	87,7	78,9	
CP-190 RB 3 x 5,0	11,1	66,5	65,7	520	124,8	112,3	
CP-190 RB 9,5	9,5	55,5	54,8	441	104,3	93,9	
CP-190 RB 12,7	12,7	101,4	98,7	792	187,3	168,6	
CP-190 RB 15,2	15,2	143,5	140,0	1.126	265,8	239,2	
* Quociente entre a carga a 1% de alongamento e a área nominal de aço: é considerado equivalente a f_{pyk} (= 0,90 f_{ptk}) **Quociente entre a carga de ruptura e a área nominal de aço (f_{ptk}) Módulo de elasticidade: 202.000 MPa, ± 3%					Perda máxima por relaxação após 1.000 horas a 20° C, para carga inicial de 80% da carga de ruptura: 3,5% Coeficiente de relaxação ψ sob comprimento constante (1.000 h, 20°C): 1,5%, 2,5% e 3,5% para σ_{pi}/f_{ptk} = 60%, 70% e 80%, respectivamente. Tabela baseada no catálogo técnico de produtos da Beloo – Grupo Arcelor. 2004.		

Fonte: Hanai (2005).

Conforme a ABNT NBR 7483:2008, para o cálculo da área necessária de aço, pode-se utilizar da área nominal, com isso optou-se por utilizar cordoalhas de 15,2 mm neste projeto, chegando a seguinte configuração:

- $7\phi 15,2$ (1005 mm²)

6.4.4 Seção homogeneizada

Conforme descrito nas seções 8.2.8; 9.6.3.3.1 e 12.3.3 da ABNT NBR 6118:2014, prosseguir-se os cálculos com a seção de concreto homogeneizada.

A área equivalente da seção homogeneizada equivale ao equacionamento a seguir:

$$A_{hom} = A_{c,liq} + \alpha_p A_p = A_c + (\alpha_p - 1) A_p \quad (37)$$

Sendo:

- A_{hom} = Área da seção homogeneizada (cm²);
- $A_{c,liq}$ = Área de concreto líquida [$A_c - A_p$] (cm²);
- α_p = Relação entre E_p e E_c ;
- A_p = Área de aço (cm²).

6.4.4.1 Cálculo de α_p e área homogeneizada

Seja α_p a relação entre o módulo de elasticidade da armadura ativa e do concreto utilizado na peça, portanto:

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_c} \quad (38)$$

Sendo definido pela ABNT NBR 6118:2014, na seção 8.2.8 como obter o valor do módulo de elasticidade tangente inicial para a idade de 2 dias, seguindo o seguinte equacionamento para concreto até a classe C50:

$$E_{ci} = \alpha_e \times 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (39)$$

Sendo:

- $\alpha_e = 1,2$ para basalto e diabásio;
- $\alpha_e = 1,0$ para granito e gnaisse;
- $\alpha_e = 0,9$ para calcário;
- $\alpha_e = 0,7$ para arenito;

Adotando-se para este projeto a utilização de agregado graúdo derivado de basalto, tem-se que $\alpha_e = 1,2$.

Contudo, trabalha-se em peças pré-moldadas com tensões altas desde o início e não se justifica o uso do módulo tangente à curva, recomenda-se neste caso (para avaliação da seção transversal) utilizar-se o módulo secante, que pode ser obtido por:

$$E_{cis} = \alpha_i \times E_{ci} \quad (40)$$

Sendo:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \times \frac{f_{ck}}{80} \leq 1 \quad (41)$$

Porém, conforme exposto na seção 9.6.3.3.1 a resistência e módulo de elasticidade do concreto analisado tem de ser aqueles correspondentes a idade em que o concreto foi protendido; tendo em vista isso, não se utiliza f_{ck} , mas a resistência na idade adequada, que é calculada pela seção 12.3.3 – b), para análises inferiores a 28 dias, conforme segue:

$$f_{ckj} = \beta_1 f_{ck} \quad (42)$$

Sendo:

$$\beta_1 = \exp \left\{ s \left[1 - \left(28/t \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} \quad (43)$$

Em que:

- $s = 0,38$ para concreto de cimento CPM e IV;
- $s = 0,25$ para concreto de cimento CPI e II;
- $s = 0,20$ para concreto de cimento CPV-ARI;
- t = é a idade efetiva do concreto, expressa em dias.

Sendo a peça curada a vapor, segundo Chust, permite-se utilizar o valor de $s = 0,119$ na expressão anterior, portanto será adotado para este parâmetro o valor referido por Chust.

Portanto, todo o demonstrativo de cálculo para a obtenção do módulo de elasticidade secante do concreto, bem como a relação α_p é demonstrada a seguir:

Primeiramente se obtém o parâmetro β_1 :

$$\beta_1 = \exp \left\{ s \left[1 - \left(28/t \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} = \exp \left\{ 0,119 \left[1 - \left(28/2 \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} = 0,722 \quad (44)$$

Assim, se encontra o valor da resistência característica para dois dias de vida do concreto, que é a idade de protensão deste:

$$f_{ckj} = 0,722 \times 40 = 28,86 \text{ MPa} \quad (45)$$

E, portanto, se pode obter o valor do módulo de elasticidade do concreto nesta idade:

$$E_{ci} = \alpha_e \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} = 1,2 \times 5600 \times \sqrt{28,86} = 36103,84 \text{ MPa} \quad (46)$$

Porém, como será utilizado o módulo secante, tem-se que:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \times \frac{28,86}{80} \leq 1,0 \rightarrow \alpha_i = 0,872 \quad (47)$$

Módulo secante:

$$E_{cs} = \alpha_i \times E_{ci} = 0,872 \times 36103,84 = 32493,46 \text{ MPa} \quad (48)$$

Obtidos todos estes parâmetros, é possível definir a relação entre os módulos de elasticidade, levando em conta que o módulo de elasticidade do aço seja de $E = 200\,000 \text{ Mpa}$, conforme descrito anteriormente; portanto, para a construção da seção homogeneizada:

$$\alpha_p = \frac{200\,000}{32493,46} = 6,155 \quad (49)$$

Encontrado a relação entre os módulos de elasticidade, é possível determinar a área da seção homogeneizada, utilizando do demonstrado na Equação 37 deste projeto, será de:

$$A_{hom} = A_c + (\alpha_p - 1)A_p = 2680,475 + (6,155 - 1) \times 10,045 = 2732,258 \text{ cm}^2 \quad (50)$$

6.4.4.2 Características geométricas da seção homogeneizada

Devem ser obtidos novos parâmetros da seção homogeneizada, a fim de prosseguir com os cálculos do dimensionamento, portanto, deve-se obter o novo momento de inércia, o $y_{c.g.}$ da seção homogeneizada e os módulos de resistência, para tanto, segue o equacionamento para a obtenção dos novos valores.

Determinação do $Y_{c.g.}$:

$$Y_{c.g.} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_{hom}} = \frac{2680,475 \times 39,401 + 10,045 \times (6,155 - 1) \times 5}{2732,258} = 38,752 \text{ cm} \quad (51)$$

Utilizando do Teorema de Steiner, se pode obter o momento de inércia da seção homogeneizada:

$$\begin{aligned} I_h &= \sum I_{x-x} + \sum A_i y^2 - y_{c.g.}^2 \times \sum A_{ih} \\ &= 19709688,66 + [6,155 \times 39,401 \times (38,752 - 5)^2] \\ &\quad - (39,401 - 38,752)^2 \times 2732,258 = 2040239,774 \text{ cm}^4 \end{aligned} \quad (52)$$

Portanto, sejam os novos módulos de resistência (W_1 e W_2):

$$W_{1h} = \frac{I_{x-x}}{y_1} = \frac{2040239,774}{38,752} = 52649,083 \text{ cm}^3 = 0,52649 \text{ m}^3 \quad (53)$$

$$W_{2h} = \frac{I_{x-x}}{y_2} = \frac{2040239,774}{(38,752 - 91)} = -39048,897 \text{ cm}^3 = -0,39049 \text{ m}^3 \quad (54)$$

6.4.5 Força de protensão inicial

No caso dos concretos protendidos, tem-se que, ao se protender existem algumas perdas a serem consideradas e, portanto, para que a protensão calculada seja igual a aplicada, deve-se mensurar estas perdas e adicioná-las ao valor calculado, de forma que, após as perdas a protensão líquida sobressalente seja muito próxima ao valor da protensão calculada.

Segundo a seção 9.6.1.2.1 da ABNT NBR 6118:2014, os limites para aços de relaxação baixa (RB), da tensão na saída do aparelho de protensão é dado por:

$$\sigma_{P0,lim} \leq \begin{cases} 0,77 \times 190 = 146,3 \text{ kN/cm}^2 \\ 0,85 \times (0,9 \times 190) = 145,35 \text{ kN/cm}^2 \end{cases} \quad (55)$$

Portanto, a força de protensão máxima que pode ser aplicada na ancoragem das cordoalhas será de:

$$P_i \leq \begin{cases} 146,3 \times 10,045 = 1469,58 \text{ kN} \\ 145,35 \times 10,045 = 1518,91 \text{ kN} \end{cases} \quad (56)$$

Para o projeto adotou-se a menor dentre as duas opções, portanto seja $P_i \cong 1469,58 \text{ kN}$.

Após definir a força de ancoragem, tem-se uma estimativa de perdas que deve ser verificada, deve-se mensurar se a força residual atenderá os limites estabelecidos nas seções anteriores. Seja a perda inicial para aço $RB \cong 3\%$, segundo definido por Hanai 2005, sendo assim:

$$P_a = 0,97 \times P_i = 0,97 \times 1469,58 = 1425,49 \text{ kN} \quad (57)$$

Portando, seja a tensão do aço:

$$\sigma_{Pa} = \frac{P_a}{A_p} = \frac{1425,49}{10,045} = 141,91 \text{ kN/cm}^2 \quad (58)$$

Estimado o valor de P_a , se pode calcular a tensão na armadura ativa e, com esta, obter o valor da força P_0 instalada, levando-se em conta as perdas pela deformação imediata do concreto.

A tensão no concreto pode ser estimada pela formulação a seguir e substituindo os valores conhecidos tem-se:

$$\begin{aligned} \sigma_{cPa} &= - \left[\frac{P_a}{A_h} + \frac{P_a e_p^2}{I_h} \right] = - \left[\frac{1425,49}{2732,258} + \frac{1425,49 \times (38,752 - 5)^2}{2040239,774} \right] \\ &= - 1,31 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned} \quad (59)$$

E sendo a relação entre os módulos de elasticidade do concreto e do aço $\alpha_p = 6,155$, tem-se:

$$\sigma_{P_0} = \sigma_{P_a} - \alpha_p \times \sigma_{c_{P_a}} = 141,91 - 6,155 \times 1,31 = 132,93 \text{ kN/cm}^2 \quad (60)$$

Portanto, sendo $\sigma_{P_0} = 132,93 \text{ kN/cm}^2 \leq \sigma_{P_{0,lim}} \therefore ok!$

Com isso pode-se determinar a força $P_{0,cal}$:

$$P_{0,cal} = \sigma_{P_0} \times A_p = 132,93 \times 10,045 = 1335,30 \text{ kN} \quad (61)$$

6.4.6 Perdas Progressivas

As perdas progressivas podem ser estimadas por dois métodos segundo a ABNT NBR 6118:2014, o processo aproximado e o processo simplificado; estes estão discretizados na referida ABNT nas seções 9.6.3.4.2. e 9.6.3.4.3 respectivamente, porém, para atender ao processo aproximado, a equação a seguir tem de ser verificada:

$$0,75 \times [-8.10^{-5} \times \varphi(\infty, t_0)] \leq \varepsilon_{cs} \leq 1,25 \times [-8.10^{-5} \times \varphi(\infty, t_0)] \quad (62)$$

Portanto, se faz necessário a determinação dos parâmetros $\varphi(\infty, t_0)$ (coeficiente de fluência do concreto no instante t para protensão e carga permanente aplicadas no instante t_0) e do $\varepsilon_{cs}(\infty, t_0)$ (Coeficiente de deformação específica por retração do concreto); para a determinação destes parâmetros é importante se verificar a espessura fictícia e a idade fictícia do concreto; estas podem ser encontradas pelos procedimentos na seção seguinte.

6.4.6.1 Espessura fictícia

Para o cálculo da espessura fictícia deve ser calculado a relação geométrica da peça, o qual é um parâmetro importante ao se dimensionar as perdas de protensão por meio do cálculo simplificado; a relação geométrica pode ser obtida a seguir:

$$RG = 2 \frac{A_c}{u} \quad (63)$$

Sendo:

- RG = Relação Geométrica;
- A_c = Área da seção bruta de concreto (cm²);
- u = Perímetro exposto ao ar (cm).

E tem-se que a espessura fictícia é dada por:

$$h_{fic} = \gamma RG \quad (64)$$

Sendo γ obtido no anexo A da ABNT NBR 6118:2014, na tabela A.1, exposta a seguir:

Tabela 14 - Valores usuais para determinação da fluência e da retração.

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

^a $\varphi_{1c} = 4,45 - 0,035U$ para abatimento no intervalo de 5 cm a 9 cm e $U \leq 90$ %.

^b $10^4 \varepsilon_{1s} = -8,09 + (U/15) - (U^2/ 2\,284) - (U^3/ 133\,765) + (U^4/ 7\,608\,150)$ para abatimentos de 5 cm a 9 cm e $40\% \leq U \leq 90$ %.

^c Os valores de φ_{1c} e ε_{1s} para $U \leq 90$ % e abatimento entre 0 cm e 4 cm são 25 % menores e, para abatimentos entre 10 cm e 15 cm, são 25 % maiores.

^d $\gamma = 1 + \exp (-7,8 + 0,1 U)$ para $U \leq 90$ %.

NOTA 1 Para efeito de cálculo, as mesmas expressões e os mesmos valores numéricos podem ser empregados, no caso de tração.

NOTA 2 Para o cálculo dos valores de fluência e retração, a consistência do concreto é aquela correspondente à obtida com o mesmo traço, sem a adição de superplastificantes e superfluidificantes.

Fonte: ABNT (2014).

Portando, adotando que o elemento esteja inserido em um ambiente ao ar livre, em geral, se obtém que, $\gamma = 1,5$ e ainda, em favor da segurança afirma-se que todo o perímetro do elemento esteja em contato com o ar, sendo esta suposição verdade até o momento em que a peça é coberta pelo capeamento, quando já em serviço, calcula-se:

$$RG = 2 \times \frac{2680,475}{265,506} = 20,191 \text{ cm} \quad (65)$$

$$h_{fic} = \gamma RG = 1,5 \times 20,191 = 30,287 \text{ cm} \quad (66)$$

6.4.6.2 Idade fictícia do concreto

A idade fictícia do concreto pode ser calculada através da seção A.2.4.1 da ABNT NBR 6118:2014, quando se atende a duas especificações, sendo estas:

- a. Endurecimento do concreto feito a 20°C, podendo ser corrigido por coeficiente adequado;
- b. Quando não houver cura a vapor.

A peça foi construída na cidade de Fortaleza - Ceará, portanto adota-se uma temperatura média $T=26,5^{\circ}\text{C}$ (portal Fortaleza, 2013)⁵ e se tratando da execução na fábrica da Concretópolis, a peça sofrerá cura a vapor; sendo assim, utilizar coeficiente adequado ao processo de cura a vapor, inviabilizando o método de estimativa da idade fictícia apresentado anteriormente.

Porém, para obter a idade fictícia do concreto se pode utilizar a comparação do parâmetro β_I , sendo este parâmetro $\beta_I \cong 0,722$, já embutido coeficiente que considera a cura a vapor, tem-se que a idade fictícia pode ser considerada $t_0 \cong 21$ dias, pois o processo de cura do concreto para atingir o $f_{ck} \leq 40$ Mpa leva 28 dias e 72,2% (equivalente a 0,722) do total de 28 dias é aproximadamente 21 dias, e o tempo infinito seja fixado em $t_{\infty} = 10\,000$ dias.

Determinado o parâmetro da espessura fictícia e idade fictícia, pode-se prosseguir para a obtenção de $\varphi(\infty, t_0)$ e $\varepsilon_{cs}(\infty, t_0)$.

6.4.6.3 Retração do concreto

A deformação específica do concreto também pode ser determinada utilizando parâmetros do anexo A, na seção A.2.3., da ABNT NBR 6118:2014, sendo o equacionamento conforme segue, determinando que o tempo infinito seja o tempo para 10 000 dias de vida do concreto:

$$\varepsilon_{cs}(\infty, t_0) = \varepsilon_{cd,\infty}[\beta_s(10\,000) - \beta_s(21)] \quad (67)$$

⁵ - Disponível em: < <http://www.portal-fortaleza.com/fortaleza.html>>. Acesso em nov. de 2018.

Sendo:

- $\varepsilon_{cd,\infty} = \varepsilon_{1s} \times \varepsilon_{2s}$
- ε_{1s} = Coeficiente que depende da umidade do ar, obtido na Tabela 14 (A.1 da ABNT NBR 6118:2014);
- $\varepsilon_{2s} = \frac{33+2h_{fic}}{20,8+3h_{fic}}$, função da altura fictícia.

Analisando a idade fictícia do concreto, se obtém que a deformação específica por retração do concreto será considerada equivalente a 21 dias.

O coeficiente β_s pode ser obtido através da figura A.3 da ABNT NBR 6118:2014, conforme demonstrado a seguir:

Figura 26 - Variação de $\beta_s(t)$.

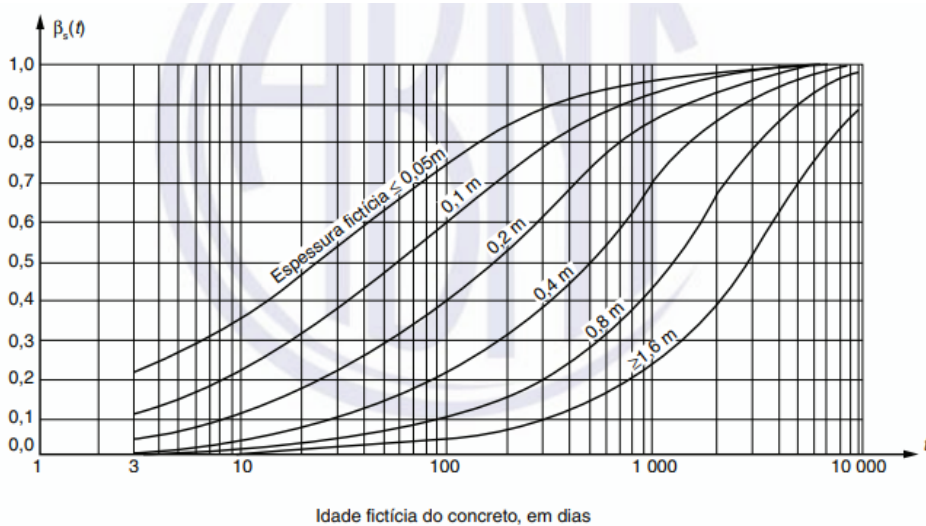


Figura A.3 – Variação de $\beta_s(t)$

Fonte: ABNT (2014).

Porém, de forma a dar mais precisão aos valores estabelecidos, se pode seguir o equacionamento exposto pela ABNT NBR 6118:2014, sendo que para a obtenção do parâmetro β_s por meio do equacionamento, se procede da seguinte forma:

$$\beta_s(t) = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + A\left(\frac{t}{100}\right)^2 + B\left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + C\left(\frac{t}{100}\right)^2 + D\left(\frac{t}{100}\right) + E} \quad (68)$$

Sendo:

- $A = 40;$ (69)

- $B = 116h^3 - 282h^2 + 220h - 4,8;$ (70)

- $C = 2,5h^3 - 8,8h + 40,7;$ (71)

- $D = -75h^3 + 585h^2 + 496h - 6,8;$ (72)

- $E = -169h^4 + 88h^3 + 584h^2 - 39h + 0,8;$ (73)

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

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

Já determinada a espessura fictícia na seção 6.4.6.1 deste projeto, em que se obteve $h_{fic} = 30,287$ cm, tem-se que os parâmetros A, B, C, D e E para obtenção do $\beta_s(21)$ e $\beta_s(10\ 000)$, são:

$$A = 40; \quad (74)$$

$$B = 116 \times 0,30287^3 - 282 \times 0,30287^2 + 220 \times 0,30287 - 4,8 = 39,19 \quad (75)$$

$$C = 2,5 \times 0,30287^3 - 8,8 \times 0,30287 + 40,7 = 38,11 \quad (76)$$

$$D = -75 \times 0,30287^3 + 585 \times 0,30287^2 + 496 \times 0,30287 - 6,8 = 195,00 \quad (77)$$

$$E = -169 \times 0,30287^4 + 88 \times 0,30287^3 + 584 \times 0,30287^2 - 39 \times 0,30287 + 0,8 = 43,58 \quad (78)$$

Retornando a Equação 68 e substituindo os valores agora conhecidos se obtém:

$$\beta_s(21) = \frac{\left(\frac{21}{100}\right)^3 + 40\left(\frac{21}{100}\right)^2 + 39,19\left(\frac{21}{100}\right)}{\left(\frac{21}{100}\right)^3 + 38,11\left(\frac{21}{100}\right)^2 + 195,00\left(\frac{21}{100}\right) + 43,58} = 0,116 \quad (79)$$

$$\beta_s(10000) = \frac{\left(\frac{10000}{100}\right)^3 + 40\left(\frac{10000}{100}\right)^2 + 39,19\left(\frac{10000}{100}\right)}{\left(\frac{10000}{100}\right)^3 + 38,11\left(\frac{10000}{100}\right)^2 + 195,00\left(\frac{10000}{100}\right) + 43,58} = 1,002 \quad (80)$$

Por meio do equacionamento exposto anteriormente se determinou os coeficientes relativos à retração do concreto para a idade de 21 dias e de 10 000 dias, que são respectivamente $\beta_s(21) = 0,116$ e $\beta_s(10\ 000) = 1,002$ e pela tabela 14 deste projeto, é possível determinar o coeficiente de retração, $\varepsilon_{1s} = -6,2 \times 10^{-4}$, portanto a deformação específica do concreto é determinada por:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cs}(\infty, t_0) &= \varepsilon_{cd,\infty}[\beta_s(10\ 000) - \beta_s(21)] \\ &= \left[-6,2 \times 10^{-4} \times \frac{33 + 2 \times 30,287}{20,8 + 3 \times 30,287} \right] \times [1,002 - 0,116] \\ &= -3,7 \times 10^{-4} \end{aligned} \quad (81)$$

6.4.6.4 Fluência do concreto

Calculado de acordo com a seção A.2.2 da ABNT NBR 6118:2014, tem-se que a fluência pode ser dividida em duas partes, a deformação rápida (ε_{cca}), que é reversível e ocorre nas primeiras 24h depois da aplicação da carga que a originou e uma parcela lenta, que pode ser dividida entre irreversível (ε_{ccf}) e reversível (ε_{ccd}). Conforme equacionado a seguir:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varepsilon_{cca} + \varepsilon_{ccf} + \varepsilon_{ccd} \quad (82)$$

Sendo a protensão realizada após dois dias do processo de concretagem da peça, a perda total por fluência do concreto a partir do instante t, instante de protensão, respeita o equacionamento a seguir:

$$\varepsilon_{c,tot} = \varepsilon_c + \varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_c}{E_{c28}} \varphi(t, t_0) \quad (83)$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_a + \varphi_{f\infty}[\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] + \varphi_{d\infty}\beta_d \quad (84)$$

Sendo:

- φ_a = Coeficiente de deformação rápida;
- φ_f = Coeficiente de deformação lenta irreversível;
- φ_d = Coeficiente de deformação lenta reversível;
- $\beta_f(t_i)$ = Coeficiente relativo a deformação lenta reversível;

Para o concreto da classe até C45 é exposto da seguinte forma pela ABNT NBR 6118:2014, seção A.2.2.3:

$$\bullet \quad \varphi_a = 0,8 \times \left[1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \right] = 0,8 \times [1 - \beta_1] \quad (85)$$

$$\bullet \quad \varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \times \varphi_{2c} \quad (86)$$

$$\bullet \quad \varphi_{1c} = \text{coeficiente que depende da umidade Tabela 14}$$

$$\bullet \quad \varphi_{2c} = \frac{42+h_{fic}}{20+h_{fic}} \quad (87)$$

$$\bullet \quad \varphi_{d\infty} =$$

0,4; valor considerado final do coeficiente de deformação lenta

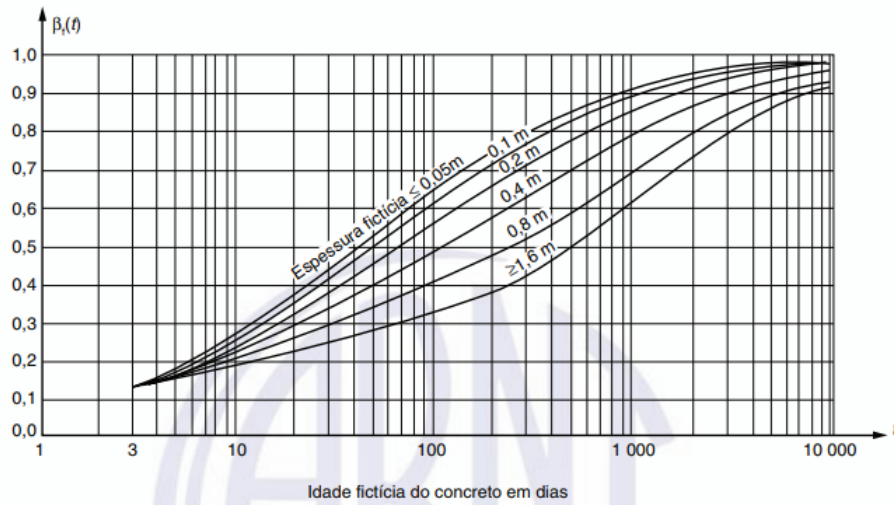
$$\bullet \quad \beta_d = \frac{t-t_0+20}{t-t_0+70}; \text{ Coeficiente relativo à deformação lenta reversível} \quad (88)$$

$$\bullet \quad \beta_f = \text{Coeficiente relativo à deformação lenta irreversível}$$

Sendo:

- t = Idade fictícia do concreto no instante considerado, em dias;

Sendo possível a determinação do coeficiente relativo à deformação lenta irreversível (β_f) através do gráfico da figura A.2 da ABNT NBR 6118:2014, conforme segue:

Figura 27 - Variação de $\beta_f(t)$.Figura A.2 – Variação de $\beta_f(t)$

Fonte: ABNT 6118:2014.

Porém, é possível obter o coeficiente por meio de um equacionamento exposto na seção A.2.2.3 da ABNT NBR 6118:2014, conforme segue:

$$\beta_f = \frac{t^2 + At + B}{t^2 + Ct + D} \quad (89)$$

Sendo:

$$A = 42h^3 - 350h^2 + 588h + 113; \quad (90)$$

$$B = 768h^3 - 3060h^2 + 3234h - 23; \quad (91)$$

$$C = -200h^3 + 13h^2 + 1090h + 183; \quad (92)$$

$$D = 7579h^3 - 31916h^2 + 35343h + 1931. \quad (93)$$

Sendo h a espessura fictícia então, e esta já foi determinada na seção 6.4.6.1, os parâmetros A , B , C e D necessários ao cálculo do valor do coeficiente relativo à deformação lenta irreversível se obtém da seguinte forma:

$$A = 42 \times 0,30287^3 - 350 \times 0,30287^2 + 588 \times 0,30287 + 113 = 260,15; \quad (94)$$

$$B = 768 \times 0,30287^3 - 3060 \times 0,30287^2 + 3234 \times 0,30287 - 23 = 697,13; \quad (95)$$

$$C = -200 \times 0,30287^3 + 13 \times 0,30287^2 + 1090 \times 0,30287 + 183 = 508,21; \quad (96)$$

$$D = 7579 \times 0,30287^3 - 31916 \times 0,30287^2 + 35343 \times 0,30287 + 1931 = 9918,26. \quad (97)$$

Portanto, obtidos os parâmetros A, B, C e D se faz possível proceder ao cálculo de $\beta_f(21)$ e $\beta_f(10\,000)$, respectivamente, índice importante na determinação do coeficiente de fluência do concreto:

$$\beta_f(21) = \frac{21^2 + 260,15 \times 21 + 697,13}{21^2 + 508,21 \times 21 + 9918,26} = 0,31; \quad (98)$$

$$\beta_f(10\,000) = \frac{10000^2 + 260,15 \times 10000 + 697,13}{10000^2 + 508,21 \times 10000 + 9918,26} = 0,986; \quad (99)$$

Consultando a Tabela 14 deste projeto para a obtenção de φ_{1c} , sendo o único parâmetro necessário ainda a determinar, e considerando que o abatimento do concreto para a execução da peça esteja entre 10 e 15 cm, baseando-se no trabalho de análise de traços de concreto para peças pré-moldadas de 10 +/- 2 cm (MARQUES, 2016), se pode obter $\varphi_{1c} = 2,5$. Já contendo todos os parâmetros anteriormente, o desenvolvimento do procedimento se dá da seguinte forma:

$$\varphi_a = 0,8 \times [1 - 0,722] \cong 0,223 \quad (100)$$

$$\varphi_{f\infty} = 2,5 \times \frac{42 + 30,287}{20 + 30,287} \cong 3,59 \quad (101)$$

$$\beta_d = \frac{10\,000 - 21 + 20}{10\,000 - 21 + 70} \cong 0,995 \quad (102)$$

$$\varphi(t, t_0) = 0,223 + 4,16 \times [0,986 - 0,35] + 0,4 \times 0,995 \cong 3,00 \quad (103)$$

Obtidos os parâmetros de comparação, sendo apenas este necessário até esta seção, para a decisão baseado na Equação 62 sobre qual processo utilizar para o cálculo das perdas, se pode prosseguir com a comparação, conforme descrito a seguir:

$$0,75 \times [-8.10^{-5} \times 3,00] \leq \varepsilon_{cs}(\infty, t_0) \leq 1,25 \times [-8.10^{-5} \times 3,00] \quad (104)$$

$$-1,80 \times 10^{-4} \leq -3,7 \times 10^{-4} \geq 3,00 \times 10^{-4} \rightarrow \text{condição não verificada} \quad (105)$$

$\therefore$ *Processo simplificado*

Sendo a condição exposta na seção 6.4.6., Equação 62, não atendida, se deve prosseguir os cálculos de perdas progressivas pelo método simplificado, estando este discriminado nas seções a seguir.

6.4.6.5 Processo Simplificado

Conforme demonstrado na seção 9.6.3.4.2 da ABNT NBR 6118:2014, se pode utilizar do processo simplificado quando são satisfeitas duas condições, que estão demonstradas a seguir:

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

ABNT (2014) seção 9.6.3.4.2

Portanto, sendo a concretagem e a protensão com diferença de apenas dois dias e os cabos serão estes dispostos em uma única camada, até o momento, com distanciamento máximo de 5 cm entre camadas, inferior a 10% de h, conforme descreve a seção 17.2.4.1 da ABNT NBR 6118:2014, podendo estes serem considerados, para efeito de cálculo conforme item o b), pode-se utilizar do processo simplificado.

Pelo processo simplificado se segue os seguintes passos para a resolução do equacionamento para mensurar as perdas:

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0)E_p - \alpha_p\sigma_{c,p0g}\varphi(t, t_0) - \sigma_{p0}\chi(t, t_0)}{\chi_p + \chi_c\alpha_p\eta\rho_p} \quad (106)$$

Sendo:

$$\bullet \quad \chi(t, t_0) = -\ln[1 - \Psi(t, t_0)]; \quad (107)$$

$$\bullet \quad \chi_c = 1 + 0,5\varphi(t, t_0); \quad (108)$$

$$\bullet \quad \chi_p = 1 + \chi(t, t_0); \quad (109)$$

$$\bullet \quad \eta = 1 + e_p^2 \frac{A_c}{I_c} \quad (110)$$

$$\bullet \quad \rho_p = \frac{A_p}{A_c} \quad (111)$$

$$\bullet \quad \alpha_p = \frac{E_p}{E_{ci28}} \quad (112)$$

- $\sigma_{c,p0g}$ = Tensão no concreto adjacente ao cabo resultante no instante t_0 , sendo positiva se de compressão;
- $\varphi(t, t_0)$ = Coeficiente de fluência do concreto no instante t para protensão e carga permanente aplicadas no instante t_0 ;
- σ_{p0} = Tensão na armadura ativa devido à protensão;
- $\chi(t, t_0)$ = Coeficiente de fluência do aço;
- $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ = Diferença de retração entre o instante t_0 e t ;
- $\Psi(t, t_0)$ = Coeficiente de relaxação do aço no instante t para protensão e carga permanente mobilizada no instante t_0 ;
- $\Delta\sigma_c(t, t_0)$ = Variação de tensão no concreto adjacente ao cabo entre t_0 e t ;
- $\Delta\sigma_p(t, t_0)$ = Variação da tensão no aço de protensão entre t_0 e t ;
- ρ_p = Taxa geométrica da armadura de protensão;
- e_p = Excentricidade do cabo resultante em relação C.G. da seção.

Sendo detalhado os parâmetros ainda a mensurar nas seções seguintes.

6.4.6.5.1 Relaxação do aço

Conforme demonstrado na seção 8.4.8 da ABNT NBR 6118:2014, a relaxação do aço deve ser considerada quando $\frac{\sigma_{p0}}{f_{ptk}} > 0,5$, este sendo um parâmetro necessário para mensurar as perdas progressivas.

Conforme demonstrado na seção da ABNT NBR 6118:2014 8.4.8, a relaxação do aço, segundo ensaios realizados, após 1 000h de trabalho na temperatura a 20°C, para tensões variado de $0,5 f_{ptk}$ a $0,8 f_{ptk}$ são descritas conforme tabela a seguir:

Tabela 15: Valores de relaxação para o aço

Tabela 8.4 – Valores de Ψ_{1000} , em porcentagem

σ_{p0}	Cordoalhas		Fios		Barras
	RN	RB	RN	RB	
$0,5 f_{ptk}$	0	0	0	0	0
$0,6 f_{ptk}$	3,5	1,3	2,5	1,0	1,5
$0,7 f_{ptk}$	7,0	2,5	5,0	2,0	4,0
$0,8 f_{ptk}$	12,0	3,5	8,5	3,0	7,0
Onde RN é a relaxação normal; RB é a relaxação baixa.					

Fonte: ABNT (2014).

Analisando a tensão aplicada às cordoalhas, se obtém:

$$\frac{\sigma_{p0}}{f_{ptk}} = \frac{132,93}{190} = 0,70 \quad (113)$$

Analisando a tabela anterior conclui-se que:

$$\frac{\sigma_{p0}}{f_{ptk}} 0,70 \rightarrow \therefore \psi_{1000} = 0,025 \quad (114)$$

Portanto, da seção 9.6.3.4.5 da mesma ABNT tem-se que para a contabilização da relaxação do aço, se pode utilizar da equação a seguir:

$$\psi(t, t_0) = \psi_{1000} \left(\frac{t - t_0}{41,67} \right)^{0,15} \quad (115)$$

Substituindo os valores, para o período no qual se deseja verificar, tem-se:

$$\psi(10\,000, 21) = 0,025 \left(\frac{10\,000 - 21}{41,67} \right)^{0,15} = 0,0625 \quad (116)$$

Com isso, o coeficiente de fluência do aço pode ser obtido pela seguinte expressão:

$$\chi(t, t_0) = -\ln[1 - \Psi(t, t_0)] = -\ln[1 - 0,0625] = 0,0645 \quad (117)$$

E finalmente determinar o coeficiente de relaxação do aço de protensão:

$$\chi_p = 1 + \chi(10\,000, 21) = 1 + 0,0645 = 1,0645 \quad (118)$$

6.4.6.5.2 Tensão na seção mais solicitada

Por análises geométricas é possível definir as tensões da seguinte maneira

$$\sigma_{cp0g} = \frac{M_g \times e_p}{I_c} - \frac{P}{A_c} \left[1 + e_p^2 \times \frac{A_c}{I_c} \right] \quad (119)$$

Em que:

$$P_0 = A_p \times \sigma_{p0} = 10,045 \times 132,93 \cong 1335,30 \text{ kN} \quad (120)$$

$$M_g = M_{g1} + M_{g2} = 47,12 + 441,32 = 488,44 \text{ kNm} \quad (121)$$

$$e_p = 38,75 - 5 = 33,75 \text{ cm} = 0,338 \text{ m} \quad (122)$$

$$I_c = 2040239,774 \text{ cm}^4 = 0,02040 \text{ m}^4 \quad (123)$$

$$A_c = 2732,258 \text{ cm}^2 = 0,2732 \text{ m}^2 \quad (124)$$

$$\eta = 1 + e_p^2 \times \frac{A_c}{I_c} = 1 + 0,338^2 \times \frac{0,2732}{0,02040} = 2,55 \quad (125)$$

Portanto, a tensão é dada:

$$\begin{aligned} \sigma_{cp0g} &= \frac{M_g \times e_p}{I_c} - \frac{P}{A_c} \eta = \frac{488,44 \times 0,338}{0,02040} - \frac{1335,30}{0,2732} [2,55] \\ &\cong -4619,12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cong -4,62 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (126)$$

6.4.6.5.3 Cálculo das perdas progressivas

Ainda para a determinação das perdas progressivas se deve mensurar o valor do coeficiente de fluência do concreto χ_c , exposto na seção 6.4.6.5 deste projeto, que é função da fluência do concreto, da seção 6.4.6.4, $\varphi(t, t_0) = 3,27$ e a ainda, calcular a relação entre módulos de elasticidade α_p e a taxa geométrica da armadura de protensão substituindo na equação a seguir, se obtém:

$$\chi_c = 1 + 0,5\varphi(t, t_0) = 1 + 0,5 \times 3,27 = 2,63 \quad (127)$$

O módulo de elasticidade aos 28 dias foi obtido utilizando as equações 46 deste projeto:

$$E_{ci} = \alpha_e \times 5600\sqrt{f_{ck}} = 1,2 \times 5600\sqrt{40} = 42501,01 \text{ MPa} \quad (128)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \times \frac{40}{80} \leq 1,0 \rightarrow \alpha_i = 0,9 \quad (129)$$

$$E_{cs} = \alpha_i \times E_{ci} = 0,9 \times 42501,01 = 38250,91 \text{ MPa} \quad (130)$$

Com isso a relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto aos 28 dias:

$$\alpha_p = \frac{200}{38,25} = 5,229 \quad (131)$$

Já obtidos a área da armadura ativa e tendo a área de concreto da peça, a taxa de armadura ativa é:

$$\rho_p = \frac{10,045}{2732,258} = 0,00368 \quad (132)$$

Portanto, pela seção 6.4.6.5 deste trabalho, as perdas progressivas, considerando todos os cálculos já executados se somam da seguinte forma (equação 106):

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_p(t, t_0) &= \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0)E_p - \alpha_p\sigma_{c,p0g}\varphi(t, t_0) - \sigma_{p0}\chi(t, t_0)}{\chi_p + \chi_c\alpha_p\eta\rho_p} \quad (133) \\ &= \frac{-(-0,00037) \times 200\,000 - 5,229 \times -4,62 \times 3,00 + 1329,3 \times 0,0645}{1,0645 + 2,40 \times 5,229 \times 2,55 \times 0,00368} \\ &= 188,90 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Que representa em percentual de perda:

$$\% = \frac{188,90}{1329,3} \times 100 = 14,21\% \quad (134)$$

Obtendo o valor das perdas progressivas é possível determinar a tensão no tempo infinito nas cordoalhas de aço ($\sigma_{p\infty}$):

$$\sigma_{P_{\infty}} = \sigma_{P_0} - \Delta\sigma_p(t, t_0) = 1329,30 - 188,90 = 1140,40 \text{ MPa} \quad (135)$$

E conseqüentemente a força de protensão no tempo infinito:

$$P_{\infty} = \sigma_{P_{\infty}} \times A_p = 114,04 \times 10,045 = 1145,55 \text{ kN} \quad (136)$$

Ao analisar-se as forças de protensão obtidas, percebe-se que P_{∞} é superior a força de protensão esperada, pois as perdas foram menores que o esperado, de 25%, adotado nas primeiras seções de dimensionamento, portanto, será analisado através do diagrama de curvas limites a real necessidade de 7 armaduras de protensão na peça.

6.5 Verificação das tensões na seção mais solicitada

6.5.1 Estado em vazio

O estado em vazio, definido como o estado em que a peça está descarregada, sendo estas as fases transitórias da peça, do momento da fabricação até a montagem em canteiro de obras, portanto, ocorre na fábrica, no transporte, na estocagem, na montagem e na estrutura, antes de trabalhar com todas as cargas e ações sobre ela atuantes, a peça sofre a ação do peso próprio e da carga de protensão.

Segundo a seção da ABNT NBR 6118:2014, 17.2.4.3.2, no estado limite último no ato de protensão, para efeito de segurança, as solicitações não podem ultrapassar:

- a) 70% de f_{ckj} para a idade no ato de protensão do concreto;
- b) 1,2 vezes a resistência de tração f_{ctm} .

Neste estado as estruturas costumam trabalhar no estágio I e no estágio II, sendo definidos pelo momento de fissuração.

Quanto à compressão e a tração, conforme equacionamento pela seção 8.2.5 da ABNT NBR 6118:2014 e Equação 45 deste projeto, respectivamente:

$$f_{ctk,inf} = 0,21 \times \sqrt[3]{f_{ctk}^2} = 0,21 \times \sqrt[3]{28,86^2} = 1,98 \text{ MPa} \quad (137)$$

$$f_{ckj} = -28,86 \text{ MPa} \quad (138)$$

Portanto, sejam os limites de compressão e de tração:

$$\begin{cases} \sigma_{c,lim} = 0,7 \times 28,86 = -20,2 \text{ MPa} \\ \sigma_{t,lim} = 1,2 \times 1,98 = 2,37 \text{ MPa} \end{cases} \quad (139)$$

6.5.2 Estado em serviço

O estado em serviço corresponde ao estado em que a peça já trabalha com as ações gravitacionais e já são consideradas as ações acidentais sobre ela, portanto, é o estado em que a peça trabalha depois de instalada na estrutura e após os demais elementos, que geram acréscimo de carga e ações, já estiverem executados, como definido na Tabela 11 deste projeto e seguindo os mesmos procedimentos da seção anterior, determina-se os seguintes limites:

$$\begin{cases} \sigma_{c,lim} = 0,7 \times 40 = -28 \text{ MPa} \\ \sigma_{t,lim} = 1,2 \times 2,46 = 2,95 \text{ MPa} \\ \sigma_{t,lim} = 0 \text{ MPa (para combinação quase permanente)} \end{cases} \quad (140)$$

6.5.3 Tensões nas combinações especiais

6.5.3.1 Fase de fabricação

Na fase de fabricação, enquanto a viga está no canteiro, atuam sobre ela as cargas de $(g_I + P_0)$, portanto, com as cargas e características geométricas pré-estabelecidos tem-se:

$$\left\{ \begin{array}{l} P_0 = 1335,30 \text{ kN} \\ W_{1h} = 0,05265 \text{ m}^3 \\ W_{2h} = -0,03905 \text{ m}^3 \\ e_{ph} = 33,75 \text{ cm} \\ M_{g1} = 47,12 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ M_{g2} = 441,32 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ M_q = 188,90 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ A_{ch} = 2732,26 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Sejam as tensões:

$$\sigma_{1_{g1}} = \frac{M_{1_{g1}}}{W_{1h}} = \frac{47,12}{0,05265} = 894,94 \text{ kN/m}^2 = 0,895 \text{ MPa} \quad (141)$$

$$\sigma_{2_{g1}} = \frac{M_{1_{g1}}}{W_{2h}} = \frac{47,12}{-0,03905} = -1206,63 \text{ kN/m}^2 = -1,21 \text{ MPa} \quad (142)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{1_{P0}} &= - \left[\frac{P_0}{A_{ch}} + \frac{P_0 \times e_{ph}}{W_{1h}} \right] = - \left[\frac{1335,30}{2732,26} + \frac{1335,30 \times 0,3375}{0,05265} \right] \\ &= -13447,367 \text{ kN/m}^2 = -13,45 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (143)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{2_{P0}} &= - \left[\frac{P_0}{A_{ch}} + \frac{P_0 \times e_{ph}}{W_{2h}} \right] = - \left[\frac{1335,30}{2732,26} + \frac{1335,30 \times 0,3375}{-0,03905} \right] \\ &= 6654,42 \text{ kN/m}^2 = 6,65 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (144)$$

Sendo as tensões e os limites, conforme seção 6.5.1 deste projeto, estas serão analisadas.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 0,895 - 13,45 = -12,55 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = -1,21 + 6,65 = 5,44 \text{ MPa} \end{array} \right\} \begin{cases} \geq \sigma_{lim,vazio} = -20,2 \text{ MPa} \therefore \text{ok!} \\ \leq \sigma_{lim,vazio} = 2,37 \text{ MPa} \therefore \text{ok!} \end{cases} \quad (145)$$

6.5.3.2 Fase de transporte

Conforme seção 5.3.2.1 da ABNT NBR 9062:2017, para solicitações dinâmicas, como é o caso de transporte da viga, se esta não puder ser modelada, pode ser considerar a solicitação como equivalente ao expresso a seguir:

$$g_{ed} \geq \beta_a \times g_k \quad (146)$$

Sendo:

- g_{ed} = Carga estática equivalente de cálculo permanente;
- β_a = Coeficiente de ampliação dinâmica;
- g_k = Carga estática característica permanente no transporte (no caso, g_1).

Com estas considerações e levando-se em conta o exposto na seção 5.3.2.2 da referida norma, podem ser feitas as seguintes análises:

- a) Combinação $0,8g_1+P_0$;
- b) Combinação $1,3g_1+P_0$;
- c) Combinação $1,4g_1+P_0$.

Seguem as tensões para cada combinação, considerando que a tensão devido a protensão é a mesma da seção anterior, análise em vazio, deste projeto:

- a) Combinação **a** ($0,8g_1+P_0$):

$$\sigma_{1g_{1a}} = \frac{0,8 \times M_{g_1}}{W_{1h}} = 0,8 \times 0,895 = 0,720 \text{ MPa} \quad (147)$$

$$\sigma_{2g_{1a}} = \frac{0,8 \times M_{g_1}}{W_{2h}} = 0,8 \times -1,21 = -0,970 \text{ MPa} \quad (148)$$

Verificando-se os limites:

$$\begin{cases} \sigma_1 = 0,720 - 13,45 = -12,73 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = -0,970 + 6,65 = 5,68 \text{ MPa} \end{cases} \begin{cases} \geq \sigma_{lim,vazio} = -20,2 \text{ MPa} \therefore ok! \\ \leq \sigma_{lim,vazio} = 2,37 \text{ MPa} \therefore ok! \end{cases} \quad (149)$$

b) Combinação **b** (1,3g₁+P₀):

$$\sigma_{1g_{1b}} = \frac{1,3 \times M_{g_1}}{W_{1h}} = 1,3 \times 0,895 = 1,16 \text{ MPa} \quad (150)$$

$$\sigma_{1g_{1b}} = \frac{1,3 \times M_{g_1}}{W_{2h}} = 1,3 \times -1,21 = -1,57 \text{ MPa} \quad (151)$$

Novamente verificando-se os limites:

$$\begin{cases} \sigma_1 = 1,16 - 13,45 = -12,28 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = -1,57 + 6,65 = 5,09 \text{ MPa} \end{cases} \begin{cases} \geq \sigma_{lim,vazio} = -20,2 \text{ MPa} \therefore ok! \\ \leq \sigma_{lim,vazio} = 2,37 \text{ MPa} \therefore ok! \end{cases} \quad (152)$$

c) Combinação **c** (1,4g₁+P₀):

$$\sigma_{1g_{1c}} = \frac{1,4 \times M_{g_1}}{W_{1h}} = 1,4 \times 0,895 = 1,25 \text{ MPa} \quad (153)$$

$$\sigma_{1g_{1c}} = \frac{1,4 \times M_{g_1}}{W_{2h}} = 1,4 \times -1,21 = -1,69 \text{ MPa} \quad (154)$$

Realizando a verificação dos limites:

$$\begin{cases} \sigma_1 = 1,25 - 13,45 = -12,19 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = -1,69 + 6,65 = 4,97 \text{ MPa} \end{cases} \begin{cases} \geq \sigma_{lim,vazio} = -20,2 \text{ MPa} \therefore ok! \\ \leq \sigma_{lim,vazio} = 2,37 \text{ MPa} \therefore ok! \end{cases} \quad (155)$$

6.5.3.3 Fase de montagem

Na fase de montagem serão consideradas todas as cargas atuantes e analisado em serviço para combinações quase permanentes, com um coeficiente para minorar a carga accidental ($g_1 + g_2 + \psi q + P_0$), considerando $\psi = 0$ e $\psi = 0,2$, sendo que para a carga g_1 já foi calculado nas equações 141 e 142 e as tensões devido a P_0 nas equações 143 e 133, na seção 6.5.3.1 deste projeto.

a) Primeira combinação ($g_1 + g_2 + 0 \times q + P_0$):

$$\sigma_{1g_2} = \frac{M_{g_2}}{W_{1h}} = \frac{441,32}{0,05265} = 8382,27 \text{ kN/m}^2 = 8,38 \text{ MPa} \quad (156)$$

$$\sigma_{2g_2} = \frac{M_{g_2}}{W_{2h}} = \frac{441,32}{-0,03905} = -11301,69 \text{ kN/m}^2 = -11,30 \text{ MPa} \quad (157)$$

Realizando a verificação dos limites superiores e inferiores:

$$\begin{cases} \sigma_1 = 0,895 + 8,38 - 13,45 = -4,17 \text{ MPa} \geq \sigma_{lim,vazio} = -20,2 \text{ MPa} \therefore ok! \\ \sigma_2 = -1,21 - 11,30 + 6,65 = -5,85 \text{ MPa} \geq \sigma_{lim,vazio} = -20,2 \text{ MPa} \therefore ok! \end{cases} \quad (158)$$

b) Segunda combinação ($g_1 + g_2 + 0,2 \times q + P_0$)

$$\sigma_{1q} = \frac{0,2 \times M_q}{W_{1h}} = \frac{0,2 \times 188,90}{0,05265} = 717,60 \text{ kN/m}^2 = 0,72 \text{ MPa} \quad (159)$$

$$\sigma_{2q} = \frac{0,2 \times M_q}{W_{2h}} = \frac{0,2 \times 188,90}{-0,03905} = -967,53 \text{ kN/m}^2 = -0,97 \text{ MPa} \quad (160)$$

Verificando-se novamente os limites:

$$\begin{cases} \sigma_1 = 0,895 + 8,38 + 0,72 - 13,45 = -3,45 \text{ MPa} \geq \sigma_{lim,vazio} = -20,2 \text{ MPa} \therefore ok! \\ \sigma_2 = -1,21 - 11,30 - 0,97 + 6,65 = -6,82 \text{ MPa} \geq \sigma_{lim,vazio} = -20,2 \text{ MPa} \therefore ok! \end{cases} \quad (161)$$

6.5.4 Tensões nas combinações de utilização

6.5.4.1 Entrada em serviço

Serão analisadas as tensões de entrada em serviço da viga, portanto, serão consideradas as cargas atuantes $(g_1 + g_2 + P_\infty)$ e $(g_1 + g_2 + \psi_i q + P_\infty)$, que será analisado para $\psi_1 = 0,2$, $\psi_2 = 0,4$ e $\psi_3 = 0,6$, os dados, já obtidos em seções anteriores, estão dispostos a seguir:

$$\left\{ \begin{array}{l} P_\infty = 1145,55 \text{ kN} \\ W_{1h} = 0,05265 \text{ m}^3 \\ W_{2h} = -0,03905 \text{ m}^3 \\ e_{ph} = 33,75 \text{ cm} \\ M_{g1} = 47,12 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ M_{g2} = 441,32 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ M_q = 188,90 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ A_{ch} = 2732,26 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

a) Primeira combinação $(g_1 + g_2 + P_\infty)$:

$$\begin{aligned} \sigma_{1P_\infty} &= - \left[\frac{P_\infty}{A_{ch}} + \frac{P_\infty \times e_{ph}}{W_{1h}} \right] = - \left[\frac{1145,55}{2732,26} + \frac{1145,55 \times 0,3375}{0,05265} \right] \\ &= -11536,43 \text{ kN/m}^2 = -11,54 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (162)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{2P_\infty} &= - \left[\frac{P_\infty}{A_{ch}} + \frac{P_\infty \times e_{ph}}{W_{2h}} \right] = - \left[\frac{1145,55}{2732,26} + \frac{1145,55 \times 0,3375}{-0,03905} \right] \\ &= 5708,80 \text{ kN/m}^2 = 5,71 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (163)$$

Realizando a verificação dos limites superiores e inferiores:

$$\begin{cases} \sigma_1 = 0,895 + 8,38 - 11,54 = -2,26 \text{ MPa} \geq \sigma_{lim,vazio} = -28 \text{ MPa} \therefore ok! \\ \sigma_2 = -1,21 - 11,30 + 5,71 = -6,80 \text{ MPa} \geq \sigma_{lim,vazio} = -28 \text{ MPa} \therefore ok! \end{cases} \quad (164)$$

b) Segunda combinação ($g_1 + g_2 + 0,2 \times q + P_\infty$):

- $0,2 \times q$ e os demais carregamentos já foram demonstrados em seções anteriores, portanto, utilizar-se destes mesmos valores encontrados anteriormente.

Verificando novamente os limites:

$$\begin{cases} \sigma_1 = 0,895 + 8,38 + 0,72 - 11,54 = -1,54 \text{ MPa} \geq \sigma_{lim,vazio} = -28 \text{ MPa} \therefore ok! \\ \sigma_2 = -1,21 - 11,30 - 0,97 + 5,71 = -7,77 \text{ MPa} \geq \sigma_{lim,vazio} = -28 \text{ MPa} \therefore ok! \end{cases} \quad (165)$$

c) Terceira combinação ($g_1 + g_2 + 0,4 \times q + P_\infty$), combinação quase permanente de ações:

$$\sigma_{1q} = \frac{0,4 \times M_q}{W_{1h}} = \frac{0,4 \times 188,90}{0,05265} = 1435,19 \text{ kN/m}^2 = 1,43 \text{ MPa} \quad (166)$$

$$\sigma_{2q} = \frac{0,4 \times M_q}{W_{2h}} = \frac{0,4 \times 188,90}{-0,03905} = -1935,05 \text{ kN/m}^2 = -1,94 \text{ MPa} \quad (167)$$

Verificando-se novamente os limites inferiores e superiores:

$$\begin{cases} \sigma_1 = 0,895 + 8,38 + 1,43 - 11,54 = -0,82 \text{ MPa} \geq \sigma_{lim,vazio} = -28 \text{ MPa} \therefore ok! \\ \sigma_2 = -1,21 - 11,30 - 1,94 + 5,71 = -8,73 \text{ MPa} \geq \sigma_{lim,vazio} = -28 \text{ MPa} \therefore ok! \end{cases} \quad (168)$$

d) Quarta combinação ($g_1 + g_2 + 0,6 \times q + P_\infty$), combinações frequentes de ações:

$$\sigma_{1q} = \frac{0,6 \times M_q}{W_{1h}} = \frac{0,6 \times 188,90}{0,05265} = 2152,79 \text{ kN/m}^2 = 2,15 \text{ MPa} \quad (169)$$

$$\sigma_{2q} = \frac{0,6 \times M_q}{W_{2h}} = \frac{0,6 \times 188,90}{-0,03905} = -2902,58 \text{ kN/m}^2 = -2,90 \text{ MPa} \quad (170)$$

Verificando novamente os limites:

$$\begin{cases} \sigma_1 = 0,895 + 8,38 + 2,15 - 11,54 = -0,11 \text{ MPa} \geq \sigma_{lim,vazio} = -28 \text{ MPa} \therefore ok! \\ \sigma_2 = -1,21 - 11,30 - 2,90 + 5,71 = -9,70 \text{ MPa} \geq \sigma_{lim,vazio} = -28 \text{ MPa} \therefore ok! \end{cases} \quad (171)$$

6.5.6 Combinações críticas

Todas estas combinações, anteriormente testadas, descrevem o comportamento das tensões na seção mais crítica do elemento, porém, se observa que dentre elas, existem aquelas que são que se aproximam mais dos limites de tensão estabelecidos por norma, sendo assim, serão escolhidas duas combinações, as quais são as mais críticas para análise mais aprofundada de todo o comprimento da viga L.

Analisando-se todas as combinações, percebe-se que as seguintes situações apresentam valores mais críticos:

a) Fase de Transporte ($0,8g_I + P_0$):

$$\begin{cases} \sigma_1 = -12,73 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = 5,69 \text{ MPa} \end{cases} \quad (172)$$

b) Entrada em serviço ($g_I + g_2 + 0,4q + P_\infty$):

$$\begin{cases} \sigma_1 = -0,82 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = -8,73 \text{ MPa} \end{cases} \quad (173)$$

Portanto, estas situações serão analisadas posteriormente para construção dos gráficos de curvas limites, onde se analisa o comportamento das tensões em todo o comprimento da peça.

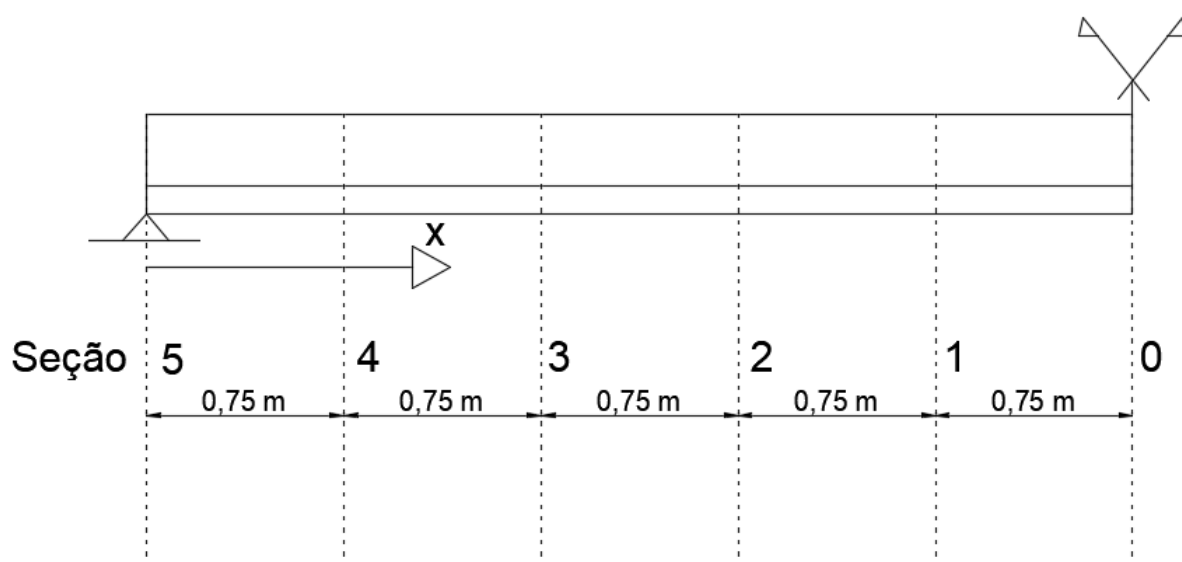
6.7 Análise das tensões em todo o elemento

As análises para efeito de dimensionamento são realizadas, principalmente, na seção mais crítica, que neste caso, por se tratar de uma viga bi apoiada a seção mais crítica se encontrava no meio do vão, onde se apresentavam os maiores valores de momentos.

Nesta situação a seção do meio do vão se encontra dimensionada, porém, como se trata de um elemento protendido deve-se analisar o comportamento das tensões nas demais seções, tendo em vista que estes não são constantes no comprimento da peça.

Sendo assim, o elemento será dividido em décimos de seções para que seja analisado o comportamento das tensões atuantes, porém, sendo este elemento simétrico e bi apoiado nos dois apoios se pode realizar as análises até o meio do vão e por simetria inferir o mesmo comportamento na outra metade da viga, portanto, o elemento será dividido da seguinte forma:

Figura 28 – Seções analisadas da viga L



Fonte: Do autor, 2018.

Sendo possível determinar o momento em cada seção pelo seguinte equacionamento:

$$M_{si} = \frac{(g_1 + g_2 + q) \times lS_i}{2} \times (L - lS_i) \quad (174)$$

Em que:

- M_{si} = Momento na seção considerada (kN.m);
- g_i = Carga gravitacional (kN/m);

- q = Ação acidental (kN/m);
- l_{Si} = Distância da seção i até a borda mais próxima da peça (m);
- L = Vão total da peça (m).

A tensão gerada pelo momento atuante na seção calculada pode ser obtida pelo equacionamento a seguir:

$$\sigma_{jM_{Si}} = \frac{M_{Si}}{W_{jh}} \quad (175)$$

Sendo:

- $\sigma_{jM_{Si}}$: Tensão na fibra j relativo ao momento da seção Si (kN/m²);
- W_{jh} = Módulo de resistência da fibra j (m³).

Portanto, através do equacionamento exposto anteriormente e da prerrogativa que as cordoalhas de aço protendidas não sofrem curvaturas no comprimento da peça, ou seja, a tensão devido a protensão é constante, é possível montar uma tabela com as tensões atuantes nas fibras superiores e inferiores e os momentos atuantes em cada seção devido as ações gravitacionais e acidentais das fases críticas, evidenciadas na seção 6.5.5 deste trabalho, conforme descrito a seguir:

Tensão devido a P_0 :

$$\begin{cases} \sigma_1 = -13,45 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = 6,65 \text{ MPa} \end{cases} \quad (176)$$

Tensão devido a P_∞ :

$$\begin{cases} \sigma_1 = -11,54 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = 5,71 \text{ MPa} \end{cases} \quad (177)$$

6.7.1 Análise da fase de transporte ($0,8g_1+P_0$):

A seguir estão detalhados os momentos e tensões atuantes em cada seção da peça:

Tabela 16 - Análise de tensões em toda a peça para o estado em vazio

Análise em cada seção da peça no estado em vazio				
lSi (m)	Seção	0,8Mg1 (kN.m)	σ_{1g1} (kN/m ²)	σ_{2g1} (kN/m ²)
3,75	0	37,694	753,58	-986,76
3,00	1	36,186	723,44	-947,29
2,25	2	31,663	633,01	-828,88
1,50	3	24,124	482,29	-631,53
0,75	4	13,570	271,29	-355,23
0,00	5	0,000	0,000	0,000

Fonte: Do autor, 2018

Portanto, obtidas as tensões atuantes em todas as seções da peça, se pode comparar os valores com os limites demonstrados na seção 6.5.1 deste trabalho, que estão expostos a seguir:

Tensões limites para o estado em vazio:

$$\begin{cases} \sigma_{c,lim} = -20,2 \text{ MPa} = -20\,205 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{t,lim} = 2,37 \text{ MPa} = 2\,371 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \quad (178)$$

Para facilitar a visualização dos resultados se pode trabalhar com parâmetros unitários de forma a evidenciar graficamente o comportamento das tensões na peça. O parâmetro unitário, para efetuar tais análises, é equacionado da forma a seguir e deve respeitar a inequação, tanto para a fibra inferior, quanto para a superior:

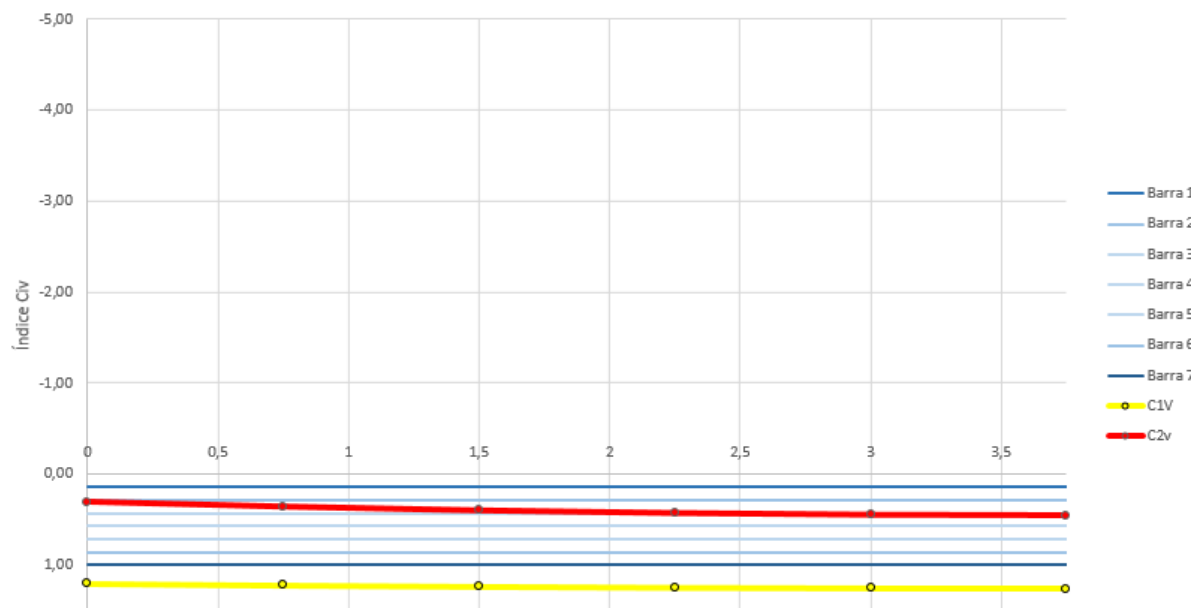
$$C_{jv} = \frac{\sigma_{jv,lim} - \sigma_{j,g1}}{\sigma_{j,P0}} \geq 1 \quad (179)$$

Sendo:

- $\sigma_{jv,lim}$ = Tensão limite na fibra j para o estado em vazio (kN/m²);
- $\sigma_{i,g1}$ = Tensão devido as cargas gravitacionais na fibra j (kN/m²);
- $\sigma_{i,p0}$ = Tensão devido à protensão no tempo 0 na fibra j (kN/m²).

Este parâmetro, calculado para ambas as fibras, se apresenta conforme gráfico a seguir, demonstrando as sete cordoalhas ativas. Segue gráfico de curvas limites:

Figura 29 – Diagrama de curvas limites para o estado em vazio.



Fonte: Do autor, 2018.

Analisando o gráfico, percebe-se que a fibra superior está superando os limites em todas as situações. A resolução para este problema será detalhada adiante.

6.7.2 Entrada em serviço ($g_1 + g_2 + 0,4q + P_\infty$):

As tensões atuantes na fase de serviço considerada para a análise das curvas limites, bem como os momentos, podem ser observados na tabela a seguir:

Tabela 17 - Análise de tensões em toda a peça na fase de serviço

Análise em cada seção da peça no estado em vazio				
lSi (m)	Seção	$M_{(g1+g2+0,4q)}$ (kN.m)	$\sigma 1_{(g1+g2+0,4q)}$ (kN/m ²)	$\sigma 2_{(g1+g2+0,4q)}$ (kN/m ²)
3,75	0	564,00	11275,47	-14764,42
3,00	1	541,44	10824,46	-14173,84
2,25	2	473,76	9471,40	-12402,11
1,50	3	360,96	7216,30	-9449,23
0,75	4	203,04	4059,17	-5315,19
0,00	5	0,000	0,000	0,000

Fonte: Do autor, 2018

Portanto, obtidas as tensões atuantes em todas as seções da peça, se pode comparar os valores com os limites demonstrados na seção 6.5.2 deste trabalho, que estão expostos a seguir:

Tensões limites para o estado em serviço:

$$\begin{cases} \sigma_{c,lim} = -28 \text{ MPa} \\ \sigma_{t,lim} = 0 \text{ MPa} \end{cases} \quad (180)$$

Novamente, para facilitar a visualização dos resultados se pode trabalhar com parâmetros unitários de forma a evidenciar graficamente o comportamento das tensões na peça. O parâmetro unitário, para efetuar tais análises, é equacionado da forma a seguir e deve respeitar a inequação, tanto para a fibra inferior, quanto para a superior:

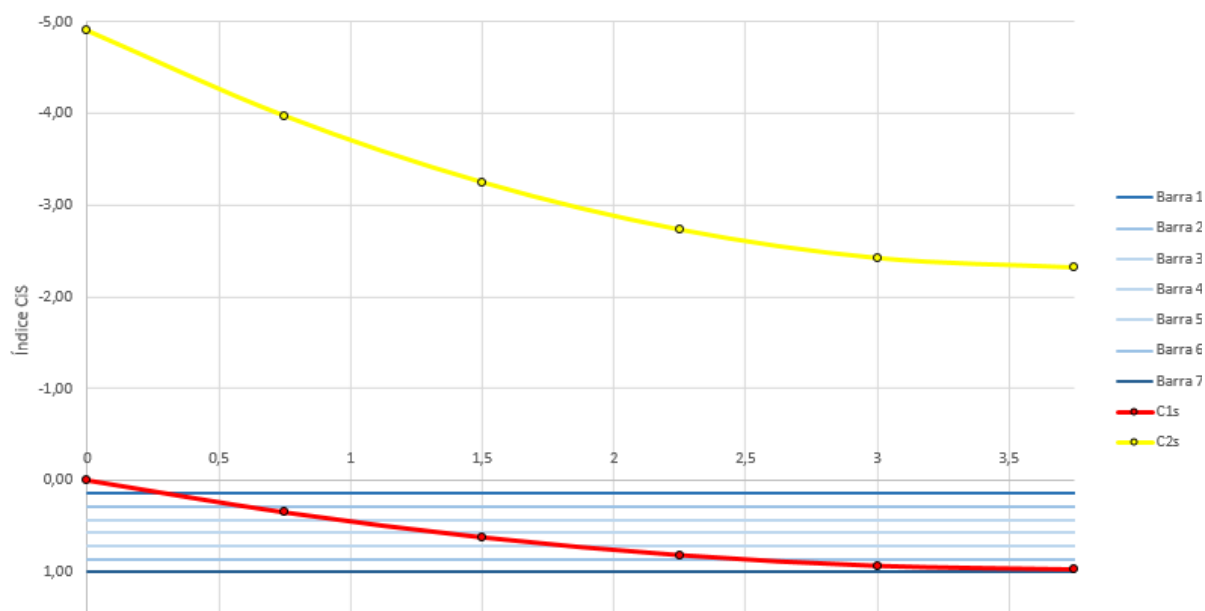
$$C_{js} = \frac{\sigma_{js,lim} - \sigma_{j,g1}}{\sigma_{j,P\infty}} \leq 1 \quad (181)$$

Sendo:

- $\sigma_{js,lim}$ = Tensão limite na fibra j para o estado em serviço (kN/m²);
- $\sigma_{i,g1}$ = Tensão devido as cargas gravitacionais na fibra j (kN/m²);
- $\sigma_{i,P\infty}$ = Tensão devido à protensão no tempo infinito na fibra j (kN/m²).

O gráfico a seguir ilustra as curvas dos parâmetros unitários calculados para ambas as fibras da peça.

Figura 30 – Diagrama de curvas limites para o estado em serviço.



Fonte: Do autor, 2018.

Por meio da análise visual do gráfico é possível inferir que não há a necessidade de interrupção de qualquer cordoalha, pois ambas as fibras respeitaram os limites superior e inferior.

6.8 Armadura passiva para controle da fissuração

Analisando este projeto, percebe-se que nas seções 6.5.3.1, 6.5.3.2 e 6.7.1 o limite de tensões de tração na borda superior do elemento estrutural analisado foi superado em todas as verificações. Este fato pode ser explicado pelo fato, que nestas fases de verificação o carregamento provido das lajes, que neste caso são os maiores carregamentos, não estão atuando sobre a estrutura. Diante disso, a parcela de tração nas fibras superiores, originadas pela força de protensão, não são combatidas pelas forças de compressão, provindas do carregamento externo; na realidade existe apenas uma pequena parcela de compressão originada pelo peso próprio do elemento, que não faz que o limite de tração seja obtido, originando fissuras nas regiões superiores do elemento.

Consultando a bibliografia atual, Carvalho (2012) indica três soluções para controlar a fissuração no tempo zero de vida das estruturas protendidas com aderência inicial:

- a) Manter a armadura ativa e utilizar armadura passiva para controlar a tração existente no tempo zero;
- b) Diminui-se a armadura de protensão de maneira que não haja tração no tempo zero e complementa-se a armadura longitudinal no tempo infinito com armadura passiva;
- c) Utiliza-se a armadura de protensão encontrada anteriormente e complementa-se com armadura de protensão no bordo superior, para evitar a tração no tempo zero.

Neste projeto optou-se por utilizar o primeiro item exposto acima para solucionar o caso.

6.8.1 Utilizando armadura passiva para controlar a tração existente no tempo zero

Optando por esta solução, neste caso a armadura longitudinal de protensão se mantém a mesma e é determinada uma quantidade de armadura passiva para controlar a fissuração na borda superior. Seguindo o modelo de cálculo proposto por Carvalho (2012), primeiramente deve-se obter a posição da linha neutra, já que são conhecidas as tensões na borda superior e inferior e posteriormente calcula-se a resultante de tração na seção. Analisando todas seções ao longo do elemento estrutural, percebe-se que as regiões de apoio são onde apresentam as maiores tensões de tração (conforme seção 6.7.1). Sendo assim o cálculo da armadura passiva será realizado para esta seção, e o valor encontrado será estendido ao longo de todo o elemento, garantindo assim o limite em todas as seções. As tensões de tração e compressão nas bordas superior e inferior respectivamente na seção do apoio são:

$$\begin{cases} \sigma_{c,1} = -13,45 \text{ MPa} \\ \sigma_{t,2} = 6,65 \text{ MPa} \end{cases}$$

Porém o limite de tração na borda superior no tempo zero já calculado anteriormente neste projeto é igual a:

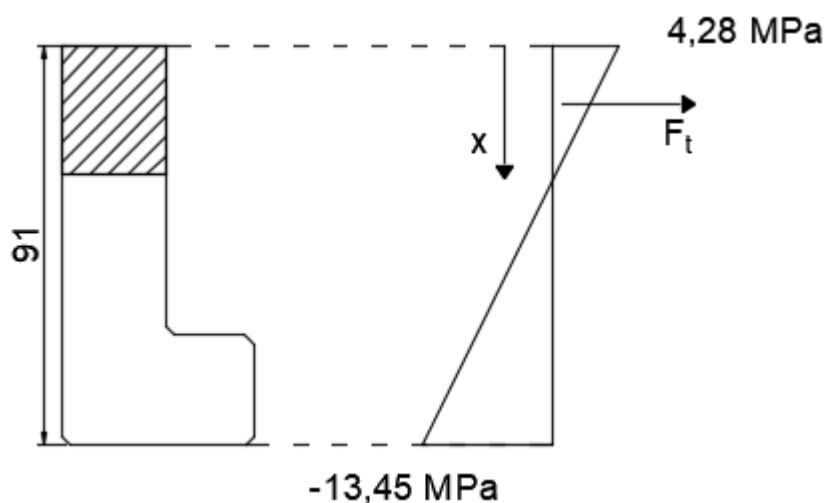
$$\sigma_{t,lim} = 2,37 \text{ MPa} = 2\,371 \text{ kN/m}^2$$

Com isso, a parcela da força de tração que deve ser controlada pela armadura passiva será:

$$\sigma_{t,res} = \sigma_{t,2} - \sigma_{t,lim} = 6,65 - 2,37 = 4,28 \text{ MPa} \quad (182)$$

O esquema da seção transversal com as tensões de compressão e tração estão esquematizadas na figura a seguir.

Figura 31 – Esquema da seção transversal com maior força de tração



Fonte: Do autor, 2018.

Por semelhança de triângulos é possível determinar a posição da linha neutra:

$$\frac{x}{\sigma_{t,res}} = \frac{h - x}{\sigma_{c,1}} \rightarrow \frac{x}{4,28} = \frac{91 - x}{13,45} \rightarrow x = 21,97 \text{ cm} \quad (183)$$

A força de tração pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$F_t = \sigma_{t,res} \times \frac{b \times x}{2} \quad (184)$$

Sendo:

- F_t : força de tração;
- b : largura da seção transversal;
- x : posição da linha neutra.

Substituindo os valores:

$$F_t = 0,428 \times \frac{24 \times 21,97}{2} = 112,84 \text{ kN} \quad (185)$$

De acordo com o item 17.2.4.3.2 da ABNT NBR 6118:2014 a tensão na armadura passiva neste caso é restringida a 25 kN/cm². Com isso, a área de armadura passiva pode ser obtida com a seguinte expressão:

$$A_t = \frac{F_t}{25} = \frac{112,84}{25} = 4,51 \text{ cm}^2 \quad (186)$$

Optando por utilizar barras de aço CA-50 com diâmetro de 12,5 mm, tem-se:

$$A_{1\phi 12,5} = \frac{\pi \times 1,25^2}{4} = 1,23 \text{ cm}^2 \quad (187)$$

Sendo assim, a quantidade de barras necessárias para o combate a força de tração na borda superior no tempo zero de vida da estrutura é igual a:

$$\text{Quantidade de barras} = \frac{4,51}{1,23} = 3,67 \rightarrow 4 \text{ barras com } \phi = 12,5 \text{ mm} \quad (188)$$

6.9 Estado limite último - solicitações normais

6.9.1 Cálculo do pré-alongamento

Como já se afirmou em outras oportunidades o dimensionamento das peças estruturais deste projeto foi realizado obedecendo as condições do Estado Limite de Serviço. Com isso após a determinação da força de protensão infinita (P_∞), obtenção da área da armadura ativa e verificações de segurança, todos estes no ELS, deve ser verificado as condições da peça no Estado Limite Último, afim de analisar se será necessário a utilização de armadura passiva para complementação da armadura ativa ou simplesmente será necessário dispor a armadura passiva mínima ao longo da peça.

Segundo Hanai (2005), a verificação no ELU para as peças protendidas são semelhantes ao cálculo das estruturas em concreto armado, devendo-se apenas levar em consideração que a armadura ativa possui um alongamento prévio, existente antes de se considerar as ações externas. Para considerar tal fato, existe o chamado estado de neutralização, que nada mais é que uma situação fictícia, no qual se considera o concreto sem nenhuma tensão. Nesse estado, o valor da deformação da armadura ativa recebe o nome de pré-alongamento e pode ser determinada por meio da seguinte expressão:

$$\varepsilon_{P_{nd}} = \frac{P_{nd}}{A_P \times E_P} \quad (189)$$

Onde:

- $\varepsilon_{P_{nd}}$: pré-alongamento;
- P_{nd} : força de cálculo de neutralização da força de protensão;
- A_P : área da armadura longitudinal ativa;
- E_P : módulo de elasticidade da armadura longitudinal ativa.

Para obtenção da força de neutralização (P_{nd}) é necessário inicialmente determinar a tensão no concreto na fibra correspondente ao centro de gravidade da armadura (σ_{cp}):

$$\sigma_{cP} = \left(\frac{P_{\infty}}{A_c} + \frac{P_{\infty} \times e_p^2}{I_c} \right) \quad (190)$$

Em que:

- P_{∞} : força de protensão no tempo infinito;
- A_c : área da seção transversal;
- e_p : distância do centro de gravidade da armadura ativa ao centro de gravidade da peça;
- I_c : momento de inércia no eixo x da peça estrutural.

Como a análise está sendo realizada no ELU, é necessário obter os valores de cálculo, ou seja, deve ser empregado os coeficientes de ponderação adequados. No caso da força de protensão, segundo a ABNT NBR 6118:2014, devem ser adotados os valores $\gamma_p = 0,9$ ou $\gamma_p = 1,2$ (efeito favorável ou desfavorável). Como pretende-se obter o menor momento resistente, se utilizará $\gamma_p = 0,9$. Com isso:

$$\sigma_{cP_d} = \gamma_p \times \sigma_{cP} \quad (191)$$

A força de neutralização é obtida pela expressão 192:

$$P_{nd} = P_{d\infty} + \alpha_p \times A_p \times |\sigma_{cP_d}| \quad (192)$$

Onde:

- $P_{d\infty} = \gamma_p \times P_{\infty}$; (193)
- α_p : relação entre os módulos de elasticidade da armadura ativa e o concreto aos 28 dias:

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{c_{28}}} \quad (194)$$

Utilizando as expressões acima, determinou-se os seguintes valores, conforme mostra a Tabela 18.

Tabela 18 - Resumo dos valores determinados

P_{∞} (kN)	1145,55
A_p (cm²)	10,05
A_c (cm²)	2680,48
e_p (cm)	34,40
I_c (cm⁴)	1970968,66
E_p (kN/cm²)	20000
$E_{c_{28}}$ (kN/cm²)	3825,10
α_p	5,23
γ_p	0,9
σ_{cP_d} (kN/cm²)	1,01
P_{nd} (kN)	1083,71
$\varepsilon_{P_{nd}}$ (%)	5,39

Do autor

6.9.2 Determinação do Momento Fletor Último (M_u) - Cálculo de verificação por meio de tentativas

O cálculo do momento fletor último resistente pode ser obtido por métodos iterativos, que convergem rapidamente a valores satisfatórios. Há basicamente dois métodos iterativos para obtenção deste parâmetro, arbitrando a tensão na armadura e arbitrando a posição da linha

neutra. Inicialmente, neste projeto, iniciou-se o cálculo arbitrando a tensão na armadura. Para isto, foi seguido o roteiro do Professor Hanai (2005):

- I. Inicialmente arbitra-se um valor para a tensão na armadura ($\sigma_{pd,arb}$), valor este geralmente entre f_{pyd} e f_{ptd} .
- II. Utilizando a condição de equilíbrio ($R_{cc} = R_{pt}$), determina-se a posição da linha neutra:

$$y = \frac{A_p \times \sigma_{pd,arb}}{0,85 \times f_{cd} \times b_f} \quad (195)$$

$$x = \frac{y}{0,8} \quad (196)$$

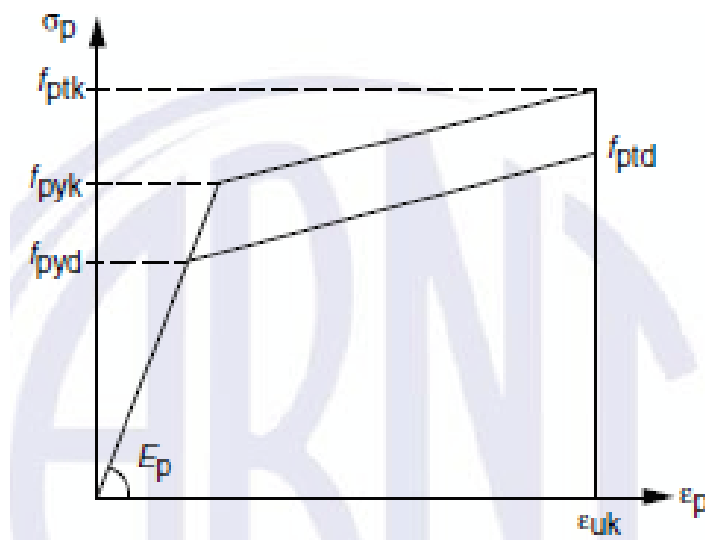
Onde:

- f_{cd} : resistência de cálculo do concreto;
 - b_f : largura da seção;
 - y : posição da linha neutra (diagrama simplificado);
 - x : posição da linha neutra.
- III. Determina-se a deformação adicional (ε_{p1d}) na armadura, correspondente às deformações posteriores ao estado de neutralização,
 - IV. Determina-se a deformação total de cálculo, fazendo:

$$\varepsilon_{pd} = \varepsilon_{p_{nd}} + \varepsilon_{p1d} \quad (197)$$

- V. Posteriormente determina-se a tensão na armadura ($\sigma_{pd,cal}$) por meio do diagrama tensão-deformação do aço utilizado.

Figura 32 – Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras ativas



Fonte: ABNT (2014).

- VI. Verifica-se se o valor da tensão calculada ($\sigma_{pd,cal}$) é próximo ao valor arbitrado ($\sigma_{pd,arb}$), se for, calcula-se o valor do momento resistente, em caso contrário arbitra-se um novo valor para a tensão e repete o processo, até chegar em um valor satisfatório. O valor do momento resistente pode ser obtido pela seguinte expressão:

$$M_{ud} = R_{cc} \times z = R_{pt} \times z \quad (198)$$

Em que:

- M_{ud} : momento resistente;
- R_{cc} : resultante do concreto comprimido;
- R_{pt} : resultante da armadura ativa;
- z : braço de alavanca (distância entre o centro de pressão na zona comprimida e o centro de gravidade da armadura ativa)

Conforme já foi informado anteriormente o aço utilizado para as armaduras ativas foi o com relaxação baixa RB – 190. O coeficiente de ponderação para o aço presente no escopo da ABNT NBR 6118:2014 é igual a 1,15. As informações do material estão expressas na tabela a seguir:

Tabela 19 - Características do aço de protensão

f_{ptk} (MPa)	1900,00
f_{pyk} (MPa)	1710,00
γ_s	1,15
f_{ptd} (MPa)	1652,17
f_{pyd} (MPa)	1486,96

Fonte: Do autor (2018).

Como a região tracionada do concreto é desprezada durante o cálculo, considerou-se inicialmente a seção analisada como retangular, imaginando que a linha neutra se encontrasse na alma do elemento, consideração esta que foi confirmada posteriormente. As informações da largura, resistência do concreto necessária para o cálculo são:

- $b_f = 24$ cm;
- $f_{cd} = \frac{40}{1,4} = 28,57$ MPa

Seguindo o roteiro acima e o software Excel, determinou-se os seguintes valores:

$$\varepsilon_{p1d} = 5,76\%$$

$$\sigma_{pd,cal} = 1509,24 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{pd} = 11,15 \%$$

$$R_{pt} = 1516,03 \text{ kN}$$

$$y = 26,01 \text{ cm}$$

$$z = 72,99 \text{ cm}$$

$$x = 32,51 \text{ cm}$$

$$M_{ud} = 110662,20 \text{ kN.cm}$$

6.9.3 Cálculo do Momento Último Solicitante

Para a determinação do momento solicitante foi utilizado a combinação última normal prevista na ABNT NBR 8681:2003:

$$M_{S_d} = \gamma_g \times M_{g_1} + \gamma_g \times M_{g_2} + \gamma_q \times M_q \quad (199)$$

Utilizando a Tabela 1 e Tabela 4 da mesma Norma, obteve-se os coeficientes de ponderação:

- $\gamma_g = 1,30$ – Combinação Normal - Peso próprio de estruturas pré-moldadas;
- $\gamma_q = 1,50$ - Combinação Normal – Ações variáveis em geral.

Com os momentos já calculados anteriormente, determina-se o momento último solicitante:

$$M_{S_d} = 1,30 \times 47,12 + 1,30 \times 441,32 + 1,50 \times 188,90 = 91832,34 \text{ kN.cm} \quad (200)$$

6.9.4 Verificação da necessidade da utilização da armadura passiva

Após a obtenção do momento solicitante e resistente verificou-se que não será necessário a utilização de armadura passiva para complemento da armadura ativa, pois a tensão solicitante foi inferior a resistência da peça.

$$M_{S_d} < M_{ud} \quad (201)$$

6.9.5 Armadura mínima

Diante da verificação acima, determinou-se a armadura mínima que será disposta na peça estrutural utilizada, utilizando a Tabela 17.3 da ABNT NBR 6118:2014.

Figura 33 – Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas

Forma da seção	Valores de $\rho_{\min}^a (A_{s,\min}/A_c)$ %														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

Fonte: ABNT (2014).

Como o f_{ck} utilizado foi de 40 MPa. A área de armadura mínima pode ser determinada pela seguinte expressão:

$$A_{smin} = \frac{0,179}{100} \times h \times b_f \rightarrow \frac{0,179}{100} \times 91 \times 24 = 3,91 \text{ cm}^2 \quad (202)$$

6.10 Estado limite último - solicitações tangenciais

Assim como no caso da verificação das forças normais no Estado Limite Último nas peças protendidas, a verificação das solicitações tangenciais neste estado, se assemelha ao que é feito nas estruturas de concreto armado. Segundo Leonhardt (1983), a protensão longitudinal introduz nas peças protendidas tensões de compressão que colaboram para a redução das tensões principais de tração (que ficam mais inclinadas em relação ao eixo da peça), fazendo com que as fissuras de cisalhamento se configuram com menor inclinação do que no caso de peças em concreto armado.

A análise da força cortante neste projeto foi realizada obedecendo os critérios o item 17.4 da ABNT NBR 6118:2014. Foi utilizado o Modelo de cálculo 1, onde pressupõe que as diagonais de compressão estão com inclinação de 45° em relação ao eixo longitudinal do elemento e ainda que a parcela complementar correspondente a resistência do concreto à força cortante (V_c) tenha valor constante. Para assegurar a resistência da peça estrutural as seguintes condições devem ser obedecidas:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad (203)$$

$$V_{sd} \leq V_c + V_{sw} \quad (204)$$

Em que:

- V_{sd} : é a força cortante solicitante de cálculo, na seção;
- V_{Rd2} : é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;
- $V_c + V_{sw}$: corresponde a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal, onde V_c é a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça e V_{sw} a parcela resistida pela armadura transversal.

A determinação da força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas do concreto pode ser determinada pela seguinte expressão:

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \times b_w \times d \quad (205)$$

Onde:

$$\bullet \quad \alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \rightarrow \left(1 - \frac{40}{250}\right) = 0,84; \quad (206)$$

$$\bullet \quad f_{cd} = \frac{40}{1,4} = 28,57 \text{ MPa}; \quad (207)$$

$$\bullet \quad b_w = 24 \text{ cm};$$

$$\bullet \quad d = 86 \text{ cm}.$$

Substituindo na Equação 205 obtém-se:

$$V_{Rd2} = 1337,48 \text{ kN} \quad (208)$$

A obtenção da parcela resistida pelo concreto (V_c) para o caso de flexo-compressão, que corresponde ao estado das peças protendidas, é determinada pela seguinte expressão:

$$V_c = V_{c0} \left(1 + \frac{M_0}{M_{Sd,máx}}\right) \leq 2V_{c0} \quad (209)$$

Em que:

$$\bullet \quad V_{c0} = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d; \quad (210)$$

$$\circ \quad f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,3 \times 0,7 \times \sqrt[3]{40^2}}{1,4} = 1,75 \text{ MPa} \quad (211)$$

Substituindo os dados na equação acima encontra-se:

$$V_{c0} = 0,6 \times 0,175 \times 24 \times 86 = 217,27 \text{ kN} \quad (212)$$

- M_0 : é o momento de descompressão (momento fletor que anula a tensão normal na borda menos comprimida – aquela que seja tracionada por $M_{sd,máx}$);
- $M_{sd,máx}$: é o momento fletor de cálculo máximo no trecho em análise, que pode ser tomado como o de maior valor no semitramo considerado (para esse cálculo não se consideram os momentos isostáticos de protensão, apenas os hiperestáticos);

Para garantir que resulte tensão nula na borda menos comprimida tem-se que deslocar a força de protensão (P_∞) para a extremidade superior do núcleo central de inércia, com isso o momento de descompressão pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$M_0 = P_\infty \times (e_p + e_{k1}) \quad (213)$$

Onde:

- e_{k1} : distância da extremidade superior do núcleo central de inércia, que pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$e_{k1} = \frac{W_1}{A_c} = \frac{50019,89}{2680,48} = 18,66 \text{ cm} \quad (214)$$

Com isso:

$$M_0 = 1145,55 \times (34,40 + 18,66) = 60788,01 \text{ kN.cm} \quad (215)$$

Como necessita-se obter o valor de cálculo deve-se aplicar o coeficiente de ponderação ao valor encontrado acima.

$$M_{0d} = \gamma_p \times M_0 = 0,9 \times 60788,01 = 54709,21 \text{ kN.cm} \quad (216)$$

O valor do momento fletor máximo na seção considerada (meio do vão no caso deste projeto) já foi determinada no item 6.9.3 deste projeto, e equivale a:

$$M_{Sd} = 91832,34 \text{ kN.cm} \quad (217)$$

Com posse destes valores é possível obter a parcela resistida pelo concreto (V_c), substituindo os dados na Equação 209:

$$V_c = 217,27 \times \left(1 + \frac{54709,21}{91832,34} \right) = 356,70 \text{ kN} \leq 434,54 \text{ kN} \quad (218)$$

6.10.1 Determinação da força cortante solicitante de cálculo

O cálculo da força cortante máxima em uma viga biapoiada com cargas distribuídas (situação deste projeto) pode ser obtida simplesmente multiplicando o carregamento pelo comprimento da peça estrutural e dividindo-se o resultado por dois, encontrando o valor da força cortante na região dos apoios que corresponde ao valor crítico.

$$V_{Sd} = \frac{ql}{2} \quad (219)$$

Onde:

- q : carregamento distribuído;
- l : comprimento da peça;

O comprimento da peça analisada é igual a 7,50 m. Substituindo os valores deste projeto na equação acima encontra-se os seguintes valores:

$$V_{g_1} = 25,13 \text{ kN}$$

$$V_{g_2} = 235,37 \text{ kN}$$

$$V_q = 100,75 \text{ kN}$$

Novamente, foi utilizado a combinação última normal prevista na ABNT NBR 8681:2003 para a determinação da força cortante máxima:

$$V_{S_d} = \gamma_g \times V_{g_1} + \gamma_g \times V_{g_2} + \gamma_q \times V_q \quad (220)$$

Utilizando a Tabela 1 e Tabela 4 da mesma Norma, obteve-se os coeficientes de ponderação:

- $\gamma_g = 1,30$ – Combinação Normal - Peso próprio de estruturas pré-moldadas;
- $\gamma_q = 1,50$ - Combinação Normal – Ações variáveis em geral.

Substituindo os valores na equação acima determina-se o valor da força cortante máxima na seção analisada:

$$V_{S_d} = 1,30 \times 25,13 + 1,30 \times 235,37 + 1,50 \times 100,75 = 489,77 \text{ kN} \quad (221)$$

Obtido este valor é possível realizar a primeira verificação da força cortante prevista na Equação 203.

$$489,77 \text{ kN} \leq 1337,48 \text{ kN} \rightarrow \text{ok!}$$

6.10.2 Determinação da taxa de armadura transversal

A parcela resistida pela armadura transversal (V_{sw}) apresentada na Equação 204 é definida pela seguinte expressão:

$$V_{sw} = \left(A_{sw} / s \right) \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times [\text{sen}(\alpha) + \cos(\alpha)] \quad (222)$$

Onde:

- A_{sw}/s : taxa da armadura transversal;
- f_{ywd} : corresponde a tensão na armadura transversal passiva, limitada ao valor f_{yd} no caso de estribos e a 70 % desse valor no caso de barras dobradas, não se tomando, para ambos os casos, valores superiores a 435 MPa; entretanto, no caso de armaduras transversais ativas, o acréscimo de tensão devida à força cortante não pode ultrapassar a diferença entre f_{pyd} e a tensão de protensão, nem ser superior a 435 Mpa. Neste projeto utilizou-se aço CA-50, com isso:

$$f_{ywd} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa} \quad (223)$$

- α : é o ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, podendo-se tomar $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$. Neste projeto optou-se por utilizar estribos verticais, com isso $\alpha = 90^\circ$.

Substituindo a Equação 222 na Equação 204 chega-se na seguinte expressão:

$$\left(A_{sw}/s\right) = \frac{(V_{sd} - V_c)}{0,9 \times d \times f_{ywd} \times [\text{sen}(\alpha) + \cos(\alpha)]} \quad (224)$$

Substituindo os valores encontrados na equação acima:

$$\left(A_{sw}/s\right) = \frac{(489,77 - 356,70)}{0,9 \times 86 \times 43,5 \times [\text{sen}(90) + \cos(90)]} \times \left(\frac{100}{1}\right) = 4,25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

6.10.3 Armadura mínima transversal

De acordo com o item 17.4.1.1.1 da ABNT NBR 6118:2014, todos os elementos lineares submetidos a força cortante devem conter armadura transversal mínima igual a:

$$\left(A_{sw,min}/s\right) = 0,2 \times b_w \times \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}} \quad (225)$$

Onde:

- f_{ywk} : corresponde a resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal, neste projeto, como foi utilizado aço CA-50, este valor corresponde a 500 Mpa.
- $f_{ct,m}$: resistência média a tração, definida no item 8.2.5 da ABNT NBR 6118:2014:

$$f_{ct,m} = 0,3 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,3 \times \sqrt[3]{40^2} = 3,51 \text{ MPa} \quad (226)$$

Substituindo os valores na Equação 225, determina-se a taxa de armadura mínima:

$$\left(A_{sw,min}/s\right) = 0,2 \times 24 \times \frac{3,51}{500} = 0,0337 \text{ m}^2/\text{m} = 3,37 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (227)$$

6.11 Estado Limite Último - Solicitações devido ao Momento Torçor

Devido a excentricidade da aplicação de carga (sobre a base da viga) a ação do momento torçor, seguindo o item 17.5 da ABNT NBR 6118:2014, deve ser levada em consideração neste projeto por se caracterizar como momento torçor de equilíbrio. Este efeito surge na viga uma fase anterior a concretagem da capa estrutural armada já mencionada neste projeto, logo após a instalação das peças de laje. Sendo assim, o carregamento que gerará o efeito do momento torçor sobre a viga será o peso próprio das peças de laje, valor este que equivale a 53,08 kN/m (peso das peças de laje menos o peso das alvenarias).

Considerando que este carregamento seja aplicado sobre o centro de massa da base da viga, o momento torçor que age sobre o elemento estrutural pode ser determinado pela seguinte expressão:

$$M_T = P_{laje} \times (c \cdot g_{base} - x_{c.g}) \quad (228)$$

Sendo:

- M_T : Momento torçor originado;
- $(c \cdot g_{base} - x_{c.g})$: distância entre o centro de massa da base da viga ao centro de massa da viga L.

Substituindo os valores deste projeto tem-se:

$$M_T = 53,08 \times (0,1792) = 9,51 \text{ kN.m/m} \quad (229)$$

Aplicando o coeficiente de ponderação semelhante ao utilizado no item 6.9.3 deste projeto, tem-se:

$$M_{T_d} = \gamma_g \times M_T = 1,3 \times 9,51 = 12,36 \text{ kN.m/m} \quad (230)$$

Segundo Mota (2005), o não tombamento da viga é garantido pela disposição de dois chumbadores que penetram nos consoles dos pilares, para tanto são deixadas bainhas na alma e no dente nas extremidades da viga L (ver Figura 47). O mesmo artifício será utilizado neste projeto. Com isso é possível considerar que para o efeito do momento torçor a viga esteja engastada em ambos os apoios. Com isso o momento torçor máximo sobre a viga pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$T_d = \frac{M_{T_d} \times l}{2} \quad (231)$$

Sendo:

- l : comprimento da viga.

Substituindo os valores:

$$T_d = \frac{12,36 \times 7,5}{2} = 46,37 \text{ kN.m/m} \quad (232)$$

6.11.1 Verificação da biela comprimida

Quando é analisado o efeito do momento torçor sobre uma dada estrutura a primeira verificação que deve ser realizada é o não rompimento das diagonais comprimidas do concreto (bielas). Para garantir este fato, a seguinte expressão deve ser atendida:

$$T_{S_d} \leq T_{Rd_2} \quad (233)$$

Sendo:

- T_{S_d} : momento torçor solicitante de cálculo;
- T_{Rd_2} : representa o limite dado pela resistência das diagonais comprimidas de concreto, sendo definido pela seguinte expressão

$$T_{Rd_2} = 0,50 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \times A_e \times h_e \times \sin 2\theta \quad (234)$$

Em que:

- α_{v2} : coeficiente definido na seção 6.10 deste projeto;
- f_{cd} : resistência de cálculo do concreto, definida na seção 6.9.2 deste projeto;
- A_e : é a área limitada pela linha média da parede da seção vazada, real ou equivalente, incluindo a parte vazada;
- h_e : corresponde a espessura equivalente da parede da seção vazada, real ou equivalente, no ponto considerado;
- θ : é o ângulo de inclinação das diagonais de concreto, arbitrado no intervalo $30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ (neste projeto considerou-se $\theta = 45^\circ$).

O valor da espessura equivalente deve estar compreendido entre os limites:

$$2 \times C_1 \leq h_e \leq \frac{A}{\mu} \quad (235)$$

Sendo:

$$\bullet \quad C_1 = \frac{\Phi_l}{2} + \Phi_t + c \quad (236)$$

Em que:

- Φ_l : diâmetro da armadura longitudinal (estimado em 12,5 mm);
- Φ_t : diâmetro da armadura transversal (estimado em 6,3 mm);
- c : cobrimento nominal da armadura, definida na seção 7.3 deste trabalho.

Substituindo os valores na expressão 236 e 235 tem-se:

$$C_1 = \frac{1.25}{2} + 0,63 + 3,0 = 4,255 \text{ cm} \quad (237)$$

$$2 \times 4,255 \leq h_e \leq \frac{2680,48}{265,61} \rightarrow 8,51 \leq h_e \leq 10,10 \quad (238)$$

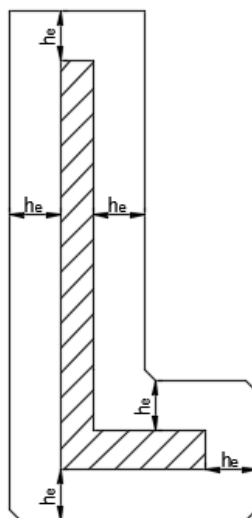
Observando os valores acima, empregou-se o valor de 9,0 cm para a espessura equivalente.

$$\bullet \quad h_e = 9,0 \text{ cm}$$

Após o cálculo da espessura equivalente, com o auxílio do software AutoCAD, desenhou-se a superfície equivalente da estrutura, conforme mostra a Figura 34 e ainda com a utilização do programa computacional, obteve-se a área (A_e) e perímetro (μ_e) equivalente:

- $A_e = 578 \text{ cm}^2$;
- $\mu_e = 198 \text{ cm}$

Figura 34 – Determinação da superfície equivalente



Fonte: AutoCAD, 2018.

Substituindo os valores na expressão 234, tem-se:

$$T_{Rd_2} = 0,50 \times 0,84 \times 2,86 \times 578 \times 9 \times \sin(2 \times 45) = 6242,4 \text{ kN.cm} \quad (239)$$

$$= 62,42 \text{ kN.m}$$

Realizando a verificação prevista na expressão 233, tem-se

$$46,37 < 62,42 \rightarrow \text{ok!} \quad (240)$$

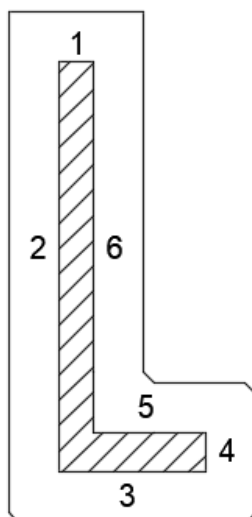
6.11.2 Armadura longitudinal

Observando o item 17.5.1.6 da ABNT NBR 6118:2014, o cálculo das armaduras longitudinais para resistirem ao momento torçor pode ser definido pela seguinte expressão:

$$A_{sl} = \frac{T_{Sd} \times \mu_e}{2 \times A_e \times f_{ywd} \times \tan \theta} = \frac{4636,7 \times 198}{2 \times 578 \times 43,5 \times \tan 45^\circ} = 18,27 \text{ cm}^2 \quad (241)$$

A armadura longitudinal de torção deve ser disposta ao redor de todo o perímetro do elemento estrutural, sendo assim, será realizado uma divisão da área total calculada ao longo do perímetro da viga L:

Figura 35 – Divisão da superfície equivalente



Fonte: AutoCAD, 2018.

A divisão da área de aço ao longo da viga pode ser realizada pela seguinte expressão:

$$A_{sl_i} = \frac{A_{sl} \times \mu_{e_i}}{\mu_e} \quad (242)$$

Sendo:

- A_{sl_i} : área de aço na direção i;
- μ_{e_i} : perímetro na direção i.

Utilizando a expressão, e barras com diâmetro de 12,5 mm, determina-se a seguinte tabela:

Tabela 20 - Área de aço para cada seção da região equivalente

Região	Perímetro (μ_{e_i}) (cm)	Área (A_{sl_i}) (cm ²)
1	6,00	0,55
2	73,00	6,73
3	26,00	2,40
4	7,00	0,65
5	20,00	1,85
6	66,00	6,09
Total	198,00	18,27

Fonte: Do autor (2018).

6.11.3 Armadura transversal

Novamente seguindo o item 17.5.1.6 da ABNT NBR 6118:2014, o cálculo das armaduras transversais para resistirem ao momento torçor pode ser definido pela seguinte expressão:

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{T_{Sd}}{2 \times A_e \times f_{ywd} \times \cotg \theta} = \frac{4636,7 \times 100}{2 \times 578 \times 43,5 \times \cotg 45^\circ} = 9,23 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (243)$$

6.11.4 Solicitações combinadas

De acordo com o item 17.7 da ABNT NBR 6118:2014 nos elementos submetidos ao efeito do momento fletor, momento torçor e força cortante, deve ser realizado as seguintes considerações:

- No banzo tracionado pela ação de momento fletor, somam-se as áreas de ação da armadura longitudinal de flexão e torção.
- A armadura transversal total também deverá ser obtida pela soma das armaduras de força cortante e momento torçor.

6.11.4.1 Momento fletor e momento torçor

Observando os itens 6.9 e 6.11 deste projeto, deve-se realizar a soma da área de aço longitudinal determinado na verificação do momento fletor e a área calculada na verificação do momento torçor na região inferior da viga. Optando-se por utilizar barras longitudinais com diâmetro de 12,5 mm, é possível determinar a configuração final das barras passivas longitudinais do elemento estrutural, conforme Tabela 21.

Tabela 21 - Armadura longitudinal passiva final

Região	Área devido ao momento fletor (cm ²)	Área devido ao momento torçor (cm ²)	Total (cm ²)	Quantidade de barras necessárias
1	0,00	0,55	0,55	1
2	0,00	6,73	6,73	6
3	3,91	2,40	6,31	6
4	0,00	0,65	0,65	1
5	0,00	1,85	1,85	2
6	0,00	6,09	6,09	5
Total			21 barras com $\Phi = 12,5$ mm	

Fonte: Do autor (2018).

6.11.4.2 Força cortante e momento torçor

Observando os itens 6.10 e 6.11 deste projeto, deve-se realizar a soma da área de aço transversal determinado na verificação da força cortante e a área calculada na verificação do momento torçor.

- Área determinada na verificação da força cortante: 4,25 cm²/m;
- Área determinada na verificação do momento torçor: 9,23 cm²/m;
- Total: 13,48 cm²/m.

6.12 Armadura de Pele

Devido a existência das armaduras passivas determinadas na verificação do momento torçor, que estão dispostas em torno do elemento estrutural, não será necessário a utilização de armadura de pele específica nesta situação.

7 DETALHAMENTO DA SEÇÃO TRASNVERSAL

Após todas as análises e verificações e a determinação das taxas de aço das armaduras ativas e passivas resta realizar o detalhamento longitudinal e transversal das barras de aço. Para isto será observado as diretrizes presentes no item 18 da ABNT NBR 6118:2014.

7.1 Detalhamento das barras longitudinais

De acordo com o item 18.3.2.2 da ABNT NBR 6118:2014 o espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais deve ser igual a:

- Na direção horizontal (a_h):

$$a_h \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \Phi_{barra} \\ 1,2 \times d_{m\acute{a}x,agregado} \end{cases} \quad (244)$$

- Na direção vertical (a_v):

$$a_v \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \Phi_{barra} \\ 0,5 \times d_{m\acute{a}x,agregado} \end{cases} \quad (245)$$

Por não conseguir informações mais específicas sobre a granulometria do diâmetro médio do agregado gráudo utilizado no projeto, optou-se por utilizar o diâmetro médio correspondente a brita 1 (basalto), por ser um agregado que é comumente utilizado na produção de concretos destinados a vigas, pilares e lajes. De acordo com o Ministério de Minas e Energia (MME)

(2016), o diâmetro máximo deste agregado é 19 mm. Com isto é possível determinar o espaçamento mínimo para as barras ativas e passivas.

7.1.1 Armaduras ativas

De acordo com o item 6.4.3 deste projeto a configuração das barras de aço ativa determinada foi 7 barras com diâmetro de 15,2 mm. Sendo assim o espaçamento mínimo horizontal e vertical será:

- Na direção horizontal (a_h):

$$a_h \geq \begin{cases} 20 \\ 15,2 \\ 1,2 \times 19 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 20 \\ 15,2 \\ 23 \end{cases} \rightarrow a_h \geq 23 \text{ mm} \quad (246)$$

- Na direção vertical (a_v):

$$a_v \geq \begin{cases} 20 \\ 15,2 \\ 0,5 \times 19 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 20 \\ 15,2 \\ 9,5 \end{cases} \rightarrow a_v \geq 20 \text{ mm} \quad (247)$$

7.1.2 Armaduras passivas

No item 6.11.4.1 deste projeto foi determinado as configurações das armaduras passivas nas regiões inferiores e superiores do elemento estrutural analisado.

7.1.2.1 Região inferior da viga

Durante a verificação do estado limite último, em relação as solicitações normais foram determinadas 6 barras com diâmetro de 12,5 mm. Sendo assim, o espaçamento mínimo horizontal e vertical das mesmas será:

- Na direção horizontal (a_h):

$$a_h \geq \begin{cases} 20 \\ 12,5 \\ 1,2 \times 19 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 20 \\ 12,5 \\ 23 \end{cases} \rightarrow a_h \geq 23 \text{ mm} \quad (248)$$

- Na direção vertical (a_v):

$$a_v \geq \begin{cases} 20 \\ 12,5 \\ 0,5 \times 19 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 20 \\ 12,5 \\ 9,5 \end{cases} \rightarrow a_v \geq 20 \text{ mm} \quad (249)$$

7.1.2.2 Região superior da viga

Na seção 6.8 e 6.11.4.1 foram determinadas as seguintes configurações de armaduras passivas:

$$\begin{cases} 4 \text{ barras com diâmetro de } 12,5 \text{ mm} \rightarrow \text{controle da fissuração no tempo zero} \\ 1 \text{ barra com diâmetro de } 12,5 \text{ mm} \rightarrow \text{torção} \end{cases}$$

Novamente, seguindo o mesmo raciocínio, o espaçamento mínimo horizontal e vertical das barras será:

- Na direção horizontal (a_h):

$$a_h \geq \begin{cases} 20 \\ 12,5 \\ 1,2 \times 19 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 20 \\ 12,5 \\ 23 \end{cases} \rightarrow a_h \geq 23 \text{ mm} \quad (250)$$

- Na direção vertical (a_v):

$$a_v \geq \begin{cases} 20 \\ 12,5 \\ 0,5 \times 19 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 20 \\ 12,5 \\ 9,5 \end{cases} \rightarrow a_v \geq 20 \text{ mm} \quad (251)$$

7.2 Verificação das barras transversais

Na seção 6.11.4.2 foi determinada a taxa de armadura transversal que será utilizada neste projeto. Neste momento deve ser realizado as verificações previstas no item 18.3.3.2 da ABNT NBR 6118:2014, referente ao espaçamento mínimo e máximo entre os estribos e ao diâmetro mínimo e máximo dos mesmos.

7.2.1 Espaçamento mínimo e máximo

Segundo a referida norma, o espaçamento mínimo entre os estribos deve ser suficiente para permitir a passagem do vibrador, garantindo um bom adensamento ao concreto. Em relação ao espaçamento máximo, as seguintes condições devem ser atendidas:

$$\text{Se } V_d \leq 0,67 \times V_{R_{d2}} \rightarrow s_{m\acute{a}x} = 0,6 \times d \leq 300 \text{ mm.} \quad (252)$$

$$\text{Se } V_d > 0,67 \times V_{R_{d2}} \rightarrow s_{m\acute{a}x} = 0,3 \times d \leq 200 \text{ mm.}$$

Substituindo os valores encontrados na seção 6.10 deste projeto:

$$489,77 \leq 0,67 \times 1337,47 = 896,10 \text{ kN} \quad (253)$$

Logo:

$$s_{m\acute{a}x} = 0,6 \times 86 = 51,60 > 30,0 \text{ cm} \rightarrow s_{m\acute{a}x} \leq 30 \text{ cm} \quad (254)$$

7.2.2 Diâmetro mínimo e máximo

O diâmetro dos estribos deve estar compreendido entre os seguintes limites:

$$5 \text{ mm} \leq \Phi_{estribo} \leq b_w/10 \quad (255)$$

Substituindo os valores deste projeto:

$$5 \text{ mm} \leq \Phi_{estribo} \leq \frac{240}{10} = 24 \text{ mm} \leq \Phi_{estribo} \leq 24 \text{ mm} \quad (256)$$

7.2.3 Configuração adotada

A área das barras transversais determinada na seção 6.11.4.2 deste projeto foi de:

- $a_{transversal} = 13,48 \text{ cm}^2/\text{m}$

Optando-se por utilizar barras de 10 mm, valor este que está entre os limites determinados na equação 256, tem-se:

$$A_{1\phi 10,0} = \frac{\pi \times 1,0^2}{4} = 0,79 \text{ cm}^2 \quad (257)$$

Sendo assim, a quantidade de estribos por metro linear necessários é igual a:

$$\text{Quantidade de barras} = \frac{13,48}{0,79} = 17,16 \rightarrow 18 \text{ barras com } \phi = 10 \text{ mm} \quad (258)$$

O espaçamento entre os estribos pode ser determinado pela seguinte expressão:

$$\text{espaçamento} = \frac{100}{18} = 5,56 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \rightarrow \text{ok!} \quad (259)$$

7.3 Cobrimento mínimo

Na seção 6.4.1 deste projeto foi determinado a classe de agressividade ambiental da região onde será construído este projeto. Observando a Tabela 7.2 da ABNT NBR 6118:2014 é possível determinar o cobrimento mínimo que deve existir para o elemento estrutural analisado:

Tabela 22 - Cobrimento nominal mínimo

Tabela 7.2 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

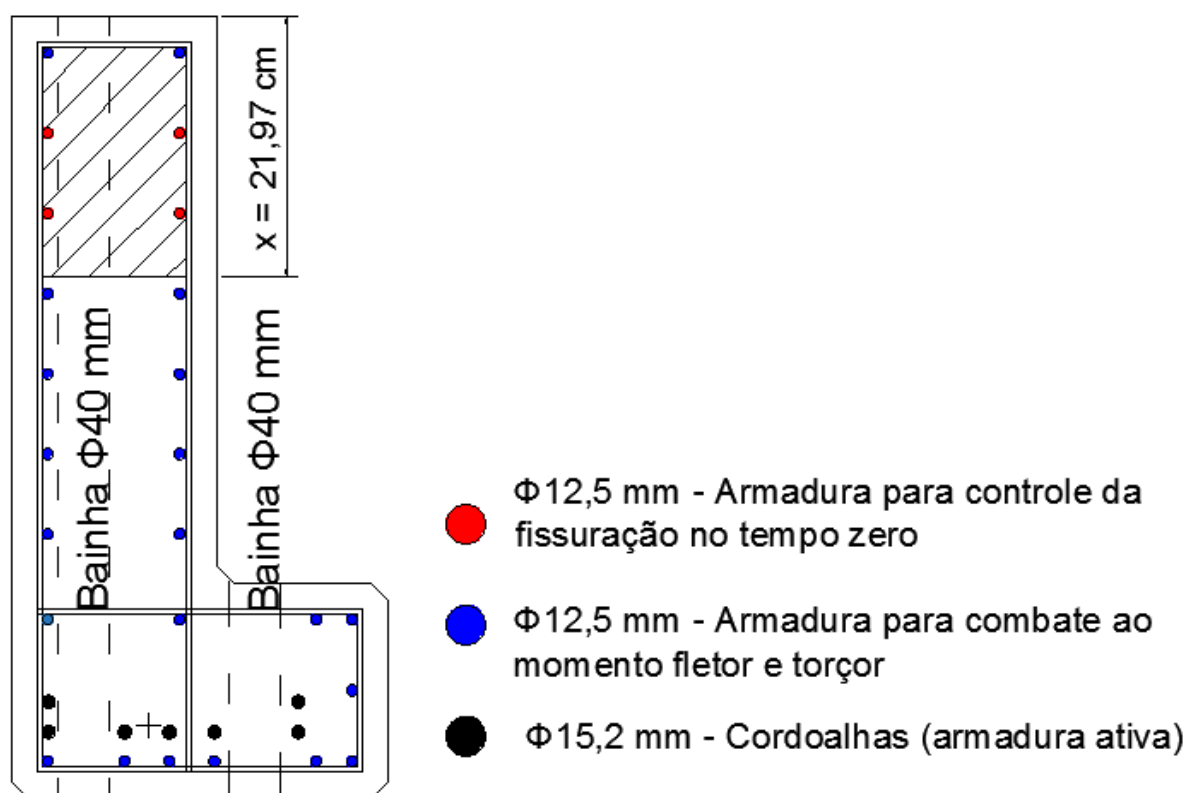
Fonte: ABNT (2014).

A classe de agressividade ambiental determinada foi a Classe II logo o cobrimento mínimo para a viga será de 3,0 cm.

7.4 Configuração final da seção transversal

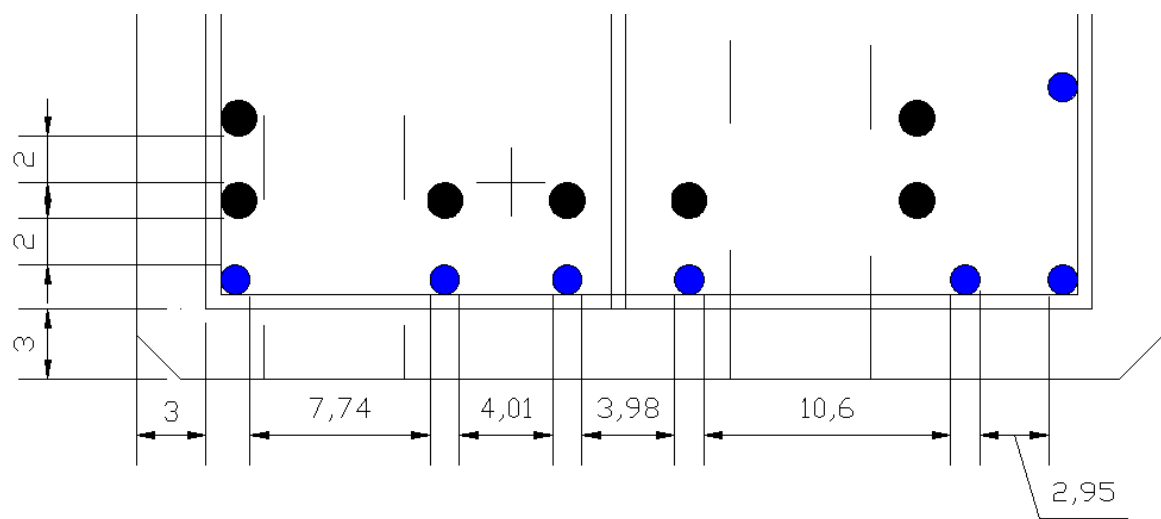
Obedecendo os limites calculados anteriormente é possível realizar a disposição das barras longitudinais (ativas e passivas) e transversais na seção transversal do elemento estrutural analisado:

Figura 36 - Configuração final da seção transversal



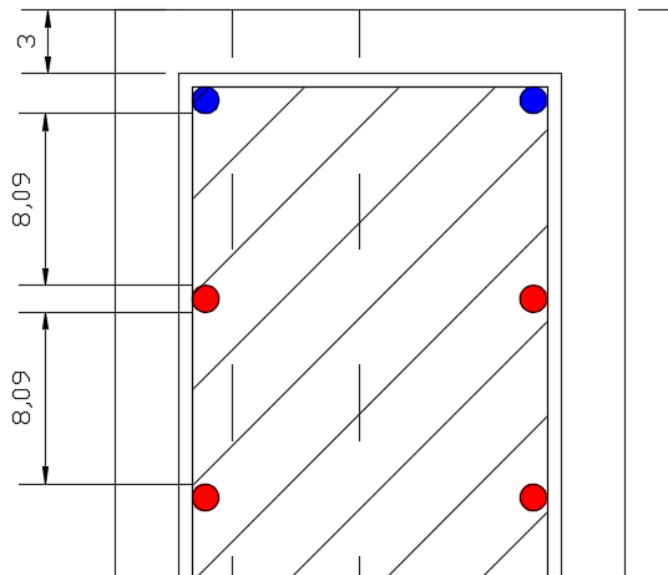
Fonte: AutoCAD, 2018

Figura 37 – Detalhe região inferior do elemento estrutural



Fonte: AutoCAD, 2018

Figura 38 – Detalhe região superior do elemento estrutural



Fonte: AutoCAD, 2018

8 CONCLUSÃO

Realizando uma comparação entre os resultados obtidos neste projeto com o projeto original desenvolvido por Mota (2005), principalmente em relação a configuração final da seção transversal do elemento estrutural analisado (viga L), percebe-se que os atuais valores se assemelham ao obtidos pelo autor no ano de 2001.

Analisando a armadura ativa separadamente da armadura passiva, conclui-se que para a primeira foi encontrado exatamente a mesma taxa que o projeto original (7 cordoalhas com diâmetro de 15,2 mm) enquanto que em relação a armadura passiva, determinou-se 4 barras com diâmetro de 12,5 mm a mais do que o encontrado por Mota (2005), armaduras estas que estão localizadas na alma da viga L.

Sendo assim conclui-se que o resultado encontrado se mostra satisfatório, principalmente pela falta de informação de alguns dados da edificação pertinentes durante o dimensionamento, dados estes que foram adotados neste projeto.

Observando a configuração final da seção transversal obtida no dimensionamento do elemento, e a configuração desenvolvida por Mota (2005), conclui-se que apesar das alterações e atualizações nas Normas utilizadas neste projeto, do período em que o projeto original foi desenvolvido a atual, os parâmetros de dimensionamento permanecem inalterados.

REFERÊNCIAS

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

_____. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações (projeto de revisão). Rio de Janeiro, 2017.

_____. **NBR 7482**: Fios de aço para estruturas de concreto protendido – Especificação. Rio de Janeiro, 2008.

_____. **NBR 7483**: Cordoalhas de aço para concreto protendido – Requisitos. Rio de Janeiro, 2008.

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

_____. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2017.

ANDREATTA, L. **Concreto Protendido: Manual para Execução de Estruturas Protendidas com Cordoalhas Engraxadas**. 2005. 168 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Estado de Santa Catarina, Joinville, 2005.

AWA COMERCIAL (Rio de Janeiro). Concreto Protendido na ponte do Galeão - Rio de Janeiro. 2018. Disponível em: <<http://awacomercial.com.br/blog/efeitos-da-protensao-e-seus-beneficios-nas-estruturas-de-concreto/ponte-do-galeao-rio-de-janeiro/>>. Acesso em: 20 out. 2018.

CARVALHO, R. C. **Estruturas em concreto protendido: cálculo e detalhamento**. 2010. São Paulo. Pini, 2012.

CATOIA, B. **Comportamento de Vigas Protendidas Pré-moldadas com Ligações Semi-rígidas**. 2007. 215 f. Monografia (Especialização) - Curso de Engenharia Civil, Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2007.

CUNHA, J. F. de S. **Procedimentos para cálculo e verificação de seções transversais de concreto protendido no estado limite último e de serviço para flexão normal**. 2012. 67 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2012.

DALDEGAN, E. **Casas pré-moldadas de concreto: Principais vantagens e desvantagens**. 2016. Disponível em: <<https://www.engenhariaconcreta.com/casas-pre-moldadas-de-concreto-principais-vantagens-e-desvantagens/>>. Acesso em: 20 out. 2018.

DUTRA, Z. C. **Determinação das Perdas em Concreto Protendido**. 2017. 81 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2017.

ELLIOTT, K. S. **Precast concrete structures**. 2. Ed. London, England. 2002. 375p.

FARIA, E. L. **Projeto de Lajes Planas Protendidas Via Método dos Elementos Finitos e Pórticos Equivalentes**. 2004. 289 f. Monografia (Especialização) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais,, Belo Horizonte, 2004.

FRANCESCHI, L. **Lançamento de viga de travamento para sapata de divisa**. 2018. Disponível em: <<https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115004779214-Lan%C3%A7amento-de-viga-de-travamento-para-sapata-de-divisa>>. Acesso em: 20 out. 2018.

FUCHS, A. M. S.; FRANÇA, M. N.; PINHEIRO, M. S. de F. Guia para Normalização de Publicações Técnico-Científicas. Uberlândia: EDUFU, 2013. 266 p.

IGLESIA, T. B. **Sistemas Construtivos em Concreto Pré-moldado**. 2006. 65 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Anhembi Morumbi., São Paulo, 2006.

INFORSATO, T. B. **Considerações Sobre O Projeto, Cálculo e Detalhamento De Vigas Pré-Fabricadas Protendidas Com Aderência Inicial Em Pavimentos De Edificações**. 262 f. Monografia (Especialização) - Curso de Engenharia Civil, Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2009.

MOTA, J. E. **Projeto da Estrutura Pré-Moldada de Edifício do Instituto do Câncer do Estado do Ceará**. São Carlos. 2005.

PFEIL, W. **Concreto protendido**. 2. Ed. Rio de Janeiro: Livros técnicos e científicos editora S.A. 1980.

PREFAB (Itú). **Vigas Calhas- IC**. 2018. Disponível em: <<http://www.prefab.com.br/produtos/vigas-calha-ic/>>. Acesso em: 20 out. 2018.

PREMONTA (Brasília). **Construindo com Vigas de Concreto Pré-moldado**. 2014. Disponível em: <<http://premonta.com.br/construindo-com-vigas-de-concreto-pre-moldado/>>. Acesso em: 20 out. 2018.

SERRA, S. M. B.; FERREIRA, M.de A.; PIGOZZO, B. N. **Evolução dos Pré-fabricados de Concreto**. 1º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-moldado. 2005. 10 f. Curso de Engenharia Civil, Núcleo de Estudos e Tecnologia em Pré-moldados, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2005.

SILVA, J. **Viga de Transição - Saiba o que é e como funciona!** 2017. Disponível em: <<https://www.meiacolher.com/2017/07/viga-de-transicao-saiba-o-que-e-e-como.html>>.

Acesso em: 20 out. 2018.

VERÍSSIMO, G.S. & CÉSAR Jr, K.L.M. **Concreto protendido - Fundamentos Básicos**. 4^a ed., Universidade Federal de Viçosa, 1998.

VERÍSSIMO, G. S; JUNIOR, K. M. L. C. **Concreto protendido – fundamentos básicos**. Viçosa: Universidade Federal de Viçosa, 1998. 72p. Apostila.

APÊNDICE 1 – Resumo da alvenaria e divisórias dos pavimentos do edifício.

Tabela 23 - Resumo alvenaria de blocos cerâmicos vazados

Resumo alvenaria de blocos cerâmicos vazados					
Dados	1º Pavimento	2º Pavimento	3º, 4º e 5º Pavimento	6º Pavimento	7º Pavimento
Altura (m)	3,89				
Comprimento Total (m)	20,25	28,80	26,15	14,10	223,70
Área total (m²)	78,77	112,03	101,72	54,85	870,19
Área de esquadrais a se retirar (m²)	0,00	0,00	0,00	2,50	100,92
Área líquida (m²)	78,77	112,03	101,72	52,35	769,27
Peso específico (kN/m²)	1,40				
Peso total (kN)	110,28	156,84	142,41	73,29	1076,98
Área do Pavimento (m²)	704,31				
Peso relativo (kN/m²)	0,16	0,22	0,20	0,10	1,53

Fonte: Do autor (2018).

Tabela 24 - Resumo das divisórias empregadas no edifício

Resumo divisórias					
Dados	1º Pavimento	2º Pavimento	3º, 4º e 5º Pavimento	6º Pavimento	7º Pavimento
Altura (m)	2,53				
Comprimento Total (m)	205,50	202,00	268,33	179,70	39,70
Área total (m²)	519,92	511,06	678,86	454,64	100,44
Área de esquadrais a se retirar (m²)	25,60	21,84	35,70	17,20	4,08
Área líquida (m²)	494,32	489,22	643,16	437,44	96,36
Peso específico (kN/m²)	0,60				
Peso total (kN)	296,59	293,53	385,90	262,46	57,82
Área do Pavimento (m²)	704,31				
Peso relativo (kN/m²)	0,42	0,42	0,55	0,37	0,08

Fonte: Do autor (2018).

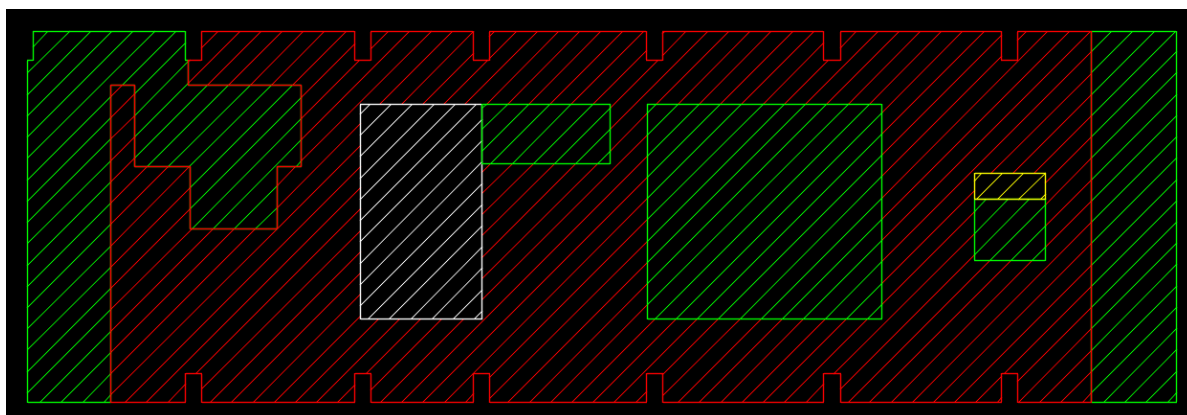
APÊNDICE 2 – Cargas acidentais

Tabela 25 - Informações da área de influência carga accidental - 1º pavimento

1º Pavimento				
Descrição da área	Área (m²)	Carga/m² (kN/m²)	Carga (kN)	% da área do pavimento
Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários	262,20	2,00	524,40	37,00
Demais salas, exceto máquinas especiais	434,02	3,00	1302,06	62,00
Salas Administrativas	3,30	2,50	8,25	1,00
Carga accidental total (kN)			1826,46	
Carga accidental média (kN/m²)			2,62	

Fonte: Do autor (2018).

Figura 39 - Área de influência carga accidental - 1º pavimento



Fonte: AutoCAD (2018).

Legenda:

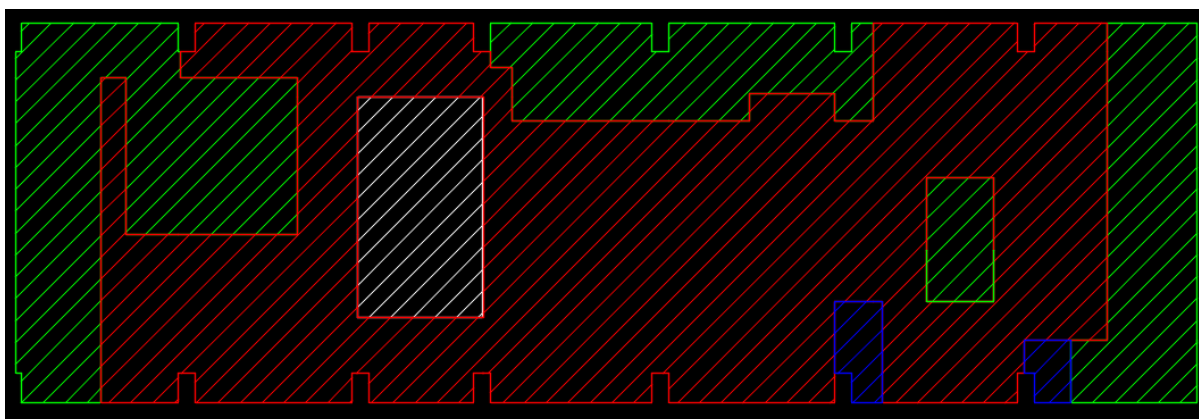
	Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários		Salas Administrativas
	Demais salas, exceto máquinas especiais		Área não contribuinte

Tabela 26 - Informações da área de influência carga accidental - 2º pavimento

2º Pavimento				
Descrição da área	Área (m²)	Carga/m² (kN/m²)	Carga (kN)	% da área do pavimento
Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários	241,45	2,00	482,90	34,00
Demais salas, exceto máquinas especiais	449,64	3,00	1348,92	64,00
Depósitos com até 3 m de altura + 5 kN/m² por metro de estante	11,66	20,00	233,20	2,00
Carga accidental total (kN)			2065,02	
Carga accidental média (kN/m²)			2,94	

Fonte: Do autor (2018).

Figura 40 - Área de influência carga accidental - 2º pavimento



Fonte: AutoCAD (2018).

Legenda:

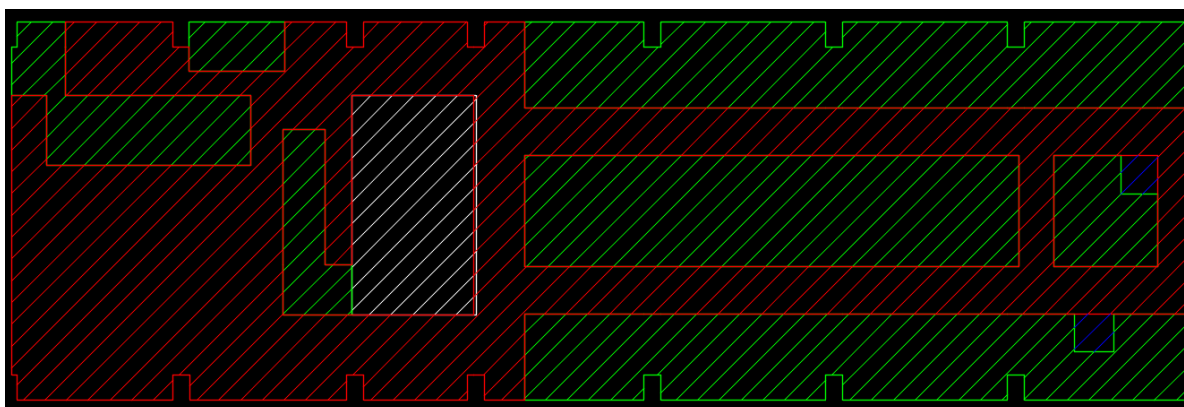
	Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários		Salas Administrativas
	Demais salas, exceto máquinas especiais		Área não contribuinte

Tabela 27- Área de influência carga accidental - 3º, 4º e 5º pavimento

3º, 4º e 5º Pavimento				
Descrição da área	Área (m²)	Carga/m² (kN/m²)	Carga (kN)	% da área do pavimento
Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários	352,56	2,00	50,00	37,00
Demais salas, exceto máquinas especiais	344,16	3,00	49,00	62,00
Depósitos com até 3 m de altura + 5 kN/m² por metro de estante	4,92	20,00	1,00	1,00
Carga accidental total (kN)			1836,00	
Carga accidental média (kN/m²)			2,62	

Fonte: Do autor (2018).

Figura 41 - Área de influência carga accidental - 3º, 4º e 5º pavimento



Fonte: AutoCAD (2018).

Legenda:



Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários



Salas Administrativas



Demais salas, exceto máquinas especiais



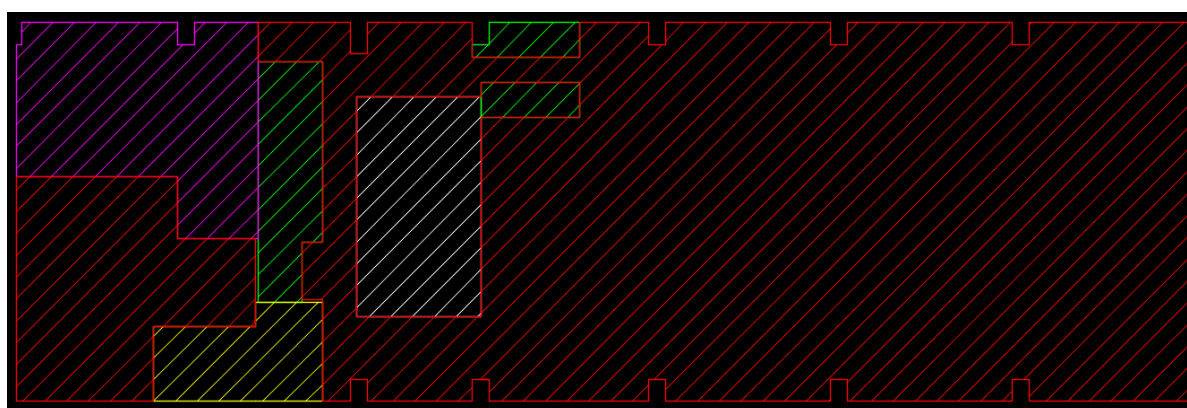
Área não contribuinte

Tabela 28- Área de influência carga accidental - 6º pavimento

6º Pavimento				
Descrição da área	Área (m²)	Carga/m² (kN/m²)	Carga (kN)	% da área do pavimento
Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários	40,59	2,00	81,18	6,00
Demais salas, exceto máquinas especiais	571,15	3,00	1713,45	81,00
Salas Administrativas	24,36	2,50	60,90	3,00
Biblioteca com estantes até 2,20 m + 2 kN/m² por metro de estante	71,01	6,00	426,06	10,00
Carga accidental total (kN)			2281,59	
Carga accidental média (kN/m²)			3,23	

Fonte: Do autor (2018).

Figura 42 - Área de influência carga accidental - 6º pavimento



Fonte: AutoCAD (2018).

Legenda:

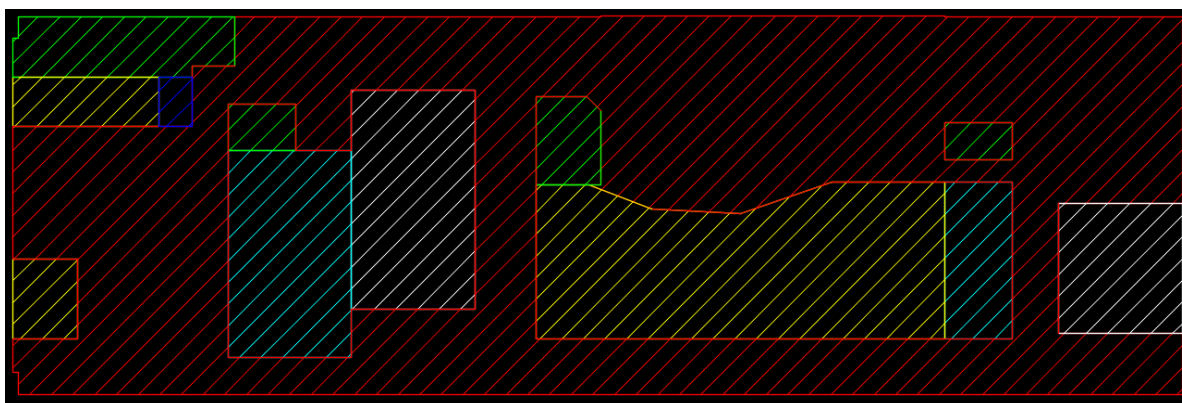
	Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários		Salas Administrativas
	Demais salas, exceto máquinas especiais		Área não contribuinte
	Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários		

Tabela 29- Área de influência carga accidental - 7º pavimento

7º Pavimento				
Descrição da área	Área (m²)	Carga/m² (kN/m²)	Carga (kN)	% da área do pavimento
Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários	41,30	2,00	82,60	6,00
Demais salas, exceto máquinas especiais	453,99	3,00	1361,97	67,00
Salas Administrativas	122,07	2,50	305,18	17,60
Depósitos com até 3 m de altura + 5 kN/m² por metro de estante	2,79	20,00	55,80	0,40
Casa de máquinas*	61,79	10,00	617,90	9,00
Carga accidental total (kN)			2423,45	
Carga accidental média (kN/m²)			3,55	

Fonte: Do autor (2018).

Figura 43 - Área de influência carga accidental - 7º pavimento



Fonte: AutoCAD (2018).

Legenda:

	Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários		Salas Administrativas
	Demais salas, exceto máquinas especiais		Área não contribuinte
	Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários		Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários

* Vale destacar que a ABNT NBR 6120:2017 define que para as casas de máquinas deve ser realizado o cálculo individual de cada equipamento que se encontra na região, onde o somatório das cargas não deve ser menor que 10 kN/m². Após determinar a carga de todos equipamentos constatou-se que o valor foi inferior ao mínimo exigido no escopo da referida norma. A Tabela 30 apresenta o resumo dos equipamentos que se encontram na casa de máquinas do sétimo pavimento.

Tabela 30 - Relação de equipamentos na casa de máquinas

RELAÇÃO DE EQUIPAMENTOS						
Quantidade	Equipamentos				Massa individual (kg)	Massa total (kg)
	Tipo	Largura	Altura	Área		
4	Baterias	0,70	0,70	0,49	772	3088
3	Painel Elétrico	0,35	0,50	0,18	240	750
1	Painel Elétrico	0,35	0,45	0,16	200	200
1	Painel Elétrico	0,35	1,00	0,35	400	400
2	Nobreaks	0,80	1,00	0,80	730	1260
2	Nobreaks	0,70	0,90	0,63	580	1160
3	Cabos	2,50	2,50	6,25	500	1500
Total						8558

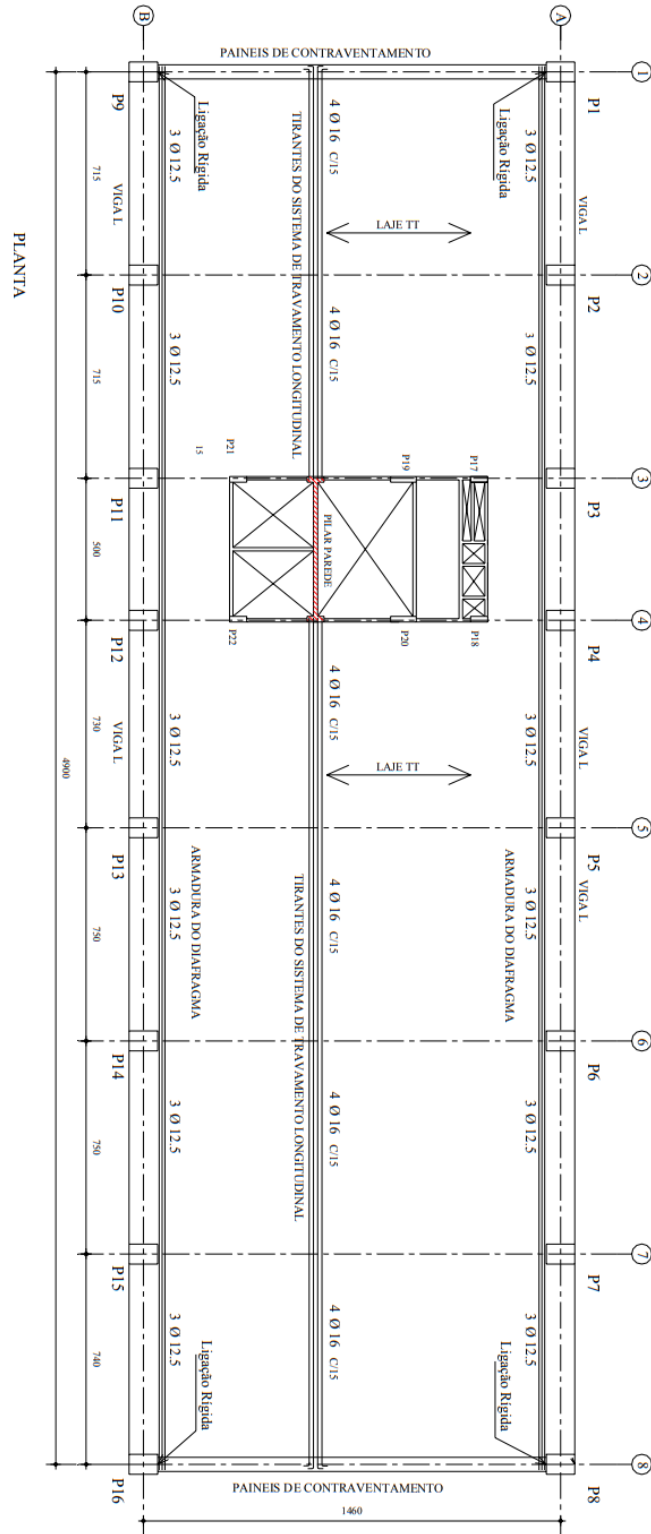
Fonte: Do autor (2018).

A área total das salas de máquinas obtida com o auxílio do programa computacional AutoCAD foi de aproximadamente 20,97 m². Com isso:

$$Carga\ por\ metro\ quadrado = \frac{8558}{20,97} = 408,11\ kN/m^2 \rightarrow 4,10\ kN/m^2 < 10\ kN/m^2$$

**ANEXO A – Planta e corte do pavimento tipo do complexo hospitalar do Instituto do
Câncer do Ceará – ICC**

Figura 44 - Planta do pavimento tipo



Fonte: Mota (2005).

