



Universidade Federal de Uberlândia
Faculdade de Engenharia Civil



**PROJETO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO ANEXO DO INSTITUTO DO CÂNCER
DO CEARÁ**
DIMENSIONAMENTO DE LAJES PRÉ-MOLDADAS E PROTENDIDAS TT

Uberlândia, Dezembro de 2018.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
DANIEL PEREIRA SILVA

**PROJETO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO ANEXO DO INSTITUTO DO CÂNCER
DO CEARÁ**
DIMENSIONAMENTO DE LAJES PRÉ-MOLDADAS E PROTENDIDAS TT

Monografia apresentada à Universidade de Federal de Uberlândia como parte dos requisitos à conclusão da disciplina Trabalho de Conclusão de Curso e obtenção do diploma de Engenheiro Civil.

Orientador(a): Prof.º: Arquimedes Diógenes Ciloni

Uberlândia, Dezembro de 2018.

DANIEL PEREIRA SILVA

**PROJETO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO ANEXO DO INSTITUTO DO CÂNCER
DO CEARÁ**
DIMENSIONAMENTO DE LAJES PRÉ-MOLDADAS E PROTENDIDAS TT

Monografia apresentada à Universidade de Federal de Uberlândia como parte dos requisitos à conclusão da disciplina Trabalho de Conclusão de Curso e obtenção do diploma de Engenheiro Civil.

Área de Concentração: Estruturas pré-moldadas e protendidas

Autor: Daniel Pereira Silva

Orientador: Prof.º Dr. Arquimedes Diógenes Ciloni

Aprovado em 11 de dezembro de 2018, como parte das exigências para obtenção do título de **BACHAREL em ENGENHARIA CIVIL** pela comissão examinadora:

Prof.º Dr. Arquimedes Diógenes Ciloni (Orientador)

Prof.^a Dr. Maria Cristina Vidigal de Lima (Membro)

Prof.^a Dr. Vanessa Cristina de Castilho (Membro)

Uberlândia, Dezembro de 2018.

Dedico este trabalho aos meus pais, familiares e amigos que sempre estiveram ao meu lado e aos meus Mestres que me trouxeram aqui com técnica e sabedoria.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, a Deus, em que tenho fé, que me deu a oportunidade de ter chegado até aqui, dando condições financeiras e psicológicas a mim e minha família para que, mesmo com as dificuldades, alcançássemos o final dessa jornada.

Aos meus Pais, Ádria e Walter, que foram meus pilares de sustentação em todas as dificuldades, que se sacrificaram e se atentaram as minhas instâncias para que juntos pudéssemos ter a alegria dessa conquista que, de forma nenhuma, foi obtida sozinha.

Aos meus irmãos, Adriel e Núbhia, que foram braço forte nos momentos em que necessitei de amparo, se fazendo meus companheiros e me apoiando nas decisões difíceis.

Aos meus avós, Terezinha, José Pereira, Helena Dalva e Baltazar, que também se sacrificaram e se atentaram aos momentos em que precisava de atenção e de ajuda, que apoiaram meus pais quando os mesmos já não suportavam o fardo que essa jornada trazia e que acima de tudo, mesmo que já não tivessem essa responsabilidade, me trataram como um filho.

Aos meus familiares que muitas vezes foram prestativos e deram suporte para mim e minha família, ajudando em tempos de dificuldade e cooperando para que pudéssemos superar crises.

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 e Mestres da Escola Estadual Antero Magalhães de Aguiar, que sempre me mantiveram esperançoso, que me fizeram sentir capaz e audacioso, incitando em mim o espírito de que eu poderia chegar ao fim dessa jornada.

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 me orientaram com sabedoria, que dispuseram da sua técnica e conhecimento e contribuíram para a minha formação enquanto profissional e cidadão.

Ao Professor Dr. Arquimedes, orientador deste projeto, que sempre se mostrou solícito a todas as minhas instâncias e tem me orientado com sabedoria, contribuindo para minha formação técnica e humanitária.

Ao Professor Dr. Joaquim Eduardo Mota, Professor da Universidade Federal do Ceará, que prestou grande contribuição para com este trabalho e se mostrou prestativo e obsequioso para com a formação técnica de alunos de engenharia, mesmo que não fossem de sua responsabilidade.

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 Secretaria Municipal de Trânsito e Transportes e a El-Badr for Investments & Commercial Spaces, que acreditaram em mim e permitiram que eu contribuísse significativamente para com elas, cooperando para com minha formação enquanto Engenheiro Civil, me oportunizando vivenciar os desafios do mercado de trabalho.

SILVA, D. P. PROJETO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO ANEXO DO INSTITUTO DO CÂNCER DO CEARÁ, DIMENSIONAMENTO DE LAJES PRÉ-MOLDADAS E PRÓTENDIDAS TT. 2018. 170 folhas. Monografia (Trabalho de Conclusão do Curso de Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia – UFU, Uberlândia, 2018.

RESUMO

Considerando-se a importância das estruturas pré-moldadas e protendidas no contexto atual da Engenharia Civil, que vem de encontro com as atuais necessidades do mercado, este trabalho apresenta o dimensionamento, em conjunto com outros trabalhos, de um dos elementos estruturais que integram a estrutura do Edifício do Instituto do Câncer do Ceará, projetado no ano de 2001. Tendo o objetivo de elucidar as práticas de dimensionamento adotadas pelas normas vigentes e comparar os resultados com os obtidos por Mota (2005). Sendo apresentado o dimensionamento das lajes em seção duplo T pré-moldadas e protendidas, sendo um dos elementos estruturais. Este trabalho foi desenvolvido em conjunto, dimensionamento todos os elementos estruturais, sendo aqui apresentado apenas as lajes. Para tanto, elencou-se os padrões estabelecidos pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), juntamente com principais recomendações e bibliografias para analisar a estruturas e estabilidade global, podendo-se comparar os resultados com os obtidos no projeto de Mota (2005). Mediante as análises e o dimensionamento dos elementos em separado e em conjunto, obtiveram-se taxas de armaduras próximas ao esperado, se comparado ao projeto de realizado 2001 e apresentado por Mota em 2005, com algumas alterações, que já eram esperadas, tendo em vista a atualização das normas. Por conseguinte, fica exposto que os diferentes métodos adotados para o dimensionamento dos elementos geram resultados muito próximos, como no caso do dimensionamento considerando os padrões estabelecidos por normas atuais e as normas vigentes no ano de 2001, bem como ficou-se evidenciado no dimensionamento as alterações das normas técnicas de consideração de cargas e esforços.

PALAVRAS-CHAVE: Pré-moldados; Pré-fabricados; Lajes TT; Protendido; Concreto Armado.

SILVA, D. P. STRUCTURAL DESIGN OF THE ANNEX BUILDING OF THE CEARÁ CANCER INSTITUTE, STRUCTURAL DESIGN OF PRESTRESSED AND PRE-MOLDED TT SLABS. 2018. 170 sheets. Monography (Civil Engineering Course Completion Work) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia – UFU, Uberlândia, 2018.

ABSTRACT

Considering the importance of the pre-cast and prestressed structures in the current context of Civil Engineering, which meets the current needs of the market, this work presents the dimensioning, together with other works, of one of the structural elements that integrate the structure of the Cancer Institute of Ceará, designed in 2001. The objective of this study is to elucidate the sizing practices adopted by current norms and to compare the results with those obtained by Mota (2005). The dimensioning of the slabs in pre-shaped and prestressed double sections T is presented, being one of the structural elements. This work was developed jointly, dimensioning all the structural elements, being presented here only the slabs. In order to do so, the standards established by the Brazilian Association of Technical Standards (ABNT), together with the main recommendations and bibliographies to analyze structures and global stability, were compared and the results obtained with the Mota project (2005) can be compared. By analyzing and dimensioning the elements separately and together, armor rates were obtained close to the expected one, when compared to the 2001 project and presented by Mota in 2005, with some changes that were already expected with the standards updating. Therefore, it is exposed that the different methods adopted for the dimensioning of the elements generate very close results, as in the case of dimensioning considering the standards established by current standards and the norms in force in 2001, as well as being evidenced in the dimensioning the changes in technical standards for loads consideration.

KEYWORDS: Preformed; Precast; Prestressed; Section TT; Global stability.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Utilização de pré-moldado na construção de resistências.....	18
Figura 2 - Ponte protendida em balanços sucessivos.	21
Figura 3 - Concreto protendido na ponte do Galeão - Rio de Janeiro.	22
Figura 4 - Esquema de pista de protensão com aderência inicial.	25
Figura 5 - Exemplo de curvatura de protensão.	26
Figura 6 - Cordoalha engraxada e seus componentes.....	27
Figura 7 - Planta do pavimento tipo	32
Figura 8 - Corte Transversal da superestrutura do anexo do ICC.	34
Figura 9 - Seção Transversal da Laje TT - 70.	35
Figura 10 - Seção transversal da viga L.	35
Figura 11 - Cálice de ligação entre o pilar e a fundação.	36
Figura 12 - Detalhes das ligações dos pilares.	37
Figura 13 - Consolo de fixação vertical dos painéis de vedação.....	38
Figura 14 - Halfen, dispositivo de fixação horizontal dos painéis de vedação.	38
Figura 15 - Ligação dos painéis estruturais.	39
Figura 16 - Seção transversal da laje TT - 70 armada e detalhe do apoio.....	40
Figura 17 - Carregamento referente ao peso próprio da laje g_1	44
Figura 18 - Esforços de momentos devido as cargas do peso próprio da laje g_1	44
Figura 19 - Carregamento referente as demais cargas permanentes g_2	44
Figura 20 - Esforços de momento devido as demais cargas permanentes g_2	45
Figura 21 - Carregamento devido aos esforços das cargas acidentais q	45
Figura 22 - Esforços de momento devido as cargas acidentais q	45
Figura 23 - Classe de agressividade ambiental por região em Fortaleza.....	48
Figura 24- Seções analisadas da laje TT.	92
Figura 25 - Curvas limites da fase de transporte, estado em vazio.	95

Figura 26- Diagrama de Curvas Limites para o estado em serviço.	98
Figura 27 - Diagrama de curvas limites para o estado em serviço $\psi=0,6$	100
Figura 28 - Detalhe da armadura ativa.	101
Figura 29 – Seção solidarizada, detalhe da largura média da alma da seção.	103
Figura 30 - Seção de cálculo.	104
Figura 31 - Cobrimento mínimo de armadura.	126
Figura 32 - Legenda do detalhamento.	127
Figura 33 - Detalhes da armadura ativa.	127
Figura 34 - Seção transversal com armaduras ativas e passivas.	128
Figura 35 - Detalhamento armadura transversal, detalhe 1.	128
Figura 36 - Detalhe da armadura transversal, detalhe 2.	129
Figura 37 - Disposição das armaduras longitudinais e transversais.	129
Figura 38 - Detalhamento longitudinal da laje.	130
Figura 39 - Seção transversal de armaduras Mota (2005).	133
Figura 40 - Seção transversal de aço calculada neste projeto.	133
Figura 41- Esquema de áreas para levantamento de cargas variáveis pav. 1.	145
Figura 42 - Esquema de áreas para levantamento de cargas variáveis pav. 2.	149
Figura 43 - Esquema de áreas para levantamento de cargas variáveis pav. 3, 4 e 5.	153
Figura 44 - Esquema de áreas para levantamento de cargas variáveis pav. 6.	157
Figura 45 - Esquema de áreas para levantamento de cargas variáveis pav. 7.	161
Figura 46 - Identificação da laje mais carregada.	164

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Aspectos a serem considerados na escolha do tipo de protensão.....	29
Tabela 2 - Características da seção transversal obtida pelo AutoCad.	42
Tabela 3 - Características geométricas pertinentes.....	42
Tabela 4 - Combinações de serviço.	50
Tabela 5 - Determinação dos fatores de redução devido as combinações.....	50
Tabela 6 - Seção transversal para Aço CP 190 RB.	56
Tabela 7 - Valores usuais para determinação da fluência e da retração.	65
Tabela 8 - Valores de relaxação para o aço.	76
Tabela 9 - Valores estimados de módulos de elasticidade para concreto aos 28 dias.	79
Tabela 10 - Análise de tensões em toda a peça na fase de transporte.	93
Tabela 11 - Análise de tensões em toda a peça na fase de utilização $\psi=0,4$	96
Tabela 12 -Análise de tensões em toda a peça na fase de utilização $\psi = 0,6$	99
Tabela 13 - Propriedades geométricas da seção solidarizada.....	103
Tabela 14 - Propriedades geométricas da seção T equivalente.	104
Tabela 15 - Parâmetros da armadura ativa RB 190.	110
Tabela 16 - Dimensionamento de armadura passiva.	114
Tabela 17 - Espaçamentos mínimos - Armadura ativa.....	122
Tabela 18 - Detalhamento de armaduras.	125
Tabela 19 - Relação de armaduras calculadas neste trabalho.....	134
Tabela 20 - Relação de armaduras indicadas por Mota (2005).	135
Tabela 21 - Valores de cargas normativos.....	141
Tabela 22 - Cálculo do peso próprio dos elementos.....	142
Tabela 23 - Levantamento de cargas pav 1.	143
Tabela 24 - Levantamento de cargas variáveis pav. 1.	144

Tabela 25 - Resumo de cargas pav. 1.	146
Tabela 26 - Levantamento de cargas pav. 2.	147
Tabela 27 - Levantamento de cargas variáveis pav. 2.....	148
Tabela 28 - Resumo de cargas pav. 2.	150
Tabela 29 - Levantamento de cargas pav 3, 4 e 5.....	151
Tabela 30 - Levantamento de cargas variáveis pav. 3, 4 e5.	152
Tabela 31 - Resumo de cargas pav. 3, 4, e 5.	154
Tabela 32 - Levantamento de cargas pav. 6.	155
Tabela 33 - Levantamento de cargas variáveis pav. 6.....	156
Tabela 34 - Resumo de cargas pav. 6.	158
Tabela 35 - Levantamento de cargas pav 7.	159
Tabela 36 - Levantamento de cargas variáveis pav. 7.....	160
Tabela 37 - Resumo de cargas pav. 7.	162
Tabela 38 - Levantamento de cargas da laje mais carregada.	165
Tabela 39 - Área de seção de barras por metro de largura.	166

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	15
2.	OBJETIVOS.....	16
3.	JUSTIFICATIVA.....	16
4.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	17
4.1.	Concreto Pré-Moldado.....	17
4.2.	Estruturas pré-moldadas e protendidas.....	19
4.2.1.	Breve histórico.....	20
4.2.2.	Efeito da protensão no concreto.....	22
4.2.3.	Vantagens e desvantagens do uso do concreto protendido.....	23
4.2.4.	Concreto protendido com e sem aderência.....	24
4.2.5.	Tipos de Protensão.....	27
4.2.6.	Aços de protensão.....	29
4.2.7.	Perdas de protensão.....	30
5.	ICC – INSTITUTO DO CÂNCER DO CEARÁ.....	31
5.1.	A concepção estrutural.....	31
5.2.	Elementos isolados.....	35
5.3.	Tipologia das ligações.....	36
6.	ELEMENTO DE DIMENSIONAMENTO.....	40
7.	PRESCRIÇÕES DO PROJETO.....	41
8.	PROCEDIMENTOS DE DIMENSIONAMENTO.....	42
8.1.	Levantamento das características geométricas.....	42
8.2.	Cálculo dos esforços.....	43
8.3.	Cálculo das tensões atuantes.....	46
8.4.	Cálculo da força de protensão.....	48

8.4.1.	Estimativa da força de protensão.....	51
8.4.2.	Seção transversal da armadura ativa.....	54
8.4.3.	Seção homogeneizada.....	57
8.4.3.1.	Cálculo de <i>ap</i> e <i>área homogeneizada</i>	57
8.4.3.2.	Características geométricas da seção homogeneizada.....	60
8.4.4.	Força de protensão inicial.....	61
8.4.5.	Perdas progressivas	63
8.4.5.1.	Espessura fictícia	64
8.4.5.2.	Idade fictícia do concreto.....	66
8.4.5.3.	Retração do concreto	66
8.4.5.4.	Fluência do concreto	69
8.4.5.5.	Processo simplificado	73
8.4.6.5.1.	Relaxação do aço.....	75
8.4.6.5.2.	Tensão na seção mais solicitada.....	77
8.4.6.5.3.	Cálculo das perdas progressivas.....	78
8.5.	Verificação das tensões na seção mais solicitada.....	81
8.5.1.	Estado em vazio.....	81
8.5.2.	Estado em Serviço	82
8.5.3.	Tensões nas combinações especiais	82
8.5.3.1.	Fase de fabricação.....	82
8.5.3.2.	Fase de transporte	83
8.5.3.3.	Fase de montagem	86
8.5.4.	Tensões nas combinações de utilização.....	87
8.5.4.1.	Entrada em serviço.....	87
8.5.5.	Combinações críticas	90
8.6.	Análise das tensões em todo o elemento.....	91

8.6.1.	Análise da Fase de Transporte ($0,8g_1+P_0$):	93
8.6.2.	Entrada em serviço ($g_1 + g_2 + 0,4q + P_\infty$):	96
8.6.3.	Entrada em serviço ($g_1 + g_2 + 0,6q + P_\infty$):	99
8.7.	Seção transversal com armaduras ativas	101
8.8.	Verificações no Estado Limite Último (ELU)	102
8.8.1.	Seção base de cálculo	102
8.8.2.	Solicitações normais	105
8.8.1.1.	Pré-alongamento	105
8.8.1.2.	Momento Fletor Último (M_u)	108
8.8.1.2.1.	Roteiro de cálculo	108
8.8.1.2.2.	Desenvolvendo o roteiro	111
8.8.1.2.3.	Cálculo do momento último solicitante	112
8.8.1.2.4.	Verificação da necessidade de armadura passiva	113
8.8.1.2.5.	Armadura passiva longitudinal mínima	113
8.8.1.2.6.	Determinação da armadura passiva	114
8.8.3.	Solicitações tangenciais	114
8.8.2.1.	Força cortante solicitante de cálculo	118
8.8.2.2.	Taxa de armadura transversal	119
8.8.2.3.	Taxa de armadura transversal mínima	119
9.	DETALHAMENTO	120
9.1.	Armadura de pele	121
9.2.	Armaduras ativas	121
9.3.	Armadura Longitudinal	122
9.4.	Comprimento de ancoragem	123
9.5.	Armadura transversal	124
9.6.	Resumo de armaduras	125

9.7. Cobrimento mínimo	125
9.8. Detalhamento Gráfico	127
10. CONCLUSÃO.....	132
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	136
11. APENDICE A	141
12. APÊNDICE B.....	163
13. ANEXO A – ÁREA DE AÇO POR METRO DE LARGURA.....	166

1. INTRODUÇÃO

A busca pela racionalização, pelo controle, agilidade e sustentabilidade, além do fator econômico fez com que o emprego dos elementos pré-moldados na construção civil apresentasse um crescimento exponencial nos últimos anos. Estes possibilitam um ganho na qualidade dos canteiros de obras, principalmente quando o elemento pré-moldado passa por um processo industrial de produção, gerando um canteiro mais limpo.

No sistema produtivo dos pré-moldados destacam-se as peças protendidas, que possibilitam a escolha de um arranjo de soluções maior, devido à possibilidade de vencer maiores vãos e 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 são 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. 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, contratou a elaboração do projeto de um edifício anexo ao seu complexo hospitalar, apresentado por Mota (2005). 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 utilizou-se de 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 sobre o edifício apresentado acima, que culminou na realização de um trabalho de dimensionamento em conjunto dos principais elementos estruturais (lajes, vigas, pilares e blocos de fundação). Neste trabalho será abordado o dimensionamento das lajes pré-moldadas e protendidas em seção TT, com base nas normas vigentes atuais, realizando a comparação dos dados obtidos com o projeto original desenvolvido no ano de 2001 e ainda com a utilização de programas computacionais.

2. OBJETIVOS

Objetivos Gerais

O objetivo geral deste trabalho é 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. A obtenção dos resultados pelas normas vigentes e os obtidos pelo projetista no ano de 2001 dá a possibilidade de análise dos diferentes métodos de dimensionamento e o impacto gerado, principalmente na taxa de armadura, pela adoção destes. Portanto, podem ser comparados os resultados.

Objetivos Específicos

Para se obter a comparação dos resultados de dimensionamento serão realizados o:

- Dimensionamento de Laje pré-moldada e protendida em seção TT do Edifício do Instituto do Câncer do Ceará;
- Comparar resultados do dimensionamento com diferentes procedimentos adotados;
- Analisar a taxa de armadura obtida nos diferentes métodos de dimensionamento.

3. 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, bem como, a utilização de softwares recorrentes de engenharia, 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.

4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A base teórica necessária para a elaboração deste Trabalho de Conclusão de Curso será abordada nas próximas seções.

4.1. 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 da ABNT traz uma distinção entre os elementos pré-moldados e os pré-fabricados. A ABNT define que pré-moldados são os elementos executados fora do local definitivo de utilização e produzido em condições menos rigorosas de controle de qualidade, sem a necessidade de pessoa, laboratório e instalações próprias. Os elementos pré-fabricados possuem definição semelhante, porém diferem no quesito do controle de qualidade, segundo a ABNT 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).

Segundo Daldegan (2016), os elementos pré-moldados de concreto são 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 mostra a utilização de elementos pré-moldados na construção de residência.

Figura 1 – Utilização de pré-moldado na construção de resistências.



Fonte: Blog Engenharia Concreta (2016).¹

Segundo Iglesia (2006), 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 pela empresa construtora dinamarquesa 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 demais no processo de produção e transporte dos elementos. Porém, por volta da década de 50, que segundo

¹ - Disponível em: <www.engenhariaconcreta.com/casas-pre-moldadas-de-concreto-principais-vantagens-e-desvantagens/>. Acesso em nov. de 2018.

Vasconcelos (2002), os elementos pré-moldados passaram a ser mais utilizados no Brasil, devido a preocupação com a racionalização e a industrialização dos sistemas construtivos. 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.

4.2. 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 de conhecimento de todos que o concreto é um material que trabalha muito bem em relação às tensões de compressão, porém se mostra deficiente quando submetido à 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 as 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.

Segundo Cunha (2012), 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 mesmos 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 último (ELU).

4.2.1. 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 o 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 foi fabricado 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 nos mesmos 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 demonstrado 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 a ser empregado o concreto protendido foi a ponte do Galeão, demonstrada na figura 3, no Rio de Janeiro, executada em 1948. A base para esta obra foi o sistema francês desenvolvido por Freyssinet, também foi importado 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

4.2.2. Efeito da protensão no concreto

Segundo Andreatta (2005), 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.

4.2.3. Vantagens e desvantagens do uso do concreto protendido

Segundo Cunha (2012) as principais vantagens em relação ao emprego do concreto protendido são:

- 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.

As principais desvantagens da utilização do concreto protendido são:

- 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.

4.2.4. Concreto protendido com e sem aderência

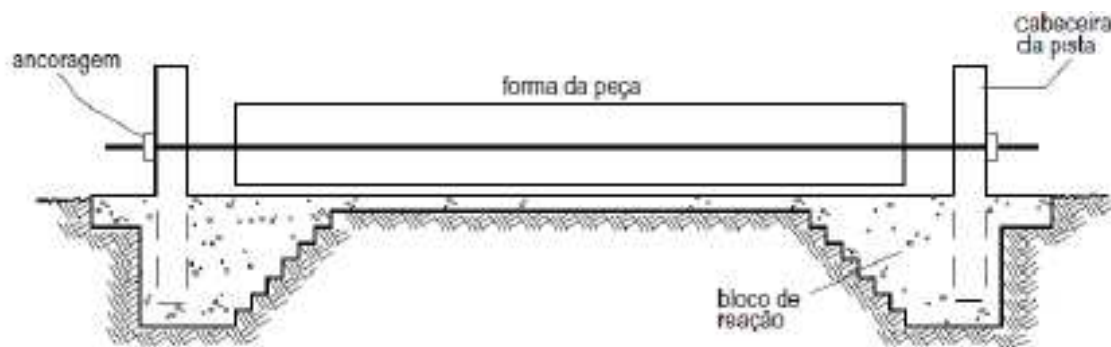
A protensão nos elementos de concreto se dá basicamente por dois métodos distintos, os sistemas aderentes e os sistemas não aderentes, sendo a protensão com aderência e a protensão sem aderência.

O sistema de protensão com aderência pode ser dividido em protensão com aderência inicial e protensão com aderência posterior. Segundo a norma NBR 6118:2014 da ABNT, 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. Segundo Inforsato (2009), na protensão com aderência inicial é utilizada uma ampla pista, 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 o f_{ck} previsto 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 igual 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).

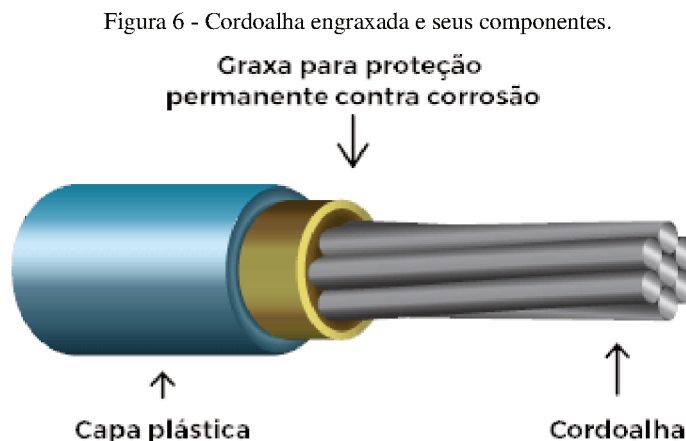
A ABNT NBR 6118:2014 traz a seguinte definição para o sistema de protensão sem aderência:

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 secunda 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.



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.

4.2.5. 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. A determinação do nível de protensão é determinado principalmente pela

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

agressividade do meio ambiente, tendo em mente o risco da corrosão das armaduras e o tipo de construção (Catoia, 2007).

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, conseqüentemente maior deverá ser a intensidade de protensão, gerando maior consumo de aço, como o objetivo de eliminar ou reduzir o surgimento de fissuras e, portanto, o risco de corrosão (CUNHA, 2012).

Em Carvalho (2010), é realizado 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 do ambiente, 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 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: NBR 6118:2014.

4.2.6. 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:

- a. 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;
- b. 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 NBR 7483/2008 - Cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido – Especificação.

Para a caracterização de cada tipo de aço de protensão, após a sigla CP, é procedido o 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, existem as 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.

4.2.7. Perdas de protensão

Segundo Carvalho (2012), as perdas de protensão ocorrem 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 é diferente daquela que efetivamente será transmitida ao elemento durante sua utilização; portanto, as perdas devem ser mensuradas. Estas tendem a se estabilizar com o passar do tempo e segundo Carvalho (2012) estimam-se as perdas quando se tem o número de cabos determinados a protender a peça, podendo distinguir as perdas iniciais e as que acontecem ao longo do tempo, chamadas perdas diferidas.

5. ICC – INSTITUTO DO CÂNCER DO CEARÁ

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.

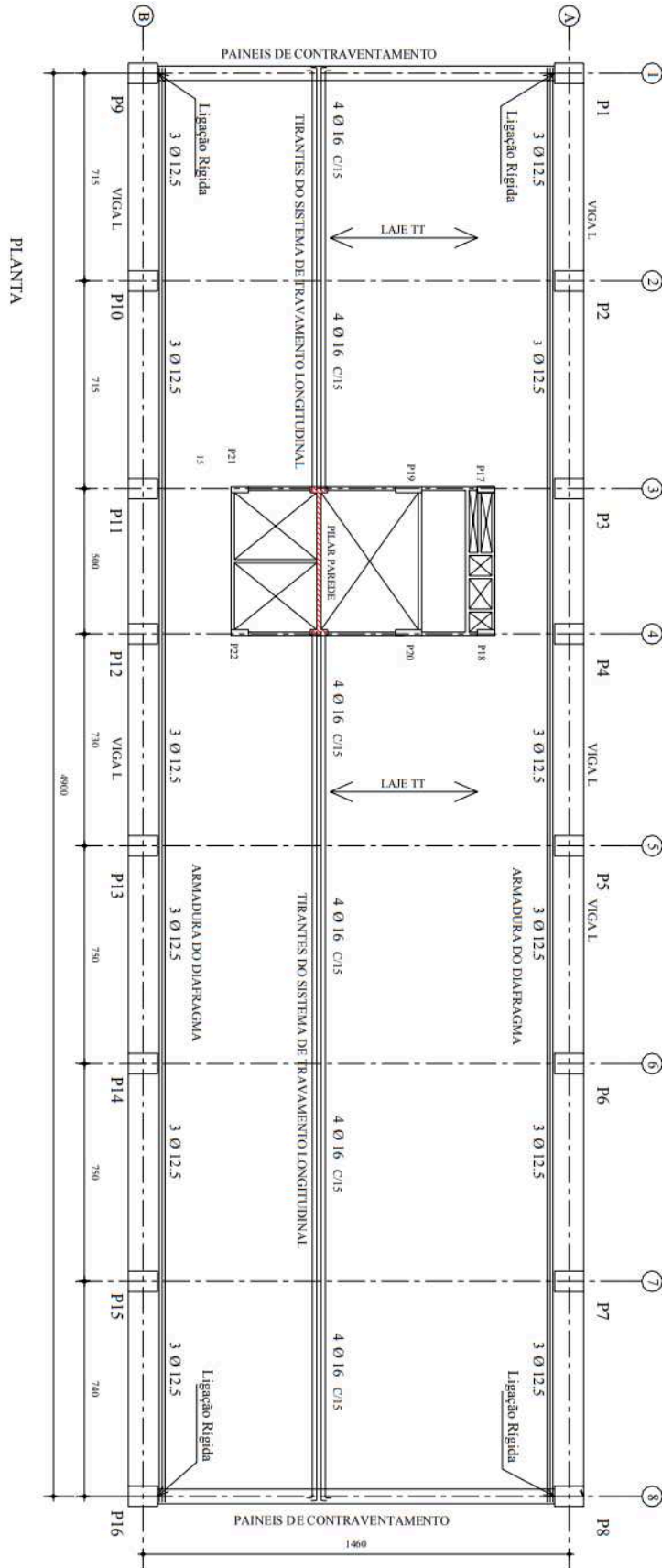
O objetivo do uso deste tipo de sistema era a possibilidade da utilização de elementos com grandes vãos, dando mais alternativas às concepções arquitetônicas do anexo, além da agilidade e simplicidade das peças, possibilitando que o tempo em canteiro de obra fosse o menor possível.

Segundo Mota (2001), no mês de fevereiro de 2001, a diretoria do ICC decide contratar a elaboração de um projeto de um edifício anexo, com o objetivo de ampliar a capacidade de atendimento do complexo hospitalar, tendo disponibilidade de um lote nas dimensões de 49 x 14,6 m, devendo ser projetada uma edificação de 7 pavimentos, com grande liberdade de espaço e possíveis alterações arquitetônicas de forma a adaptar a edificação para as necessidades dos variados serviços de atendimento médico, dada a razão pela adoção do protendido. Outro interesse se dava pela urgência no aumento dessa capacidade, portanto, era necessário reduzir ao máximo o tempo de canteiro de obra, para que a edificação pudesse ser utilizada o mais rápido possível, fazendo com que os projetistas adotassem o sistema em elementos pré-moldados.

5.1. A concepção estrutural

Portanto, fica definida a utilização dos elementos estruturais, referidos na seção 5, da seguinte forma, lajes em seção TT, justapostas, formando a laje do pavimento, que descarregam em vigas de apoio de seção L, apoiadas em consolos nos pilares, mostrados na seção 5.2 e 5.3, estes periféricos ao longo de eixos longitudinais à direita e à esquerda, ligados nas fundações por meio de um cálice, detalhado posteriormente. Além de elementos em estrutura convencional de concreto armado, sendo estes as fundações, poço de elevador e escadas. Maiores detalhes podem ser observados na Figura 7:

Figura 7 - Planta do pavimento tipo



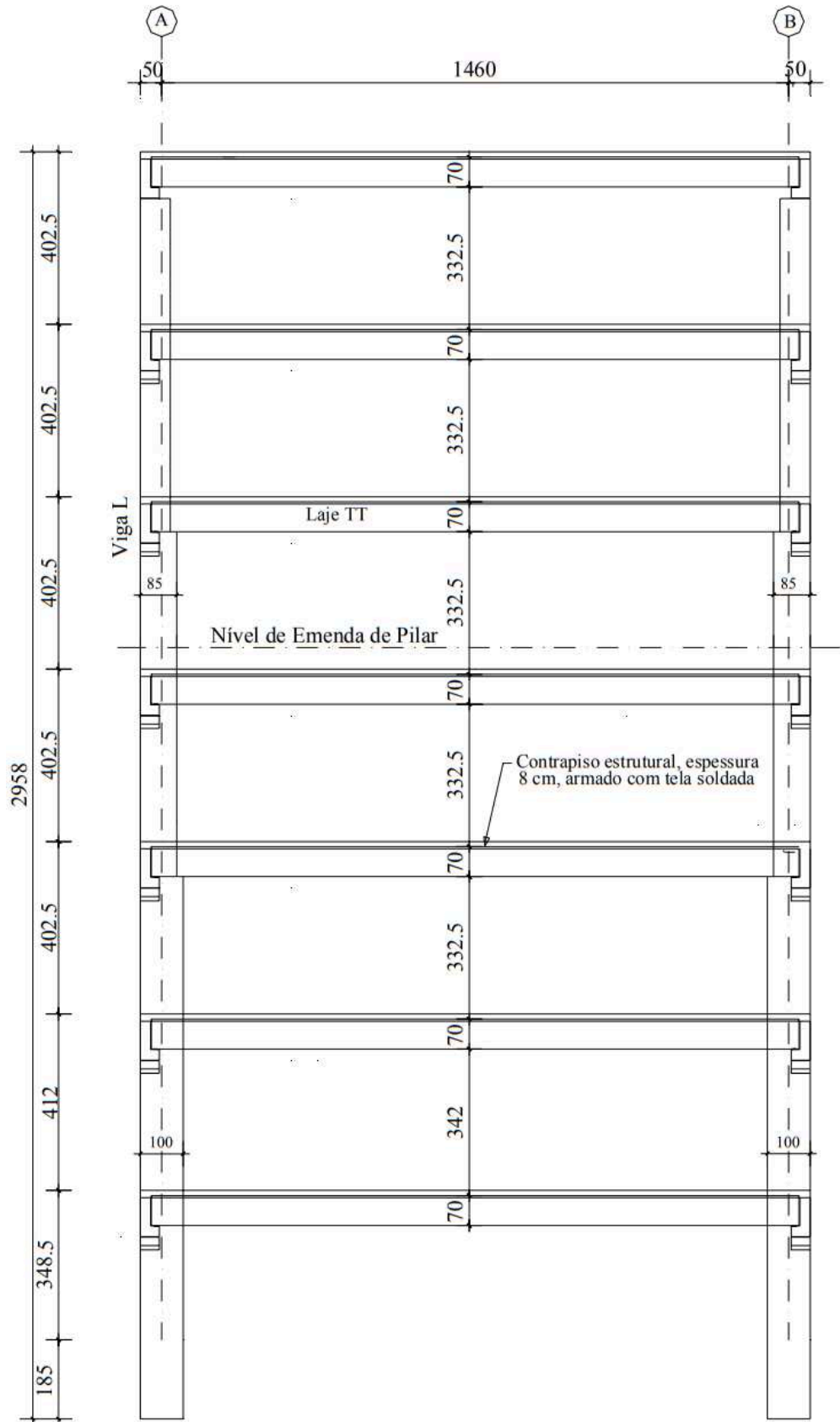
Fonte: Mota (2001).

Portanto, para tal concepção se tornou possível a utilização de quaisquer layouts, possibilitando a adaptação do anexo para atender diversos serviços médicos de demanda do ICC e, pensando na agilidade de todo processo, foram viabilizados painéis com função de vedação nas faces do edifício, em substituição à alvenaria convencional, que demanda muito tempo de execução.

Como o edifício é formado de elementos pré-moldados, em que a união dos elementos não se dá de forma rígida, foi projetada uma capa sobre as lajes de 8 cm, de forma a integrar as lajes às vigas e pilares, funcionando também como diafragma, vindo a servir como sistema de contraventamento. Além disso, para integrar os elementos que cooperam para com o sistema de contraventamento, os painéis nos eixos transversais à esquerda e à direita, foram planejados com dupla função, a função de vedação e de contribuição para com a estabilidade global, sendo estes armados e com função estrutural.

Outro problema enfrentado foi o transporte dos pilares, tendo em vista que a edificação é composta por 7 pavimentos, alcançando a altura de 29,58m. Portanto, por facilidade de transporte, estes foram particionados em dois tramos, o primeiro tramo com menos de 19 m e um segundo com mais 11 m. Estas e outras informações podem ser observadas na Figura 8.

Figura 8 - Corte Transversal da superestrutura do anexo do ICC.



Fonte: Mota (2001).

Os elementos foram executados em uma fábrica de pré-moldados em Fortaleza, a Concretópolis. Foi feito um rigoroso controle do processo de cura, utilizando a cura a vapor, viabilizando a alta rotatividade de peças, sendo empregado um concreto C40 e, no ato da protensão, exigiu-se um f_{ckj} mínimo de 20 MPa (Mota, 2001).

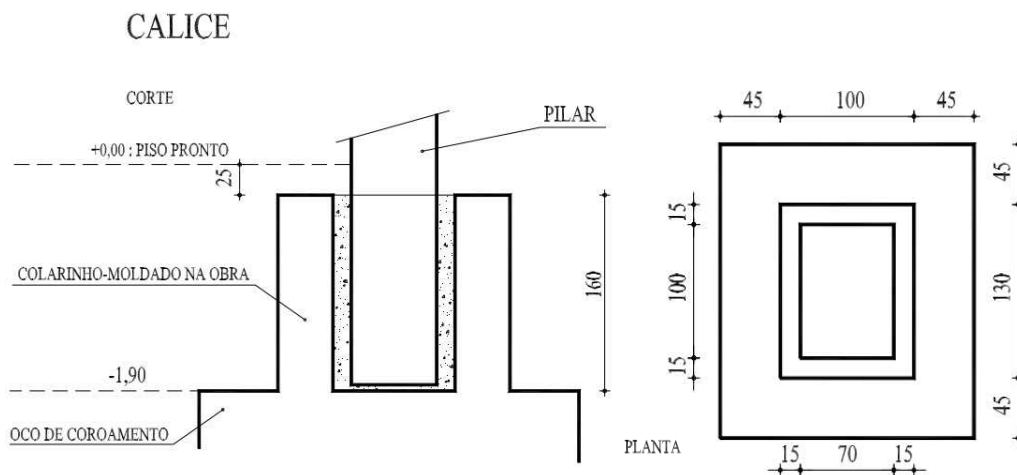
Segundo Mota (2001), para os elementos pré-fabricados foram feitas as verificações nas fases transitórias: de desforma, movimentação, transporte e montagem e, particularmente para a viga L, foi verificado que anterior a fase de concretagem da capa para solidarização dos elementos, no momento da colocação das laje 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 consolos, 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 11.

5.3. Tipologia das ligações

Segundo Mota (2001), para a solidarizar os elementos foram utilizadas das seguintes ligações:

- a. Ligação pilar-fundação do tipo cálice, Figura 11;

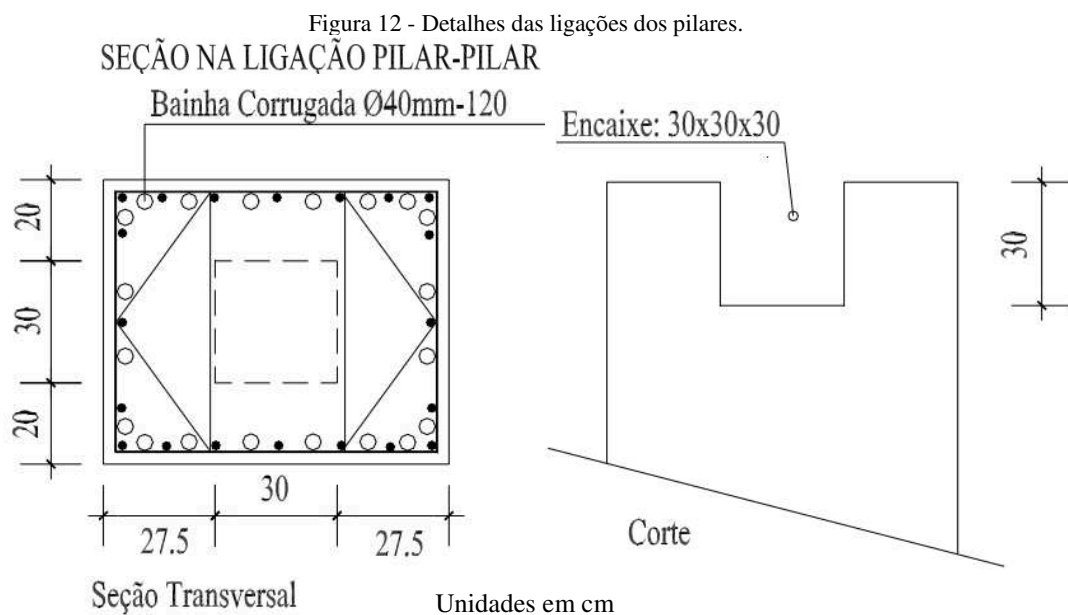
Figura 11 - Cálice de ligação entre o pilar e a fundação.



Fonte: Mota (2001).

A execução do cálice para receber o pilar pré-moldado, foi “in loco”, no local, 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 groute por um orifício lateral



Fonte: Mota (2001).

- c. Ligação dos painéis de vedação: os painéis sem finalidade estrutural, dispostos nas faces externas do edifício, foram fixados verticalmente por meio de consolos, Figura 13, posicionados sobre as vigas L e horizontalmente fixados por meio de um dispositivo chamado “Halfen”, Figura 14, que impede o tombamento.

Figura 13 - Consolo de fixação vertical dos painéis de vedação.



Fonte: Mota (2001).

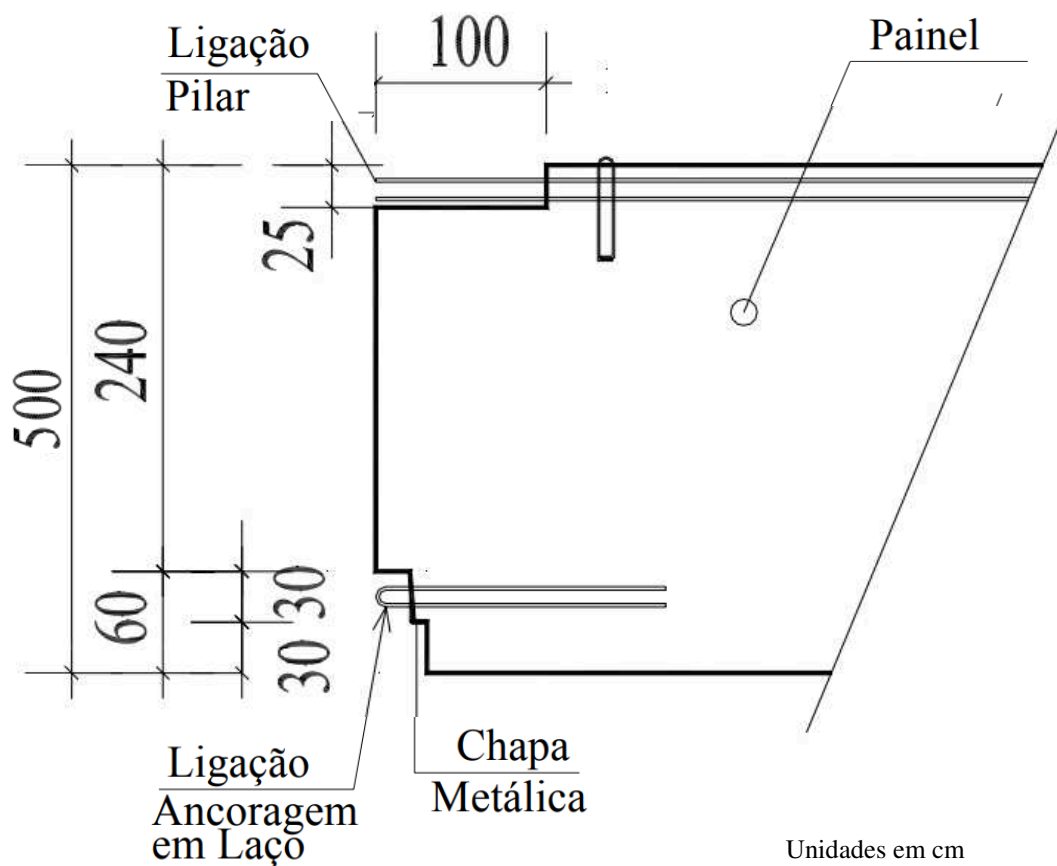
Figura 14 - Halfen, dispositivo de fixação horizontal dos painéis de vedação.



Fonte: Mota (2001).

- 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 15:

Figura 15 - Ligação dos painéis estruturais.

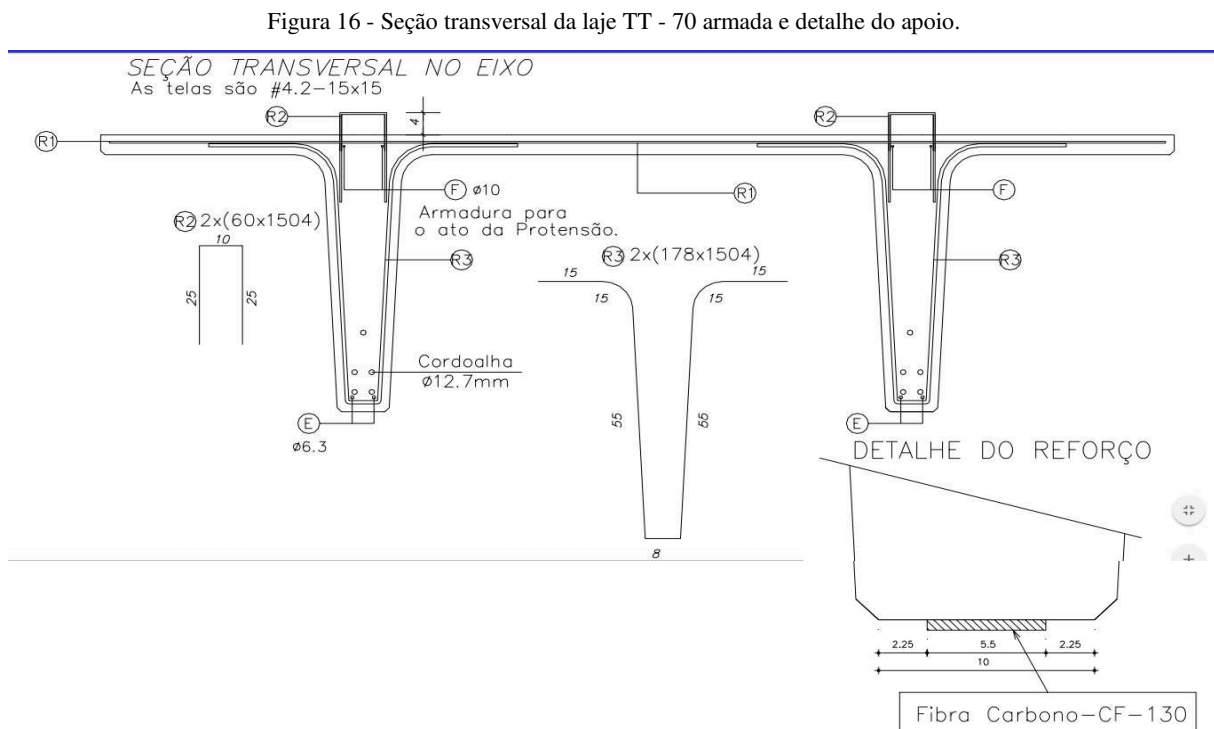


Fonte: Mota (2005).

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.

6. ELEMENTO DE DIMENSIONAMENTO

O elemento objeto de dimensionamento deste trabalho é a laje de seção TT – 70, que compõe a estrutura do edifício do ICC, sua seção transversal com as dimensões pertinentes é apresentada na figura 9. Como o dimensionamento deste elemento se deu no ano de 2001, os procedimentos adotados não eram os mesmos; tendo hoje a vigência de outras normas, portanto, para efeito de comparação, se tem que, a seção transversal da laje, com a armadura ativa calculada, bem como as armaduras passivas estão mostrados na Figura 16:



Fonte: Mota (2001).

O dimensionamento seguirá procedimentos expostos pela NBR 6118:2014 e os carregamentos obtidos através da ABNT NBR 6120:2017 (revisada); apesar da ABNT NBR 6120:2017 ainda não estar em vigência, foi optado pela adoção dos parâmetros nela apresentados, tendo em vista que, a mesma pode entrar em vigor a qualquer momento e se mostra bastante conservadora na disposição dos parâmetros para dimensionamento das cargas acidentais, que no caso de casa de máquinas são cargas significativas e a norma revisada adota um valor de $2,5 \text{ kN/m}^2$ maior que a norma antiga.

7. PRESCRIÇÕES DO PROJETO

O projeto consiste no dimensionamento de uma laje de seção TT – 70, bi_apoiada e com um vão de 15,10 m. A seção da laje pode ser observada nas Figuras 9 e 8. É também identificado 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.

O concreto é 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.

Aço de protensão:

Os aços a serem utilizados como armadura ativa e passiva estão descritos a seguir:

- **Armadura ativa**

Será 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.

Cargas:

Já atendendo as orientações da ABNT NBR 6120:2017 os esforços atuantes sobre a laje serão as cargas de peso próprio da laje; cargas permanentes adicionais, sendo o capeamento sobre a laje, piso de granito e forro de gesso, conforme especificação em projeto e cargas acidentais, conforme norma atualizada (calculada no Apêndice A).

8. PROCEDIMENTOS DE DIMENSIONAMENTO

Serão descritos os procedimentos de dimensionamento adotados para a laje de seção TT, levantando as características geométricas, sendo a seção já definida em projeto, e elencando os procedimentos mostrados pela ABNR NBR 6118:2014.

8.1. 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:

Tabela 2 - Características da seção transversal obtida pelo AutoCad.

```
Command: MASSPROP
Select objects: 1 found
Select objects:
----- REGIONS -----
Area: 3241.6901
Perimeter: 742.9456
Bounding box: X: 0.0000 -- 249.0000
               Y: 0.0000 -- 70.0000
Centroid: X: 124.5000
           Y: 47.5508
Moments of inertia: X: 8834869.3625
                   Y: 64753345.2325
Product of inertia: XY: -19191027.3319
Radii of gyration: X: 52.2053
                  Y: 141.3336
Principal moments and X-Y directions about centroid:
I: 1505168.4717 along [1.0000 0.0000]
J: 14506338.4940 along [0.0000
1.0000]
```

Fonte: AutoCad (2018).

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

Tabela 3 - Características geométricas pertinentes.

Área:	3 241,69 cm ²	Perímetro (u):	742,95 cm
X_{c.g.}:	124,5 cm	Y_{c.g.}:	47,5508 cm
I_{x-x}:	8 834 869,3625 cm ⁴	I_{y-y}:	64 753 345,2325 cm ⁴

Fonte: Adaptado de AutoCad (2018).

8.2.Cálculo dos esforços

Devem ser calculadas todas as cargas permanentes, bem como as cargas acidentais e serem analisados os esforços gerados nas peças, podendo utilizar do Ftool para melhor representação dos diagramas de esforços.

Os pesos específicos de cada elemento podem ser consultados na ABNT NBR 6120:2017 (Revisada), lembrando que, conforme exposto na seção 7 deste trabalho, sobre a laje existe um capeamento em concreto armado, um piso de granito e os pesos advindos de alvenarias, além do forro sob a peça, que contribui para o acréscimo de cargas, sendo o cálculo demonstrado no Apêndice A.

Em resumo, as forças atuantes sobre a peça, considerando o comprimento da peça de 2,49 m, estão divididas entre g_1 , g_2 e q , sendo, respectivamente, a carga gravitacional devido ao peso próprio da laje, carga gravitacional devido ao peso dos demais elementos contribuintes e esforços acidentais.

Para efeito de dimensionamento serão utilizados os esforços da situação mais desfavorável, sendo esta, duas peças de laje do 7º pavimento, detalhado no Apêndice A, em que se encontram as salas de casa de máquinas, portanto, para esta situação as cargas são:

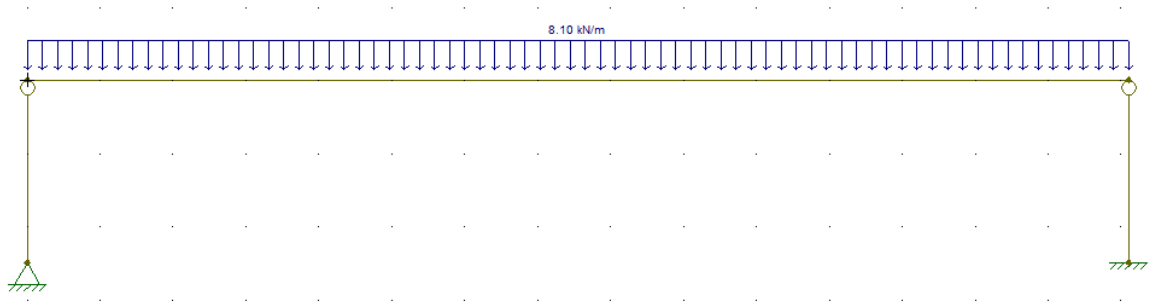
- Carga de peso próprio: $g_1 = 8,10$ kN/m;
- Carga Permanente: $g_2 = 10,71$ kN/m;
- Carga Acidental: $q = 16,10$ kN/m.

Os esforços solicitantes são obtidos por meio do Ftool, sendo que, devido as suas características de contorno, a laje pode ser modelada como um elemento bi apoiado.

Esforços devido ao peso próprio da estrutura

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

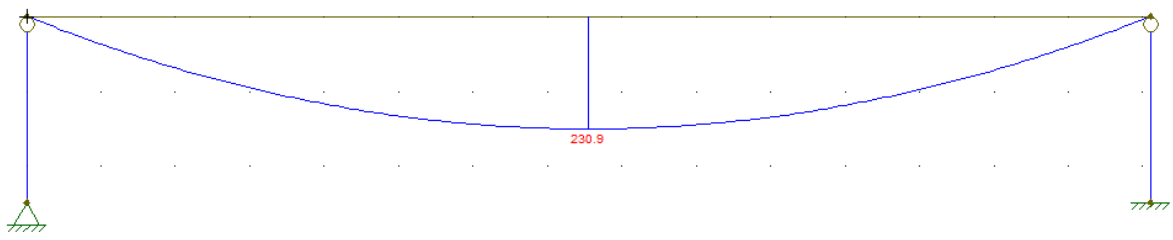
Figura 17 - Carregamento referente ao peso próprio da laje g_1 .



Fonte: Autor (2018).

Esforços de momento em kN/m devido a g_1 :

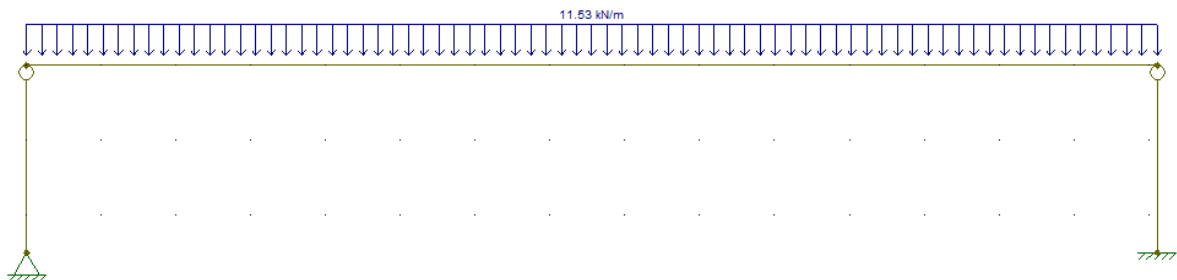
Figura 18 - Esforços de momentos devido as cargas do peso próprio da laje g_1 .



Fonte: Ftool (2018).

O carregamento, bem como os esforços de momento devido as cargas advindas dos elementos como o capeamento, alvenarias, piso e forro (g_2) podem ser observados a seguir:

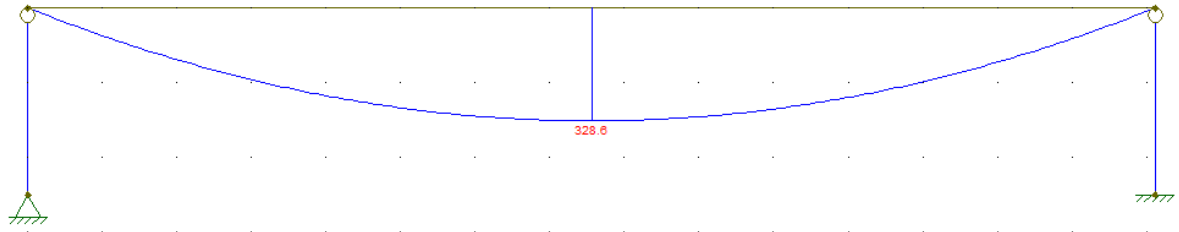
Figura 19 - Carregamento referente as demais cargas permanentes g_2 .



Fonte: Autor (2018).

Esforços de momento em kN/m devido a g_2 :

Figura 20 - Esforços de momento devido as demais cargas permanentes g_2 .

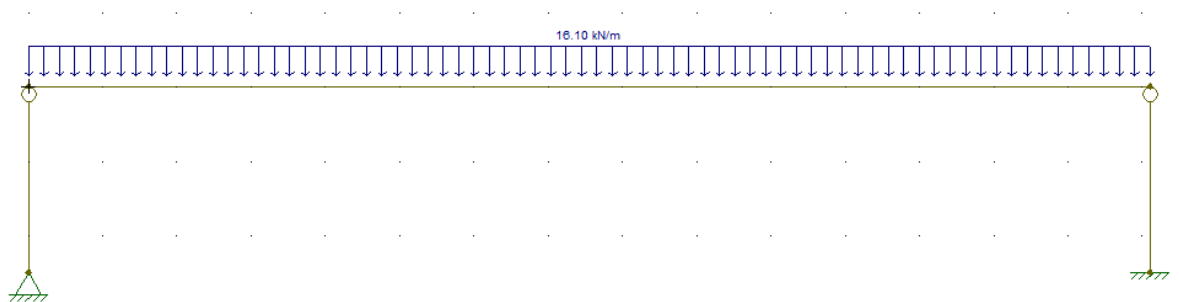


Fonte: Ftool (2018).

Esforços devido as cargas acidentais q

O carregamento e o esforço de momento gerado na peça devido à integralidade das ações acidentais sobre a peça podem ser observados a seguir:

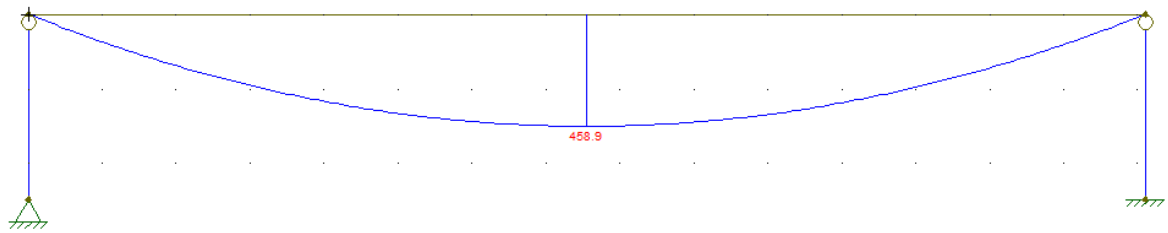
Figura 21 - Carregamento devido aos esforços das cargas acidentais q .



Fonte: Autor (2018).

Esforços de momento em kN/m devido a q :

Figura 22 - Esforços de momento devido as cargas acidentais q .



Fonte: Ftool (2018).

8.3.Cálculo das tensões atuantes

Utilizando os parâmetros obtidos por meio do AutoCad, mostrados na seção 8.1 deste trabalho, 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:

$$\sigma_{ig_i} = \frac{M_{g_i}}{W_i} \quad (1)$$

Sendo:

σ_{ig_i} = Tensão devido ao momento fletor (kN/m²);

M_{g_i} = Momento fletor (kN.m);

W_i = Módulo de resistência (m³).

Sendo o Módulo de resistência obtido seguinte equação:

$$W_i = \frac{I_{x-x}}{y_i} \quad (2)$$

Sendo:

W_i = Módulo de resistência (m);

I_{x-x} = Momento de inércia em torno do eixo X (m⁴);

y_i = Distância da fibra considerada ao C.G. (m).

Sendo assim, é possível obter as tensões devido ao peso próprio e carga permanente, nas fibras inferiores e superiores, utilizando a formulação (1) e analogamente obter os esforços para as cargas acidentais.

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

Seja, de acordo com a seção 9.1, y_1 e y_2 respectivamente:

$$y_1 = y_{c.g.} = 47,5508 \text{ cm} \quad (3)$$

$$y_2 = y_{c.g.} - h_{TT} = 47,5508 - 70 = -22,4492 \text{ cm} \quad (4)$$

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

$$W_1 = \frac{I_{x-x}}{y_1} = \frac{8\,834\,869,3625}{47,5508} = 185\,798,5431 \text{ cm}^3 = 0,185798 \text{ m}^3 \quad (5)$$

$$W_2 = \frac{I_{x-x}}{y_2} = \frac{8\,834\,869,3625}{-22,4492} = -393\,549,4077 \text{ cm}^3 = -0,393549 \text{ m}^3 \quad (6)$$

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

$$\sigma_1 g_1 = \frac{M_{g1}}{W_1} = \frac{230,98}{0,185798} = 1\,243,18 \text{ kN/m}^2 \quad (7)$$

$$\sigma_2 g_1 = \frac{M_{g1}}{W_2} = \frac{230,98}{-0,393549} = -586,91 \text{ kN/m}^2 \quad (8)$$

$$\sigma_1 g_2 = \frac{M_{g2}}{W_1} = \frac{328,7}{0,185798} = 1\,769,14 \text{ kN/m}^2 \quad (9)$$

$$\sigma_2 g_2 = \frac{M_{g2}}{W_2} = \frac{328,7}{-0,393549} = -835,23 \text{ kN/m}^2 \quad (10)$$

$$\sigma_1 q = \frac{M_q}{W_1} = \frac{458,73}{0,185798} = 2\,468,99 \text{ kN/m}^2 \quad (11)$$

$$\sigma_2 q = \frac{M_q}{W_2} = \frac{458,73}{-0,393549} = -1\,165,63 \text{ kN/m}^2 \quad (12)$$

8.4. Cálculo da força de protensão

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

Primeiramente, deve-se classificar a obra quanto a classe de agressividade do ambiente em que o elemento estrutural está inserido. Com a classificação por meio da CAA (Classe de Agressividade Ambiental), que pode ser realizada utilizando da ABNT NBR 6118.

Porém, para a obtenção deste parâmetro foi utilizado um artigo, que determina a CAA da região onde está inserido o edifício do ICC, conforme demonstrado na figura 23:

Figura 23 - Classe de agressividade ambiental por região em Fortaleza.



Ativar o Windows
Acesse Configurações para ativar o Wind

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

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

Portanto, é considerado que o elemento estrutural está 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, estando os parâmetros de acordo com a ABNT NBR 6118:2014.

Já classificado quanto a agressividade ambiental e as exigências de durabilidade pela tabela 1, que está exposta na seção 4.2.5. 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.

NBR 6118:2014

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 conforme tabela 4:

Tabela 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 $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \psi_1 F_{qjk}$
<p>onde</p> <p>$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;</p> <p>F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas;</p> <p>ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS;</p> <p>ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.</p>		

Fonte: NBR 6118:2014.

Os fatores de redução podem ser determinados pela tabela 5:

Tabela 5 - Determinação dos fatores de redução devido as combinações.

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.

8.4.1. Estimativa da força de protensão

Por meio da 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 permite desviar do cálculo deste, 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:

$$M_r = \frac{\alpha f_{ct} \times I_c}{y_t} \therefore \delta_{ct,lim} = \alpha f_{ctk} \quad (13)$$

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).

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

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \times f_{ctm} \quad (14)$$

$$f_{ctm} = 0,3 \times \sqrt[3]{f_{ctk}^2} \quad (15)$$

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

$$f_{ctk,inf} = 0,21 \times \sqrt[3]{f_{ctk}^2} = 0,21 \times \sqrt[3]{40^2} = 2,46 \text{ MPa} \quad (16)$$

Portanto, para a verificação deste estado, tomando como base a tabela 6 (tabela 11.2 da NBR 6118:2014), tem-se que $\psi_1 = 0,6$, admitindo que a laje está inserida em um ambiente com grande movimentação de pessoas e com pesos fixos que permanecem por longos períodos de tempo, e sendo esta de seção TT, obtém-se o seguinte equacionamento:

$$\sigma_1 g_1 + \sigma_1 g_2 + \psi_1 \sigma_1 q + \sigma_1 P_\infty \leq \sigma_{ct,lim} \quad (17)$$

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

$$\begin{aligned} 1,243 + 1,769 + 0,6 \times 2,468 + \sigma_1 P_\infty &\leq 1,2 \times 2,46 \\ \therefore 4,367 + \sigma_1 P_\infty &\leq 2,95 \rightarrow \sigma_1 P_\infty \leq -1,55 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (18)$$

Por meio da combinação quase permanente

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

Para as combinações quase permanentes, conforme tabela 6, tem-se que $\psi_2 = 0,4$, portanto, a seção não pode sofrer tração neste estado, tem-se que:

$$\sigma_1 g_1 + \sigma_1 g_2 + \psi_2 \sigma_1 q + \sigma_1 P_\infty \leq 0 \quad (19)$$

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

$$\begin{aligned} 1,243 + 1,769 + 0,4 \times 2,468 + \sigma_1 P_\infty &\leq 0 \\ \therefore \sigma_1 P_\infty &\leq -3,99 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (20)$$

Cálculo da protensão final estimada, situação mais crítica

Se pode utilizar das relações geométricas da seção transversal da laje 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 através das reações na seção de concreto, em conjunto com as armaduras ativas, se obtém a seguinte relação para obtenção da força de protensão:

$$\sigma_1 P_\infty = \frac{P_{\infty,est}}{A_c} + \frac{M_p}{W_1} = \frac{P_{\infty,est}}{A_c} + \frac{P_{\infty,est} \times e_p}{W_1} \quad (21)$$

Adotando-se 10 cm de distância entre o C.G., pensando na existência de três camadas de armadura ativa, da armadura de protensão até a face inferior da peça (fibra 1), utilizando do equacionamento exposto em 21 e substituindo os valores já conhecidos, considerando o estado limite de descompressão, o qual se mostrou mais crítico, encontramos as seguintes relações:

$$\sigma_1 P_\infty = \frac{P_{\infty,est}}{3241,69} + \frac{P_{\infty,est} \times (47,5508 - 10)}{185\,798,2325} \leq -0,399 \rightarrow P_{\infty,est} \leq -783,4 \text{ kN} \quad (22)$$

Portanto, será adotado o valor de $P_{\infty,est} = -783,4 \text{ kN}$, até o momento, para efeito de cálculo.

8.4.2. Seção transversal da armadura ativa

Inicialmente, deve-se adotar um valor estimado das perdas, por não ser possível mensurá-las, sem antes dimensionar a seção da armadura. Portanto, estima-se as perdas progressivas em 25 %, com o que se pode estimar o valor da protensão inicial e, portanto, a seção transversal das armaduras.

$$\Delta P_{est} = 25\% \therefore P_{0,est} = \frac{P_{\infty,est}}{0,75} = \frac{-783,4}{0,75} = 1\,044,53 \text{ kN} \cong 1\,045 \text{ kN} \quad (23)$$

Sendo assim, com as perdas em 25%, tem-se que o valor da protensão inicial seria de 1 045 kN, podendo assim estimar a área necessário de cordoalhas de protensão pelo equacionamento a seguir:

$$A_{p,est} = \frac{P_{0,est}}{\sigma_{p0,lim}} \quad (24)$$

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 o aço utilizado neste projeto, conforme descrito na seção 7.1, será o aço de *relaxação baixa, CP 190*, e tendo em vista o exposto na ABNT NBR 6118:2014, tem-se os seguintes limites para a tensão na armadura:

$$\sigma_{p0,lim} \leq \begin{cases} 0,74 \times f_{ptk} \\ 0,82 \times f_{pyk} \end{cases} \quad (25)$$

Sendo assim, se obtém os seguintes limites:

$$\sigma_{p0,lim} \leq \begin{cases} 0,74 \times 190 = 140,6 \text{ kN/cm}^2 \\ 0,82 \times (0,9 \times 190) = 140,22 \text{ kN/cm}^2 \end{cases} \quad (26)$$

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

$$A_{p,est} = \frac{P_{0,est}}{\sigma_{p0,lim}} = \frac{1\ 045}{140,22} \cong 7,45 \text{ cm}^2 \cong 745 \text{ mm}^2 \quad (27)$$

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

Tabela 6 - 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_{yk} (= 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 Belgo – Grupo Arcelor, 2004.		

Fonte: Hanai (2005).

Conforme NBR 7483:2008, para o cálculo da área necessária de aço, pode-se utilizar da área nominal, porém, tomando por base a área mínima das cordoalhas tem-se as seguintes opções para a adoção do número de cordoalhas:

- $8\phi 12,7 + 2\phi 9,5$ (900,6 mm²)
 - $8\phi 12,7$ (789,6 mm²)
 - $10\phi 12,7$ (987 mm²)
 - $6\phi 15,2$ (840 mm²)
- (28)

Como se trata de uma Laje de seção TT – 70, em que deve-se pensar na simetria da peça, devido a existência de duas almas, caso deseje-se interromper alguma cordoalha, e em conformidade com o projeto do professor Mota, optou-se aqui pela penúltima opção de $10\phi 12,7$ mm, por ser a opção que mais se aproxima da opção do professor Mota.

Sendo que a área nominal de aço para $10\phi 12,7$ mm = 987 mm²

8.4.3. Seção homogeneizada

Conforme descrito nas seções da ABNT NBR 6118:2014, se utiliza para os cálculos a seguir os dados da seção de concreto homogeneizada.

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

$$A_{hom} = A_{c,liq} + \alpha_p A_p = A_c + (\alpha_p - 1)A_p \quad (29)$$

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).

8.4.3.1. 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:

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_c} \quad (30)$$

Sendo definido pela 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:

$$E_{ci} = \alpha_E \times 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (31)$$

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 $\alpha_E = 1,2$.

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:

$$f_{cd} = f_{ckj} = \beta_1 f_{ck} \quad (32)$$

Sendo:

$$\beta_1 = \exp \left\{ s \left[1 - \left(28/t \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} \quad (33)$$

Sendo:

$s = 0,38$ para concreto de cimento CPIII e IV;

$s = 0,25$ para concreto de cimento CPI e II;

$s = 0,20$ para concreto de cimento CPV-ARI;

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, que será então aqui adotado.

Como estamos trabalhando com peças pré-moldadas com tensões altas desde o início da vida destas, não se justifica trabalhar com o módulo de elasticidade tangente, sendo assim será utilizado o módulo de elasticidade secante, que pela mesma NBR e mesma seção define que este pode ser encontrado da seguinte forma:

$$E_{cs} = \alpha_i \times E_{ci} \quad (34)$$

Sendo:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \times \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (35)$$

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 :

$$\beta_1 = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} = \exp \left\{ 0,119 \left[1 - \left(\frac{28}{2} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} = 0,722 \quad (36)$$

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

$$f_{ckj} = 0,722 \times 40 = 28,86 \text{ MPa} \quad (37)$$

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

$$E_{ci} = \alpha_e \times 5600 \sqrt{f_{ck}} = 1,2 \times 5600 \sqrt{28,86} = 36 \ 103,84 \text{ MPa} \quad (38)$$

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

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \times \frac{28,86}{80} \leq 1,0 \rightarrow \alpha_i = 0,872 \quad (39)$$

Módulo secante:

$$E_{cs} = \alpha_i \times E_{ci} = 0,872 \times 36\,103,84 = 31\,488,4 \text{ MPa} \quad (40)$$

Obtidos todos estes parâmetros, pode-se 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:

$$\alpha_p = \frac{200\,000}{31\,488,4} = 6,35 \quad (41)$$

Encontrado a relação entre os módulos de elasticidade, tem-se que a área da seção homogeneizada, utilizando do demonstrado na seção 7.5 deste projeto, será de:

$$A_{hom} = A_c + (\alpha_p - 1)A_p = 3\,241,69 + (6,35 - 1) \times 9,87 = 3\,294,51 \text{ cm}^2 \quad (42)$$

8.4.3.2. 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 $Y_{c.g.}$:

$$Y_{c.g.} = e_{ph} + 10 = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_{hom}} = \frac{3\,241,69 \times 47,5508 + 9,87 \times (6,35 - 1) * 10}{3\,294,51} \quad (43)$$

$$= 46,95 \text{ cm}$$

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

$$I_h = \sum I_{x-x} + \sum A_i y^2 - y^2 C.G. \times \sum A_{ih} \quad (44)$$

$$= (6,35 - 1) \times 9,87 \times (46,95 - 10)^2$$

$$- (47,55 - 46,94)^2 \times 3\,294,51 = 8\,919\,260,01 \text{ cm}^4$$

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

$$W_{1h} = \frac{I_{x-x}}{y_1} = \frac{8\,919\,260,01}{46,94} = 189\,978,6 \text{ cm}^3 = 0,189\,786 \text{ m}^3 \quad (45)$$

$$W_{2h} = \frac{I_{x-x}}{y_2} = \frac{8\,919\,260,01}{(46,94 - 70)} = -386\,931,91 \text{ cm}^3 = -0,386\,931 \text{ m}^3 \quad (46)$$

8.4.4. 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 NBR 6118:2014, os limites para aços de relaxação baixa (RB), da tensão na saída do aparelho de protensão é dado por:

$$\sigma_{P0,lim} \leq \begin{cases} 0,77 \times 190 = 146,3 \text{ kN/cm}^2 \\ 0,85 \times (0,9 \times 190) = 145,35 \text{ kN/cm}^2 \end{cases} \quad (47)$$

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

$$P_i \leq \begin{cases} 146,3 \times 9,87 = 1\,443,98 \text{ kN} \\ 145,35 \times 9,87 = 1\,434,60 \text{ kN} \end{cases} \quad (48)$$

Para o projeto adota-se a menor dentre as duas opções, portanto seja $P_i \cong P_a \cong 1434,6 \text{ kN}$.

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:

$$P_a = 0,97 \times P_i = 0,97 \times 1434,6 = 1\,391,57 \text{ kN} \quad (49)$$

Portando, seja a tensão do aço:

$$\sigma_{Pa} = \frac{P_a}{A_p} = \frac{1\,391,57}{9,87} = 140,99 \text{ kN/cm}^2 \quad (50)$$

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

Tem-se que a tensão no concreto pode ser estimada pela formulação a seguir e substituindo os valores conhecidos é possível se obter a tensão da seguinte forma:

$$\begin{aligned}\sigma_c P_a &= - \left[\frac{P_a}{A_h} + \frac{P_a e_p^2}{I_h} \right] = - \left[\frac{1\,391,57}{3\,294,51} + \frac{1\,391,57 \times (46,95 - 10)^2}{8\,919\,260,01} \right] \\ &= - 0,6357 \text{ kN/cm}^2\end{aligned}\quad (51)$$

E sendo a relação entre os módulos de elasticidade do concreto e do aço $\alpha_p = 6,35$, tem-se:

$$\sigma P_0 = \sigma P_a - \alpha_p \times \sigma_c P_a = 140,99 - 6,35 \times 0,6357 = 136,95 \text{ kN/cm}^2 \quad (52)$$

Portanto, sendo $\sigma P_0 = 136,95 \text{ kN/cm}^2 \leq \sigma_{P_0,lim} \therefore ok!$

8.4.5. Perdas progressivas

As perdas progressivas podem ser estimadas por dois métodos segundo a ABNT, o processo aproximado e o processo simplificado, estes estão discretizados na NBR 6118:2014 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:

$$0,75 \times [-8.10^{-5} \times \varphi(\infty, t_0)] \leq \varepsilon_{cs} \leq 1,25 \times [-8.10^{-5} \times \varphi(\infty, t_0)] \quad (53)$$

Portanto, é 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, esta pode ser encontrada pelos procedimentos na seção seguinte:

8.4.5.1. Espessura fictícia

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

$$RG = 2 \frac{A_c}{u} \quad (54)$$

Sendo:

RG = Relação Geométrica;

A_c = Área da seção bruta de concreto (cm²);

u = Perímetro exposto ao ar (cm).

Portanto, a espessura fictícia é dada por:

$$h_{fic} = \gamma RG \quad (55)$$

Sendo γ obtido no anexo A da ABNT NBR 6118:2014, conforme tabela 7 exposta a seguir:

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

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

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

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

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

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

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

Fonte: NBR 6118:2014.

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 determina-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:

$$RG = 2 \times \frac{3241,69}{742,95} = 8,73 \text{ cm} \quad (56)$$

$$h_{fic} = \gamma RG = 1,5 \times 8,73 = 13,09 \text{ cm} \quad (57)$$

8.4.5.2. 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.

Tem-se que a peça será 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 $\varepsilon_{cs}(\infty, t_0)$.

8.4.5.3. Retração do concreto

A deformação específica do concreto também pode ser determinada utilizando parâmetros do anexo A, 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:

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

$$\varepsilon_{cs}(\infty, t_0) = \varepsilon_{cd,\infty} [\beta_s(10\ 000) - \beta_s(21)] \quad (58)$$

Sendo:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = \varepsilon_{1s} \times \varepsilon_{2s}$$

ε_{1s} = Coeficiente que depende da umidade do ar, obtido na tabela 8 (A.1 da NBR);

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33+2h_{fic}}{20,8+3h_{fic}}, \text{ função da altura fictícia.}$$

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 NBR 6118:2014, conforme demonstrado a seguir:

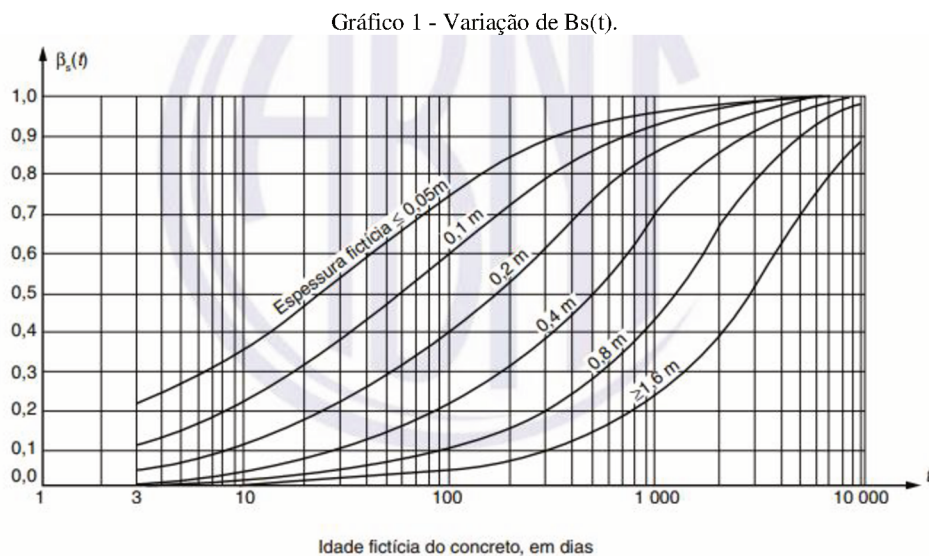


Figura A.3 – Variação de $\beta_s(t)$

Fonte: NBR 6118:2014.

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

$$\beta_s(t) = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + A\left(\frac{t}{100}\right)^2 + B\left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + C\left(\frac{t}{100}\right)^2 + D\left(\frac{t}{100}\right) + E} \quad (59)$$

Sendo:

$$A = 40; \quad (60)$$

$$B = 116h^3 - 282h^2 + 220h - 4,8; \quad (61)$$

$$C = 2,5h^3 - 8,8h + 40,7; \quad (62)$$

$$D = -75h^3 + 585h^2 + 496h - 6,8; \quad (63)$$

$$E = -169h^4 + 88h^3 + 584h^2 - 39h + 0,8; \quad (64)$$

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 9.4.6.1 deste projeto, em que se obteve $h_{fic} = 13,09$ cm, tem-se que os parâmetros A, B, C, D e E para obtenção do $\beta_s(21)$ e $\beta_s(10\ 000)$, são:

$$A = 40 \quad (65)$$

$$B = 116 \times 0,1309^3 - 282 \times 0,1309^2 + 220 \times 0,1309 - 4,8 = 19,43 \quad (66)$$

$$C = 2,5 \times 0,1309^3 - 8,8 \times 0,1309 + 40,7 = 39,55 \quad (67)$$

$$D = -75 \times 0,1309^3 + 585 \times 0,1309^2 + 496 \times 0,1309 - 6,8 = 67,98 \quad (68)$$

$$E = -169 \times 0,1309^4 + 88 \times 0,1309^3 + 584 \times 0,1309^2 - 39 \times 0,1309 + 0,8 = 5,85 \quad (69)$$

Retornando a equação 57 e substituindo os valores agora conhecidos se obtém:

$$\beta_s(21) = \frac{\left(\frac{21}{100}\right)^3 + 40\left(\frac{21}{100}\right)^2 + 19,43\left(\frac{21}{100}\right)}{\left(\frac{21}{100}\right)^3 + 39,55\left(\frac{21}{100}\right)^2 + 67,98\left(\frac{21}{100}\right) + 5,85} = 0,268 \quad (70)$$

$$\beta_s(10\ 000) = \frac{\left(\frac{10\ 000}{100}\right)^3 + 40\left(\frac{10\ 000}{100}\right)^2 + 19,43\left(\frac{10\ 000}{100}\right)}{\left(\frac{10\ 000}{100}\right)^3 + 39,55\left(\frac{10\ 000}{100}\right)^2 + 67,98\left(\frac{10\ 000}{100}\right) + 5,85} = 0,997 \quad (71)$$

Através 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 $\beta_s(21) = 0,268$ e $\beta_s(10\ 000) = 0,997$ e pela tabela 8 deste projeto, é possível determinar o coeficiente de retração, $\varepsilon_{1s} = -5 \times 10^4$, portanto a deformação específica do concreto é determinada por:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cs}(\infty, t_0) &= \varepsilon_{cd,\infty}[\beta_s(10\ 000) - \beta_s(21)] \\ &= \left[-6,2 \times 10^{-4} \times \frac{33 + 2 \times 13,09}{20,8 + 3 \times 13,09} \right] \times [0,997 - 0,268] \\ &= -4,5 \times 10^{-4} \end{aligned} \quad (72)$$

8.4.5.4. Fluência do concreto

Calculado de acordo com o anexo A da ABNT NBR 6114:2018, 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:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varepsilon_{cca} + \varepsilon_{ccf} + \varepsilon_{ccd} \quad (73)$$

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

$$\varepsilon_{c,tot} = \varepsilon_c + \varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_c}{E_{c28}} \varphi(t, t_0) \quad (74)$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_a + \varphi_{f\infty} [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] + \varphi_{d\infty} \beta_d \quad (75)$$

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, no anexo A:

$$\varphi_a = 0,8 \times \left[1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \right] = 0,8 \times [1 - \beta_1] \quad (76)$$

$$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \times \varphi_{2c} \quad (77)$$

$$\varphi_{1c} = \text{coeficiente que depende da umidade tabela 8} \quad (78)$$

$$\varphi_{2c} = \frac{42 + h_{fic}}{20 + h_{fic}} \quad (79)$$

$$\varphi_{d\infty} = 0,4; \text{valor considerado final do coeficiente de deformação lenta} \quad (80)$$

$$\beta_d = \frac{t - t_0 + 20}{t - t_0 + 70}; \text{Coeficiente relativo à deformação lenta reversível} \quad (81)$$

$$\beta_f = \text{Coeficiente relativo à deformação lenta irreversível} \quad (82)$$

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 NBR 6118:2014, conforme segue:

Gráfico 2 - Variação de $\beta_f(t)$.

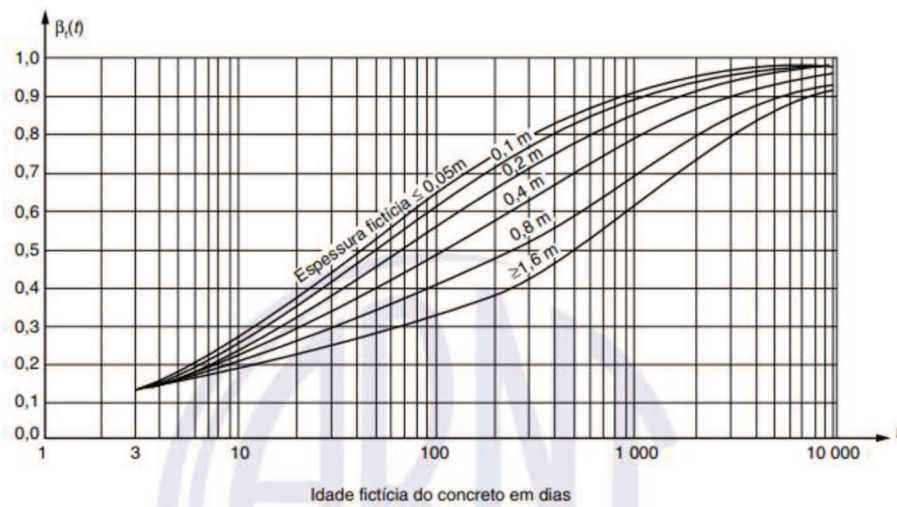


Figura A.2 – Variação de $\beta_f(t)$

Fonte: ABNT 6118:2014.

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

$$\beta_f = \frac{t^2 + At + B}{t^2 + Ct + D} \quad (83)$$

Sendo:

$$A = 42h^3 - 350h^2 + 588h + 113; \quad (84)$$

$$B = 768h^3 - 3060h^2 + 3234h - 23; \quad (85)$$

$$C = -200h^3 + 13h^2 + 1090h + 183; \quad (86)$$

$$D = 7579h^3 - 31916h^2 + 35343h + 1931. \quad (87)$$

Sendo h a espessura fictícia então, e esta já foi determinada na seção 9.4.6.1, os parâmetros A, B, C e D necessários ao cálculo do valor do coeficiente relativo à deformação lenta irreversível se obtém da seguinte forma:

$$A = 42 \times 0,1309^3 - 350 \times 0,1309^2 + 588 \times 0,1309 + 113 = 184,07 \quad (88)$$

$$B = 768 \times 0,1309^3 - 3060 \times 0,1309^2 + 3234 \times 0,1309 - 23 = 349,62 \quad (89)$$

$$C = -200 \times 0,1309^3 + 13 \times 0,1309^2 + 1090 \times 0,1309 + 183 = 325,41 \quad (90)$$

$$D = 7579 \times 0,1309^3 - 31916 \times 0,1309^2 + 35343 \times 0,1309 + 1931 \\ = 6027,49 \quad (91)$$

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:

$$\beta_f(21) = \frac{21^2 + 184,07 \times 21 + 349,62}{21^2 + 325,41 \times 21 + 6027,49} = 0,35 \quad (92)$$

$$\beta_f(10\ 000) = \frac{10\ 000^2 + 184,07 \times 10\ 000 + 349,62}{10\ 000^2 + 325,41 \times 10\ 000 + 6027,49} = 0,986 \quad (93)$$

Consultando a tabela 7 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:

$$\varphi_a = 0,8 \times [1 - 0,722] \cong 0,223 \quad (94)$$

$$\varphi_{f\infty} = 2,5 \times \frac{42 + 13,09}{20 + 13,09} \cong 4,16 \quad (95)$$

$$\beta_d = \frac{10\,000 - 21 + 20}{10\,000 - 21 + 70} \cong 0,995 \quad (96)$$

$$\varphi(t, t_0) = 0,223 + 4,16 \times [0,986 - 0,35] + 0,4 \times 0,995 \cong 3,27 \quad (97)$$

Obtidos os parâmetros de comparação, sendo apenas este necessário até esta seção, para a decisão baseado na equação 51 sobre qual processo utilizar para o cálculo das perdas, se pode prosseguir com a comparação, conforme descrito a seguir:

$$0,75 \times [-8 \cdot 10^{-5} \times 3,27] \leq \varepsilon_{cs}(\infty, t_0) \leq 1,25 \times [-8 \cdot 10^{-5} \times 3,27]$$

$$-1,96 \times 10^{-4} \leq -4,5 \times 10^{-4} \geq 3,27 \times 10^{-4} \rightarrow \text{condição não verificada} \quad (98)$$

∴ Processo simplificado

Sendo a condição exposta na seção 9.4.6., equação 51, não atendida, se deve prosseguir os cálculos de perdas progressivas pelo método simplificado, estando este discriminado nas seções a seguir.

8.4.5.5. Processo simplificado

Conforme mostrado pela 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).

NBR 6118:2014 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 três camadas, até o momento, com distanciamento máximo de 5 cm ente camadas, inferior a 10% de h, conforme descreve a seção 17.2.4.1 da 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:

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0)E_p - \alpha_p\sigma_{c,p0g}\varphi(t, t_0) - \sigma_{p0}\chi(t, t_0)}{\chi_p + \chi_c\alpha_p\eta\rho_p} \quad (99)$$

Sendo:

$$\chi(t, t_0) = -\ln[1 - \Psi(t, t_0)] \quad (100)$$

$$\chi_c = 1 + 0,5\varphi(t, t_0) \quad (101)$$

$$\chi_p = 1 + \chi(t, t_0) \quad (102)$$

$$\eta = 1 + e_p^2 \frac{A_c}{I_c} \quad (103)$$

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_c} \quad (104)$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{ci28}} \quad (105)$$

$\sigma_{c,p0g}$ = 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 , conforme 8.2.11;

$\Psi(t, t_0)$ = 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:

8.4.6.5.1. Relaxação do aço

Conforme mostrado na 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.

Nesta seção os ensaios realizados são para o aço trabalhando por um tempo de 1 000h na temperatura a 20°C, que não é compatível com a temperatura da cidade de Fortaleza – Ceará, onde a média é de 26,5 °C⁶, portanto, se deve proceder ao cálculo da relaxação do aço conforme explicitado a seguir, se verificada a condição exposta anteriormente.

Analisando a tensão aplicada às cordoalhas, se obtém:

⁶ - Disponível em: < <http://www.portal-fortaleza.com/fortaleza.html>>. Acesso em nov. de 2018.

$$\frac{\sigma_{p0}}{f_{ptk}} = \frac{136,95}{190} = 0,72 \quad (106)$$

Portanto, se deve realizar o procedimento exposto na seção mencionada da referida NBR, que através da tensão aplicada às cordoalhas, σ_{p0} , o valor de ψ_{1000} pode ser obtido conforme tabela 8:

Tabela 8 - 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 NBR 6118:2014.

Sendo:

$$\frac{\sigma_{p0}}{f_{ptk}} = \frac{136,95}{190} = 0,72 \begin{cases} 0,7f_{ptk} \rightarrow 2,5 \% \\ 0,72f_{ptk} \rightarrow 2,7\% \\ 0,8f_{ptk} \rightarrow 3,5\% \end{cases} \quad \therefore \psi_{1000} = 0,0270 \quad (107)$$

Sendo este o valor relativo para 1 000h de trabalho do aço, adaptando conforme a seguir para o tempo de “infinito”, tempo de vida útil da peça, conforme a seguir:

$$\psi_{\infty} = 2,5 \times \psi_{1000} = 2,5 \times 0,0270 = 0,0675 = 6,75\% \quad (108)$$

Portanto, seja o coeficiente de fluência do aço, conforme descrito na seção 9.4.6.5 deste projeto:

$$\chi(t, t_0) = -\ln[1 - \Psi(t, t_0)] = -\ln[1 - 0,0675] = 0,0699 \quad (109)$$

Sendo o coeficiente de relaxação do aço de protensão:

$$\chi_p = 1 + \chi(10\,000, 21) = 1 + 0,0699 = 1,0699 \quad (110)$$

8.4.6.5.2. Tensão na seção mais solicitada

Por análises geométricas é possível definir as tensões da seguinte maneira

$$\sigma_{cp0g} = \frac{M_g \times e_p}{I_c} - \frac{P}{A_c} \left[1 + e_p^2 \times \frac{A_c}{I_c} \right] \quad (111)$$

Sendo:

$$P_0 = A_p \times \sigma_{p0} = 9,87 \times 136,95 \cong 1\,351,73 \text{ kN} \quad (112)$$

$$M_g = M_{g1} + M_{g2} = 230,98 + 328,7 = 559,68 \text{ kNm} \quad (113)$$

$$e_p = 46,90 - 10 = 36,90 \text{ cm} = 0,369 \text{ m} \quad (114)$$

$$I_c = 8\,919\,260,01 \text{ cm}^4 = 0,089\,192\,6 \text{ m}^4 \quad (115)$$

$$A_c = 3241,69 \text{ cm}^2 = 0,3242 \text{ m}^2 \quad (116)$$

$$\eta = 1 + e_p^2 \times \frac{A_c}{I_c} = 1 + 0,369^2 \times \frac{0,3242}{0,089\,192\,6} = 1,5 \quad (117)$$

Portanto, a tensão é dada por:

$$\begin{aligned}
 \sigma_{cp0g} &= \frac{M_g \times e_p}{I_c} - \frac{P}{A_c} \left[1 + e_p^2 \times \frac{A_c}{I_c} \right] \\
 &= \frac{559,68 \times 0,369}{0,089\ 192\ 6} - \frac{1\ 351,73}{0,3242} \left[1 + 0,369^2 \times \frac{0,3242}{0,089\ 192\ 6} \right] \quad (118) \\
 &\cong -3\ 940,08 \frac{kN}{m^2} \cong -3,94\ MPa
 \end{aligned}$$

8.4.6.5.3. 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 9.4.6.5 deste projeto, que é função da fluência do concreto, da seção 9.4.6.4, $\varphi(t, t_0) = 3,27$ 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:

$$\chi_c = 1 + 0,5\varphi(t, t_0) = 1 + 0,5 \times 3,27 = 2,63 \quad (119)$$

Podendo obter o módulo de elasticidade aos 28 dias do concreto através da ABNT NBR 6118:2014, conforme tabela 9, lembrando que no caso de peças sob grandes tensões, será utilizado o módulo secante:

Tabela 9 - Valores estimados de módulos de elasticidade para concreto aos 28 dias.

Tabela 8.1 – Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando o uso de granito como agregado graúdo)

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

Fonte: ABNT 6118:2014.

Portanto, sendo o agregado para a peça em questão basalto, tem-se que o módulo é 1,2 vezes maior, portanto, a relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto aos 28 dias:

$$\alpha_p = \frac{200}{1,2 \times 32} = 5,39 \quad (120)$$

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

$$\rho_p = \frac{9,87}{3242,6901} = 0,003045 \quad (121)$$

Portanto, pela seção 9.4.6.5 deste trabalho, as perdas progressivas, considerando todos os cálculos já executados se somam da seguinte forma (equação 97):

$$\begin{aligned}
\Delta\sigma_p(t, t_0) &= \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0)E_p - \alpha_p\sigma_{c,p0g}\varphi(t, t_0) - \sigma_{p0}\chi(t, t_0)}{\chi_p + \chi_c\alpha_p\eta\rho_p} \\
&= \frac{-(-0,00045) \times 200\,000 - 5,39 \times -3,94 \times 3,27 + 1369,54 \times 0,0699}{1,0699 + 2,63 \times 5,39 \times 1,5 \times 0,003045} \\
&= \frac{90 + 69,44 + 95,73}{1,0699 + 0,0647} = 224,39 \text{ MPa}
\end{aligned} \tag{122}$$

Que representa em percentual de perda:

$$\% = \frac{\Delta\sigma_p(t, t_0) \text{ MPa}}{\sigma_{P_0} \text{ MPa}} = \frac{224,39}{1\,369,54} \times 100 = 16,38\% \tag{123}$$

Portanto a tensão nas cordoalhas de aço será de: $1\,351,73 - (224,39/10 \times 9,87) = \mathbf{1\,130,26 \text{ kN}}$

Após cálculo das perdas progressivas, tem-se as forças efetivas expressas a seguir:

$$\begin{cases} P_i = 1\,434,6 \text{ kN} \\ P_a = 1\,391,57 \text{ kN} \\ P_0 = 1\,351,73 \text{ kN} \\ P_\infty = 1\,130,26 \text{ kN} \end{cases} \tag{124}$$

Ao analisarmos as forças de protensão obtidas, percebe-se que P_∞ é muito maior que a força de protensão esperada, pois as perdas foram menos que o esperado, de 25%, adotado nas primeiras seções de dimensionamento. Portanto, será analisado através do diagrama de curvas limites a real necessidade de 10 armaduras de protensão na peça.

8.5. Verificação das tensões na seção mais solicitada

8.5.1. 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 ABNT NBR 6118:2014, 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, o momento que gera os esforços com as tensões definidas abaixo, sejam as tensões:

Quanto à compressão e a tração, conforme equacionamento pela ABNT NBR 6118:2014 e equação 35 deste projeto, respectivamente:

$$f_{ctk,inf} = 0,21 \times \sqrt[3]{f_{ctk}^2} = 0,21 \times \sqrt[3]{28,86^2} = 1,98 \text{ MPa} \quad (125)$$

$$f_{ckj} = - 28,86 \text{ MPa} \quad (126)$$

Portanto, sejam os limites de compressão e de tração:

$$\begin{cases} \sigma_{c,lim} = 0,7 \times 28,86 = - 20,2 \text{ MPa} \\ \sigma_{t,lim} = 1,2 \times 1,98 = 2,37 \text{ MPa} \end{cases} \quad (127)$$

8.5.2. Estado em Serviço

O estado em serviço, o 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 5 deste projeto e seguindo os mesmos procedimentos da seção anterior, determina os seguintes limites:

$$\begin{cases} \sigma_{c,lim} = 0,7 \times 40 = - 28 \text{ MPa} \\ \sigma_{t,lim} = 1,2 \times 2,46 = 2,95 \text{ MPa} \\ \sigma_{o,lim} = 0 \text{ MPa (para combinação quase permanentes)} \end{cases} \quad (128)$$

8.5.3. Tensões nas combinações especiais

8.5.3.1. Fase de fabricação

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

$$\begin{cases} P_0 = 1\,351,73 \text{ kN} \\ W_{1h} = 0,1899 \text{ m}^3 \\ W_{2h} = -0,3869 \text{ m}^3 \\ e_{ph} = 36,95 \text{ cm} \\ M_{g1} = 231,59 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ M_{g2} = 433,84 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ M_q = 459,95 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ A_{ch} = 3\,294,51 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad (129)$$

Sejam as tensões:

$$\sigma_1 g_1 = \frac{M_g 1}{W_{1h}} = \frac{230,98}{0,1899} = 1\,215,58 \text{ kN/m}^2 = 1,215 \text{ MPa} \quad (130)$$

$$\sigma_2 g_1 = \frac{M_g 1}{W_{2h}} = \frac{230,98}{-0,3869} = -596,96 \text{ kN/m}^2 = -0,596 \text{ MPa} \quad (131)$$

$$\begin{aligned} \sigma_1 P_0 &= - \left[\frac{P_0}{A_{ch}} + \frac{P_0 \times e_{ph}}{W_{1h}} \right] = - \left[\frac{1\,351,73}{0,32945} + \frac{1\,351,73 \times 0,3695}{0,1899} \right] \\ &= -6\,731,97 \text{ kN/m}^2 = -6,73 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (132)$$

$$\begin{aligned} \sigma_2 P_0 &= - \left[\frac{P_0}{A_{ch}} + \frac{P_0 \times e_{ph}}{W_{2h}} \right] = - \left[\frac{1\,351,73}{0,32945} + \frac{1\,351,73 \times 0,3695}{-0,3869} \right] \\ &= -2\,812,2 \text{ kN/m}^2 = -2,81 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (133)$$

Sendo as tensões e os limites, conforme seção 9.5.1 deste projeto, demonstrados a seguir, que como apresentam tensões de compressão, estas serão analisadas.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 1,22 - 6,73 = -5,51 \text{ MPa} \left\{ \begin{array}{l} \geq \sigma_{lim,vazio} = -20,2 \text{ MPa} \therefore \text{ok!} \\ \leq \sigma_{lim,vazio} = 2,37 \text{ MPa} \therefore \text{ok!} \end{array} \right. \\ \sigma_2 = -0,596 - 2,81 = -3,41 \text{ MPa} \left\{ \begin{array}{l} \geq \sigma_{lim,vazio} = -20,2 \text{ MPa} \therefore \text{ok!} \\ \leq \sigma_{lim,vazio} = 2,37 \text{ MPa} \therefore \text{ok!} \end{array} \right. \end{array} \right. \quad (134)$$

8.5.3.2. Fase de transporte

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

$$g_{ed} \geq \beta_a \times g_k \quad (135)$$

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, tem-se que podem ser feitas as seguintes análises:

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

Portanto, se nestes três casos, as tensões não excederem os limites, o elemento estrutural passa na verificação para o transporte, tem-se que os dados necessários estão expostos na linha 84.

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** ($0,8g_1+P_0$):

$$\sigma_{1g_{1a}} = \frac{0,8 \times M_g 1}{W_{1h}} = \frac{0,8 \times 230,98}{0,1899} = 972,66 \text{ kN/m}^2 = 0,973 \text{ MPa} \quad (136)$$

$$\sigma_{2g_{1a}} = \frac{0,8 \times M_g 1}{W_{2h}} = \frac{0,8 \times 230,98}{-0,3869} = -477,56 \text{ kN/m}^2 = -0,478 \text{ MPa} \quad (137)$$

- b) Combinação **a** ($1,3g_1+P_0$);

$$\sigma_{1g_{1c}} = \frac{1,3 \times M_g 1}{W_{1h}} = \frac{1,3 \times 230,98}{0,1899} = 1\,580,06 \text{ kN/m}^2 = 1,58 \text{ MPa} \quad (138)$$

$$\sigma_{2g_{1c}} = \frac{1,3 \times M_g 1}{W_{2h}} = \frac{1,3 \times 230,98}{-0,3869} = -776,04 = -0,776 \text{ MPa} \quad (139)$$

c) Combinação **c** (1,4g₁+P₀);

$$\sigma_{1g_{1d}} = \frac{1,4 \times M_g 1}{W_{1h}} = \frac{1,4 \times 230,98}{0,1899} = 1\,702,15 \text{ kN/m}^2 = 1,7 \text{ MPa} \quad (140)$$

$$\sigma_{2g_{1d}} = \frac{1,4 \times M_g 1}{W_{2h}} = \frac{1,4 \times 230,98}{-0,3869} = -835,74 = -0,835 \text{ MPa} \quad (141)$$

Analisando as combinações, caso a caso, tem-se:

a) Combinação **a** (0,8g₁+P₀):

$$\begin{cases} \sigma_1 = 0,973 - 6,73 = -5,76 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = -0,478 - 2,81 = -3,29 \text{ MPa} \end{cases} \begin{cases} \geq \sigma_{lim} = -20,2 \text{ MPa} \therefore \text{ok!} \\ \leq \sigma_{lim} = 2,37 \text{ MPa} \therefore \text{ok!} \end{cases} \quad (142)$$

b) Combinação **b** (1,3g₁+P₀):

$$\begin{cases} \sigma_1 = 1,58 - 6,73 = -5,15 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = -0,776 - 2,81 = -3,59 \text{ MPa} \end{cases} \begin{cases} \geq \sigma_{lim} = -20,2 \text{ MPa} \therefore \text{ok!} \\ \leq \sigma_{lim} = 2,37 \text{ MPa} \therefore \text{ok!} \end{cases} \quad (143)$$

c) Combinação **c** (1,4g₁+P₀):

$$\begin{cases} \sigma_1 = 1,7 - 6,73 = -5,03 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = -0,836 - 2,81 = -3,65 \text{ MPa} \end{cases} \begin{cases} \geq \sigma_{lim} = -20,2 \text{ MPa} \therefore \text{ok!} \\ \leq \sigma_{lim} = 2,37 \text{ MPa} \therefore \text{ok!} \end{cases} \quad (144)$$

8.5.3.3. Fase de montagem

Na fase de montagem serão consideradas todas as cargas atuantes, analisado em serviço para combinações quase permanentes, com coeficiente para minorar a carga acidental ($g_1 + g_2 + \psi q + P_0$), considerando $\psi = 0$ e $\psi = 0,2$, sendo que para a carga g_1 já foi calculado nas equações 130 e 131 e as tensões devido a P_0 nas equações 132 e 133, na seção 9.5.3.1 deste projeto, e os dados necessários estão expostos na linha 129.

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

$$\sigma_{1g_2} = \frac{M_{g_2}}{W_{1h}} = \frac{328,7}{0,1899} = 1\,730,22 \text{ kN/m}^2 = 1,73 \text{ MPa} \quad (145)$$

$$\sigma_{2g_2} = \frac{M_{g_2}}{W_{2h}} = \frac{328,7}{-0,3869} = -849,5 \text{ kN/m}^2 = -0,85 \text{ MPa} \quad (146)$$

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

$$\sigma_{1q} = \frac{0,2 \times M_q}{W_{1h}} = \frac{0,2 \times 458,73}{0,1899} = 482,93 \text{ kN/m}^2 = 0,483 \text{ MPa} \quad (147)$$

$$\sigma_{2q} = \frac{0,2 \times M_q}{W_{2h}} = \frac{0,2 \times 458,73}{-0,3869} = -237,11 \text{ kN/m}^2 = -0,237 \text{ MPa} \quad (148)$$

Portanto, analisando as combinações, caso a caso, se obtêm:

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 1,22 + 1,73 - 6,73 = -3,79 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = -0,596 - 0,85 - 2,81 = -4,26 \text{ MPa} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \geq \sigma_{lim, serv} = -28 \text{ MPa} \therefore \text{ok!} \\ \leq \sigma_{lim, qp} = 0 \text{ MPa} \therefore \text{ok!} \end{array} \right. \quad (149)$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 1,22 + 1,73 + 0,483 - 6,73 \\ \sigma_2 = -0,596 - 0,85 - 0,238 - 2,81 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \geq \sigma_{lim, serv} = -28 \text{ MPa} \therefore \text{ok!} \\ \leq \sigma_{lim, qp} = 0 \text{ MPa} \therefore \text{ok!} \end{array} \right. \quad (150)$$

8.5.4. Tensões nas combinações de utilização

8.5.4.1. Entrada em serviço

Serão analisadas as tensões de entrada em serviço da laje, 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:

$$\left\{ \begin{array}{l} P_\infty = 1\,130,26 \text{ kN} \\ W_{1h} = 0,1899 \text{ m}^3 \\ W_{2h} = -0,3869 \text{ m}^3 \\ e_{ph} = 36,95 \text{ cm} \\ M_{g1} = 231,59 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ M_{g2} = 433,84 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ M_q = 459,95 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ A_{ch} = 3\,294,51 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \quad (151)$$

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

$$\begin{aligned}\sigma_1 P_\infty &= - \left[\frac{P_\infty}{A_{ch}} + \frac{P_\infty \times e_{ph}}{W_{1h}} \right] = - \left[\frac{1\,130,26}{0,32945} + \frac{1\,130,26 \times 0,3695}{0,1899} \right] \\ &= -5\,628,96 \text{ kN/m}^2 = -5,63 \text{ MPa}\end{aligned}\quad (152)$$

$$\begin{aligned}\sigma_2 P_\infty &= - \left[\frac{P_\infty}{A_{ch}} + \frac{P_\infty \times e_{ph}}{W_{2h}} \right] = - \left[\frac{1\,130,26}{0,32945} + \frac{1\,130,26 \times 0,3695}{-0,3869} \right] \\ &= -2\,351,43 \text{ kN/m}^2 = -2,35 \text{ MPa}\end{aligned}\quad (153)$$

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, serão utilizados destes mesmos valores encontrados anteriormente.

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

$$\sigma_1 q = \frac{0,4 \times M_q}{W_{1h}} = \frac{0,4 \times 458,73}{0,1899} = 965,87 \text{ kN/m}^2 = 0,966 \text{ MPa}\quad (154)$$

$$\sigma_2 q = \frac{0,4 \times M_q}{W_{2h}} = \frac{0,4 \times 458,73}{-0,3869} = -474,22 \text{ kN/m}^2 = -0,474 \text{ MPa}\quad (155)$$

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

$$\sigma_1 q = \frac{0,6 \times M_q}{W_{1h}} = \frac{0,6 \times 459,95}{0,1899} = 1\,444,88 \text{ kN/m}^2 = 1,44 \text{ MPa}\quad (156)$$

$$\sigma_{2q} = \frac{0,6 \times M_q}{W_{2h}} = \frac{0,6 \times 459,95}{-0,3869} = -711,34 \text{ kN}/\text{m}^2 = -0,71 \text{ MPa} \quad (157)$$

Portanto, analisando as combinações, caso a caso, tem-se:

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 1,22 + 1,73 - 5,63 = -1,72 \text{ MPa} \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \geq \sigma_{lim, serv} = -28 \text{ MPa} \therefore \text{ok!} \\ \leq \sigma_{lim, qp} = 0 \text{ MPa} \therefore \text{ok!} \end{array} \right. \\ \sigma_2 = -0,596 - 0,85 - 2,35 = -4,27 \text{ MPa} \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \geq \sigma_{lim, serv} = -28 \text{ MPa} \therefore \text{ok!} \\ \leq \sigma_{lim, qp} = 0 \text{ MPa} \therefore \text{ok!} \end{array} \right. \end{array} \right. \quad (158)$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 1,22 + 1,73 + 0,483 - 5,63 = -2,2 \text{ MPa} \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \geq \sigma_{lim, serv} = -28 \text{ MPa} \therefore \text{ok!} \\ \leq \sigma_{lim, qp} = 0 \text{ MPa} \therefore \text{ok!} \end{array} \right. \\ \sigma_2 = -0,599 - 0,85 - 0,237 - 2,35 = -4,04 \text{ MPa} \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \geq \sigma_{lim, serv} = -28 \text{ MPa} \therefore \text{ok!} \\ \leq \sigma_{lim, qp} = 0 \text{ MPa} \therefore \text{ok!} \end{array} \right. \end{array} \right. \quad (159)$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 1,22 + 1,73 + 0,966 - 5,63 = -1,72 \text{ MPa} \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \geq \sigma_{lim, serv} = -28 \text{ MPa} \therefore \text{ok!} \\ \leq \sigma_{lim, qp} = 0 \text{ MPa} \therefore \text{ok!} \end{array} \right. \\ \sigma_2 = -0,599 - 0,85 - 0,474 - 2,35 = -4,27 \text{ MPa} \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \geq \sigma_{lim, serv} = -28 \text{ MPa} \therefore \text{ok!} \\ \leq \sigma_{lim, qp} = 0 \text{ MPa} \therefore \text{ok!} \end{array} \right. \end{array} \right. \quad (160)$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 1,22 + 1,73 + 1,45 - 5,63 = -1,23 \text{ MPa} \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \geq \sigma_{lim, serv} = -28 \text{ MPa} \therefore \text{ok!} \\ \leq \sigma_{lim} = 2,95 \text{ MPa} \therefore \text{ok!} \end{array} \right. \\ \sigma_2 = -0,599 - 0,85 - 0,71 - 2,35 = -4,51 \text{ MPa} \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \geq \sigma_{lim, serv} = -28 \text{ MPa} \therefore \text{ok!} \\ \leq \sigma_{lim} = 2,95 \text{ MPa} \therefore \text{ok!} \end{array} \right. \end{array} \right. \quad (161)$$

Portanto, analisando o estado de entrada em serviço percebe-se que ele atende até mesmo o ELS-D, o estado limite de descompressão, em todas as combinações.

8.5.5. Combinações críticas

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

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

a) Fase de Transporte ($0,8g_1 + P_0$):

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = -5,52 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = -3,41 \text{ MPa} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \geq \sigma_{lim, vazio} = -20,2 \text{ MPa} \\ \leq \sigma_{lim, vazio} = 2,37 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad (162)$$

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

$$\begin{cases} \sigma_1 = -1,72 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = -4,27 \text{ MPa} \end{cases} \quad \begin{cases} \geq \sigma_{c,lim,serv} = -28 \text{ MPa} \\ \leq \sigma_{lim,qp} = 0 \text{ MPa} \end{cases} \quad (163)$$

c) Entrada em serviço ($g_1 + g_2 + 0,6q + P_\infty$):

$$\begin{cases} \sigma_1 = -1,23 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = -4,51 \text{ MPa} \end{cases} \quad \begin{cases} \geq \sigma_{c,lim,serv} = -28 \text{ MPa} \\ \leq \sigma_{t,lim,serv} = 2,95 \text{ MPa} \end{cases} \quad (164)$$

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.

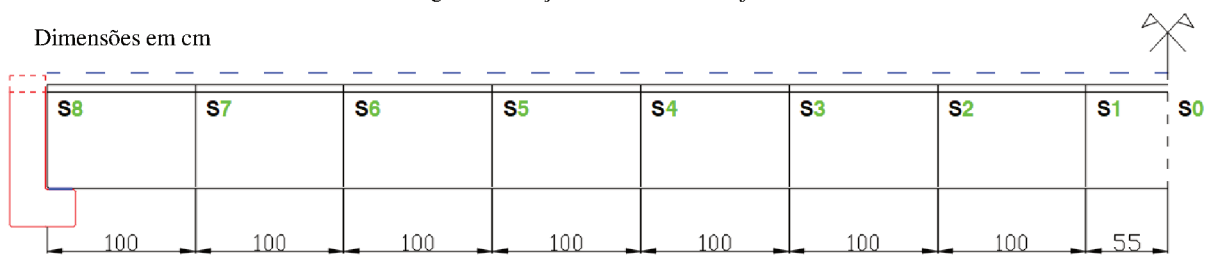
8.6. Análise das tensões em todo o elemento

As análises para efeito de dimensionamento são realizadas, principalmente, na seção mais crítica que, neste caso, por se tratar de uma laje bi apoiada, 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 seções a cada metro 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 laje; portanto, o elemento será dividido da seguinte forma:

Figura 24- Seções analisadas da laje TT.



Fonte: Autor (2018).

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

$$M_{si} = \frac{(\psi_i g_1 + \psi_i g_2 + \psi_i q) \times lS_i}{2} \times (L - lS_i) \quad (165)$$

Sendo:

M_{si} = Momento na seção considerada (kN.m);

ψ_i = Coeficiente de ponderação da ação considerada;

g_i = Carga gravitacional (kN/m);

q = Ação acidental (kN/m);

lS_i = 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:

$$\sigma_j M_{si} = \frac{M_{si}}{W_{jh}} \quad (166)$$

Sendo:

$\sigma_j M_{si}$ = 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 9.5.5 deste trabalho, conforme descrito a seguir:

Tensão devido a P_0 :

$$\begin{cases} \sigma_1 = - 6,73 \text{ MPa} = - 6\,732 \text{ kPa} \\ \sigma_2 = - 2,81 \text{ MPa} = - 2\,812 \text{ kPa} \end{cases} \quad (167)$$

Tensão devido a P_∞ :

$$\begin{cases} \sigma_1 = - 5,63 \text{ MPa} = - 5\,629 \text{ kPa} \\ \sigma_2 = - 2,35 \text{ MPa} = - 2\,351 \text{ kPa} \end{cases} \quad (168)$$

8.6.1. 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 10 - Análise de tensões em toda a peça na fase de transporte.

<i>Análise dos momentos e das tensões em cada seção da peça em vazio</i>						
ISI (m)	Seção	0,8Mg ₁ (kN.m)	σ _{1g₁} (kPa)	σ _{2g₁} (kPa)	σ _{1(g₁+P₀)} (kPa)	σ _{2(g₁+P₀)} (kPa)
7,55	0	184,784	972,66	-477,56	-5759,31	-3289,76
7	2	183,804	967,50	-475,03	-5764,47	-3287,23
6	4	176,996	931,66	-457,43	-5800,30	-3269,63
5	6	163,705	861,70	-423,08	-5870,26	-3235,28
4	8	143,931	757,62	-371,98	-5974,35	-3184,18
3	10	117,673	619,40	-304,12	-6112,56	-3116,32
2	12	84,932	447,06	-219,50	-6284,90	-3031,70
1	14	45,708	240,60	-118,13	-6491,37	-2930,33
0	16	0	0,00	0,00	-6731,96	-2812,20

Fonte: Autor (2018).

Portanto, obtidas as tensões atuantes em todas as seções da peça, se pode comparar os valores com os limites demonstrados na seção 8.5.1 deste trabalho, que estão expostos a seguir:

Tensões limites para o estado em vazio:

$$\begin{cases} \sigma_{c,lim} = -20,2 \text{ MPa} = -20\,205 \text{ kPa} \\ \sigma_{t,lim} = 2,37 \text{ MPa} = 2\,371 \text{ kPa} \end{cases} \quad (169)$$

Em uma primeira análise, através da tabela, é possível identificar que todas as seções atendem às tensões limites, mas para facilitar a visualização se pode trabalhar com parâmetros adimensionais de forma a evidenciar graficamente o comportamento das tensões na peça. Os parâmetros, para efetuar tais análises, são equacionados da forma a seguir e devem respeitar a inequações, tanto para a fibra inferior, quanto para a superior, devido ambas estarem trabalhando com tensões de compressão:

$$C_{jv} = \frac{\sigma_{jv,lim} - \sigma_{j,g1}}{\sigma_{j,P0}} \geq 1 \quad (170)$$

Sendo:

$\sigma_{jv,lim}$ = Tensão limite na fibra j para o estado em vazio (kPa);

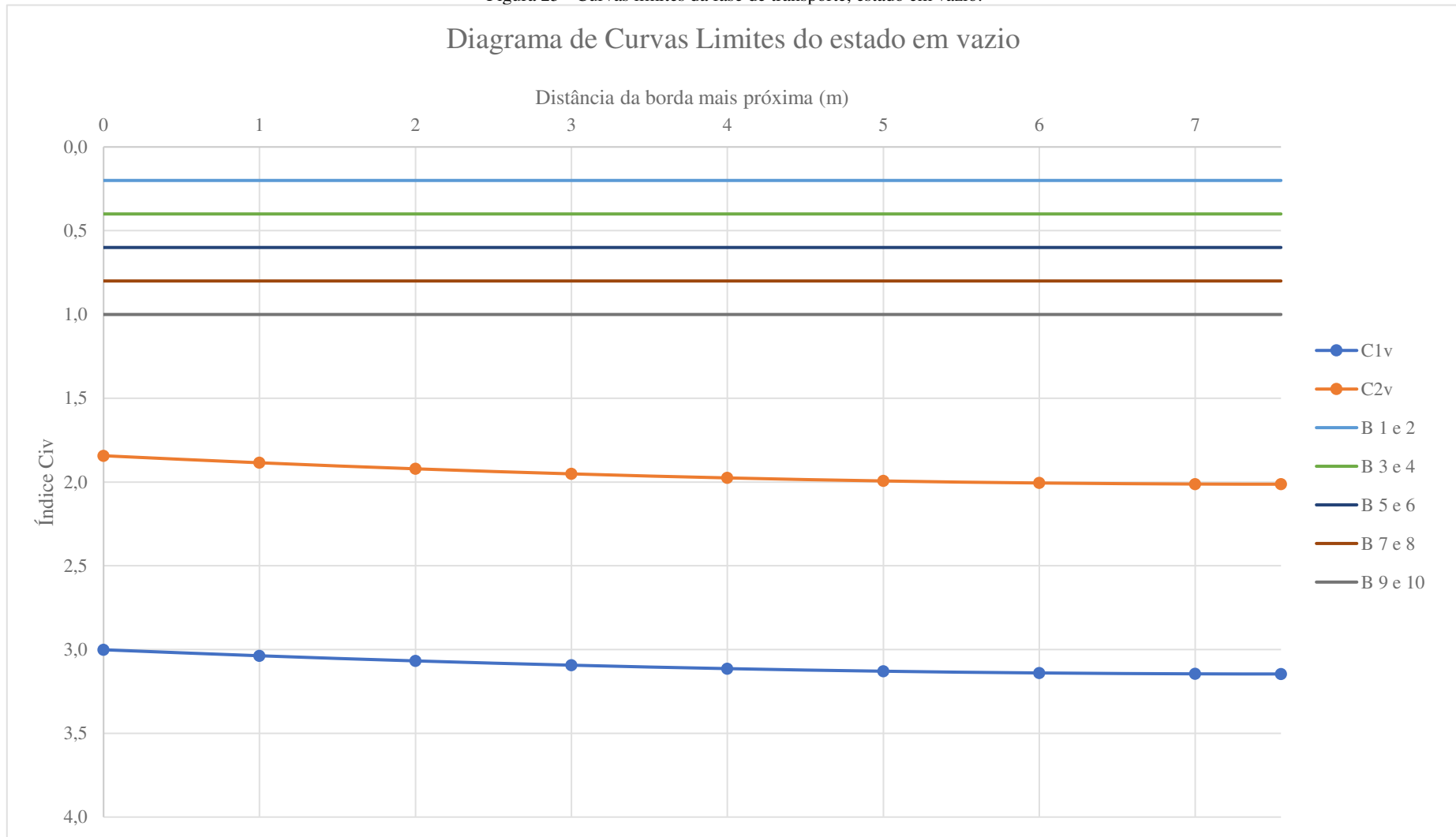
$\sigma_{i,g1}$ = Tensão devido as cargas gravitacionais na fibra j (kPa);

$\sigma_{i,P0}$ = Tensão devido à protensão no tempo 0 na fibra j (kPa).

Este parâmetro, se calculado para ambas as fibras, se apresenta conforme gráfico a seguir, demonstrando as cordoalhas ativas duas a duas, pensando que, há duas almas na peça e, portanto, não se interromperia apenas uma cordoalha, mas por simetria, se interromperiam duas, ou seriam alterados o C.G. de duas cordoalhas.

Segue gráfico de curvas limites:

Figura 25 - Curvas limites da fase de transporte, estado em vazio.



Fonte: Autor (2018).

Portanto, analisando a figura 25, infere-se que, devido a fase de transporte não há a necessidade de alteração no C.G. ou de interrupção de qualquer cordoalha ativa presente na peça.

8.6.2. 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, é importante salientar que a situação em que $\psi = 0,6$ gera momentos maiores, mas a situação $\psi = 0,4$ faz parte das combinações quase frequentes de ações, portanto os limites de tensão são menores, por isso, esta pode ser mais crítica que a outra situação:

Tabela 11 - Análise de tensões em toda a peça na fase de utilização $\psi=0,4$.

<i>Análise dos momentos e das tensões em cada seção da peça em serviço $\psi = 0,4$</i>						
ISi (m)	Seção	Mg1+g2+0,6q (kN.m)	σ_1 (kPa)	σ_2 (kPa)	$\sigma_1(g+q+P_\infty)$ (kPa)	$\sigma_2(g+q+P_\infty)$ (kPa)
7,55	0	743,18	3911,90	-1920,69	-1717,05	-4272,12
7	2	739,23	3891,14	-1910,50	-1737,81	-4261,93
6	4	711,86	3747,03	-1839,74	-1881,93	-4191,17
5	6	658,40	3465,66	-1701,59	-2163,30	-4053,02
4	8	578,87	3047,03	-1496,05	-2581,92	-3847,48
3	10	473,27	2491,16	-1223,13	-3137,80	-3574,55
2	12	341,59	1798,02	-882,81	-3830,93	-3234,24
1	14	183,83	967,64	-475,10	-4661,32	-2826,53
0	16	0,00	0,00	0	-5628,96	-2351,43

Fonte: Autor (2018).

Portanto, obtidas as tensões atuantes em todas as seções da peça, se pode comparar os valores com os limites demonstrados na seção 9.5.2 deste trabalho, que estão expostos a seguir:

Tensões limites para o estado em serviço:

$$\begin{cases} \sigma_{c,lim} = -28 \text{ MPa} = -28\,000 \text{ kPa} \\ \sigma_{0,lim} = 0 \text{ MPa (para combinação quase permanente)} \end{cases} \quad (171)$$

Analogamente, através da tabela 12, é possível identificar que todas as seções atendem às tensões limites. Neste caso, para efetuar tais análises, é equacionado da forma a seguir:

$$C_{js} = \frac{\sigma_{js,lim} - \sigma_{j,g1}}{\sigma_{j,P\infty}} \leq 1 \quad (172)$$

Sendo:

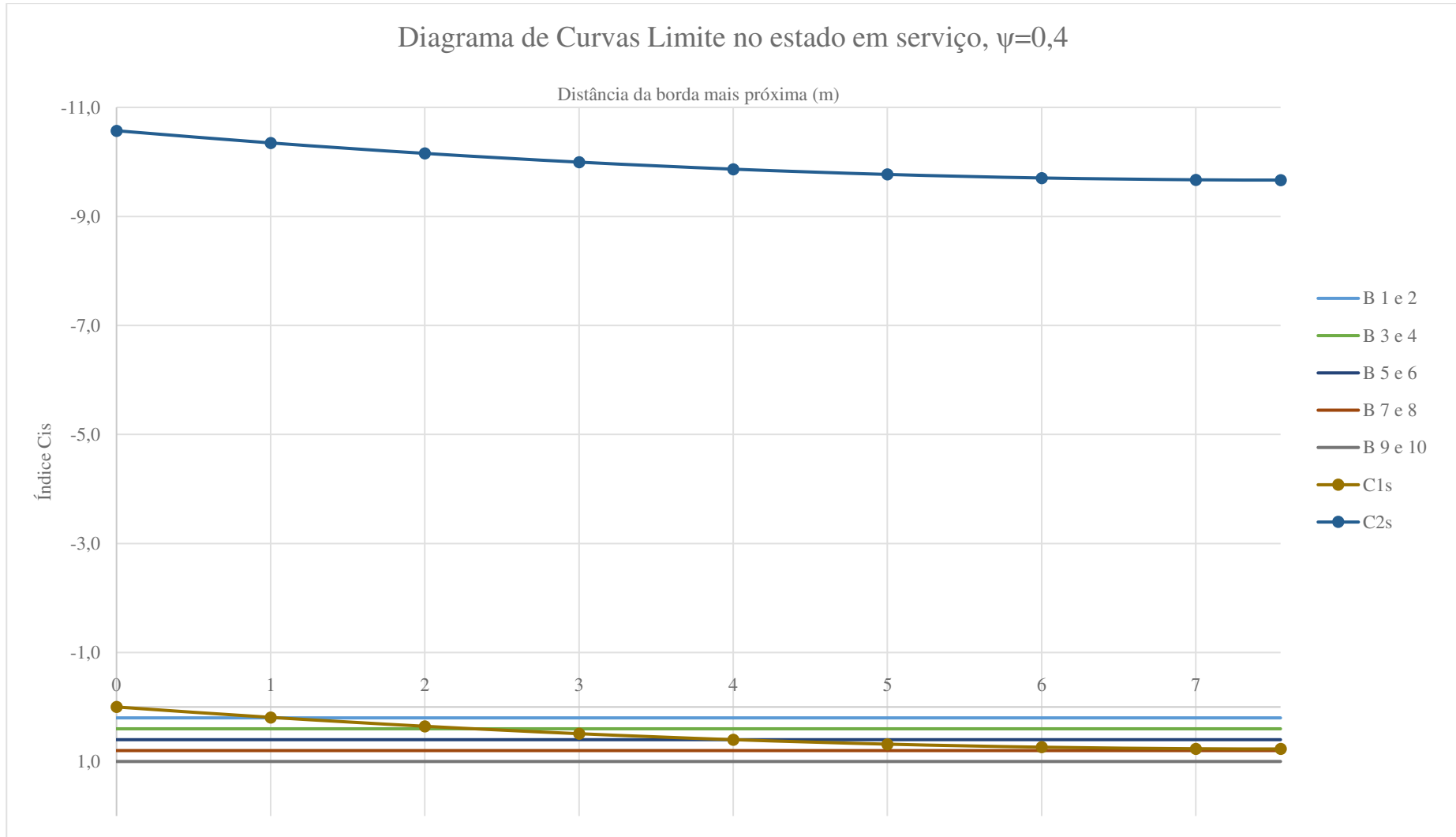
$\sigma_{js,lim}$ = Tensão limite na fibra j para o estado em serviço (kPa);

$\sigma_{i,g1}$ = Tensão devido as cargas gravitacionais na fibra j (kPa);

$\sigma_{i,P\infty}$ = Tensão devido à protensão no tempo ∞ na fibra j (kPa).

Este parâmetro, se calculado para ambas as fibras, se apresenta conforme gráfico da figura 26, mostrando as cordoalhas ativas duas a duas, conforme mencionado em seção 8.6.1.

Figura 26- Diagrama de Curvas Limites para o estado em serviço.



Fonte: Autor (2018).

8.6.3. Entrada em serviço ($g_1 + g_2 + 0,6q + P_\infty$):

As tensões atuantes na fase de serviço considerada para a análise das curvas limites, bem como os momentos, podem ser observados na tabela 12:

Tabela 12 -Análise de tensões em toda a peça na fase de utilização $\psi = 0,6$.

<i>Análise dos momentos e das tensões em cada seção da peça em serviço $\psi = 0,6$</i>						
ISi (m)	Seção	M $g_1+g_2+0,6q$ (kN.m)	σ_1 (kPa)	σ_2 (kPa)	$\sigma_1(g+q+P_\infty)$ (kPa)	$\sigma_2(g+q+P_\infty)$ (kPa)
7,55	0	834,93	4394,84	-2157,81	-1234,12	-4509,24
7	2	830,49	4371,51	-2146,36	-1257,44	-4497,79
6	4	799,74	4209,61	-2066,86	-1419,35	-4418,29
5	6	739,68	3893,50	-1911,66	-1735,46	-4263,09
4	8	650,33	3423,20	-1680,75	-2205,76	-4032,17
3	10	531,69	2798,69	-1374,12	-2830,26	-3725,55
2	12	383,76	2019,99	-991,79	-3608,96	-3343,22
1	14	206,53	1087,10	-533,75	-4541,86	-2885,18
0	16	0,00	0,00	0	-5628,96	-2351,43

Fonte: Autor (2018).

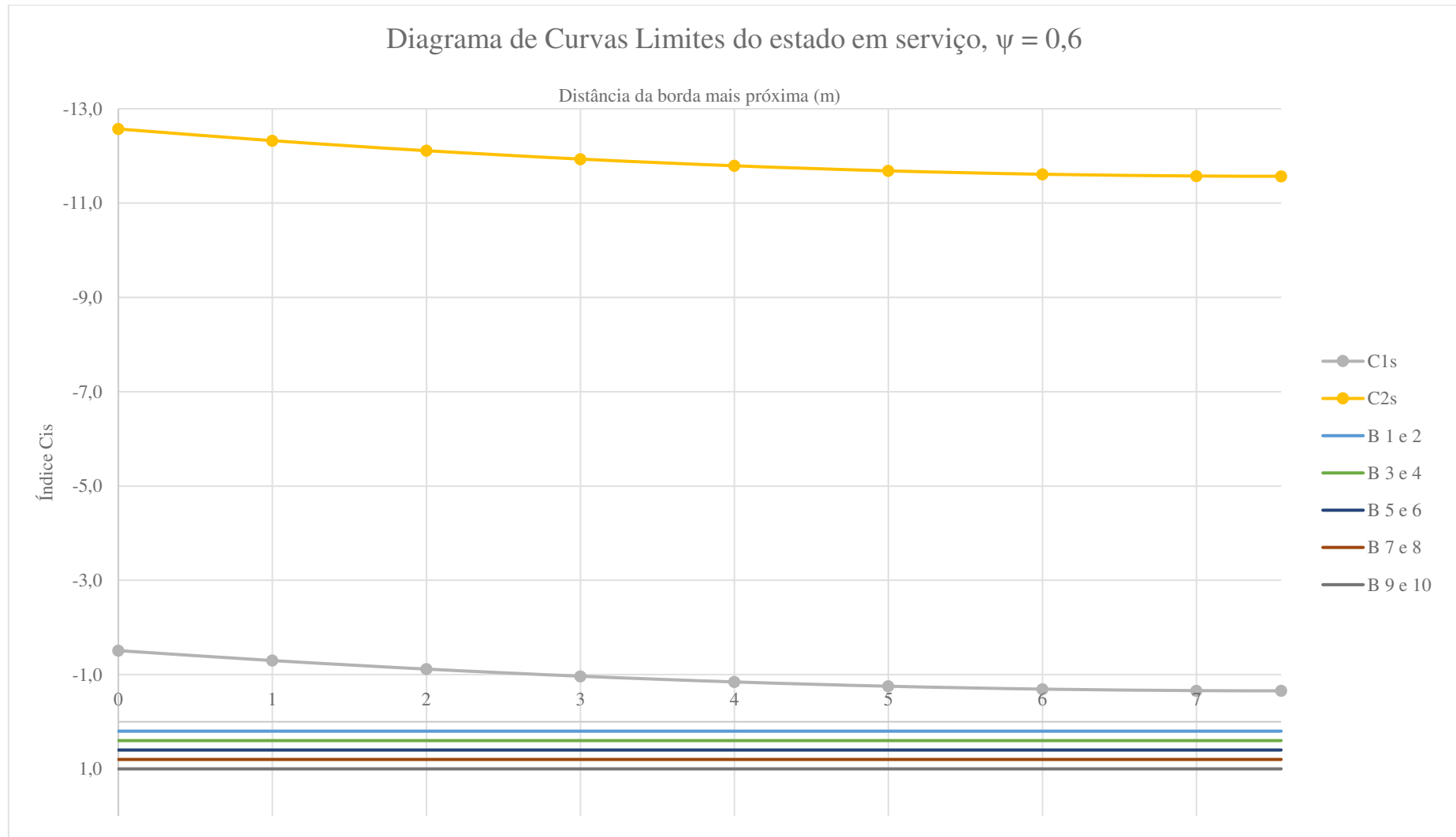
Portanto, obtidas as tensões atuantes em todas as seções da peça, se pode comparar os valores com os limites demonstrados na seção 9.5.2 deste trabalho, que estão expostos a seguir:

Tensões limites para o estado em serviço:

$$\begin{cases} \sigma_{c,lim} = -28 \text{ MPa} = -28\,000 \text{ kPa} \\ \sigma_{t,lim} = 2,95 \text{ MPa} = 2\,947 \text{ kPa} \end{cases} \quad (173)$$

Todas as seções atendem os limites mencionados, o diagrama de curvas limites para este caso pode ser visualizado a seguir:

Figura 27 - Diagrama de curvas limites para o estado em serviço $\psi=0,6$.



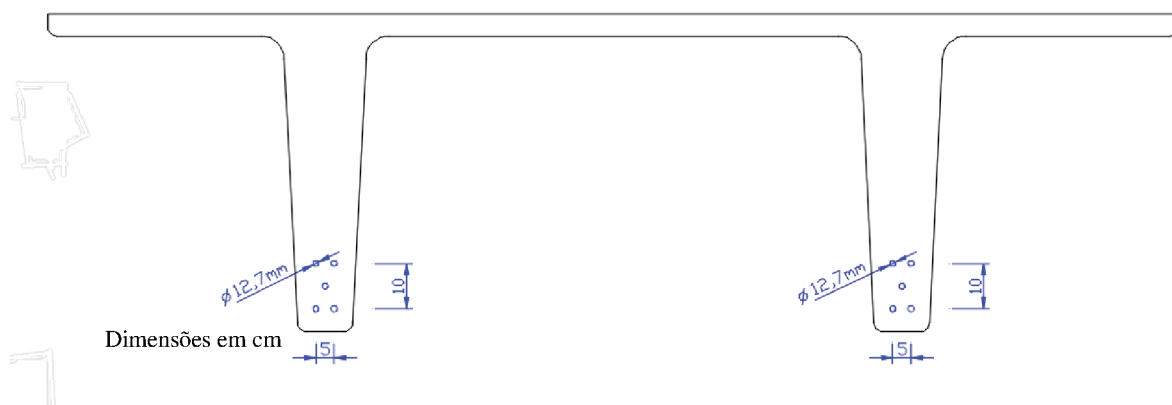
Fonte: Autor (2018).

Através da análise visual do gráfico da figura 27 é possível inferir que não há a necessidade de interrupção de qualquer cordoalha, bem como, a alteração do C.G., sendo assim a peça segue dimensionada conforme demonstrado na seção seguinte.

8.7. Seção transversal com armaduras ativas

Conforme os procedimentos de dimensionamento adotados anteriormente e as análises feitas nas combinações em vazio e em serviço, o resultado de dimensionamento da seção transversal da Laje TT – 70 com armadura ativa segue da seguinte forma até o momento:

Figura 28 - Detalhe da armadura ativa.



Fonte: Autor (2018).

Portanto, esse é o detalhe até o momento da armadura ativa, sendo que, em todo o comprimento da peça o posicionamento das armaduras segue da mesma forma.

8.8. Verificações no Estado Limite Último (ELU)

O dimensionamento das peças estruturais deste projeto foi realizado obedecendo as condições do Estado Limite de Serviço - ELS. 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, devem ser verificadas 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.

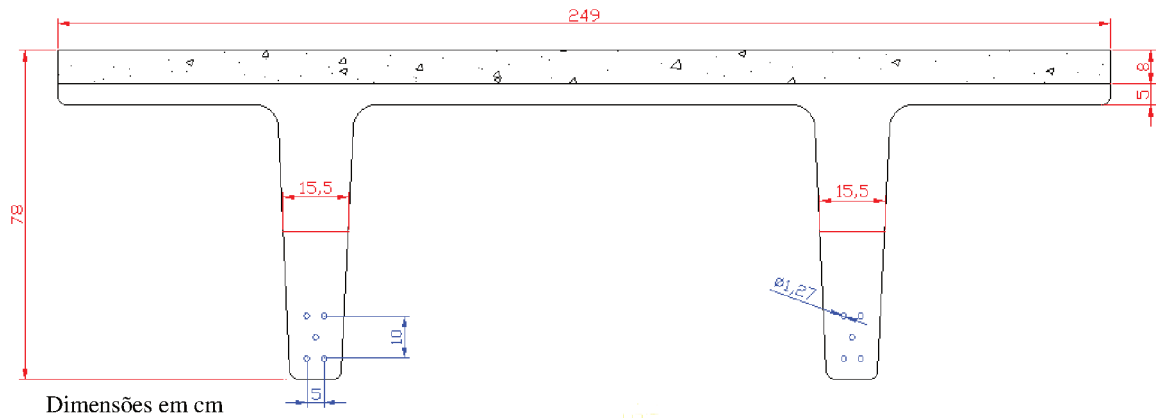
Para isso serão verificados no ELU as solicitações normais, a fim de verificar a necessidade de armadura longitudinal, e as solicitações tangenciais, para verificar a necessidade de estribos além da quantidade mínima.

8.8.1. Seção base de cálculo

Para verificar a pelo no ELU, demonstrado por Hanai (2005), se tratando de uma seção TT – 70 com inércia variável no comprimento da alma, se faz necessário a adequação para uma seção T com largura b_f equivalente.

Ainda, analisando o caso mais a fundo, tendo em vista que neste momento a peça trabalha com todas as cargas mensuradas já atuando, deve-se considerar a peça solidarizada com os demais elementos. No projeto de Mota (2001) foi dimensionada um capeamento de 8 cm sobre a seção TT, que funciona como mesa da seção, sendo assim para o cálculo do momento fletor último e solicitações tangenciais utilizar-se-á desta seção, conforme demonstrado a seguir:

Figura 29 – Seção solidarizada, detalhe da largura média da alma da seção.



Fonte: Autor (2018).

Para a determinação da seção T equivalente, deve-se calcular a largura b_f equivalente, sendo b_f igual ao dobro da média da largura das almas, portanto:

$$b_f = 2 \times b_{f,med} = 2 \times 15,5 = 31cm \quad (174)$$

Para esta seção, seguem os dados geométricos, obtidos no AutoCad 2018.

Tabela 13 - Propriedades geométricas da seção solidarizada.

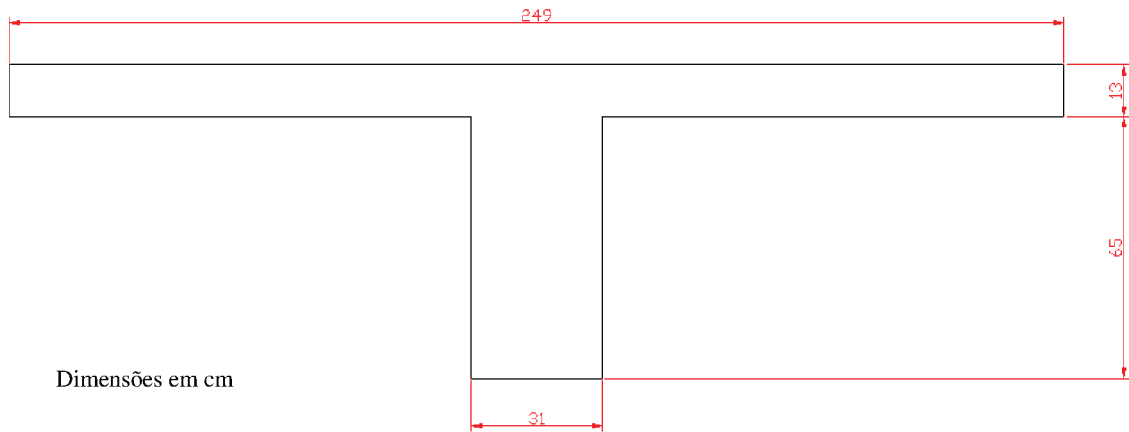
```

Command: MASSPROP
Select objects: 1 found
Select objects: 1 found (1 duplicate), 1 total
Select objects:
----- REGIONS -----
Area:                    5233.6901
Perimeter:               758.9456
Bounding box:            X: 0.0000 -- 249.0000
                        Y: 0.0000 -- 78.0000
Centroid:                 X: 124.5000
                        Y: 57.6176
Moments of inertia:      X: 19753685.3625
                        Y: 105922009.2325
Product of inertia:      XY: -37543323.3319
Radii of gyration:       X: 61.4356
                        Y: 142.2621
Principal moments and X-Y directions about centroid:
                        I: 2378929.0407 along [1.0000 0.0000]
                        J: 24798504.4940 along [0.0000 1.0000]
    
```

Fonte: AutoDesk AutoCad (2018).

Portanto, a seção transversal à qual será base de cálculo, de forma a possibilitar o cálculo do ELU, é demonstrada na Figura 30:

Figura 30 - Seção de cálculo.



Fonte: Autor (2018).

Sendo que as propriedades da seção estão na Tabela 14:

Tabela 14 - Propriedades geométricas da seção T equivalente.

```

Command: *Cancel*
Command: MASSPROP
Select objects: 1 found
Select objects:
----- REGIONS -----
Area:                5252.0000
Perimeter:           654.0000
Bounding box:        X: 0.0000 -- 249.0000
                    Y: 0.0000 -- 78.0000
Centroid:            X: 124.5000
                    Y: 56.5371
Moments of inertia:  X: 19431732.6667
                    Y: 98293450.6667
Product of inertia:  XY: -36968158.5000
Radii of gyration:   X: 60.8266
                    Y: 136.8044
Principal moments and X-Y directions about centroid:
                    I: 2643993.4266 along [1.0000 0.0000]
                    J: 16886137.6667 along [0.0000 1.0000]

```

Fonte: AutoDesk AutoCad (2018).

Tomando como base as propriedades da seção evidenciadas pelo AutoCad, percebe-se que, o erro em relação a área colaborante da seção representa por volta de 1%, sendo assim, é válida a sua utilização.

8.8.2. Solicitações normais

As análises das solicitações normais se devem à importância da verificação das armaduras longitudinais, tendo em vista que, pode ser necessário a adição de armadura na peça para resistir aos esforços do ELU. Para a determinação desta se faz necessário mensurar o Momento Fletor Último (M_u) e o Momento último Solicitante (M_s), sendo que, é necessário mensurar a parcela de pré-alongamento, em que será determinada na próxima seção.

8.8.1.1. Pré-alongamento

No caso de pré-alongamento de peças protendidas, deve-se considerar os efeitos da protensão, que segundo Hanai (2005), é semelhante ao cálculo das estruturas em concreto armado, devendo-se 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:

$$\varepsilon_{P_{nd}} = \frac{P_{nd}}{A_p \times E_p} \quad (175)$$

Sendo:

$\varepsilon_{P_{nd}}$ = Pré-alongamento;

P_{nd} = Força de neutralização, de cálculo, da força de protensão (kN);

A_p = Área da armadura longitudinal ativa (cm);

E_p = Módulo de elasticidade da armadura longitudinal ativa (kN/cm²).

Portanto se faz necessária a obtenção da força de neutralização (P_{nd}), que pode ser encontrada pela formulação a seguir:

$$P_{nd} = P_{d\infty} + \alpha_p \times A_p \times |\sigma_{cpd}| \quad (176)$$

Sendo:

$$P_{d\infty} = \gamma_p \times P_{\infty} \quad (177)$$

α_p = Relação entre módulos de elasticidade;

A_p = Área da seção das cordoalhas ativas (cm²);

σ_{cp} = Tensão na fibra correspondente ao C.G. da armadura ativa (kN/cm²);

γ_p = Coeficiente de ponderação;

Como as análises estão sendo realizadas 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 6118:2018 da ABNT, devem ser adotados os valores $\gamma_p = 0,9$ ou $\gamma_p = 1,2$, para efeito favorável e desfavorável respectivamente.

Como pretende-se obter o menor momento resistente, utilizar-se-á o coeficiente $\gamma_p = 0,9$, portanto, é possível determinar o valor da protensão no tempo infinito de cálculo, conforme a seguir:

$$P_{d\infty} = 0,9 \times 1\,130,26 = 1\,017,23 \text{ kN} \quad (178)$$

Para obtenção da força de neutralização (P_{nd}) é necessário ainda determinar a tensão do concreto na fibra correspondente ao centro de gravidade da armadura (σ_{cp}), que pode ser feita conforme a seguinte equação:

$$\sigma_{cP} = \left(\frac{P_{\infty}}{A_c} + \frac{P_{\infty} \times e_p^2}{I_c} \right) \quad (179)$$

Sendo:

σ_{cP} = Tensão na fibra correspondente ao C.G. da armadura ativa (kN/cm²);

P_{∞} = Força de protensão no tempo infinito (kN);

A_c = Área da seção transversal (cm²);

e_p = Distância do C.G. da armadura ativa ao C.G. da peça (cm);

I_c = Momento de inércia no eixo x da peça estrutural (cm⁴).

Sendo os valores já conhecidos, das seções anteriores, é possível obter a tensão na fibra de concreto correspondente ao C.G. da armadura, conforme segue:

$$\sigma_{cP} = \left(\frac{1\,130,26}{3\,241,69} + \frac{1\,130,26 \times 37,55^2}{8\,834\,869,36} \right) = 0,529 \text{ kN/cm}^2 \quad (180)$$

Para a obtenção da força de neutralização se faz necessário a utilização da tensão de cálculo, sendo a mesma exposta a seguir:

$$\sigma_{cPd} = \gamma_p \times \sigma_{cP} \quad (181)$$

Já conhecidos os valores dos coeficientes, a tensão de cálculo se dá da seguinte forma:

$$\sigma_{cPd} = 0,9 \times 0,529 = 0,476 \text{ kN/cm}^2 \quad (182)$$

Sendo assim, já conhecidos os parâmetros e obtendo α_p e A_p de seções anteriores deste trabalho, seja a força de protensão de neutralização, conforme equação 178:

$$P_{nd} = 1\,017,23 + 5,39 \times 9,87 \times |0,476| = 1\,042,59 \text{ kN} \quad (183)$$

Com a força de protensão de neutralização é possível se determinar o pré alongamento, exposto em equações anteriores:

$$\varepsilon_{P_{nd}} = \frac{1\,042,59}{9,87 \times 20\,000} = 0,00528 \rightarrow 5,28 \text{ ‰} \quad (184)$$

Sendo este parâmetro importante na determinação do momento fletor último (M_u), portanto, o cálculo do mesmo se segue na próxima seção.

8.8.1.2. Momento Fletor Último (M_u)

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 posição da linha neutra, para isto, foi seguido o roteiro do Professor Hanai (2005):

8.8.1.2.1. Roteiro de cálculo

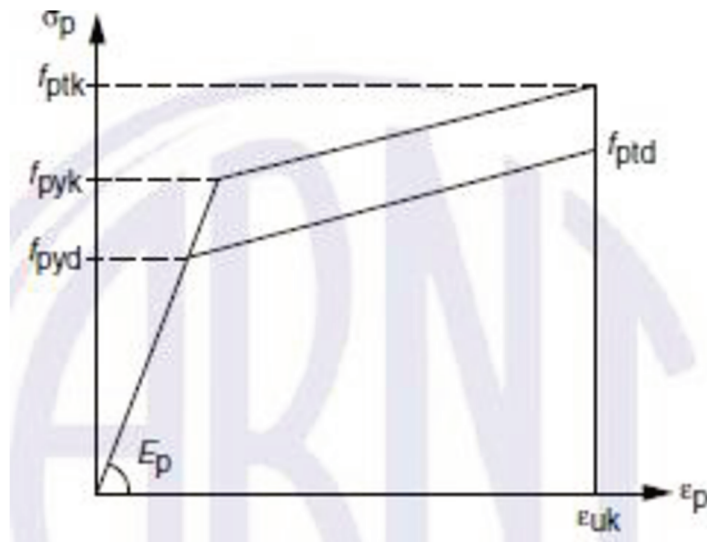
- a) Arbitra-se um valor para a linha neutra de forma que a condição de equilíbrio $R_{cc} = R_{pt}$ seja satisfeita;
- b) Estima-se em qual domínio de deformação a peça se encontra, se no domínio 3 admite-se, portanto, $\varepsilon_c = 3,5 \text{ ‰}$, se no domínio 2 admite-se $\varepsilon_{p1d} = 10 \text{ ‰}$, para este caso, arbitrando o valor da linha neutra, admite-se domínio 2

c) Determina-se a deformação total de cálculo, fazendo:

$$\varepsilon_{pd} = \varepsilon_{p_{nd}} + \varepsilon_{p1d} \quad (185)$$

d) Posteriormente determina-se a tensão na armadura ($\sigma_{pd,cal}$) por meio do diagrama tensão-deformação do aço para armaduras ativas exposto pela ABNT NBR 6118:2014:

Gráfico 3 - Diagrama tensão-deformação para armadura ativa.



Fonte: ABNT 6118:2014

e) Obtido o valor da tensão calculada ($\sigma_{pd,cal}$) é possível analisar novamente a posição da linha neutra (x), se o valor obtido nesse segundo processo é próximo ao estimado se prossegue para o cálculo do momento resistente (M_{ud}), em caso contrário arbitra-se um novo valor para a linha neutra e o processo é repetido, até chegar em um valor satisfatório;

f) Obtém-se o valor do momento resistente pela equação a seguir:

$$M_{ud} = R_{cc} \times z = R_{pt} \times z \quad (186)$$

Sendo:

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).

Parâmetros Armadura Ativa:

Conforme 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 NBR 6118:2014 da ABNT é igual a 1,15. As informações do material estão expressas na Tabela 15:

Tabela 15 - Parâmetros da armadura ativa RB 190.

<i>Parâmetros da armadura ativa</i>		
Parâmetro:	Valor:	Und:
f_{ptk}	1900,00	MPa
f_{pyk}	1710,00	MPa
γ_s	1,15	
f_{ptd}	1652,17	MPa
f_{pyd}	1486,96	MPa

Fonte: Autor (2018).

Parâmetros do concreto:

Conforme descrito anteriormente, ao se verificar a peça no ELU, os valores de resistência devem ser ponderados por coeficientes de segurança, portanto, a resistência do concreto, que é do tipo CP V – ARI com $f_{ck} \geq 40$ MPa aos 28 dias, se dará da seguinte forma, considerando que o coeficiente de segurança para ponderação da resistência do concreto seja de $\gamma_c = 1,4$:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{40}{1,4} = 28,57 \text{ MPa} \quad (187)$$

8.8.1.2.2. Desenvolvendo o roteiro

a) Posição da linha neutra

Estima-se o valor de x para início das iterações. Analisando a seção e esta estando arbitrada no domínio 2, estima-se, como chute inicial o valor de $x = 5 \text{ cm}$.

b) Deformação adicional (ε_{p1d})

A peça estando no domínio dois a deformação ε_{p1d} é conhecida, sendo $\varepsilon_{p1d} = 10\%$

c) Deformação total

$$\varepsilon_{pd} = 10 + 5,28 = 15,28 \text{ ‰} \quad (188)$$

d) Sendo possível obter a tensão na armadura ($\sigma_{pd,cal}$) graficamente, em função de ε_{pyd} , obtendo:

$$\sigma_{pd,cal} = 1 \ 514,05 \text{ MPa} \quad (189)$$

e) Determinação do Momento último:

Obtido o valor da tensão é possível através de processos iterativos se chegar a um novo valor da linha neutra, mais satisfatório, sendo este $x = 4,955 \text{ cm}$ e para determinar R_{pl} , que é obtido

através de $\sigma_{pd,cal}$, e z , em função da linha neutra, já determinada, se obtém o momento fletor último resistente.

$$\begin{aligned} M_{ud} &= 1\,514,05 \times \left(70 - \frac{4,955}{2} - 10 + 8 \right) = 1\,514,05 \times 96,52 \\ &= 99\,953,82 \text{ kN} \times \text{cm} \end{aligned} \quad (190)$$

8.8.1.2.3. Cálculo do momento último solicitante

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

$$M_{S_d} = \gamma_g \times M_{g_1} + \gamma_g \times M_{g_2} + \gamma_q \times M_q \quad (191)$$

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;
- $\gamma_q = 1,35$ - Combinação Normal - Ações variáveis em geral.

O projeto consiste na solidarização de uma laje de 8 cm (capeamento) com a seção TT, portanto, este elemento também é um elemento estrutural resistente que deve ser levado em conta, sendo este armado, porém, não se obteve acesso através dos arquivos disponibilizados do projeto ao detalhamento da armadura deste elemento, sendo assim é impossível determinar o momento resistente da parcela do capeamento, portanto, adota-se um valor resistente simbólico.

Em favor da segurança, adotar-se-á um valor de resistência pequeno, equivalente ao momento gerado por $6,1 \text{ kN/m}$ da carga acidental da peça, restando 10 kN/m para a seção TT resistir, que corresponde a um momento de $M=173,86 \text{ kN} \times \text{m}$.

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

$$\begin{aligned} M_{S_d} &= 1,3 \times 230,98 + 1,3 \times 328,7 + 1,35 \times (458,73 - 173,86) \\ &= 1\,112,31 \text{ kN} \times \text{m} = 111\,231 \text{ kN} \times \text{cm} \end{aligned} \quad (192)$$

8.8.1.2.4. Verificação da necessidade de armadura passiva

Analisando o momento solicitante e o momento resistente, verifica-se o seguinte:

$$M_{S_d} > M_{ud} \quad (193)$$

Sendo assim há a necessidade de calcular a armadura passiva na peça, portanto, primeiramente será verificada a quantidade de armadura mínima e utilizando as tabelas do tipo k, verificar-se-á se a armadura de cálculo é superior, analisando qual deve ser adotada.

8.8.1.2.5. Armadura passiva longitudinal mínima

Diante do verificado anteriormente, determinou-se que há a necessidade de calcular armadura passiva para a peça. A área de armadura passiva mínima pode ser determinada pela NBR 6118:2014, que determina um mínimo absoluto de 0,15% da área de concreto, portanto, seja a armadura mínima conforme a seguir:

$$A_{s,min} = 0,15\% \times A_c = 0,15\% \times 3241,69 = 4,86 \text{ cm}^2 \quad (194)$$

8.8.1.2.6. Determinação da armadura passiva

A área de seção de armadura passiva pode ser calculada utilizando da tabela do tipo k, sendo os k_c , k_s , $A_{s,mín}$, $A_{s,calc}$ e a armadura adotada, expostos na Tabela 16:

Tabela 16 - Dimensionamento de armadura passiva.

<i>Armadura Passiva</i>	
k_c	79,46
k_s	0,023
$A_{s,mín} (cm^2)$	4,86
$A_{s,calc} (cm^2)$	4,86
$\Phi (mm)$	10
$A_s \Phi 10mm (cm^2)$	0,79
$n_{mín}$	6,19
n_{adot}	8
$A_{s,adot} (cm^2)$	6,28

Fonte: Autor (2018).

Foram adotadas 8 barras para manter a simetria na peça.

8.8.3. 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 configurem com menor inclinação do que no caso de peças em concreto armado.

A análise da força cortante neste projeto foi realizada obedecendo os critérios da seção 17.4 da ABNR na 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:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad (195)$$

$$V_{sd} \leq V_c + V_{sw} \quad (196)$$

Sendo:

V_{sd} = Força cortante solicitante de cálculo, na seção;

V_{Rd2} = Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;

$V_c + V_{sw}$ = 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:

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \times b_w \times d \quad (197)$$

Onde:

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

$$f_{cd} = \frac{40}{1,4} = 28,57 \text{ MPa};$$

$$b_w = 31 \text{ cm};$$

$$d = 68 \text{ cm}.$$

Substituindo na Equação 196 obtém-se:

$$V_{Rd2} = 0,27 \times 0,84 \times 2,857 \times 31 \times 68 = 1\,365,92 \text{ kN} \quad (198)$$

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:

$$V_c = V_{c0} \left(1 + \frac{M_0}{M_{sd,máx}} \right) \leq 2V_{c0} \quad (199)$$

Sendo:

$$V_{c0} = 0,6 \times f_{cta} \times b_w \times d; \quad (200)$$

$$f_{cta} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,3 \times 0,7 \times \sqrt[3]{40^2}}{1,4} = 1,75 \text{ MPa} \quad (201)$$

Substituindo os dados na equação acima encontramos:

$$V_{c0} = 0,6 \times 0,175 \times 31 \times 68 = 221,34 \text{ kN} \quad (202)$$

Sendo M_0 e $M_{sd,máx}$ da equação 199:

M_0 = Momento de descompressão (momento fletor que anula a tensão normal na borda menos comprimida – aquela que seja tracionada por $M_{sd,máx}$);

$M_{sd,máx}$ = 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:

$$M_0 = P_{\infty} \times (e_p + e_{k1}) \quad (203)$$

Sendo:

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

$$e_{k1} = \frac{W_1}{A_c} = \frac{185\,798,54}{3241,69} = 57,32\,cm \quad (204)$$

Sendo assim, seja o momento de descompressão:

$$M_0 = 1\,130,26 \times (37,55 + 57,32) = 107\,865,3\,kN \times cm \quad (205)$$

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

$$M_{0d} = \gamma \times M_0 = 0,9 \times 107\,865,3 = 97\,074,55\,kN \times cm \quad (206)$$

O valor do momento fletor máximo na seção considerada (meio do vão no caso deste projeto) já foi determinada no equação 192 deste projeto, e equivale a:

$$M_{sd,m\acute{a}x} = 111\,231\,kN \times cm \quad (207)$$

Com posse destes valores é possível obter a parcela resistida pelo concreto (V_c), substituindo os dados na Equação 199:

$$V_c = 221,34 \left(1 + \frac{97\,974,55}{111\,231} \right) = 414,51 \leq 2 \times V_{c0} = 442,68 \text{ kN} \quad (208)$$

8.8.2.1. Força cortante solicitante de cálculo

O cálculo da força cortante máxima em uma laje bi apoiada 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 é o resultado máximo.

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} \quad (209)$$

Sendo:

q = Carregamento distribuído (kN/m);

l = Comprimento da peça (m);

O comprimento da peça analisada é igual a 15,1 m. Substituindo os valores de cada carregamento obtidos neste projeto, se obtém:

a) $V_{g_1} = 61,155 \text{ kN}$

b) $V_{g_2} = 87,05 \text{ kN}$

c) $V_q = 121,55 \text{ kN}$

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

$$V_{S_d} = \gamma_g \times V_{g_1} + \gamma_g \times V_{g_2} + \gamma_q \times V_q \quad (210)$$

Utilizando a Tabela 1 e Tabela 4 da ABNT da norma referida acima, obteve-se os coeficientes de ponderação:

- $\gamma_g = 1,30$ – Combinação Normal - Peso próprio de estruturas pré-moldadas;
- $\gamma_q = 1,35$ - Combinação Normal – Ações variáveis em geral.

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

$$V_{S_d} = 1,3 \times 61,155 + 1,3 \times 87,05 + 1,35 \times 121,55 = 356,76 \text{ kN} \quad (211)$$

Obtido este valor é possível realizar a primeira verificação da força cortante prevista na Equação 195.

$$356,76 \text{ kN} \leq 1\ 185,84 \text{ kN} \rightarrow \therefore \text{ok!}$$

8.8.2.2. Taxa de armadura transversal

Sendo a parcela resistiva pelo concreto $V_c > V_{S_d}$, não há necessidade de calcular a taxa de armadura transversal, tendo em vista que, deve ser adotado armadura mínima, pois os esforços já são resistidos pela seção de concreto.

8.8.2.3. Taxa de armadura transversal mínima

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

$$\left(A_{sw,min}/s\right) = 0,2 \times b_w \times \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}} \quad (212)$$

Sendo:

f_{ywk} = Corresponde à 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 NBR 6118:2014 da ABNT:

$$f_{ct,m} = 0,3 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,3 \times \sqrt[3]{40^2} = 3,51 \text{ MPa} \quad (213)$$

Substituindo os valores na Equação 212, determina-se a taxa de armadura mínima:

$$\left(A_{sw,min}/s\right) = 0,2 \times 31 \times \frac{3,51}{500} = 0,0435 \frac{m^2}{m} = 4,35 \text{ cm}^2/m \quad (214)$$

9. DETALHAMENTO

Após as análises e verificações anteriormente evidenciadas, determinando as taxas de armadura para cada situação, tanto ativa, quanto passiva, resta realizar o detalhamento longitudinal e transversal do elemento. Para tanto serão utilizados os parâmetros dispostos na ABNT NBR 6118:2014.

As armaduras levantadas, bem como os parâmetros de detalhamento obtidos pela ABNT NBR 6118:2014, estão dispostos nas próximas seções.

9.1.Armadura de pele

Para completar o dimensionamento das armaduras, deve-se calcular a armadura de pele, que conforme disposto na seção 17.3.5.2.3 da ABNR NBR 6118:2014 deve corresponder a 0,10% $A_{c,alma}$, não podendo ser computado no cálculo as armaduras longitudinais passivas principais, disposta com espaçamento não maior que 20 cm e com limite superior de 5 cm^2/m .

Portanto, a armadura de pele é calculada a seguir:

$$A_{s,pele} = 0,10 \% \times 3\ 241,69 = 3,24\ cm^2 \quad (215)$$

Podendo ser utilizado, por questão de simetria, 12 Φ 6,3 mm = 3,74 cm^2


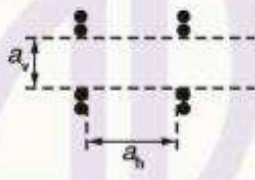
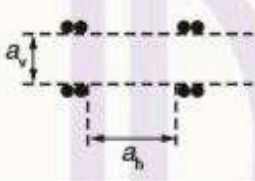
As armaduras levantadas, bem como os parâmetros de detalhamento obtidos pela ABNR NBR 6118:2014, estão dispostos nas próximas seções.

9.2.Armaduras ativas

Para o caso dimensionado neste trabalho, em que a armadura ativa adotada é de pré-tração, a disposição das armaduras é determinada conforme ABNT NBR 6118:2014:

$$\left(A_{sw,mín/s}\right) = 0,2 \times 31 \times \frac{3,51}{500} = 0,0435 \frac{m^2}{m} = 4,35\ cm^2/m \quad (216)$$

Tabela 17 - Espaçamentos mínimos - Armadura ativa.

Disposição dos fios ou cordoalhas	Espaço livre	
	a_h (horizontal)	a_v (vertical)
	$\geq 2 \phi$ $\geq 1,2 d_{m\acute{a}x}$ $\geq 2 \text{ cm}$	$\geq 2 \phi$ $\geq 1,2 d_{m\acute{a}x}$ $\geq 2 \text{ cm}$
	$\geq 3 \phi$ $\geq 1,2 d_{m\acute{a}x}$ $\geq 2,5 \text{ cm}$	$\geq 3 \phi$ $\geq 1,2 d_{m\acute{a}x}$ $\geq 2 \text{ cm}$
	$\geq 3 \phi$ $\geq 1,2 d_{m\acute{a}x}$ $\geq 3 \text{ cm}$	$\geq 3 \phi$ $\geq 1,2 d_{m\acute{a}x}$ $\geq 3 \text{ cm}$
onde ϕ é o diâmetro do fio ou cordoalha; $d_{m\acute{a}x}$ é a dimensão máxima do agregado graúdo.		

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

9.3. Armadura Longitudinal

A armadura longitudinal, distribuída na seção transversal do elemento, deve ser de acordo com a seção 18.4.2.2 da norma referida anteriormente, que determina que os espaçamentos mínimos são:

- a) Na direção horizontal (a_h):
- 20 mm;
 - Diâmetro da barra, do feixe ou luva;
 - 1,2 vez a dimensão máxima característica do agregado graúdo.

b) Na direção vertical (av):

- 20 mm;
- Diâmetro da barra, do feixe ou luva;
- 0,5 vez a dimensão máxima característica do agregado graúdo.

9.4.Comprimento de ancoragem

Para as armaduras longitudinais, tendo em vista que a peça tem 15,1 m de comprimento, é necessário realizar transpasse de armadura, pois, comercialmente as barras são normalmente vendidas com 12 metros de comprimento, sendo assim, se faz necessário determinar qual o comprimento necessário de transpasse de armadura.

O comprimento de ancoragem básico é obtido pela seguinte equação, de acordo com a ABNT NBR 6118:2014.

$$l_b = \frac{\Phi}{4} \times \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \geq 25\Phi \quad (217)$$

Sendo:

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 \times f_{ctd} \quad (218)$$

Para o caso do projeto os coeficientes de ponderação η_1 , η_2 e η_3 , conforme seção 9.3.2.1. da norma, equivalem respectivamente:

$\eta_1 = 2,25$ para barras nervuradas (tabela 8.3);

$\eta_2 = 0,7$ para situações de má aderência (para padronizar o comprimento de ancoragem);

$\eta_3 = 1,0$ para $\Phi \leq 32$ mm.

Portanto, seja o comprimento de ancoragem conforme a seguir:

$$l_b = \frac{10}{4} \times \frac{43,47}{2,25 \times 0,7 \times 1 \times 2,46/1,4} = 39,25 \text{ cm} \therefore 40 \text{ cm} \quad (219)$$

Portanto, seja adotado o comprimento de transpasse de armadura em 40 cm, inclusive para as demais armaduras, tendo em vista que se trata de uma peça pré-moldada, em que o processo é repetido muitas vezes, agilizando-o.

9.5.Armadura transversal

Sendo $V_{Sd} \leq 0,67 \times V_{Rd2}$ conforme seção 18.3.3.2 da ABNT NBR 6118:2014, o espaçamento máximo entre as armaduras transversais deve de ser:

$$s_{m\acute{a}x} = 0,6 \times d \leq 300 \text{ mm} \rightarrow 0,6 \times 60 = 36 \text{ cm} \therefore s_{m\acute{a}x} = 30 \text{ cm} \quad (220)$$

Sendo o diâmetro do estribo compreendido entre os valores de:

$$\begin{cases} 5 \text{ mm;} \\ 1/10 \times b_f = 1/10 \times 155 = 15,5 \text{ mm.} \end{cases} \quad (221)$$

A armadura transversal pode ser determinada conforme tabela 39 do ANEXO A, porém se deve atentar ao fato de que a armadura transversal compreende a utilização de dois estribos, o que significaria que a distância obtida pela tabela deveria ser multiplicada por 4, sendo que esta será constante em toda a peça, pois a taxa utilizada é a taxa de armadura mínima:

9.6. Resumo de armaduras

A seguir é apresentado uma tabela com o resumo das armaduras obtidas:

Tabela 18 - Detalhamento de armaduras.

<i>Tabelas de armaduras</i>					
Armadura Ativa			Armadura Passiva		
n	10		n	8	
Φ	12,7	mm	Φ	10	mm
$A_{c,\Phi}$	0,987	cm ²	$A_{c,\Phi}$	0,79	cm ²
$A_{c,total}$	9,87	cm ²	$A_{c,total}$	6,28	cm ²
e_{ph}	4	cm	c	1,5	cm
e_{pv}	5	cm	e_{sv}	5	cm
d'	10	cm			
Armadura de Pele			Armadura Transversal		
n	12		Φ	6,3	mm
Φ	6,3	mm	s	26	cm
$A_{c,\Phi}$	0,31	cm ²	$A_{c,\Phi}$	4,80	cm ² /m
$A_{c,total}$	3,74	cm ²			
$e_{pv,máx}$	20	cm			

Fonte: Autor (2018).

9.7. Cobrimento mínimo

Conforme tabela 7.2 da ABNR NBR 6118:2014 os cobrimentos mínimos são:

Figura 31 - Cobrimento mínimo de armadura.

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.

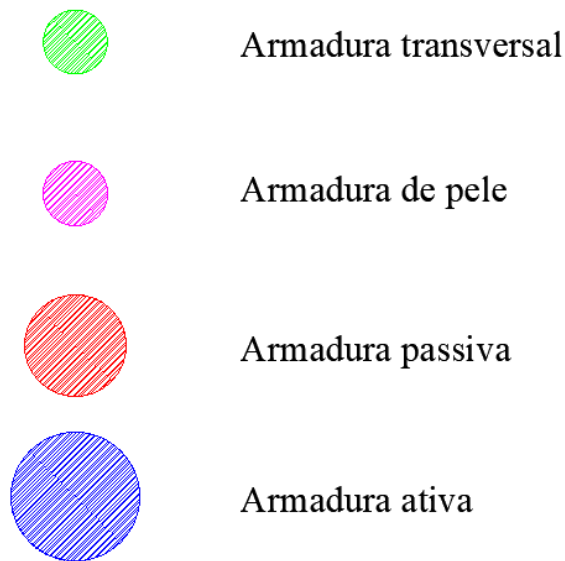
Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

Sendo o projeto em uma área de classe de agressividade ambiental CAA II, conforme demonstrado em seções anteriores deste trabalho, e este se tratar de um elemento protendido, porém com a presença de armadura passiva também, o cobrimento mínimo adotado para a armadura ativa será de $c_{p,min} = 3$ cm e para armadura passiva de $c_{s,min} = 2,5$ cm.

9.8. Detalhamento Gráfico

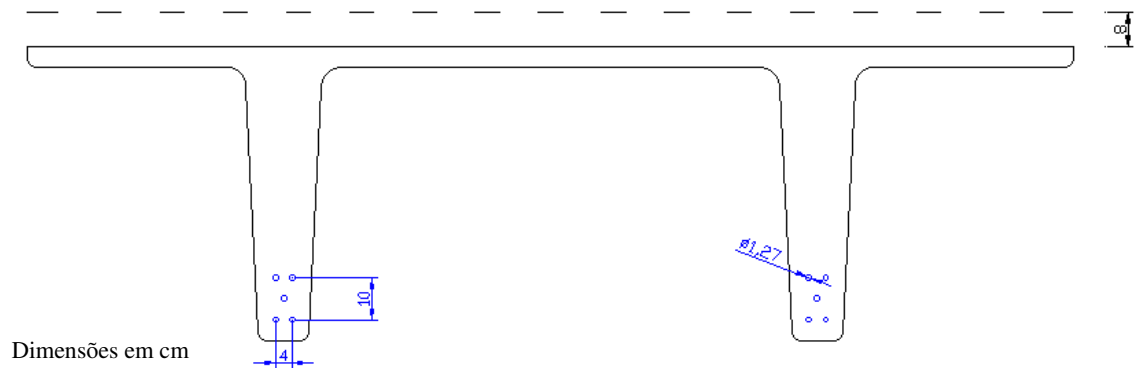
De acordo com os parâmetros expostos anteriormente e com as taxas de armaduras encontradas em seções anteriores, observando demais diretrizes da ABNT NBR 6118:2014, o detalhamento da seção TT pode ser concebido conforme figuras 32 a 38:

Figura 32 - Legenda do detalhamento.



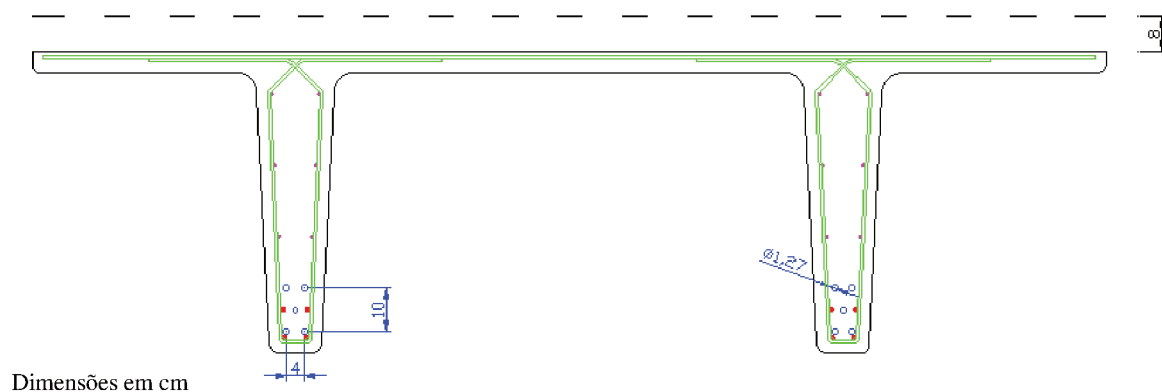
Fonte: Autor (2018).

Figura 33 - Detalhes da armadura ativa.



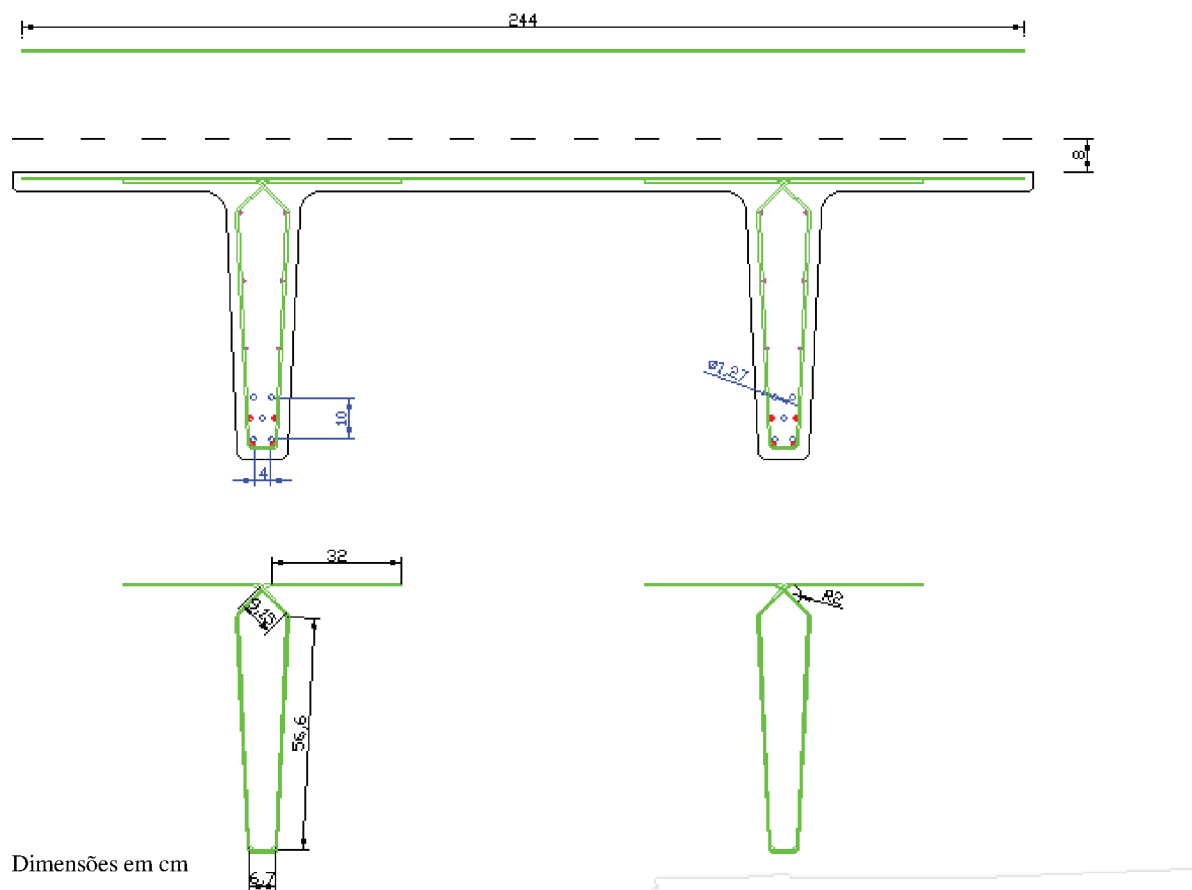
Fonte: Autor (2018).

Figura 34 - Seção transversal com armaduras ativas e passivas.



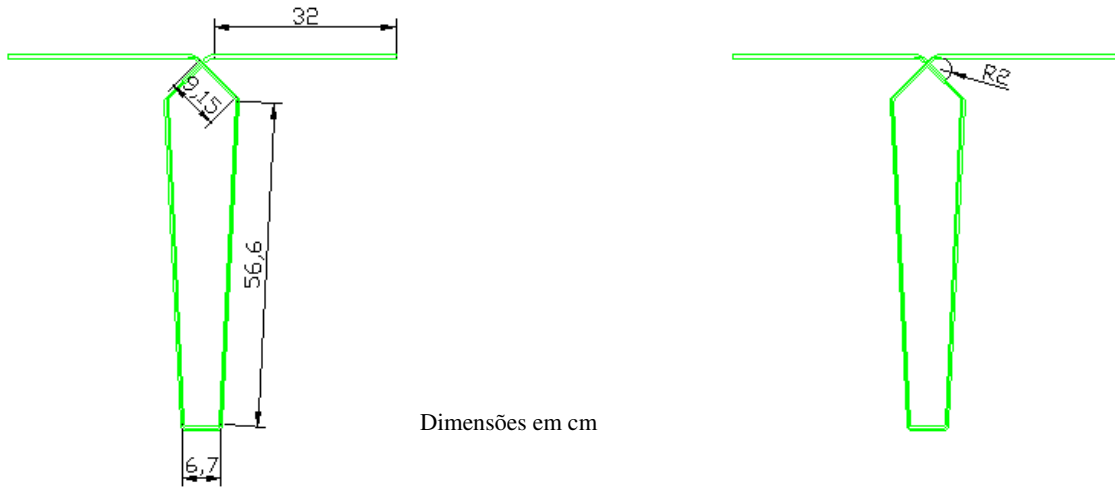
Fonte: Autor (2018).

Figura 35 - Detalhamento armadura transversal, detalhe 1.



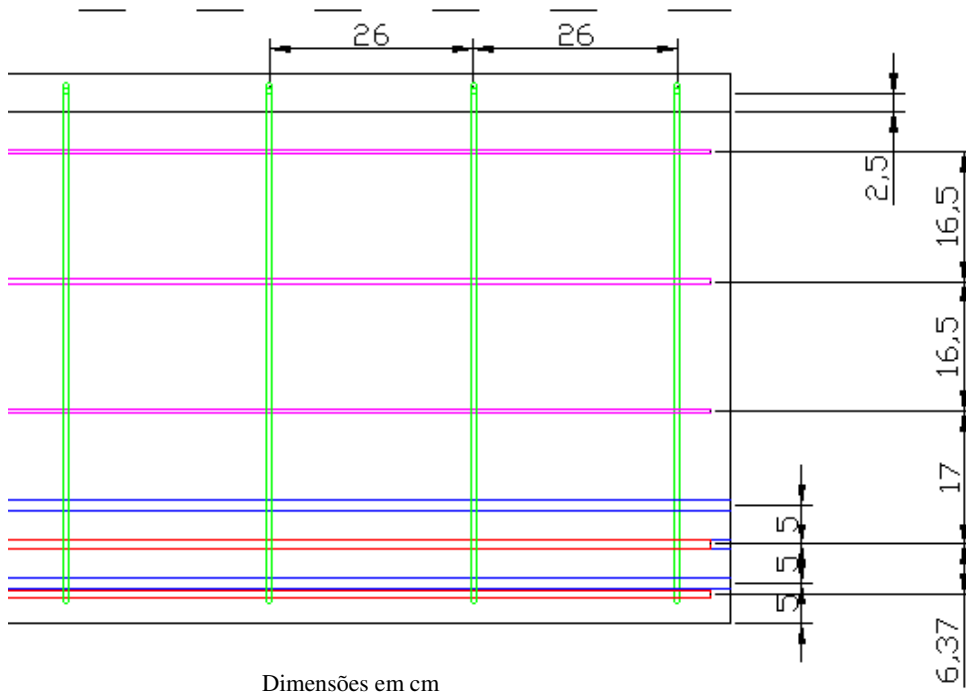
Fonte: Autor (2018).

Figura 36 - Detalhe da armadura transversal, detalhe 2.



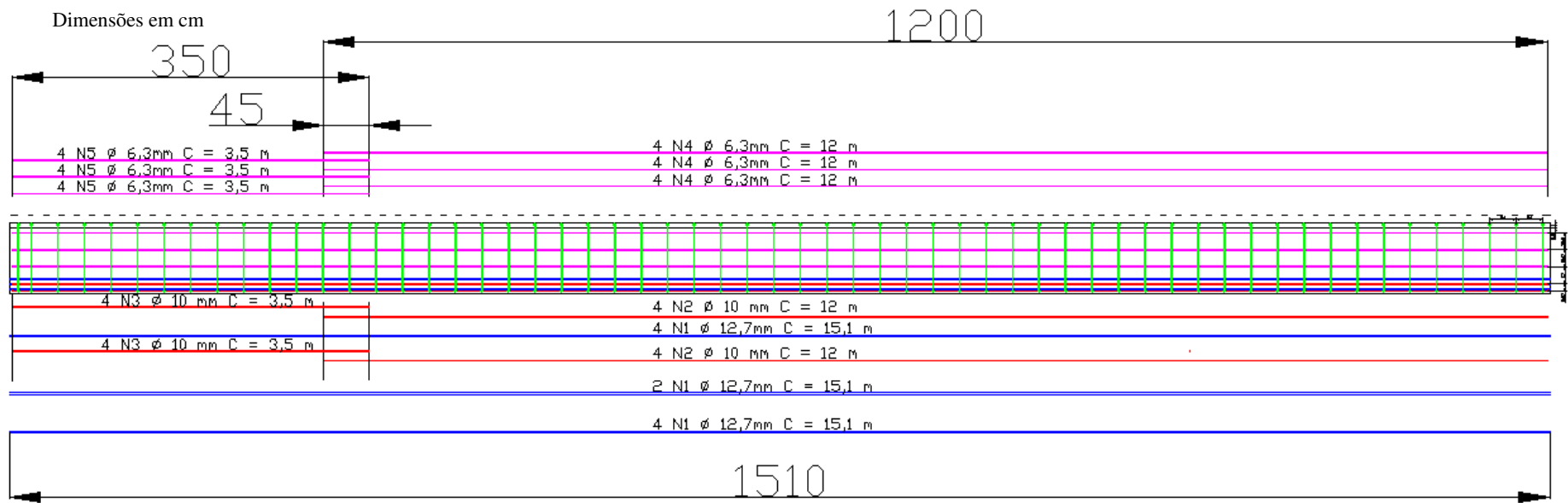
Fonte: Autor (2018).

Figura 37 - Disposição das armaduras longitudinais e transversais.



Fonte: Autor (2018).

Figura 38 - Detalhamento longitudinal da laje.



Fonte: Autor (2018).

Neste detalhamento é possível observar o corte para transpassasse das barras, atentando-se que as armaduras ativas não sofrem corte e tem o mesmo comprimento da laje, pois as mesmas são cortadas após 48 horas da concretagem. As demais armaduras têm um cobrimento de 2,5 cm em relação a face transversal do elemento, para que estas não fiquem a mostra.

10. CONCLUSÃO

Realizando uma comparação com os resultados obtidos neste projeto e o projeto de Mota (2005), é possível identificar certa proximidade nas taxas de armadura, com acréscimos de armaduras de pele e armaduras longitudinais mínimas, os detalhes dos estribos e do capeamento não foram obtidos no projeto original.

Não foi possível ter acesso as cargas utilizadas na edificação, sendo assim, com o auxílio do Engenheiro Kaufman e visitas técnicas ao HCU – Hospital de Clínicas de Uberlândia, estas foram estimadas, sendo aparentemente, bem aproximadas das cargas e ações reais do projeto original

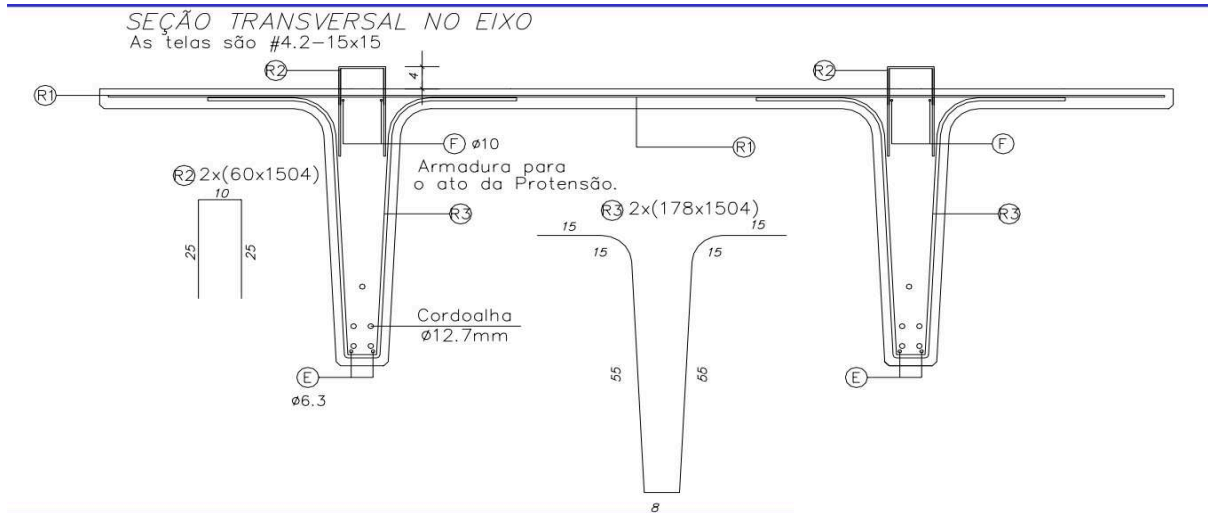
A armadura ativa encontrada foi exatamente a mesma armadura calculada por Mota (2005), porém, sem alteração do C.G. de nenhuma das cordoalhas para controle nos estados em vazio e em serviço.

Nas armaduras passivas foram dimensionadas 8 Φ 10 mm, sendo esta a armadura longitudinal mínima, 12 Φ 6,3 mm de armadura de pele e Φ 6,3 mm c/26 cm de armadura transversal (estribos). Sendo que se compararmos a armadura passiva com os resultados do projeto original, encontram-se diferenças, pois no projeto de Mota (2005) há 2 Φ 6,3 mm e 2 Φ 10 mm compondo a armadura longitudinal da peça e não se tem informações sobre o espaçamento dos estribos. Portanto, se esta foi a armadura final encontrada pelo projeto original, o mesmo encontra com taxas abaixo do esperado segundo a ABNT NBR 6118:2014 para as armaduras longitudinais mínimas e armaduras de pele.

O resultado encontrado se mostra satisfatório, sendo próximo do projeto original, acrescido de armaduras longitudinais e transversais que não estavam indicadas na seção transversal do projeto apresentado por Mota (2005). Esse projeto foi atualizado com as cargas da ABNT NBR 6120:2017 (Revisada), que ainda não está em vigência, mas por ser mais conservadora nas considerações das ações acidentais, ações bem significativas neste projeto, e com o objetivo de tornar o projeto atual para futuras consultas a referida norma foi utilizada.

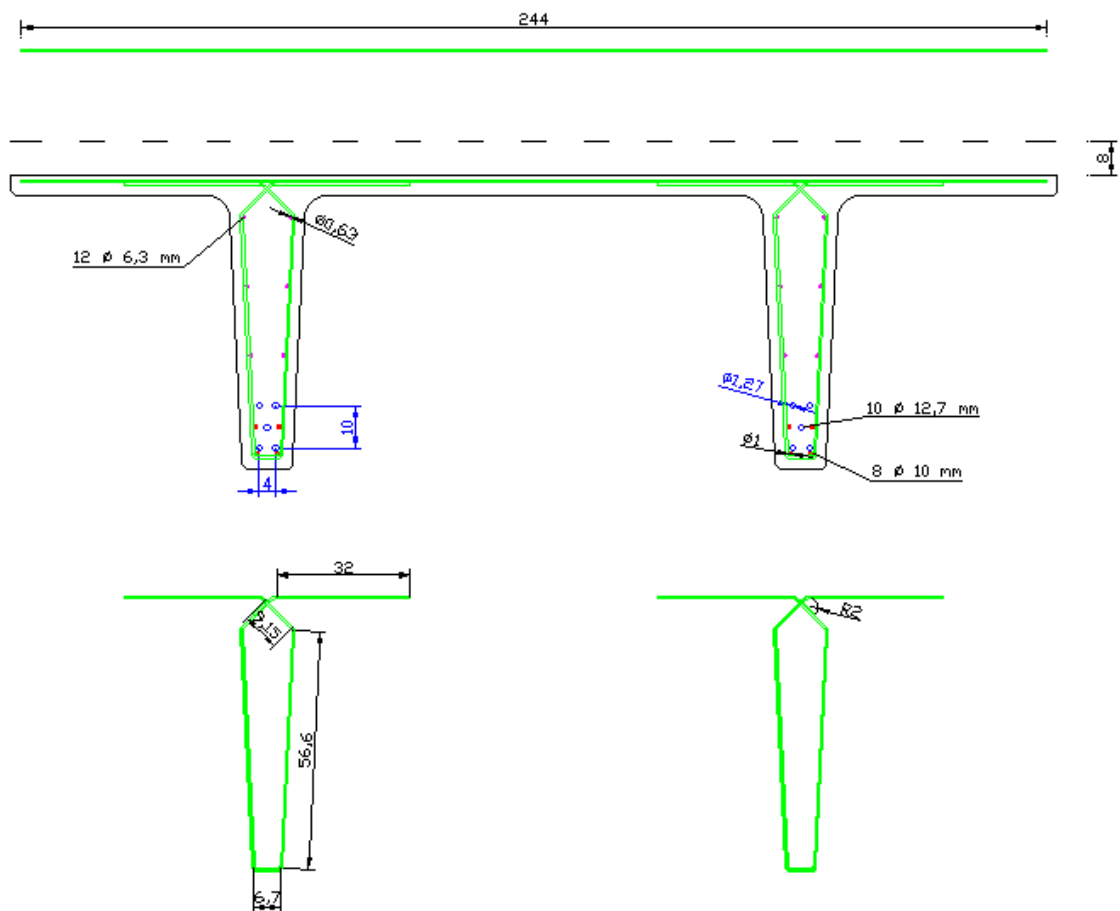
Para uma melhor visualização das discrepâncias e similaridades das armaduras encontradas por Mota (2005) e no dimensionamento apresentado neste trabalho é mostrado a seguir a seção transversal das armaduras calculadas para ambos os projetos:

Figura 39 - Seção transversal de armaduras Mota (2005).



Fonte: Mota (2005).

Figura 40 - Seção transversal de aço calculada neste projeto.



Fonte: Autor (2018).

Sendo possível comparar as taxas de armadura por meio de tabelas, conforme mostrado nas tabelas X e Y, sendo as armaduras calculadas neste trabalho e as armaduras indicadas por Mota (2005) respectivamente.

Tabela 19 - Relação de armaduras calculadas neste trabalho.

<i>Tabelas de armaduras</i>					
Armadura Ativa			Armadura Passiva		
n	10		n	8	
Φ	12,7	mm	Φ	10	mm
A_c, Φ	0,987	cm ²	A_c, Φ	0,79	cm ²
$A_{c, total}$	9,87	cm ²	$A_{c, total}$	6,28	cm ²
eph	4	cm	c	1,5	cm
epv	5	cm	epv	5	cm
d'	10	cm			
Armadura de pele			Armadura trasversal		
n	12		Φ	6,3	mm
Φ	6,3	mm	s	26	cm
A_c, Φ	0,31	cm ²	A_c, Φ	4,80	cm ² /m
$A_{c, total}$	3,74	cm ²			
epv	20	cm			

Fonte: Autor (2018).

Tabela 20 - Relação de armaduras indicadas por Mota (2005).

<i>Tabelas de armaduras</i>					
Armadura Ativa			Armadura Passiva		
n	8		n	4	
Φ	12,7	mm	Φ	6,3	mm
Ac, Φ	0,987	cm ²	Ac, Φ	0,31	cm ²
Ac,total	7,896	cm ²	Ac,total	1,25	cm ²
eph	4	cm	c	1,5	cm
epv	5	cm	epv	5	cm
d'	7,5	cm			
Armadura Ativa C.G. alterado			Armadura trasversal		
n	2		Φ	6,3	mm
Φ	12,7	mm	s	-	cm
Ac, Φ	0,987	cm ²	Ac, Φ	-	cm ² /m
Ac,total	1,974	cm ²			
eph	-	cm	Armadura de pele		
epv	-	cm	n	-	
d'	20	cm	Φ	-	mm
			Ac, Φ	-	cm ²
			Ac,total	-	cm ²
			epv	-	cm

Fonte: Adaptado de Mota (2005).

Os estribos foram adotados cruzados pensando na possibilidade de ancoragem por meio de ganchos das alças, que podem ser usadas para içamento.

Como não foi determinado o local de içamento da peça, as alças para içamento, que também tem função de solidarização entre o capeamento e a peça, não foram calculadas e também não foram calculadas as armaduras negativas necessárias para suportar os esforços advindos do içamento. Portanto, se faz necessário essa determinação e o dimensionamento das alças e armaduras negativas para se concluir o dimensionamento da peça.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANDREATA, Lisandro. **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.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB-1**: Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 1978.

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

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

_____. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

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

_____. **NBR 7483**: Cordoalha de aço para estruturas de concreto protendido - Especificação. Rio de Janeiro, 2008.

_____. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimentos. Rio de Janeiro, 1984.

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

_____. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 1985.

_____. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2017.

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.

CARVALHO, Roberto Chust. **Estruturas em concreto protendido**. [s.i]: Ed Pini Ltda, 2012. 431 p.

CATOIA, Bruna. **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, José Filho de Sousa. **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, Eduardo. **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, Zuryell Costa. **Determinação das perdas em concreto protendido**. 2017. 80 p. Monografia (Bacharel em Engenharia Civil)- Centro de Tecnologia - Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2017. Disponível em: <<https://monografias.ufrn.br/jspui/bitstream/123456789/4056/1/Determina%C3%A7%C3%A3o-das-perdas-Dutra-Monografia.pdf>>. Acesso em: nov. 2018.

DUTRA, Zuryell Costa. **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. S.A. 1980.

FARIA, Elves Lincoln. **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, Lucas. **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.

Hanai, J.B. **Fundamentos do Concreto Protendido**. Publicação (E-Book de Apoio para o Curso de Engenharia Civil) da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC - USP). São Carlos, SP (2005).

IGLESIA, Tiago Borges. **Sistemas Construtivos em Concreto Pré-moldado**. 2006. 65 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Anhembi Morumbi., São Paulo, 2006.

INFORSATO, Thiago Bindilatti. **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.

MARQUES, Janaína Santos Saudanha. **ANÁLISE DA QUALIDADE DO PROCESSO PRODUTIVO DE CONCRETO DE UMA EMPRESA DE PRÉ-MOLDADOS NA CIDADE DE PATO BRANCO-PR**. 2016. 74 p. Monografia (Bacharel em Engenharia Civil)-DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL, UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ, Pato Branco, 2016. Disponível em:

<http://repositorio.roca.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/7805/1/PB_COECI_2016_2_26.pdf>.

Acesso em: 15 nov. 2018.

MOTA, Joaquim Eduardo. **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 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, João. **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; JUNIOR, K. M. L. C. **Concreto protendido – fundamentos básicos**. Viçosa: Universidade Federal de Viçosa, 1998. 72p. Apostila.

VERÍSSIMO, G.S. & CÉSAR Jr, K.L.M. **Concreto protendido - Fundamentos Básicos**. 4ª ed., Universidade Federal de Viçosa, 1998.

VERÍSSIMO, Gustavo de Souza; LENS, César Junior Kléos M. **Concreto Protendido: Perdas de Protensão**. 1998. Universidade Federal de Viçosa – UFV. Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas, Departamento de Engenharia Civil. Disponível em: . Acesso em: 15 out. 2016.

11. APENDICE A

Para o dimensionamento dos elementos foi primeiramente necessário o levantamento de cargas e ações de toda edificação, sendo que, foi utilizada a versão atualizada da ABNT NBR 6120:2017, que ainda não está em vigor, os dados utilizados da norma para esse cálculo estão demonstrados a seguir:

Tabela 21 - Valores de cargas normativas.

Valores normativos - NBR 6120:2017 (Revisada)			
Cargas Permanentes			
Descrição:	Espessura (cm):	Pesp.apa.	UND
Composição de alvenaria de blocos furados e 1 cm de revestimento	14 cm + 1 reboco	1,4	kN/m ²
Concreto Simples	-	24	kN/m ³
Concreto Armado	-	25	kN/m ³
Divisórias retráteis (sem vidro)	07 - 12'	0,6	kN/m ²
Caixilhos com vidro	-	0,3	kN/m ²
Caixilhos com vidro do piso ao teto	-	0,5	kN/m ²
Comp. telha de alumínio 0,8mm + estrutura de aço	0,8	0,3	kN/m ²
Forro de placas de gesso	2,52	0,15	kN/m ²
Impermeabilização de manta asfáltica	0,3	0,08	kN/m ²
	0,4	0,1	kN/m ²
	0,5	0,11	kN/m ²
Cargas Variáveis (Hospital)			
Descrição:		Pesp.apa.	UND
Casa de máq. Elevador com V < 1 m/s		30	kN/m ²
Casa de máq. Elevador com V > 1 m/s		50	kN/m ²
Poço de elevador		50	kN/m ²
Balcões, Sacadas, varandas e terraços de hospital		4	kN/m ²
Biblioteca com estantes até 2,2m + 2 kN/m ² por m de estante		6	kN/m ²
Coberturas com acesso para manutenção		1	kN/m ²
Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários		2	kN/m ²
Depositos com até 3m de altura + 5 kN/m ² por m de estante		20	kN/m ²
Salas administrativas		2,5	kN/m ²
Demais salas, exceto máquinas especiais		3	kN/m ²
Escadas e passarelas de hospitalais		3	kN/m ²
Cobertura com acesso para manutenção/inspeção		1	kN/m ²
Restaurantes, sala de refeições ou café em hospitalais		3	kN/m ²
Casa de máquinas "calcular", mas no mínimo 10		10	kN/m ²

Fonte: adaptado de ABNT NBR 6120:2017 (Revisada).

Utilizando destes dados é possível calcular o peso próprio dos elementos, conforme segue:

Tabela 22 - Cálculo do peso próprio dos elementos.

<i>Cálculo do peso próprio dos elementos</i>			
Área da seção:		249	70
3241,6901	cm ²	Obtida em AutoCad	
0,3242	m ²		
Peso próprio da laje			
8,10	kN/m	Comprimento da peça obtido em planta	
1512	cm		
122,54	kN/peça		
Capeamento sobre laje			
Capeamento:	8	cm	
Área:	2000	cm ²	
Volume / m de peça:	0,2	m ³	
Volume / peça:	3,024	m ³	
Peso próprio / m:	5	kN/m	
Peso próprio / peça:	75,6	kN/peça	
Área de laje do pavimento:			
Largura:	15,12	m	
Comp.:	49	m	
Elevador:	13,145	m ²	
Escada:	15,87	m ²	
Pilares:	7,56	m ²	
Área total:	704,305	m ²	
Peso próprio do granito:			
Área:	704,305	m ²	
Espessura:	0,8	cm	
Volume:	5,63	m ³	
Peso esp.:	28,5	kN/m ³	
Peso/m ² :	0,228	kN/m ²	
Peso total:	160,58	kN	
Peso específico Concreto Arm.			
25	kN/m ³	NBR 6120*	
2500	kg/m ³		
Peso próprio laje + cap.:			
13,10	kN/m	Larg. 2,49m	
198,14	kN/peça	+ 1cm	
Peso próprio laje + cap + piso.:			
13,67	kN/m	Larg. 2,49m	
206,75	kN/peça	+ 1cm	
Peso próprio por m²:			
5,49	kN/m ²	1m x 1m	
Peso próprio por pavimento:			
3867,80	kN/pav.		
386,78	ton/pav.		
Pavimento com piso revestido em granito de 0,8cm			
Adicionar Forro e peso das alvenarias e divisórias			
Calculados na aba cargas.			

Fonte: Autor (2018).

Portanto, a carga de cada pavimento é demonstrada a seguir:

Tabela 23 - Levantamento de cargas pav 1.

<i>Cálculo dos peso próprio dos elementos do 1º pav.</i>						
Paredes e divisórias				Forro		
Alvenaria	20,25	m		Gesso	704,305	m²
Divisórias	205,5	m				
Relação de esquadrias que representam mais de 2m² de área						
Qtd:	Esquadrias da Alvenaria				Área a ser retirada?	Área total a ser retirada:
	Tipo:	Largura:	Altura:	Área:		
0	-	-	-	-	-	0
Esquadrias das Divisórias						
11	M7	1	2,1	2,1	Sim	23,1
1	V1	2,5	1	2,5	Sim	2,5
					Não	0
					Não	0
					Não	0
					Não	0
Σ						25,6
Alvenaria				Divisórias		
Altura:	3,89	m		Altura:	2,53	m
Comprimento total:	20,25	m		Comprimento total:	205,5	m
Área total:	78,77	m²		Área total:	519,92	m²
Área a ser retirada:	0	m²		Área a ser retirada:	25,6	m²
Área de cálculo:	78,77	m²		Área de cálculo:	494,32	m²
Peso específico:	1,4	kN/m²		Peso específico:	0,6	kN/m²
Peso por m (3,89):	5,446	kN/m		Peso por m (2,53):	1,518	kN/m
Peso por pav.:	110,28	kN/pav.		Peso por pav.:	296,59	kN/pav.
Peso relativo/m²:	0,16	kN/m²laje		Peso relativo/m²:	0,42	kN/m²laje
	15,66	kg/m²laje			42,11	kg/m²laje
Adicional de carga permanente				Forro		
Alvenaria	15,66	kg/m²		Espessura:	2,52	cm
	110,28	kN/pav.		Área total:	704,305	m²
Divisórias	42,11	kg/m²		Peso específico:	0,15	kN/m²
	296,59	kN/pav.			15	kg/m²
Forro	15	kg/m²		Peso/pav:	105,65	kN/pav.
	105,65	kN/pav.			10564,58	kg/pav.
Total	72,77	kg/m²		Área de laje do pavimento:		
	0,73	kN/m²		Largura:	15,12	m
	512,52	kN/pav.		Comp.:	49	m
				Elevador:	13,145	m²
				Escada:	15,87	m²
				Pilares:	7,56	m²
				Área total	704,305	m²

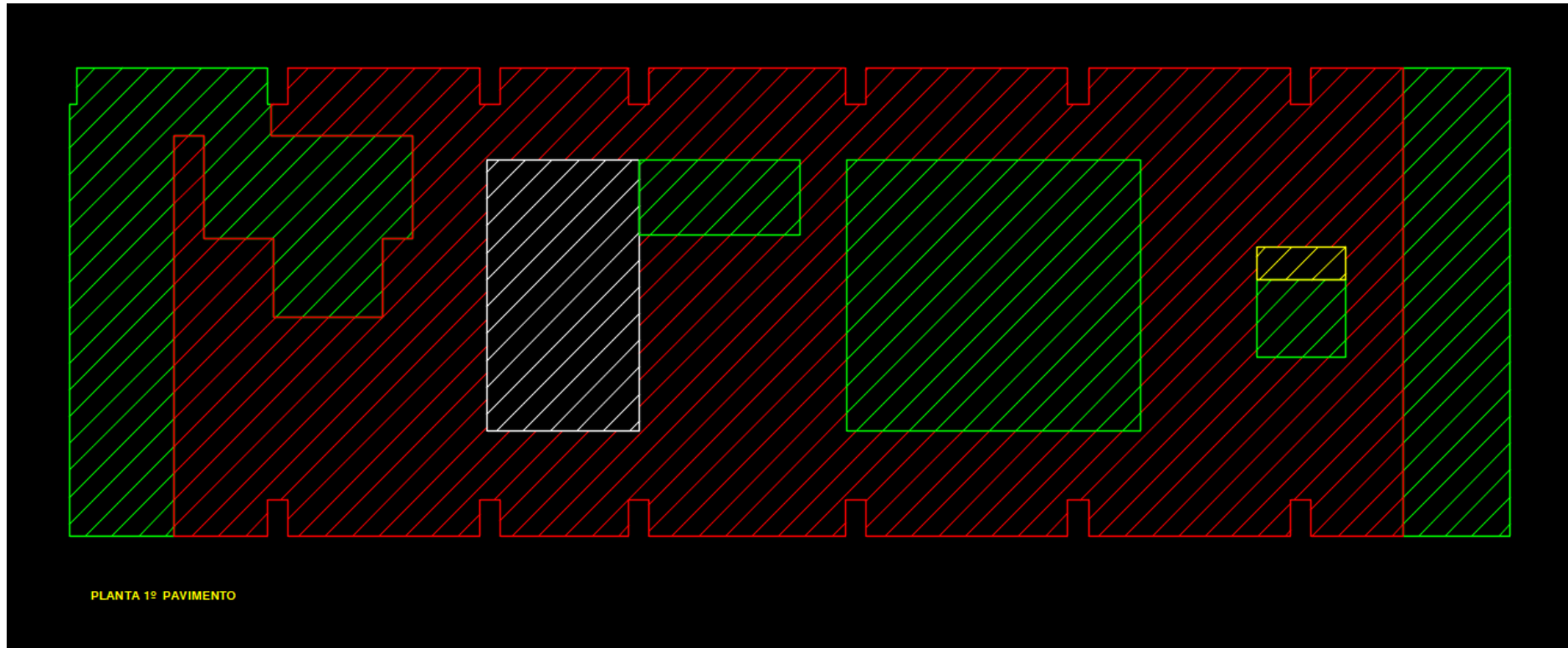
Fonte: Autor (2018).

Tabela 24 - Levantamento de cargas variáveis pav. 1.

<i>Cálculo das cargas variáveis por pavimento</i>					
1º Pavimento					
Descrição da área	Área:	Carga/m ² :	Carga:	% da área total:	Σ
	m ²	kN/m ²	kN		
Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários	262,2	2	524,4	0,37	524,4
Demais salas, exceto máquinas especiais	434,02	3	1302,06	0,62	1826,46
Salas administrativas	3,3	2,5	8,25	0,01	1834,71
Escadas e passarelas de hospitais	-	-			1826,46
Dados do pavimento:					
Área do pavimento:	699,52		m ²		
Carga acidental média:	2,62		kN/m ²		
Carga acidental total:	1826,46		kN		
Carga média por peça de laje:	99,14		kN/peça de laje		
Carga máxima por peça de laje / m ² :	3,00		kN/m ²		
<i>1º Pavimento</i>					
Cargas acidentais conforme NBR 6120:2017					
Legenda:					
	2	kN/m ²			
	3	kN/m ²			
	2,5	kN/m ²			
	Área não contribuinte				
Obs.:					
As escadas e elevadores não contribuem para o carregamento das lajes, portanto, não serão computadas;					
As áreas consideradas são as áreas úteis, em que estão aplicadas as cargas variáveis.					

Fonte: Autor (2018).

Figura 41- Esquema de áreas para levantamento de cargas variáveis pav. 1.



Fonte: Autor (2018).

Tabela 25 - Resumo de cargas pav. 1.

Cargas permanentes adicionais para o 1º pavimento

Adicional de carga permanente		
Alvenaria	15,66	kg/m ²
	110,28	kN/pav.
Divisórias	42,11	kg/m ²
	296,59	kN/pav.
Forro	15,00	kg/m ²
	105,65	kN/pav.
Total	72,77	kg/m ²
	0,73	kN/m ²
	512,52	kN/pav.

Peso próprio total da laje		
15,49	kN/m	Larg. 2,49m + 1cm
234,26	kN/peça	

Peso próprio por m ² :		
6,20	kN/m ²	1m x 1m

Peso próprio por pavimento:	
4364,85	kN/pav.
436,48	ton/pav.

Fonte: Autor (2018).

Tabela 26 - Levantamento de cargas pav. 2.

Cálculo dos peso próprio dos elementos do 2º pav.

Paredes e divisórias		
Alvenaria	28,8	m
Divisórias	202	m

Forro		
Gesso	704,305	m ²

Relação de esquadrias que representam
mais de 2m² de área

Qtd:	Esquadrias da Alvenaria				Área a ser retirada?	Área total a ser retirada:
	Tipo:	Largura:	Altura:	Área:		
-					Não	0
Esquadrias das Divisórias						
9	M7	1	2,1	2,1	Sim	18,9
1	M9	1,4	2,1	2,94	Sim	2,94
					Não	0
					Não	0
					Não	0
					Não	0
Σ						21,84

Alvenaria		
Altura:	3,89	m
Comprimento total:	28,8	m
Área total:	112,03	m ²
Área a ser retirada:	0	m ²
Área de cálculo:	112,03	m ²
Peso específico:	1,4	kN/m ²
Peso por m (3,89):	5,446	kN/m
Peso por pav.:	156,84	kN/pav.
Peso relativo/m ² :	0,22	kN/m ² laje
	22,27	kg/m ² laje

Divisórias		
Altura:	2,53	m
Comprimento total:	202	m
Área total:	511,06	m ²
Área a ser retirada:	21,84	m ²
Área de cálculo:	489,22	m ²
Peso específico:	0,6	kN/m ²
Peso por m (2,53):	1,518	kN/m
Peso por pav.:	293,53	kN/pav.
Peso relativo/m ² :	0,42	kN/m ² laje
	41,68	kg/m ² laje

Adicional de carga permanente		
Alvenaria	22,27	kg/m ²
	156,84	kN/pav.
Divisórias	41,68	kg/m ²
	293,53	kN/pav.
Forro	15	kg/m ²
	105,65	kN/pav.
Total	78,95	kg/m ²
	0,79	kN/m ²
	556,02	kN/pav.

Forro		
Espessura:	2,52	cm
Área total:	704,305	m ²
Peso específico:	0,15	kN/m ²
	15	kg/m ²
Peso/pav:	105,65	kN/pav.
	10564,58	kg/pav.

Área de laje do pavimento:		
Largura:	15,12	m
Comp.:	49	m
Elevador:	13,145	m ²
Escada:	15,87	m ²
Pilares:	7,56	m ²
Área total:	704,305	m ²

Fonte: Autor (2018).

Tabela 27 - Levantamento de cargas variáveis pav. 2

<i>Cálculo das cargas variáveis por pavimento</i>					
2º Pavimento					
Descrição da área	Área:	Carga/m²:	Carga:	% da área total:	Σ
	m²	kN/m²	kN		
Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários	241,45	2	482,9	0,34	482,9
Demais salas, exceto máquinas especiais	449,64	3	1348,92	0,64	1831,82
Depositos com até 3m de altura + 5 kN/m² por m de estante	11,66	20	233,2	0,02	2065,02
Escadas e passarelas de hospitais	-	-			2065,02

Dados do pavimento:		
Área do pavimento:	702,75	m²
Carga acidental média:	2,94	kN/m²
Carga acidental total:	2065,02	kN
Carga média por peça de laje:	111,07	kN/peça de laje
Carga máxima por peça de laje / m2:	"Analisar" depósito sobre laje	kN/m²

2º Pavimento

Cargas acidentais conforme NBR 6120:2017

Legenda:

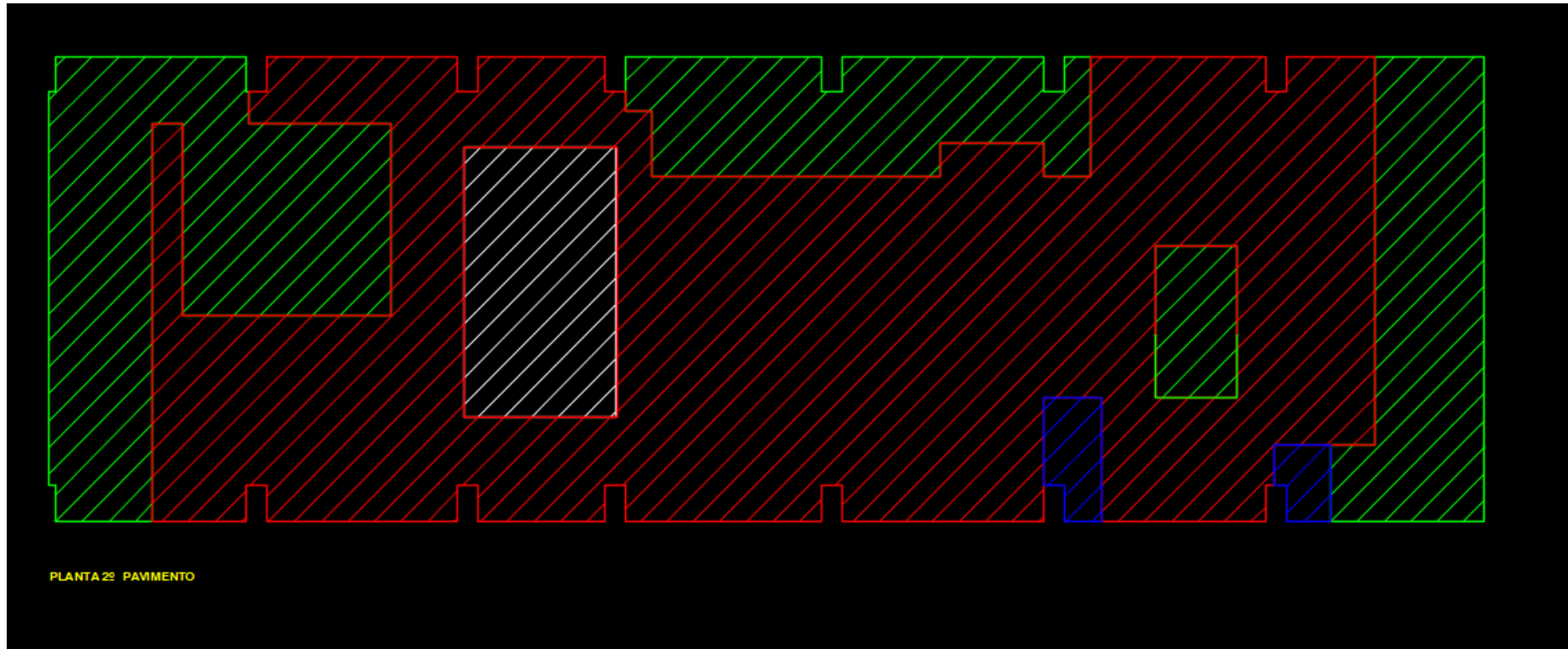
	2	kN/m²
	3	kN/m²
	20	kN/m²
	Área não contribuinte	

Obs.:

As escadas e elevadores não contribuem para o carregamento das lajes, portanto, não serão computadas;
As áreas consideradas são as áreas úteis, em que estão aplicadas as cargas variáveis.

Fonte: Autor (2018).

Figura 42 - Esquema de áreas para levantamento de cargas variáveis pav. 2.



Fonte: Autor (2018).

Tabela 28 - Resumo de cargas pav. 2.

Cargas permanentes adicionais para o 2º pavimento

Adicional de carga permanente		
Alvenaria	22,27	kg/m ²
	156,84	kN/pav.
Divisórias	41,68	kg/m ²
	293,53	kN/pav.
Forro	15,00	kg/m ²
	105,65	kN/pav.
Total	78,95	kg/m ²
	0,79	kN/m ²
	556,02	kN/pav.

Peso próprio total da laje		
15,65	kN/m	Larg. 2,49m + 1cm
236,60	kN/peça	

Peso próprio por m ² :		
6,26	kN/m ²	1m x 1m

Peso próprio por pavimento:	
4408,35	kN/pav.
440,84	ton/pav.

Fonte: Autor (2018).

Tabela 29 - Levantamento de cargas pav 3, 4 e 5.

Cálculo dos peso próprio dos elementos do 3º, 4º e 5º pav.

Paredes e divisórias		
Alvenaria	26,15	m
Divisórias	268,325	m

Forro		
Gesso	704,305	m ²

Qtd:	Esquadrias da Alvenaria				Área a ser retirada?	Área total a ser retirada:
	Tipo:	Largura:	Altura:	Área:		
2	M5	0,9	2,1	1,89	Não	0
Esquadrias das Divisórias						
2	M1	0,5	1,8	0,9	Não	0
4	M2	0,6	2,1	1,26	Não	0
21	M3	0,8	2,1	1,68	Não	0
2	M6	0,9	1,8	1,62	Não	0
17	M7	1	2,1	2,1	Sim	35,7
11	M10	0,7	2,1	1,47	Não	0
Σ						35,7

Alvenaria		
Altura:	3,89	m
Comprimento total:	26,15	m
Área total:	101,72	m ²
Área a ser retirada:	0	m ²
Área de cálculo:	101,72	m ²
Peso específico:	1,4	kN/m ²
Peso por m (3,89):	5,446	kN/m
Peso por pav.:	142,41	kN/pav.
Peso relativo/m ² :	0,20	kN/m ² laje
	20,22	kg/m ² laje

Divisórias		
Altura:	2,53	m
Comprimento total:	268,325	m
Área total:	678,86	m ²
Área a ser retirada:	35,7	m ²
Área de cálculo:	643,16	m ²
Peso específico:	0,6	#REF!
Peso por m (2,53):	1,518	kN/m
Peso por pav.:	385,90	kN/pav.
Peso relativo/m ² :	0,55	kN/m ² laje
	54,79	kg/m ² laje

Adicional de carga permanente		
Alvenaria	20,22	kg/m ²
	142,41	kN/pav.
Divisórias	54,79	kg/m ²
	385,90	kN/pav.
Forro	15	kg/m ²
	105,65	kN/pav.
Total	90,01	kg/m ²
	0,90	kN/m ²
	633,96	kN/pav.

Forro		
Espessura:	2,52	cm
Área total:	704,305	m ²
Peso específico:	0,15	kN/m ²
	15	kg/m ²
Peso/pav:	105,65	kN/pav.
	10564,58	kg/pav.

Área de laje do pavimento:		
Largura:	15,12	m
Comp.:	49	m
Elevador:	13,145	m ²
Escada:	15,87	m ²
Pilares:	7,56	m ²
Área total:	704,305	m ²

Fonte: Autor (2018).

Tabela 30 - Levantamento de cargas variáveis pav. 3, 4 e 5.

<i>Cálculo das cargas variáveis por pavimento</i>					
3º, 4º e 5º Pavimento					
Descrição da área	Área:	Carga/m²:	Carga:	% da área total:	Σ
	m²	kN/m²	kN		
Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários	352,56	2	705,12	0,50	705,12
Demais salas, exceto máquinas especiais	344,16	3	1032,48	0,49	1737,6
Depósitos com até 3m de altura + 5 kN/m² por m de estante	4,92	20	98,4	0,01	1836
Escadas e passarelas de hospitais	-	-			1836

Dados do pavimento:		
Área do pavimento:	701,64	m²
Carga acidental média:	2,62	kN/m²
Carga acidental total:	1836	kN
Carga média por peça de laje:	98,91	kN/peça de laje
Carga máxima por peça de laje / m2:	"Analisar" depósito sobre laje	kN/m²

3º, 4º e 5º Pavimento

Cargas acidentais conforme NBR 6120:2017

Legenda:

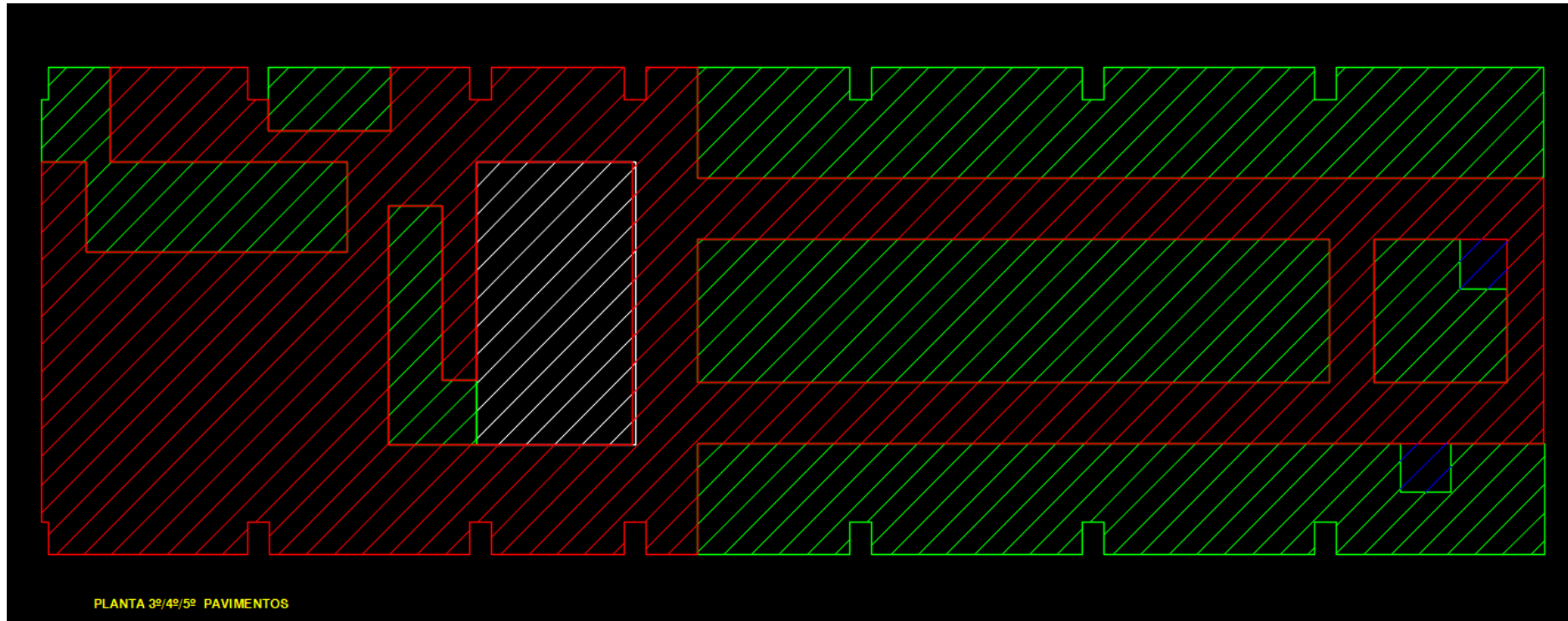
	2	kN/m²
	3	kN/m²
	20	kN/m²
	Área não contribuinte	

Obs.:

As escadas e elevadores não contribuem para o carregamento das lajes, portanto, não serão computadas;
As áreas consideradas são as áreas úteis, em que estão aplicadas as cargas variáveis.

Fonte: Autor (2018).

Figura 43 - Esquema de áreas para levantamento de cargas variáveis pav. 3, 4 e 5.



Fonte: Autor (2018).

Tabela 31 - Resumo de cargas pav. 3, 4, e 5.

Cargas permanentes adicionais para o 3º, 4º e 5º pavimento

Adicional de carga permanente		
Alvenaria	20,22	kg/m ²
	142,41	kN/pav.
Divisórias	54,79	kg/m ²
	385,90	kN/pav.
Forro	15,00	kg/m ²
	105,65	kN/pav.
Total	90,01	kg/m ²
	0,90	kN/m ²
	633,96	kN/pav.

Peso próprio total da laje		
15,92	kN/m	Larg. 2,49m + 1cm
240,78	kN/peça	

Peso próprio por m ² :		
6,37	kN/m ²	1m x 1m

Peso próprio por pavimento:	
4486,29	kN/pav.
448,63	ton/pav.

Fonte: Autor (2018).

Tabela 32 - Levantamento de cargas pav. 6.

Cálculo dos peso próprio dos elementos do 6º pav.

Paredes e divisórias		
Alvenaria	14,1	m
Divisórias	179,7	m

Forro		
Gesso	704,305	m ²

Relação de esquadrias que representam
mais de 2m² de área

Qtd:	Esquadrias da Alvenaria				Área a ser retirada?	Área total a ser retirada:
	Tipo:	Largura:	Altura:	Área:		
1	V1	2,5	1	2,5	Sim	2,5
Esquadrias das Divisórias						
3	M7	1	2,1	2,1	Sim	6,3
1	M8	1,2	2,1	2,52	Sim	2,52
2	M9	1,4	2,1	2,94	Sim	5,88
					Não	0
					Não	0
					Não	0
Σ						17,2

Alvenaria		
Altura:	3,89	m
Comprimento total:	14,1	m
Área total:	54,85	m ²
Área a ser retirada:	2,5	m ²
Área de cálculo:	52,35	m ²
Peso específico:	1,4	kN/m ²
Peso por m (3,89):	5,446	kN/m
Peso por pav.:	73,29	kN/pav.
Peso relativo/m ² :	0,10	kN/m ² laje
	10,41	kg/m ² laje

Divisórias		
Altura:	2,53	m
Comprimento total:	179,7	m
Área total:	454,64	m ²
Área a ser retirada:	17,2	m ²
Área de cálculo:	437,44	m ²
Peso específico:	0,6	kN/m ²
Peso por m (2,53):	1,518	kN/m
Peso por pav.:	262,46	kN/pav.
Peso relativo/m ² :	0,37	kN/m ² laje
	37,27	kg/m ² laje

Adicional de carga permanente		
Alvenaria	10,41	kg/m ²
	73,29	kN/pav.
Divisórias	37,27	kg/m ²
	262,46	kN/pav.
Forro	15	kg/m ²
	105,65	kN/pav.
Total	62,67	kg/m ²
	0,63	kN/m ²
	441,40	kN/pav.

Forro		
Espessura:	2,52	cm
Área total:	704,305	m ²
Peso específico:	0,15	kN/m ²
	15	kg/m ²
Peso/pav:	105,65	kN/pav.
	10564,58	kg/pav.

Área de laje do pavimento:		
Largura:	15,12	m
Comp.:	49	m
Elevador:	13,145	m ²
Escada:	15,87	m ²
Pilares:	7,56	m ²
Área total:	704,305	m ²

Fonte: Autor (2018).

Tabela 33 - Levantamento de cargas variáveis pav. 6

<i>Cálculo das cargas variáveis por pavimento</i>					
6º Pavimento					
Descrição da área	Área:	Carga/m²:	Carga:	% da área total:	Σ
	m²	kN/m²	kN		
Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários	40,59	2	81,18	0,06	81,18
Demais salas, exceto máquinas especiais	571,15	3	1713,45	0,81	1794,63
Salas administrativas	24,36	2,5	60,9	0,03	1855,53
Biblioteca com estantes até 2,2m + 2 kN/m² por m de estante	71,01	6	426,06	0,10	2281,59
Escadas e passarelas de hospitais	-	-			2281,59

Dados do pavimento:		
Área do pavimento:	707,11	m²
Carga acidental média:	3,23	kN/m²
Carga acidental total:	2281,59	kN
Carga média por peça de laje:	121,97	kN/peça de laje
Carga máxima por peça de laje / m2:	"Analisar" biblioteca sobre laje	kN/m²

6º Pavimento

Cargas acidentais conforme NBR 6120:2017

Legenda:

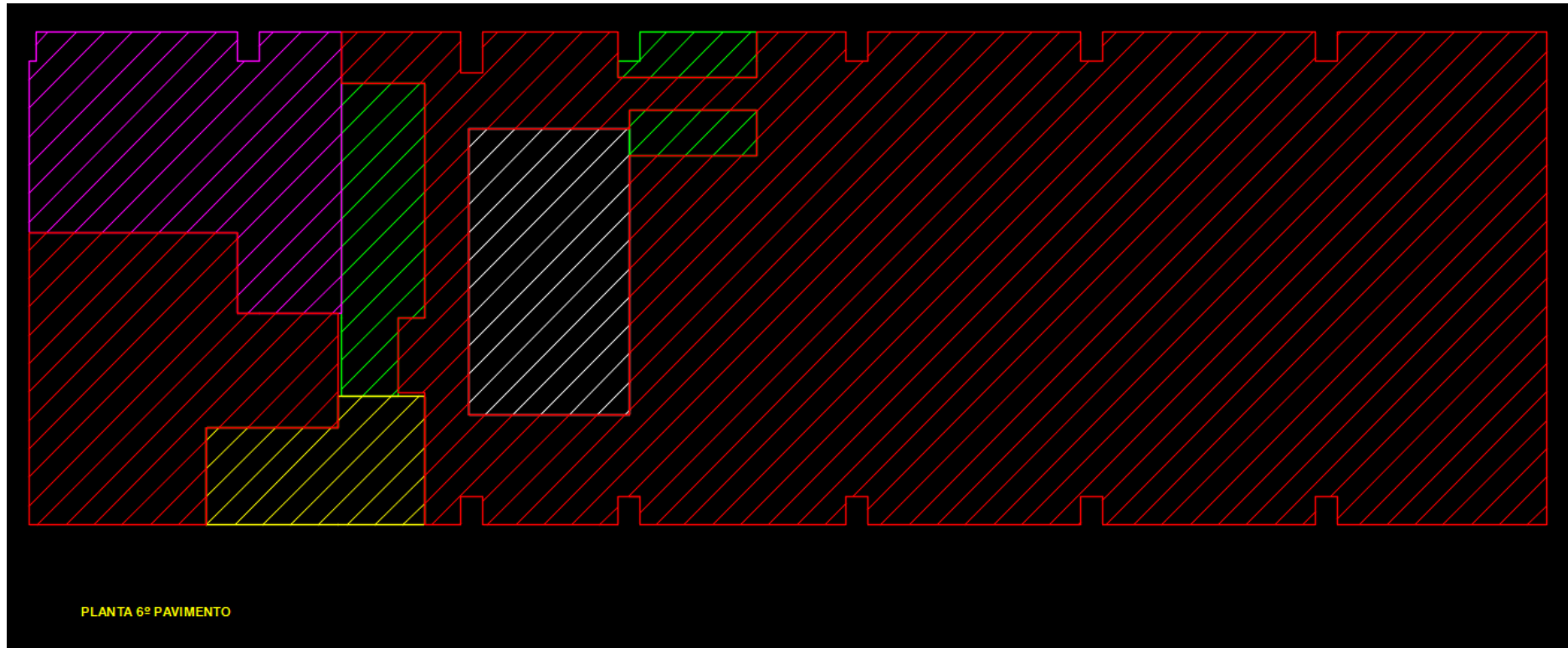
	2	kN/m²
	3	kN/m²
	2,5	kN/m²
	6	kN/m²
	Área não contribuinte	

Obs.:

As escadas e elevadores não contribuem para o carregamento das lajes, portanto, não serão computadas;
As áreas consideradas são as áreas úteis, em que estão aplicadas as cargas variáveis.

Fonte: Autor (2018).

Figura 44 - Esquema de áreas para levantamento de cargas variáveis pav. 6.



Fonte: Autor (2018).

Tabela 34 - Resumo de cargas pav. 6.

Cargas permanentes adicionais para o 6º pavimento

Adicional de carga permanente		
Alvenaria	10,41	kg/m ²
	73,29	kN/pav.
Divisórias	37,27	kg/m ²
	262,46	kN/pav.
Forro	15,00	kg/m ²
	105,65	kN/pav.
Total	62,67	kg/m ²
	0,63	kN/m ²
	441,40	kN/pav.

Peso próprio total da laje		
15,24	kN/m	Larg. 2,49m + 1cm
230,44	kN/peça	

Peso próprio por m ² :		
6,10	kN/m ²	1m x 1m

Peso próprio por pavimento:	
4293,73	kN/pav.
429,37	ton/pav.

Fonte: Autor (2018).

Tabela 35 - Levantamento de cargas pav 7.

Cálculo dos peso próprio dos elementos do 7º pav.								
Paredes e divisórias					Forro			
Alvenaria	223,7	m	Divisórias	39,7	m	Gesso	704,305	m²
Qtd:	Esquadrias da Alvenaria				Área a ser retirada?	Área total a ser retirada:		
	Tipo:	Largura:	Altura:	Área:				
1	M13	2	2,1	4,2	Sim	4,2		
1	A20	5,85	1,05	6,14	Sim	6,14		
8	A27	1,2	2,1	2,52	Sim	20,16		
1	A28	6	1,2	10,56	Sim	10,56		
1	A29	2,1	2,2	7,14	Sim	7,14		
2	A31	5,15	1,2	10,17	Sim	20,34		
1	A32	3,97	1,2	6,444	Sim	6,444		
1	A33	2,95	1,2	5,22	Sim	5,22		
1	A34	2,9	1,2	5,16	Sim	5,16		
1	A35	4	1,2	6,48	Sim	6,48		
1	A36	6,16	1,2	9,072	Sim	9,072		
Esquadrias das divisórias					Σ		100,92	
1	A39	3,4	1,2	4,08	Sim	4,08		

Alvenaria		
Altura:	3,89	m
Comprimento total:	223,7	m
Área total:	870,19	m²
Área a ser retirada:	100,92	m²
Área de cálculo:	769,27	m²
Peso específico:	1,4	kN/m²
Peso por m (3,89):	5,446	kN/m
Peso por pav.:	1076,98	kN/pav.
Peso relativo/m²:	1,53	kN/m²laje
	152,91	kg/m²laje

Divisórias		
Altura:	2,53	m
Comprimento total:	39,7	m
Área total:	100,44	m²
Área a ser retirada:	4,08	m²
Área de cálculo:	96,36	m²
Peso específico:	0,6	0,5
Peso por m (2,53):	1,518	kN/m
Peso por pav.:	57,82	kN/pav.
Peso relativo/m²:	0,08	kN/m²laje
	8,21	kg/m²laje

Adicional de carga permanente		
Alvenaria	152,91	kg/m²
	1076,98	kN/pav.
Divisórias	8,21	kg/m²
	57,82	kN/pav.
Forro	15	kg/m²
	105,65	kN/pav.
Total	176,12	kg/m²
	1,76	kN/m²
	1240,45	kN/pav.

Forro		
Espessura:	2,52	cm
Área total:	704,305	m²
Peso específico:	0,15	#REF!
	15	kg/m²
Peso/pav:	105,65	kN/pav.
	10564,58	kg/pav.

Área de laje do pavimento:		
Largura:	15,12	m
Comp.:	49	m
Elevador:	13,145	m²
Escada:	15,87	m²
Pilares:	7,56	m²
Área total:	704,305	m²

Fonte: Autor (2018).

Tabela 36 - Levantamento de cargas variáveis pav. 7

Cálculo das cargas variáveis por pavimento					
7º Pavimento					
Descrição da área	Área:	Carga/m²:	Carga:	% da área	Σ
	m²	kN/m²	kN	total:	
Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários	41,3	2	82,6	0,06	82,6
Demais salas, exceto máquinas especiais	453,99	3	1361,97	0,67	1444,57
Salas administrativas	122,07	2,5	305,175	0,18	1749,745
Depositos com até 3m de altura + 5 kN/m² por m de estante	2,79	20	55,8	0,00	1805,545
Casa de máquinas "calcular", mas no mínimo 10	61,79	10	617,9	0,09	2423,445
Escadas e passarelas de hospitais	-	-			2423,445

Dados do pavimento:		
Área do pavimento:	681,94	m²
Carga acidental média:	3,55	kN/m²
Carga acidental total:	2423,45	kN
Carga média por peça de laje:	134,33	kN/peça de laje
Carga máxima por peça de laje / m2:	"Analisar" casa de máq. sobre laje	kN/m²

7º Pavimento

Cargas acidentais conforme NBR 6120:2017

Legenda:

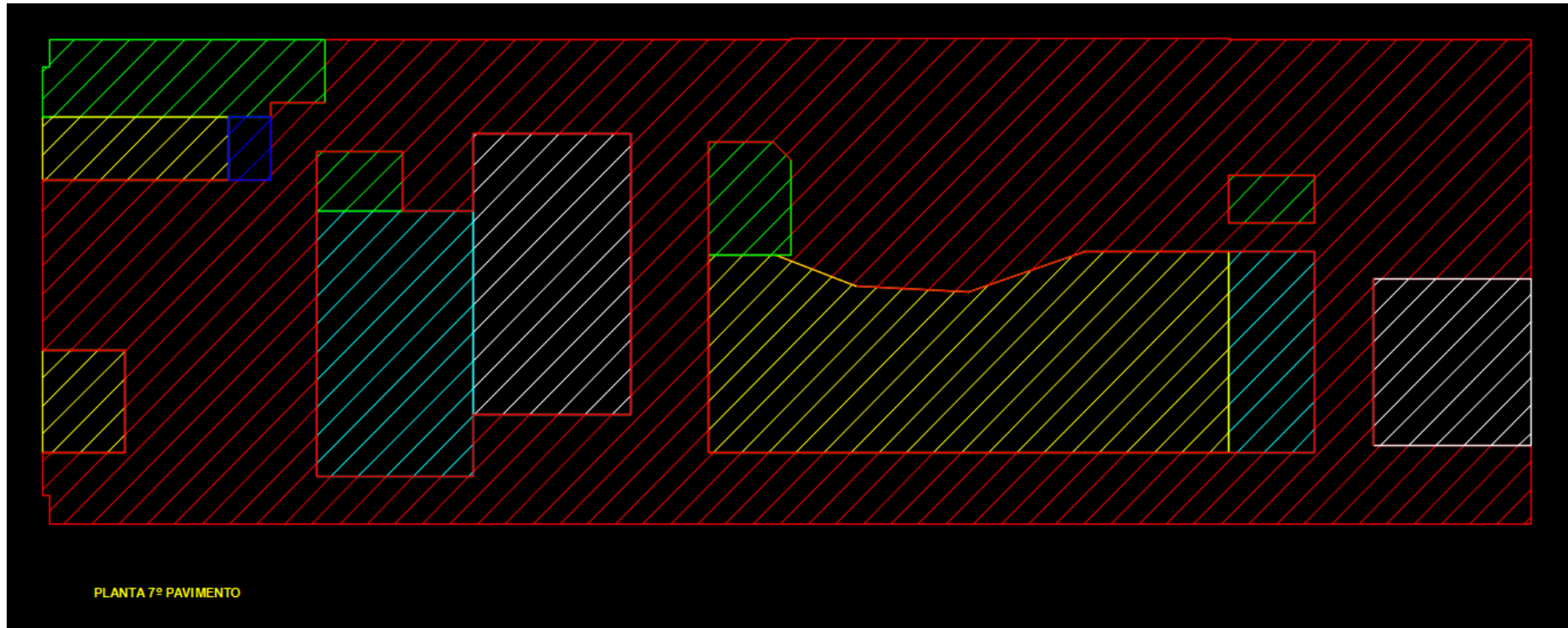
	2	kN/m²
	3	kN/m²
	2,5	kN/m²
	20	kN/m²
	Maq.	kN/m²
	Área não contribuinte	

Obs.:

carregamento das lajes, portanto, não serão computadas;
As áreas consideradas são as áreas úteis, em que estão aplicadas as cargas variáveis.

Fonte: Autor (2018).

Figura 45 - Esquema de áreas para levantamento de cargas variáveis pav. 7.



Fonte: Autor (2018).

Tabela 37 - Resumo de cargas pav. 7.

Cargas permanentes adicionais para o 7º pavimento

Adicional de carga permanente		
Alvenaria	152,91	kg/m ²
	1076,98	kN/pav.
Divisórias	8,21	kg/m ²
	57,82	kN/pav.
Forro	15,00	kg/m ²
	105,65	kN/pav.
Total	176,12	kg/m ²
	1,76	kN/m ²
	1240,45	kN/pav.

Peso próprio total da laje (peça)		
18,08	kN/m	Larg. 2,49m + 1cm
273,33	kN/peça	

Peso próprio por m ² :		
7,23	kN/m ²	1m x 1m

Peso próprio por pavimento:		
5092,78	kN/pav.	
509,28	ton/pav.	

Análise do pavimento mais crítico

O pavimento mais crítico é o pavimento 7, com as cargas relacionadas abaixo:

Peso próprio total da laje (peça)		
18,077313	kN/m	Larg. 2,49m + 1cm
273,32897	kN/peça	

Peso próprio por m ² :		
7,2309251	kN/m ²	1m x 1m

Peso próprio por pavimento:		
5092,7767	kN/pav.	
509,27767	ton/pav.	

Fonte: Autor (2018).

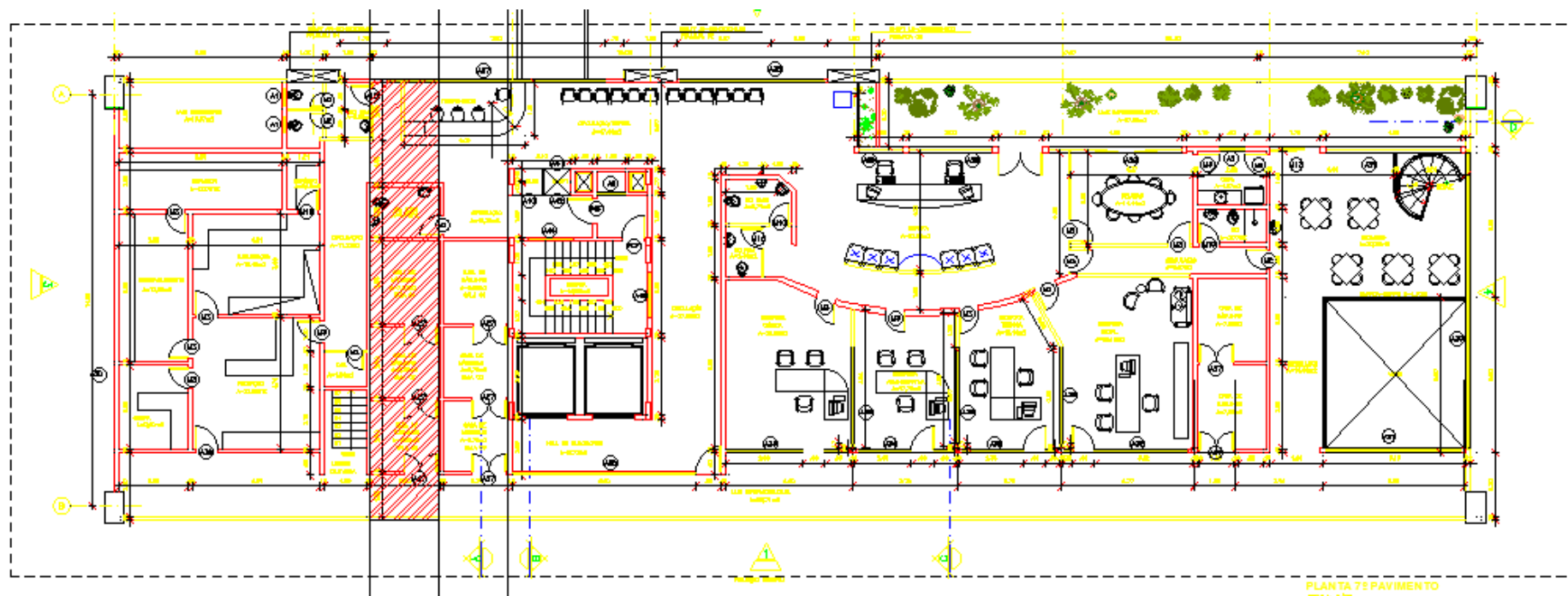
12. APÊNDICE B

Com o auxílio de plantas arquitetônicas disponibilizados por Mota (2001) foi possível esquematizar o esquema das cargas acidentais do edifício, mensurando ainda a carga advinda dos elementos presentes no projeto estrutural, como por exemplo as paredes de alvenaria, divisórias e forros.

Essa determinação foi de extrema importância para identificar qual o elemento mais carregado da edificação, pois este seria objeto de dimensionamento deste trabalho, os procedimentos de levantamento de cargas foram feitos elencando orientações pela ABNR NBR 6120:2017 (Revisada), que não está em vigor, mas se mostra uma norma mais conservadora e que em breve pode ser aprovada, portanto, foi optado o dimensionamento por tal norma.

A determinação das cargas foi feita utilizando os pesos específicos dos materiais, juntamente com um levantamento destes em toda a edificação, conforme demonstrado no anexo A, sendo que, para a peça de laje mais carregada, se encontra a estimativa de cargas e ações demonstrado a seguir:

Figura 46 - Identificação da laje mais carregada.



Fonte: Mota (2001).

Identificada a laje mais carregada, sendo esta do sétimo pavimento, se procedeu ao levantamento das cargas e ações, conforme demonstrado a seguir:

Tabela 38 - Levantamento de cargas da laje mais carregada.

<i>Cálculo das cargas na Laje Crítica</i>						
Dimensões da laje				Área das salas		
Comp.	15,12	m		A1	7,37	m ²
Largura	2,5	m		A2	6,25	m ²
				A3	7,35	m ²
Qtd:	Esquadrias da Alvenaria				Área a ser retirada?	Área total a ser retirada:
	Tipo:	Largura:	Altura:	Área:		
6	A27	1,2	2,1	2,52	Sim	15,12
					Σ	15,12
Alvenaria sobre a laje						
Altura:	3,55	m				
Comprimento total:	22,4	m				
Área total:	79,52	m ²				
Área a ser retirada:	15,12	m ²				
Área de cálculo:	64,40	m ²				
Peso específico:	1,4	kN/m ²				
Peso por m (3,55):	4,97	kN/m				
Peso na peça.:	90,16	kN/peça				
Peso relativo/m ² :	2,39	kN/m ² peça				
	238,52	kg/m ² peça				
Peso por m² dos equipamentos						
Área salas	20,97	m ²				
Peso eq.	6242	kg				
p/m ²	297,7	kg/m ²				
	2,98	kN/m ²				
2,98	<	10				
Usar mínimo						
RELAÇÃO DE EQUIPAMENTOS SOBRE A PEÇA (Verificar ao lado)						
Qtd:	Esquadrias da Alvenaria				Peso (kg)	Peso sobre a peça (kg)
	Tipo:	Largura:	Altura:	Área:		
4	Baterias	0,7	0,7	0,49	772	772
3	P.E.	0,35	0,5	0,175	250	750
1	P.E.	0,35	0,45	0,1575	200	200
1	P.E.	0,35	1	0,35	400	400
2	No breaks	0,8	1	0,8	730	1460
2	No breaks	0,7	0,9	0,63	580	1160
3	Cabos	2,5	2,5	6,25	500	1500
					Σ	6242
Peso por m² dos equipamentos						
Área salas	20,97	m ²				
Peso eq.	10	kN/m ²				
Ctotal	209,7	kN/peça				
Carga acidental						
Área total	16,83	m ²				
C.A.	2	kN/m ²				
C.A.total	33,7	kN/peça				
Carga acidental média						
Área total	37,8	m ²				
C.A. total	243,4	kN/m ²				
C.A./m ²	6,4	kN/m ²				
C.A./m.peça	16,10	kN/m.peça				

Fonte: Autor (2018).

13. ANEXO A – ÁREA DE AÇO POR METRO DE LARGURA

Tabela 39 - Área de seção de barras por metro de largura.

ÁREA DA SEÇÃO DE BARRAS POR METRO DE LARGURA a_g (cm ² /m)							
s (cm)	DIÂMETRO NOMINAL (mm)						s (cm)
	5,0	6,3	8,0	10,0	12,5	16,0	
5,0	3,92	6,24	10,06	15,70	24,54	40,22	5,0
5,5	3,56	5,67	9,15	14,27	22,31	36,56	5,5
6,0	3,27	5,20	8,38	13,08	20,45	33,52	6,0
6,5	3,02	4,80	7,74	12,08	18,88	30,94	6,5
7,0	2,80	4,46	7,19	11,21	17,53	28,73	7,0
7,5	2,61	4,16	6,71	10,47	16,36	26,81	7,5
8,0	2,45	3,90	6,29	9,81	15,34	25,14	8,0
8,5	2,31	3,67	5,92	9,24	14,44	23,66	8,5
9,0	2,18	3,47	5,59	8,72	13,63	22,34	9,0
9,5	2,06	3,28	5,29	8,26	12,92	21,17	9,5
10,0	1,96	3,12	5,03	7,85	12,27	20,11	10,0
11,0	1,78	2,84	4,57	7,14	11,15	18,28	11,0
12,0	1,63	2,60	4,19	6,54	10,23	16,76	12,0
12,5	1,57	2,50	4,02	6,28	9,82	16,09	12,5
13,0	1,51	2,40	3,87	6,04	9,44	15,47	13,0
14,0	1,40	2,23	3,59	5,61	8,76	14,36	14,0
15,0	1,31	2,08	3,35	5,23	8,18	13,41	15,0
16,0	1,23	1,95	3,14	4,91	7,67	12,57	16,0
17,0	1,15	1,84	2,96	4,62	7,22	11,83	17,0
17,5	1,12	1,78	2,87	4,49	7,01	11,49	17,5
18,0	1,09	1,73	2,79	4,36	6,82	11,17	18,0
19,0	1,03	1,64	2,65	4,13	6,46	10,58	19,0
20,0	0,98	1,56	2,52	3,93	6,14	10,06	20,0
22,0	0,89	1,42	2,29	3,57	5,58	9,14	22,0
24,0	0,82	1,30	2,10	3,27	5,11	8,38	24,0
25,0	0,78	1,25	2,01	3,14	4,91	8,04	25,0
26,0	0,75	1,20	1,93	3,02	4,72	7,73	26,0
28,0	0,70	1,11	1,80	2,80	4,38	7,18	28,0
30,0	0,65	1,04	1,68	2,62	4,09	6,70	30,0
33,0	0,59	0,95	1,52	2,38	3,72	6,09	33,0

Fonte: adaptado por Pinheiro et.al (1996).⁷

⁷ Disponível em: <www.set.eesc.usp.br/mdidatico/concreto/Textos/20%20Tabelas%20gerais.pdf>. Acesso em dezembro 2018.