



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
ENGENHARIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA ESTRUTURAL E CONSTRUÇÃO CIVIL

DIÊGO MATOS MENEZES

PROJETO DE VIGAS PRÉ-MOLDADAS E PROTENDIDAS TIPO T
INVERTIDO PARA UTILIZAÇÃO EM EDIFÍCIOS

FORTALEZA

2017

DIÊGO MATOS MENEZES

PROJETO DE VIGAS PRÉ-MOLDADAS E PROTENDIDAS TIPO T INVERTIDO
PARA UTILIZAÇÃO EM EDIFÍCIOS

Projeto de Graduação apresentado como exigência parcial para a aprovação na disciplina de Projeto de Graduação II do curso de Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota

FORTALEZA

2017

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca Universitária

Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

- M51p Menezes, Diêgo Matos.
Projeto de vigas pré-moldadas e protendidas tipo T invertido para utilização em edifícios / Diêgo Matos Menezes. – 2017.
67 f. : il. color.
- Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Curso de Engenharia Civil, Fortaleza, 2017.
Orientação: Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota.

1. Vigas T invertido. 2. Protensão. 3. Projeto. 4. Pré-moldado. I. Título.

CDD 620

DIÉGO MATOS MENEZES

PROJETO DE VIGAS PRÉ-MOLDADAS E PROTENDIDAS TIPO T INVERTIDO
PARA UTILIZAÇÃO EM EDIFÍCIOS

Projeto de Graduação apresentado como exigência parcial para a aprovação na disciplina de Projeto de Graduação II do curso de Engenharia Civil.

Aprovado em: 05/12/2017.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Profa. Dra. Magnólia Maria Campêlo Mota
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Eng.º Fábio Pereira de Souza
T&A Pré-Fabricados

A Deus Pai, que planejou a obra da redenção.

Ao Filho, que se deu na cruz do calvário por amor a humanidade.

Ao Santo Espírito, que aplica e opera a salvação na vida de seus eleitos.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota, que sempre orientou, direcionou e viabilizou a execução deste trabalho.

Aos meus pais que sempre se sacrificaram para me proporcionar a melhor educação possível e me deram todo o suporte.

A minha namorada por me dar todo o apoio nos momentos mais difíceis e estar sempre ao meu lado.

A cada um dos meus companheiros de turma que, direta ou indiretamente, me auxiliaram ao longo de toda a graduação.

A Deus, por além de me salvar, me dar a graça necessária para concluir este trabalho por meio de sua infinita misericórdia.

“Não to mandei eu? Esforça-te, e tem bom ânimo; não temas, nem te espantes; porque o Senhor teu Deus é contigo, por onde quer que andares.”

Josué 1:9

RESUMO

O presente trabalho trata do projeto e dimensionamento de vigas do tipo T invertido para utilização em edifícios residenciais ou comerciais. Objetiva-se analisar as diferentes situações de carga às quais a viga está sujeita desde sua produção na pista de protensão até seu uso final no edifício, utilizar os critérios de projeto previstos em norma e, assim, desenvolver o processo de cálculo e detalhamento dessas vigas. Toda a implementação é realizada numa planilha eletrônica do software Microsoft excel e, por fim, são feitos gráficos que buscam avaliar a relação entre vãos e cargas máximas e comparar esses resultados para edificações comerciais e residenciais, com base em critérios definidos no trabalho. Os resultados mostram-se coerentes com o que se espera e apresentam uma forma aceitável de automatizar o processo de detalhamento desse tipo de vigas.

Palavras-chave: Protensão. Vigas T invertido. Pré-moldado. Projeto.

ABSTRACT

This work deals with the design and dimensioning of inverted T beams for use in residential or commercial buildings. The objective of this work is to analyze the different loading situations to which the beam is subjected since its production in the pretension lane until its final use in the building, use the design criteria foreseen in the Brazilian norm and develop the calculation and detailing process of these beams. The entire implementation is carried out in a Microsoft Excel's spreadsheet, and finally, graphs are made that try to evaluate the relationship between spans and maximum loads and compare these results for commercial and residential buildings, based on criteria defined in this work. The results are consistent with what is expected and present an acceptable way to automate the process of detailing this type of beams.

Keywords: Pretension. Inverted T beams. Precast. Design.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Viga tipo T invertido com laje alveolar e capa de concreto	14
Figura 2 - Comparação entre altura útil: viga retangular x viga T invertido.....	15
Figura 3- Ilustração de viga protendida.....	16
Figura 4 - Peça sujeita a pré-tração	18
Figura 5 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras ativas	19
Figura 6 - Seção genérica – viga T invertido.....	26
Figura 7 - Discretização de seções na meia-seção longitudinal	27
Figura 8 - Malha de cordoalhas	28
Figura 9 - Esforços devido à protensão	28
Figura 10 – Viga conjugada carregada (Analogia de Mohr)	29
Figura 11 - Viga biapoiada: flecha e rotações	30
Figura 12 – Deformações no ELU: domínios 2 e 3.....	34
Figura 13 – Viga carregada unilateralmente.....	35
Figura 14 – Características dos materiais	36
Figura 15 – Dimensões da viga, laje e capa	37
Figura 16 – Características geométricas da seção	37
Figura 17 – Dados dos perfis simples e composto	38
Figura 18 – Cargas utilizadas	39
Figura 19 - Arranjo de cordoalhas adotado	39
Figura 20 – Cargas de protensão	40
Figura 21 – Perdas imediatas.....	41
Figura 22 – Perímetro externo da seção transversal em contato com o ar	42
Figura 23 - Retração	42
Figura 24 – Fluência: processo de cálculo	43
Figura 25 – Fluência: resultados.....	43
Figura 26 – Dados geométricos e solicitações	44
Figura 27 – Flechas e rotações: pista de protensão	45
Figura 28 – Flechas e rotações: tempo infinito.....	46
Figura 29 – Esforços calculados.....	46
Figura 30 – Verificação de tensões: ato da protensão	47
Figura 31 – Armadura suplementar para ato da protensão	47
Figura 32 – Tensões no perfil simples.....	48

Figura 33 – Verificações de tensão: combinação quase-permanente	48
Figura 34 – Verificação de tensões: combinação frequente	49
Figura 35 – Verificação ELU: flexão	50
Figura 36 – Verificações ELU: cortante e torção	52
Figura 37 – Armadura para cortante e torção	52
Figura 38 – Cortante com dois lados carregados (perfil simples)	53
Figura 39 – Cortante com dois lados carregados (perfil composto)	53
Figura 40 – Curva carga x vão para arranjos de 9 cordoalhas (edifício comercial)	54
Figura 41 – Curva carga x vão para arranjos de 13 cordoalhas (edifício comercial)	55
Figura 42 – Curva carga x vão para arranjos de 17 cordoalhas (edifício comercial)	55
Figura 43 – Curva carga x vão para o arranjo de 21 cordoalhas (edifício comercial)	56
Figura 44 – Curva carga x vão para o arranjo de 26 cordoalhas (edifício comercial)	57
Figura 45 – Curva carga x vão para o arranjo de 30 cordoalhas (edifício comercial)	57
Figura 46 – Curva carga x vão para o arranjo de 34 cordoalhas (edifício comercial)	58
Figura 47 – Curva carga x vão para o arranjo de 9 cordoalhas (edifício residencial)	59
Figura 48 – Curva carga x vão para o arranjo de 13 cordoalhas (edifício residencial) ..	60
Figura 49 – Curva carga x vão para o arranjo de 17 cordoalhas (edifício residencial) ..	60
Figura 50 – Curva carga x vão para o arranjo de 21 cordoalhas (edifício residencial) ..	61
Figura 51 – Curva carga x vão para o arranjo de 26 cordoalhas (edifício residencial) ...	61
Figura 52 – Curva carga x vão para o arranjo de 30 cordoalhas (edifício residencial) ..	62
Figura 53 – Curvas carga x vão resumo (edifício residencial)	63
Figura 54 – Curvas carga x vão resumo (edifício residencial)	64

LISTA DE SÍMBOLOS

σ_c, p_0	Tensão no concreto adjacente ao cabo resultante, provocada pela protensão e pela carga permanente mobilizada no instante t_0 , sendo positiva se for de compressão;
$\phi(t, t_0)$	Coefficiente de fluência do concreto no instante t para protensão e carga permanente, aplicadas no instante t_0 ;
$\Delta\sigma_p$	Tensão na armadura ativa devida à protensão e à carga permanente mobilizada no instante t_0 , positiva se for de tração;
$\chi(t, t_0)$	Coefficiente de fluência do aço;
$\epsilon_{cs}(t, t_0)$	Retração no instante t , descontada a retração ocorrida até o instante t_0 ;
$\psi(t, t_0)$	Coefficiente de relaxação do aço no instante t para protensão e carga permanente mobilizada no instante t_0 ;
$\Delta\sigma_c(t, t_0)$	Variação da tensão do concreto adjacente ao cabo resultante entre t_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 ao baricentro da seção do concreto
A_p	área da seção transversal do cabo resultante
A_c	área da seção transversal do concreto
I_c	momento central de inércia na seção do concreto
E	Módulo de elasticidade
$E_{,sec}$	Módulo de elasticidade secante
ϕ_a	Coefficiente de deformação rápida
ϕ_f	Coefficiente de deformação lenta irreversível
ϕ_d	Coefficiente de deformação lenta reversível
$\beta d(t)$	Coefficiente relativo à deformação lenta reversível função do tempo $(t - t_0)$ decorrido após o carregamento
$\epsilon_{cs\infty}$	Valor final da retração
ϵ_{1s}	Coefficiente dependente da umidade relativa do ambiente e da consistência do concreto
ϵ_{2s}	Coefficiente dependente da espessura fictícia da peça
u_{ar}	Parte do perímetro externo da seção transversal da peça em contato com o ar

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
1.1 JUSTIFICATIVA	14
2 OBJETIVOS	15
2.1 Objetivo geral.....	15
2.2 Objetivos específicos	15
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
3.1 Protensão	16
3.1.1 Protensão com pós-tração.....	17
3.1.2 Protensão com pré-tração.....	17
3.1.3 Aço para protensão	18
3.2 Perdas de protensão na pré-tração.....	19
3.2.1 Perdas iniciais	19
3.2.2 Perdas diferidas ou progressivas	20
3.3 Concreto pré-moldado.....	22
3.3.1 Situações transitórias	23
3.4 Critérios de projeto.....	24
3.4.1 Estados limites	24
3.4.2 Grau de protensão	24
4 MATERIAIS E MÉTODOS	25
4.1 Materiais	25
4.2 Método	27
4.2.1 Discretização e definição de cargas atuantes	27
4.2.2 Definição do arranjo das cordoalhas.....	27
4.2.3 Cálculo de perdas de protensão	28
4.2.4 Flechas e rotações	29
4.2.5 Cálculo de esforços	30
4.2.6 Verificação de tensões	31
4.2.7 Verificação no Estado Limite Último	33
5 RESULTADOS E DISCUSSÃO	36
5.1 Definição das características geométricas	36
5.2 Definição das cargas e do arranjo de cordoalhas.....	38
5.3 Cálculo das perdas de protensão	40
5.3.1 Perdas imediatas.....	40

5.3.1 Perdas progressivas.....	41
5.4 Cálculo das flechas e rotações.....	44
6.4.1 Protensão inicial na pista.....	44
5.4.1 Protensão no tempo infinito	45
5.5 Determinação de esforços.....	46
5.6 Verificação de tensões.....	46
5.6.1 Ato da protensão e perfil simples.....	47
5.6.2 Combinação quase-permanente.....	48
5.6.3 Combinação frequente.....	49
5.6 Verificações no Estado Limite Último	49
5.6.1 ELU quanto à flexão (fase 2)	49
5.6.2 ELU quanto à torção e cortante (fase 1)	50
5.6.2 ELU quanto ao esforço cortante (fases 1 e 2).....	52
5.7 Curvas carga x vão	53
5.7.1 Edifícios Comerciais.....	54
5.7.2 Edifícios Residenciais.....	59
5.7.3 Comparação entre os casos residencial e comercial.....	63
6 CONCLUSÃO.....	64

1 INTRODUÇÃO

A construção civil tem passado por grandes mudanças ao longo dos anos, tornando-se uma das indústrias mais amplamente solicitadas da atualidade. A demanda cada vez maior por estruturas que ofereçam conforto e beleza arquitetônica tem gerado a necessidade de elementos estruturais que possuam alto desempenho, atendendo às exigências impostas pelo mercado. Somada a isso, existe a urgência por produtividade, reduzindo o tempo e, por conseguinte, os custos, sem, no entanto, perder-se a qualidade do produto final. Dentro desse contexto, surgem as estruturas pré-moldadas, que visam suprir essas carências, trazendo uma forma de construir econômica, versátil, durável e viável do ponto de vista técnico.

Segundo El Debs (2000), a pré-moldagem é caracterizada como um processo de construção em que a obra ou parte dela é moldada fora do seu local de utilização definitivo. O processo de fabricação dessas estruturas, juntamente com o uso da protensão em peças de concreto, possibilita um controle tecnológico mais eficiente. A produção em série e a consequente individualização de tarefas, produz mão de obra especializada, o que contribui para a qualidade do produto final. Além disso, a disponibilidade de elementos pré-moldados no mercado diminui o tempo gasto em relação à produção in loco. As exigências arquitetônicas decorrentes nos últimos anos, que tem demandado vãos maiores e elementos mais esbeltos, colocam os elementos pré-moldados e protendidos como opções quase obrigatórias em alguns casos, haja visto o fato de que, além do estado limite último, alguns critérios de serviço também precisam ser obedecidos pela estrutura, como limitação de deformações e fissuração.

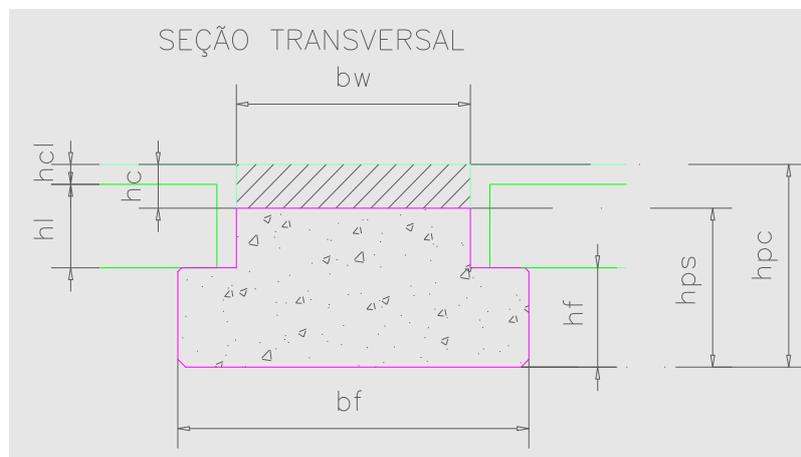
O projeto de estruturas pré-moldadas possui algumas particularidades que precisam ser observadas no cálculo e detalhamento dos elementos. Tais particularidades são decorrentes do fato de que outras situações, além da situação final, devem ser consideradas. Segundo El Debs (2000), essas situações transitórias geralmente correspondem às fases de desmoldagem, transporte, armazenamento e montagem, nas quais podem ocorrer combinações de esforços que tornem essas situações mais desfavoráveis que a situação final.

O uso de estruturas pré-moldadas de concreto tem sido cada vez mais comum. Isso pode ser explicado pelo fato de que, além de suprir requisitos técnicos, como comprimentos maiores de vãos e menores fissurações, tais estruturas dispensam o uso de

fôrmas no canteiro, contribuindo para organização do mesmo, evitando desperdícios de materiais e, assim, contribuindo para a preservação do meio ambiente.

As vigas pré-moldadas e protendidas tipo T invertido tem sido uma solução muito adotada ultimamente. Além de gozarem de todas as vantagens concernentes a elementos pré-moldados, também possibilitam um maior espaço para a passagem de instalações, devido ao fato de serem invertidas. Assim, um processo sistematizado e automatizado de cálculo e detalhamento desse tipo de vigas é algo importantíssimo para projetistas e empresas que fabricam esses elementos em larga escala. Um exemplo de seção transversal em T invertido é ilustrado na figura 1.

Figura 1 - Viga tipo T invertido com laje alveolar e capa de concreto

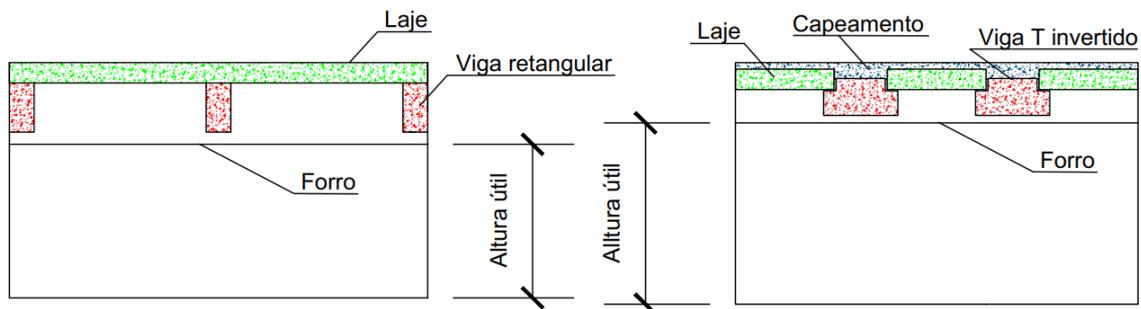


Fonte: Autor

1.1 JUSTIFICATIVA

Vigas tipo T invertido tem sido bastante utilizadas em estruturas pré-moldadas de concreto para suporte de lajes alveolares ou duplo T, como alternativa de diminuição de altura de construção nos casos de pé direito limitado (ver figura 2), especialmente em obras de edifícios residenciais e comerciais. A automação das verificações necessárias nas fases transitórias e final destas vigas permitirá ao fabricante chegar rapidamente ao detalhamento das suas armaduras ativas e passivas agilizando a elaboração do projeto da estrutura bem como do orçamento.

Figura 2 - Comparação entre altura útil: viga retangular x viga T invertido



Fonte: Autor

A utilização de uma ferramenta eletrônica para verificar o campo de aplicação, vãos máximos e sobrecargas admissíveis de uma família de vigas já definidas por um fabricante é importante para que se tenha uma pré-definição do uso desses elementos, baseado em características da obra, o que também facilitaria e agilizaria o processo decisório de qual elemento usar do ponto de vista de projeto.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo geral

O objetivo geral do presente trabalho é desenvolver um método sistemático para o projeto de vigas pré-moldadas e protendidas tipo T invertido para utilização em edifícios.

2.2 Objetivos específicos

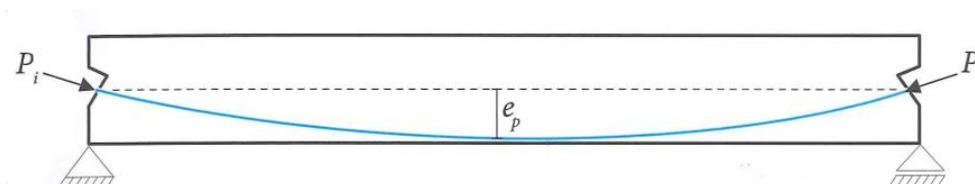
- (a) Avaliar quais situações transitórias devem ser consideradas no projeto dessas vigas, qual sua relevância e como considerá-las.
- (b) Definir os critérios a serem observados no projeto dessas vigas;
- (c) Elaborar um roteiro para o cálculo e detalhamento de vigas pré-moldadas e protendidas do tipo T invertido, respeitando os critérios de projeto.
- (d) Elaborar uma planilha que automatize todo o processo desenvolvido.
- (e) Avaliar, para uma família de vigas já existente no mercado, a relação entre os vãos máximos e cargas suportadas.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Protensão

Segundo Buchaim (2007), a protensão consiste em tensionar as barras de aço da armadura contra a própria peça de concreto, de modo a comprimir a zona que está tracionada pela carga. Diz-se por tanto, que uma peça está protendida quando a mesma encontra-se sob a ação de forças especiais que são aplicadas de modo permanente, chamadas forças de protensão. A figura 3 mostra uma viga protendida de forma ilustrativa.

Figura 3- Ilustração de viga protendida



Fonte: Adaptado de Cholfe e Bonilha (2013)

O objetivo principal da protensão é impedir ou limitar a fissuração do concreto. De acordo com Pfeil (1984), sendo o concreto um material de propriedades tão diferentes a tração e compressão, o seu comportamento pode ser melhorado aplicando-se uma compressão prévia nas regiões onde as solicitações produzem tensão de tração. Com o auxílio da protensão, é possível diminuir ou mesmo erradicar a fissuração, resultando em um melhor desempenho do elemento.

De acordo com a NBR 6118:2014, armadura que é previamente alongada recebe o nome de armadura ativa, pelo fato de começar a trabalhar antes mesmo de a peça entrar em serviço. A armadura denominada passiva é aquela que somente começa a trabalhar após a peça ser solicitada em serviço.

De acordo com Buchaim (2007), a protensão possui uma série de vantagens em relação ao concreto armado tradicional, além da melhoria em relação à fissuração. É possível executar peças mais esbeltas, devido à pré-compressão que trabalha na rigidez à flexão, resultando em menores deformações; existe a possibilidade de executar estruturas mais leves e com desforma mais rápida, dentre outras vantagens. Existe a melhor disposição da armadura na seção transversal, pois o aço de alta resistência exige menor área de armadura.

No processo de execução da protensão, deve-se analisar em qual momento será realizada a tensão nos cabos. Com relação ao momento em que ocorre a tração dos cabos, existem basicamente dois tipos básicos de protensão: pós-tração e pré-tração. Ambos os casos serão tratados a seguir.

3.1.1 Protensão com pós-tração

Quando a operação de protensão é realizada após o endurecimento do concreto, diz que ocorre pós-tração. A NBR 6118:2014, no item 3.1.8 classifica como pós-tração ou aderência posterior os casos em que o pré-alongamento da armadura ativa é realizado após o endurecimento do concreto, sendo utilizadas, como apoios, partes do próprio elemento estrutural, criando posteriormente aderência com o concreto, de modo permanente, através da injeção das bainhas. Segundo Cholfé e Bonilha (2013), o processo construtivo das peças pós-tracionadas com injeção posterior consiste em 3 etapas principais: a preparação da estrutura, envolvendo fôrmas, armadura passiva e colocação de cabos; a concretagem, adensamento e cura da peça, com a execução da protensão após a estrutura adquirir a resistência prevista em projeto; e, por fim, a injeção da calda de cimento, de modo a preencher os vazios da bainha e promover a aderência.

De acordo com Cholfé e Bonilha (2013), existe ainda a protensão com pós-tração sem aderência, que é semelhante ao caso anterior, porém não há injeção da nata de cimento nas bainhas, ficando a armadura ligada ao concreto apenas em alguns pontos. Esse tipo de protensão tem ganhado cada vez mais espaço no mercado, devido ao uso das cordoalhas engraxadas, que utiliza equipamentos mais acessíveis.

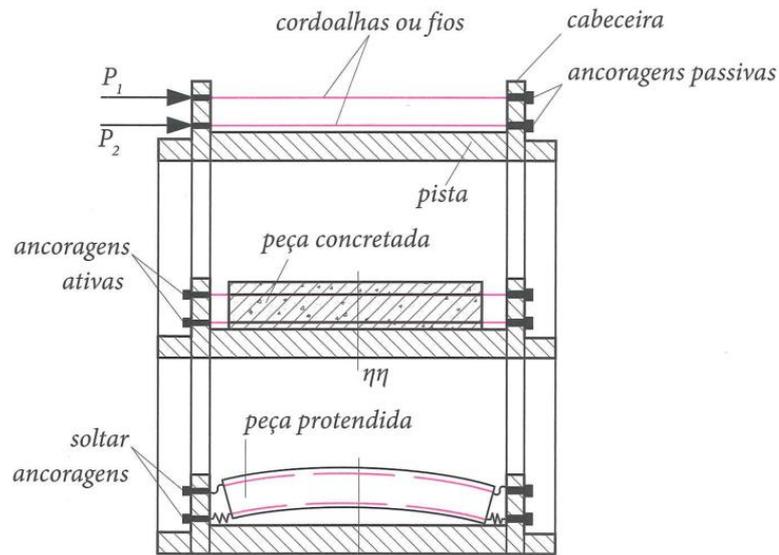
3.1.2 Protensão com pré-tração

São caracterizados como pré-tração os casos em que a armadura é tracionada antes da concretagem da peça. A NBR 6118:2014, no item 3.1.7, classifica como protensão com pré-tração ou aderência inicial, o concreto protendido em que o pré-alongamento da armadura ativa é feito utilizando-se apoios independentes do elemento estrutural, antes do lançamento do concreto, sendo a ligação da armadura de protensão com os referidos apoios desfeita após o endurecimento do concreto; a ancoragem no concreto realiza-se somente por aderência.

A pré-tração é comumente utilizada no processo de fabricação de elementos pré-moldados. Segundo Cholfé e Bonilha (2013), o processo construtivo pode ser

resumido nas seguintes etapas: protensão da armadura utilizando as cabeceiras da pista de protensão como apoios; concretagem, adensamento, acabamentos e cura da peça; e, por fim, a liberação da protensão, ocasionando a transferência da força ao concreto por aderência ao longo da peça, após o endurecimento do concreto. A figura 4, mostrada abaixo, ilustra o caso da pré-tração.

Figura 4 - Peça sujeita a pré-tração



Fonte: Adaptado de Cholfe e Bonilha (2013)

3.1.3 Aço para protensão

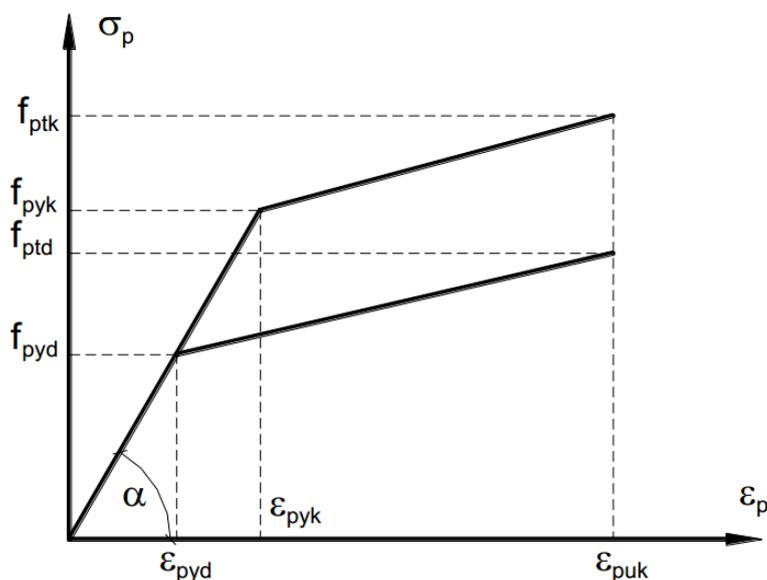
Segundo Buchaim (2007), existem basicamente 3 tipos de aços utilizados em estruturas protendidas: fios, cordoalhas e barras (não tratadas pelo autor). Os fios possuem diâmetros entre 4 e 8 mm, podendo ser lisos ou entalhados. As cordoalhas são compostas por fios juntos, podendo ser dispostas em grupos de 2, 3 ou 7 fios. Segundo Pfeil (1984), as barras de aço de baixa liga, laminadas a quente, são fornecidas em peças retas de comprimento limitado.

A nomenclatura dos aços utilizados na protensão é designada com a indicação CP, seguida do valor da resistência característica mínima à tração (f_{ptk}) em kN/cm² e pela sigla que identifica o tipo de relaxação. A relaxação nos aços é a perda de tensão que ocorre ao longo do tempo quando um determinado aço é tracionado, sob comprimento e temperatura constantes. Os aços de relaxação baixa são representados pela sigla RB, já os aços de relaxação normal recebem a sigla RN. Como exemplo, pode-se citar o aço CP-190RB, que é um aço para protensão, cujo f_{ptk} é igual a 190 kN/cm² e possui relaxação

baixa.

A NBR 6118 (2014), no item 8.4.5, estabelece que o diagrama tensão-deformação deve ser fornecido pelo fabricante do aço ou obtido em ensaio, de acordo com a NBR 6349, porém na falta deles, a norma permite, nos estados-limite de serviço e último, o uso do diagrama simplificado (figura 5), para temperaturas entre - 20° C e 150° C.

Figura 5 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras ativas



Fonte: Adaptado da NBR 6118:2014

3.2 Perdas de protensão na pré-tração

Segundo Pfeil (1984), as perdas de protensão são todas as perdas verificadas nos esforços aplicados aos cabos de protensão. Para o caso da pré-tração, que será o caso tratado ao longo do presente trabalho, deve-se considerar as perdas iniciais e as perdas progressivas, as quais são tratadas a seguir.

3.2.1 Perdas iniciais

O encurtamento do concreto no caso de protensão excêntrica é dado pela seguinte equação:

$$\varepsilon_c = \frac{n \cdot \varepsilon_b \cdot \rho \cdot \left(1 + \varepsilon p^2 \cdot \frac{A}{J}\right)}{1 + n \cdot \rho \cdot \left(1 + \varepsilon p^2 \cdot \frac{A}{J}\right)} \quad (1)$$

Onde:

εc = encurtamento do concreto

εb = alongamento do aço na pista

n = fator de homogeneização

ρ = taxa de armadura

e_p = excentricidade da armadura ativa (m)

A = área da seção transversal (m²)

J = momento de inércia da seção transversal (m⁴)

Pode-se calcular a perda imediata através da seguinte expressão:

$$\Delta\sigma_p = \sigma_{pi} - (\varepsilon b - \varepsilon c) \cdot E_p \quad (2)$$

Onde:

$\Delta\sigma_p$ = perda de protensão (Mpa)

σ_{pi} = tensão inicial de protensão (MPa)

E_p = módulo de elasticidade do aço de protensão (MPa)

3.2.2 Perdas diferidas ou progressivas

As perdas progressivas são consideradas no item 9.6.3.4 da NBR 6118:2014. Os valores das perdas diferidas, causadas pela retração e fluência do concreto e pela relaxação do aço podem ser determinadas de acordo com os processos estabelecidos na norma, que consideram a interação desses efeitos. Serão considerados para o presente trabalho os casos presentes nos itens 9.6.3.4.2 e 9.6.3.4.3.

3.2.2.1 Processo simplificado para o caso de fases únicas de operação

Segundo a NBR 6118(2014), esse caso é aplicável quando são satisfeitas as condições seguintes:

a) a concretagem do elemento estrutural, bem como a protensão, são executadas, cada uma delas, em fases suficientemente próximas para que se desprezem os efeitos recíprocos de uma fase sobre a outra;

b) os cabos possuem entre si afastamentos suficientemente pequenos em relação à altura da seção do elemento estrutural, de modo que seus efeitos possam ser supostos equivalentes ao de um único cabo, com seção transversal de área igual à soma das áreas das seções dos cabos componentes, situado na posição da resultante dos esforços neles atuantes (cabo resultante).

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p - \alpha_p \cdot \sigma_{c, p0} g \varphi(t, t_0) - \sigma_{p0} \chi(t, t_0)}{\chi_p + \chi_c \cdot \alpha_p \cdot \eta \rho_p} \quad (3)$$

$$\Delta\varepsilon_{pt} = \frac{\sigma_{p0}}{E_p} \chi(t, t_0) + \frac{\Delta\sigma_p(t, t_0)}{E_p} \chi_p \quad (4)$$

$$\Delta\varepsilon_{ct} = \frac{\sigma_{c, p0} g}{E_{ci28}} \varphi(t, t_0) + \chi_c \frac{\Delta\sigma_c(t, t_0)}{E_{ci28}} + \varepsilon_{cs}(t, t_0) \quad (5)$$

Onde:

$$\chi(t, t_0) = -\ln [1 - \psi(t, t_0)]$$

$$\chi_c = 1 + 0,5 \phi(t, t_0)$$

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

$$\eta = 1 + e p^2 \frac{A_c}{I_c}$$

$$\rho_p = A_p / A_c$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{ci28}}$$

Onde:

$\sigma_{c, p0} g$ é a tensão no concreto adjacente ao cabo resultante, provocada pela protensão e pela carga permanente mobilizada no instante t_0 , sendo positiva se for de compressão;

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

$\Delta\sigma_{p0}$ é a tensão na armadura ativa devida à protensão e à carga permanente mobilizada no instante t_0 , positiva se for de tração;

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

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

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

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

$\Delta\sigma_p(t, t_0)$ é a variação da tensão no aço de protensão entre t_0 e t ;

ρ_p é a taxa geométrica da armadura de protensão;

$e p$ é a excentricidade do cabo resultante em relação ao baricentro da seção do concreto;

A_p é a área da seção transversal do cabo resultante;

A_c é a área da seção transversal do concreto;

I_c é o momento central de inércia na seção do concreto.

3.2.2.2 Processo aproximado

Segundo o item 9.6.3.4.3 da NBR 6118:2014, este processo pode substituir o anterior desde que satisfeitas as mesmas condições de aplicação e que a retração não difira em mais de 25 % do valor $[-8 \cdot 10^{-5} \phi(\infty, t_0)]$. O valor absoluto da perda de tensão devida à fluência, retração e relaxação, com $\sigma_{c,p0g}$ em megapascal e considerado positivo se for de compressão, é dado por:

a) para aços de relaxação normal (RN) (valor em porcentagem):

$$\frac{\Delta\sigma_p(t_\infty, t_0)}{\Delta\sigma_{p0}} = 18,1 + \frac{\alpha_p}{47} [\phi(t_\infty, t_0)]^{1,57} (3 + \sigma_{c,p0g}) \quad (6)$$

Onde:

σ_{p0} é a tensão na armadura de protensão devida exclusivamente à força de protensão, no instante t_0 .

b) para aços de relaxação baixa (RB) (valor em porcentagem):

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

3.3 Concreto pré-moldado

A pré-moldagem consiste basicamente em fabricar o elemento fora do seu local final, onde o mesmo virá a ser solicitado em serviço. A NBR-9062/85 diferencia os elementos pré-moldados e pré-fabricados. Segundo a norma, o elemento pré-fabricado é executado industrialmente, mesmo em instalações temporárias em canteiro de obra, sob condições rigorosas de controle de qualidade, ao passo que os elementos pré-moldados são executados fora do local de utilização definitiva na estrutura, com um controle de qualidade menos rigoroso que o anterior.

Os elementos pré-moldados são construídos utilizando-se a pré-tração como tipo de protensão. As principais vantagens dos elementos pré-moldados em relação aos

elementos moldados in loco são a maior velocidade da execução, o maior controle tecnológico, a redução de gastos com fôrmas, a maior produtividade, a maior organização do canteiro de obras, além de todas as vantagens concernentes aos elementos pretendidos. Algumas desvantagens que podem ser citadas são as limitações arquitetônicas, a dificuldade de adaptações em relação ao projeto de fábrica e os custos que podem ser mais elevados.

El Debs (2000) classifica os elementos pré-moldados conforme a Tabela 1, a seguir:

Tabela 1 - Tipos de concreto pré-moldado

	Tipos de concreto pré-moldado	
Quanto ao local de produção dos elementos	Pré-moldado de fábrica	Pré-moldado de canteiro
Quanto à incorporação de material para ampliar a seção resistente no local de utilização definitivo	Pré-moldado de seção completa	Pré-moldado de seção parcial
Quanto à categoria do peso dos elementos	Pré-moldado "pesado"	Pré-moldado "leve"
Quanto ao papel desempenhado pela aparência	Pré-moldado normal	Pré-moldado arquitetônico

Fonte: Mounir (2000)

O projeto de estruturas pré-moldadas possui certas características que o diferenciam em relação às estruturas moldadas in loco. Pode-se citar como exemplo como as situações transitórias e as ligações entre elementos. Ambos os casos serão discutidos a seguir.

3.3.1 Situações transitórias

Pelo fato de serem moldados fora do seu local final de uso, os elementos pré-moldados estarão sujeitos a outras situações de carregamento e solicitações, além da situação final em serviço. Essas fases, que precedem a fase final de uso da estrutura são chamadas fases ou situações transitórias.

El Debs (2000) afirma que estas situações transitórias são correspondentes às fases de desmoldagem, transporte, armazenamento e montagem. Essas fases são responsáveis por provocar esforços diferentes dos esforços finais aos quais a estrutura será exposta, podendo inclusive ser mais desfavoráveis, devendo, por tanto, ser

consideradas para o projeto. Fases como o ato da protensão em estruturas pré-tracionadas, considerações sobre a seção simples ou composta (após o capeamento de concreto em obra) são determinantes no estudo dessas estruturas.

3.4 Critérios de projeto

No desenvolvimento do projeto de estruturas de concreto, é necessário analisar certas condições que o projeto deve atender. Estas condições, chamadas critérios de projeto, delimitam algumas variáveis do projeto e servem para dar direcionamento ao mesmo. No presente trabalho, serão considerados os critérios expostos a seguir.

3.4.1 Estados limites

Pode-se definir estado limite como o estado a partir do qual a estrutura passa a apresentar desempenho inadequado com o objetivo pretendido para ela na construção e projeto. É possível fazer uma classificação geral em 2 grandes tipos de estados limites, a saber, os estados limites últimos (ELU) e os estados limites de serviço (ELS).

De acordo com a NBR 6118(2014), os ELU's são estados que, quando ocorrem implicam na paralisação no todo ou em parte do uso da construção. Já os ELS's são estados que causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios do comprometimento da durabilidade da estrutura.

3.4.2 Grau de protensão

O grau de protensão diz respeito ao nível de protensão que se irá adotar e varia de acordo com as recomendações da norma. A NBR 6118/2014 estabelece basicamente 3 categorias de protensão: completa, limitada e parcial. Cada nível de protensão está diretamente relacionado à classe de agressividade ambiental a ser adotada. As tabelas 2 e 3, a seguir, referentes respectivamente às tabelas 6.1 e 13.3 da NBR 6118/2014, mostram como a norma considera esses critérios de projeto.

Tabela 02 - Classes de agressividade ambiental

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

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

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

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

Fonte: NBR 6118/2014

Tabela 03 - Tipos de concreto a serem adotados

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de proteção	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 freqüente
	CAA II a 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 freqüente
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 freqüente
		ELS-D ¹⁾	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 ¹⁾	Combinação freqüente

¹⁾ A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_o = 25$ mm (figura 3.1 da NBR 6118).

NOTAS:

1. As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se no item 3.2 (da NBR 6118).

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.

Fonte: NBR 6118/2014

4 MATERIAIS E MÉTODOS

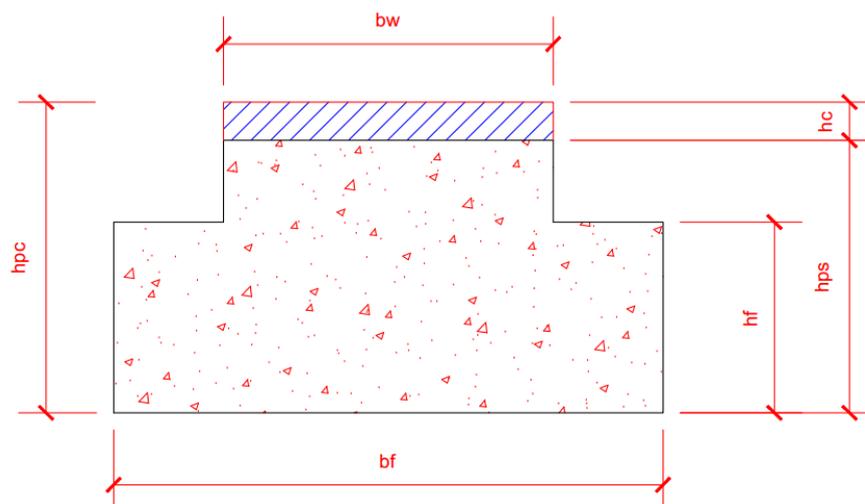
4.1 Materiais

Para analisar o desempenho estrutural da viga, devem ser consideradas as características geométricas da seção, bem como a quantidade e distribuição das cordoalhas de protensão a serem utilizadas na mesma. No caso em análise, trata-se de

uma seção tipo T invertido, que possui mais variáveis geométricas que uma seção retangular.

A viga é feita de concreto, que é moldado em fábrica, de acordo com as dimensões que a própria empresa disponibiliza. Essas dimensões características compõem as chamadas famílias de vigas, que são basicamente vigas que possuem semelhanças quanto a suas características geométricas. É importante mencionar que é acrescida à geometria da viga a altura do capeamento (h_c), que ocorre quando a viga pré-moldada é colocada em sua posição final na obra, funcionando como um elemento que realiza a ligação e a solidarização entre a viga e as lajes. A figura 6 ilustra as variáveis que podem ser alteradas, de acordo com as características do projeto:

Figura 6 - Seção genérica – viga T invertido



Fonte: Autor

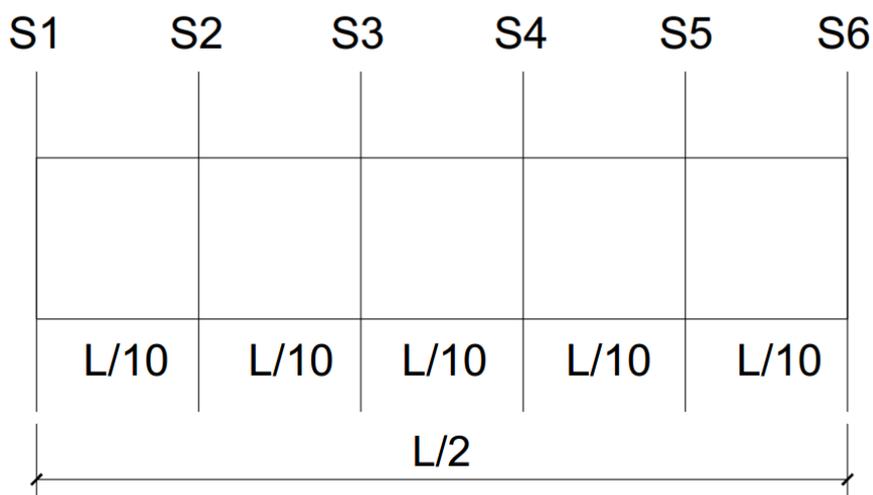
Além das características geométricas, outro material importantíssimo que deve ser levado em conta é, obviamente, o aço utilizado para a protensão. As cordoalhas a serem utilizadas podem divergir em cada caso, tanto quanto a sua quantidade, como quanto a sua locação na seção da viga. As definições em relação ao aço de protensão são uma opção do projetista em conjunto com a fábrica de pré-moldados. O projetista deve ter em mente as limitações da fábrica, mas também deve levar em consideração as necessidades do projeto, que devem ser atendidas.

4.2 Método

4.2.1 Discretização e definição de cargas atuantes

Para a análise da viga, tendo em mãos os carregamentos aos quais a viga será submetida em serviço, inicialmente é realizada a divisão da meia-seção longitudinal (considera-se a simetria entre as duas metades) em 5 partes iguais, obtendo-se 6 seções. Essa discretização é importante tanto para a análise das solicitações e esforços ao longo da viga, como para a distribuição das cordoalhas e sua organização ao longo do comprimento longitudinal da viga. A figura 7 ilustra essa divisão em 5 partes iguais da meia-seção da viga.

Figura 7 - Discretização de seções na meia-seção longitudinal

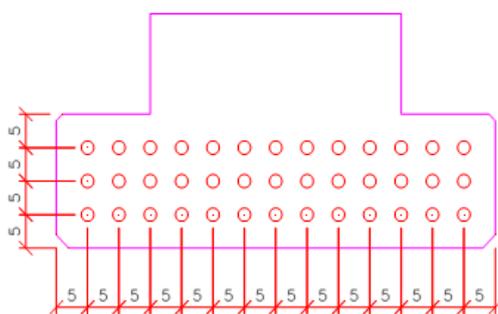


Fonte: Autor

4.2.2 Definição do arranjo das cordoalhas

Para que seja possível realizar uma análise das solicitações ao longo da viga, é necessário definir a quantidade e a disposição das cordoalhas de protensão. Considerar-se-á um pente de cordoalhas com a possibilidade de até 3 camadas de protensão, com o espaçamento igual entre as cordoalhas no valor de 5 cm (valor comumente utilizado nas fábricas de produção de elementos pré-moldados), ficando a escolha das cordoalhas a critério do projetista em cada caso, de modo a combater os esforços que irão atuar na viga devido às cargas que serão impostas sobre a mesma ao longo de sua vida útil. A definição da malha de cordoalhas está indicada na figura 8 a seguir:

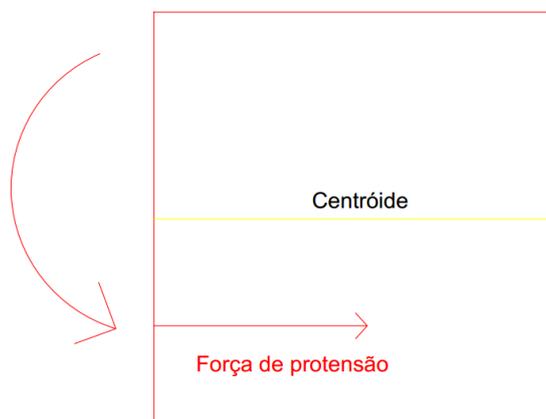
Figura 8 - Malha de cordoalhas



Fonte: Autor

De acordo com a configuração de cordoalhas adotada, é possível chegar ao valor da força de protensão inicial em cada seção. Considerando a excentricidade que a resultante dessa força de protensão possui em relação ao centróide da seção, surge também um momento proveniente da protensão, que também deve ser calculado para cada seção (ver figura 9):

Figura 9 - Esforços devido à protensão



Fonte: Autor

4.2.3 Cálculo de perdas de protensão

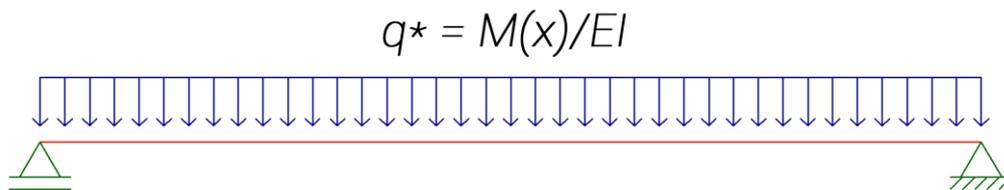
Calculam-se as perdas iniciais, introduzidas na estrutura no momento em que os cabos de protensão são liberados e entram em serviço. Para o cálculo destas perdas, considera-se a formulação mostrada anteriormente na seção de revisão bibliográfica. Calculam-se também as perdas diferidas, que ocorrem ao longo da vida útil da estrutura, através do método simplificado, proposto no item 9.6.3.4.2 na NBR 6118 (2014), que leva em consideração as perdas devido à retração e fluência do concreto e devido à relaxação do aço de protensão.

4.2.4 Flechas e rotações

4.2.4.1 Protensão inicial na pista

É importante realizar o cálculo da flecha e rotação máxima para a viga, tanto na pista de protensão, como no tempo infinito. Para essa análise na pista de protensão, utiliza-se o método da analogia de Mohr, que se baseia no fato que a equação da linha elástica e a equação do relacionamento entre a carga aplicada, a força cortante e o momento fletor possuem a mesma forma, possibilitando de forma simples a obtenção das flechas e rotações, utilizando-se uma viga análoga. Carregando a viga análoga com o valor do momento gerado pela protensão dividido pelo produto do módulo de elasticidade e o momento de inércia ($q^* = M(x)/EI$), é possível encontrar a flecha máxima e a rotação em cada ponto (discretizado anteriormente). De acordo com a analogia de Mohr, a flecha e a rotação produzidos pela protensão serão, respectivamente, o valor do momento fletor e da força cortante em cada seção da viga conjugada (ver figura 10).

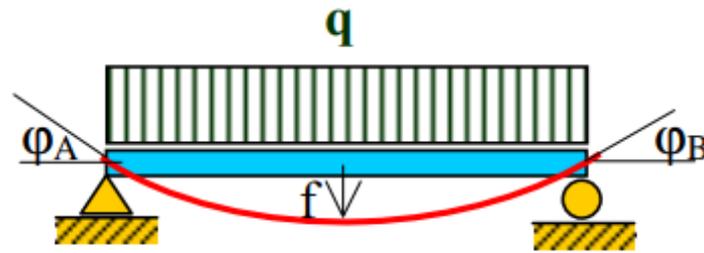
Figura 10 – Viga conjugada carregada (Analogia de Mohr)



Fonte: Autor

Para chegar ao valor final da flecha da peça protendida, faz-se uma superposição de efeitos, somando a flecha e rotação devidos a protensão (obtidos pela analogia de Mohr) aos valores de flecha e rotação causados pelo peso próprio da viga. Para uma viga biapoiada, tais valores são conhecidos da resistência dos materiais (ver figura 11):

Figura 11 - Viga biapoiada: flecha e rotações



Fonte: Autor

$$f = \frac{-5qL^4}{384EI} \quad (8)$$

$$\varphi_a = -\varphi_b = -\frac{qL^3}{24EI} \quad (9)$$

É importante mencionar que, em se tratando desta etapa, apenas é considerado o peso próprio, pois a viga ainda não está em serviço, logo ainda não terá cargas permanentes finais e sobrecargas atuando sobre si. Nesta fase consideram-se apenas as perdas imediatas atuando sobre o perfil simples (sem considerar o capeamento, que ainda não ocorreu), que representam um percentual de perda nas forças de protensão e afetarão o cálculo dos esforços.

4.2.4.2 Tempo infinito

Já para o tempo infinito, incluem-se os esforços gerados pela carga permanente e sobrecarga, considerando o perfil composto (seção original + capeamento). O procedimento pode ser feito apenas somando as flechas provenientes desses novos carregamentos aos valores obtidos anteriormente para a protensão descontando as perdas imediatas e diferidas (tempo infinito).

4.2.5 Cálculo de esforços

Com base nos valores dos carregamentos provenientes do projeto (peso próprio, carga permanente, sobrecarga), é realizado o cálculo dos esforços em cada seção (momento fletor e força cortante). A contribuição devido a cada tipo de carregamento é calculada de forma separada, de modo que depois seja realizada a superposição de efeitos.

É importante mencionar que nesta etapa, deve-se considerar novamente as situações tanto para o perfil simples como para o perfil composto. Certas cargas, como a sobrecarga e a carga permanente final atuam somente sobre o perfil composto, devendo ser feitas essas considerações para uma análise correta da situação.

4.2.6 Verificação de tensões

Para avaliar se o arranjo de cordoalhas adotado atende aos critérios de projeto, realiza-se a verificação das tensões que atuam sobre o elemento pré-moldado para alguns tipos de combinação de esforços. Serão avaliadas nesta etapa 4 verificações, a saber: para o ato da protensão, para o caso do perfil simples, para a combinação quase permanente e para a combinação frequente.

4.2.6.1 Ato da protensão e perfil simples

No ato da protensão, deve ser considerada apenas a perda imediata de protensão, que reduz os esforços provenientes da pré-tração. Os dois únicos esforços atuantes sobre a viga neste momento são o peso próprio e a protensão, logo, é possível chegar aos valores das tensões nas fibra superior e inferior em cada seção apenas somando os esforços já obtidos anteriormente. Para chegar aos valores das tensões, utiliza-se a formulação de acordo com a resistência dos materiais:

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{w_s} \quad (10)$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N}{A} - \frac{M}{w_i} \quad (11)$$

Enfatiza-se que o momento utilizado para o cálculo é o resultante da superposição entre o momento proveniente da protensão (com perdas iniciais) e o momento produzido pela carga do peso próprio sobre a estrutura. As variáveis w_s e w_i são apenas o resultado da divisão do momento de inércia (J) pelo centroide em relação à fibra superior (y_s) ou inferior (y_i).

Nesse momento é importante verificar se há a existência de tração na fibra superior, que deve estar comprimida. No caso de existir alguma seção que esteja sofrendo tração nesta etapa (cunha de tração), deve-se incluir armadura passiva para receber esse esforço.

O perfil simples segue o mesmo procedimento, porém agora considerando a atuação da carga permanente que irá atuar no mesmo. Os esforços são superpostos e encontram-se as tensões em cada uma das seções.

4.2.6.2 Combinação quase-permanente

Para a combinação de serviço quase-permanente, algumas considerações adicionais devem ser feitas. O perfil a ser considerado deve ser o perfil composto (juntamente com a carga permanente no perfil composto), uma vez que em serviço a viga já terá recebido o capeamento. Além disso, devem ser consideradas as perdas iniciais e progressivas (no tempo infinito). Considera-se, ainda, a sobrecarga atuando. A NBR 6118(2014) propõe uma ponderação de esforços para a combinação quase-permanente, onde o coeficiente (encontrado na tabela 11.2 da mesma norma) depende do tipo de carga e do tipo de edifício que se esteja projetando. A tabela 11.4 propõe a seguinte ponderação para a combinação quase-permanente:

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \Psi_{2j} F_{qj,k} \quad (12)$$

Onde:

$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço.

F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas.

Ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.

Para esta combinação deve-se obedecer o estado limite de descompressão da borda inferior, significando que não podem haver tensões de tração em nenhuma seção. Em caso de esse critério não ser obedecido, deve-se aumentar a protensão de modo a satisfazer essa condição de projeto.

4.2.6.3 Combinação frequente

Considera-se novamente a seção composta e a carga permanente sobre a mesma, além da sobrecarga. As perdas iniciais e progressivas também devem ser consideradas na protensão. O procedimento é semelhante ao anterior, obtendo-se as tensões por superposição, considerando novamente o coeficiente de redução de acordo com o proposto pela NBR 6118 (2014) no item 11.8.3.2, na tabela 11.4:

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \sum \Psi_1 F_{q1k} + \sum \Psi_{2j} F_{qjk} \quad (13)$$

Onde:

Ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS

Para a combinação frequente deve ser obedecido o estado limite de formação de fissuras na borda inferior, sendo admitidas tensões que tração que ultrapassem esse estado limite. Novamente, em caso de este critério de projeto não ser atendido, deve-se ajustar a protensão de modo a suprir o requisito.

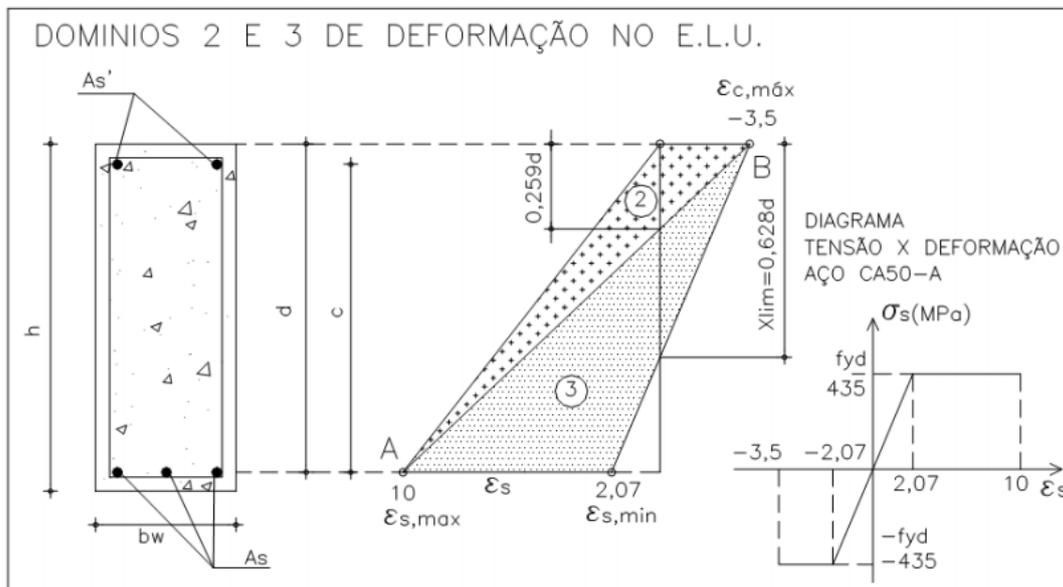
4.2.7 Verificação no Estado Limite Último

O estado limite último é verificado no presente trabalho quanto à flexão, esforço cortante e torção. Na fase 1, quando apenas uma laje é colocada sobre a viga, e, por tanto, apenas um lado encontra-se carregado, considera-se torção e esforço cortante. Já para a fase 2, quando os dois lados da viga já estão carregados, a torção é desconsiderada e a verificação é realizada para flexão e cortante. A seguir, trata-se de modo mais direto sobre cada um dos casos.

4.2.7.1 ELU quanto à flexão (fase 2)

Para realizar a verificação quanto ao estado limite último na flexão, o método é semelhante ao adotado nas estruturas convencionais de concreto armado. Em primeiro lugar, calcula-se a posição da linha neutra para cada seção discretizada. Verifica-se, então, em qual domínio de deformação a seção se encontra, através da relação entre a linha neutra e a distância do centroide da armadura ativa resultante até a face superior da seção (ver figura 12):

Figura 12 – Deformações no ELU: domínios 2 e 3



Fonte: Adaptado de notas de aula de Mota (2017)

De acordo com o domínio, é possível encontrar o valor da deformação do aço de protensão, somando-se o alongamento inicial no ato de protensão ($\epsilon_{p\infty}$), considerando perdas, e descobrir a tensão que atua na armadura ativa ($\sigma_{p\infty}$). Para o domínio 2, a deformação limite (ϵ_{p1}) seria da ordem de 10 mm/m. Já para o domínio 3, é possível achar o valor através de uma simples relação entre triângulos, sabendo que a deformação na fibra superior é um valor fixo de 3,5 mm/m. O valor da deformação final no aço (ϵ_p) seria:

$$\epsilon_p = \epsilon_{p1} + \epsilon_{p\infty} \quad (14)$$

Encontra-se então o valor da força que atua na seção (R_p) devido ao momento de cálculo (M_d), pelo equilíbrio de forças e momentos da seção e calcula-se a armadura necessária ($A_{p,nec}$) de protensão para satisfazer a esse critério. Caso a armadura existente ($A_{p,exist}$) seja menor que a necessária utiliza-se armadura passiva CA-50 para suprir a diferença. Se a armadura existente for maior ou igual à necessária, não é necessário adicionar armadura suplementar ($A_{s,sup}$).

$$R_p = \frac{M_d}{d - 0,4x} \quad (15)$$

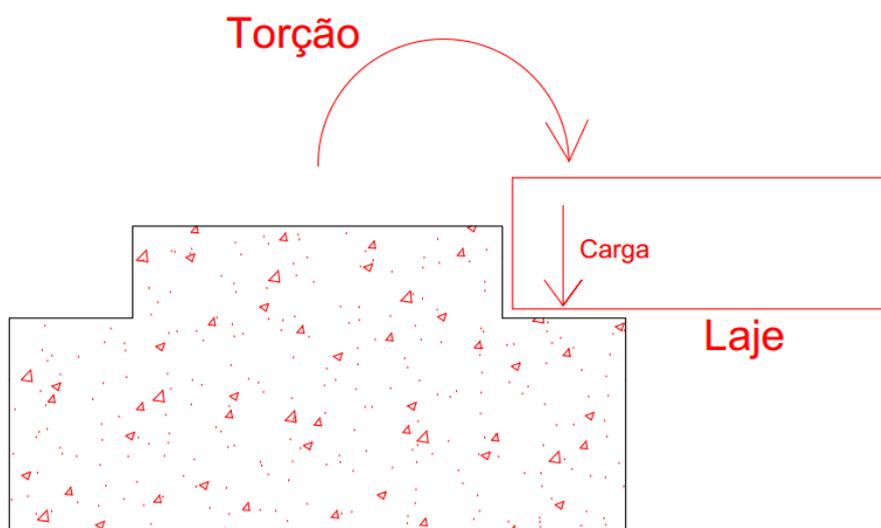
$$A_{p,nec} = \frac{R_p}{\sigma_{p\infty}} \quad (16)$$

$$A_{s, sup} = \frac{R_p - A_{p, exist} \cdot \sigma_{p\infty}}{f_{yd}} \quad (17)$$

4.2.7.2 ELU quanto à torção e cortante (fase I)

Na primeira fase de montagem da estrutura pré-moldada, considera-se a situação em que apenas um dos lados da viga T invertido recebeu a laje. Essa situação produz um esforço de torção na viga, que atua juntamente com o esforço cortante (ver figura 13).

Figura 13 – Viga carregada unilateralmente



Fonte: Autor

A NBR 6118 (2014), no item 17.5.1 trata sobre o caso da torção uniforme e define o procedimento para a análise e dimensionamento. No item 17.7.2 da mesma norma, é tratado o caso de solicitações de torção e força cortante combinadas. O processo de verificação e dimensionamento do presente trabalho segue o procedimento indicado pela norma.

4.2.7.3 ELU ao esforço cortante

Mesmo considerando os dois lados da viga carregados, ainda pode-se dividir a verificação ao esforço cortante em duas etapas. A primeira considera a seção simples, antes de ser executado o capeamento. Na segunda etapa considera-se a seção composta, após a execução do capeamento. Utilizou-se o mesmo método de dimensionamento para ambos os casos.

A NBR 6118 (2014), no item 17.4.2 indica o procedimento para a verificação ao esforço cortante no ELU. Foi adotado o procedimento previsto pela norma, considerando o modelo de cálculo I, conforme o item 17.4.2.2.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Todo o método desenvolvido foi aplicado e desenvolvido numa planilha eletrônica, utilizando-se o software Microsoft Excel. Mostra-se, no presente capítulo, os resultados obtidos a partir do método anteriormente proposto, de acordo com a interface da planilha desenvolvida.

5.1 Definição das características geométricas

O aço de protensão adotado nas cordoalhas foi o CP-190RB, possuindo um f_{ptk} no valor de 1900 MPa. O concreto utilizado possui f_{ck} de 40 MPa aos 28 dias, considerando-se um valor de 25 MPa para o mesmo no ato da protensão. Os presentes dados podem ser inseridos na planilha, na aba “MATERIAIS”. Em todos as células onde os dados devem ser inseridos pelo usuário, utilizou-se a cor da fonte azul, de modo a facilitar a utilização da mesma (ver figura 14).

Figura 14 – Características dos materiais

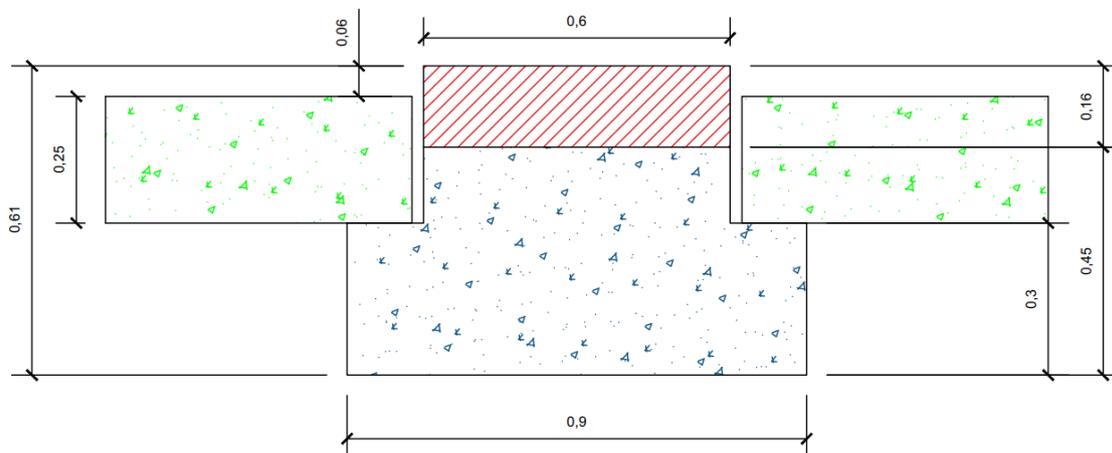
	A	B	C	D	E
1					
2		MATERIAIS			
3					
4		1. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS			
5					
6		A) CONCRETO			
7					
8		Tensões Características			
9					
10		fck (28dias)	MPa	40,00	
11		fctm(28dias)	MPa	3,5	
12		fck (ato da protensão)	MPa	25,00	
13		fctm(ato de protensão)	MPa	2,6	
14					
15					
16		Módulo de Deformação			
17					
18		E, sec(ato de protensão)	MPa	23800	
19		E, sec (28d)	MPa	30105	
20		E,sec (t=00)	MPa	13476	
		MATERIAIS	DIMENSIONAMENTO	PERDAS INICIAIS	PERDAS PROGRESSIVAS

Fonte: Autor

Adotou-se, como modelo para execução do método, uma seção produzida e comercializada no mercado pela empresa T&A pré-fabricados, com características geométricas, conforme ilustrado na figura. É possível adicionar os dados de geometria da

seção na aba “DIMENSIONAMENTO”, logo nos primeiros itens da planilha. Considerou-se uma espessura de capeamento de 16 cm e um vão de 8 metros no presente exemplo (ver figuras 15 e 16).

Figura 15 – Dimensões da viga, laje e capa



Fonte: Autor

Figura 16 – Características geométricas da seção

DIMENSIONAMENTO			
2. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS			
	Bw	m	0,60
	Bf	m	0,90
	hf	m	0,30
	hps	m	0,45
	hc	m	0,16
	Vão	m	8,00

Fonte: Autor

O cálculo das características geométricas é realizado automaticamente. Os cálculos são realizados considerando-se a seção simples e a seção composta (após o capeamento de concreto). Ver figura 17.

Figura 17 – Dados dos perfis simples e composto

	A	B	C	D	E	F
34						
35			Perfil Simples			
36						
37			H	m	0,450	
38			Ac	m2	0,360	
39			J	m4	0,0056	
40			Ys	m	0,244	
41			Yi	m	0,206	
42			Ws	m3	0,0230	
43			Wi	m3	0,0272	
44						
45			Perfil Composto			
46						
47			Hc	m	0,610	
48			Ac	m2	0,456	
49			J	m4	0,0138	
50			Ys	m	0,336	
51			Ys'	m	0,176	
52			Yi	m	0,274	
53			Ws	m3	0,0410	
54			Ws'	m	0,0784	
55			Wi	m3	0,0501	

Fonte: Autor

5.2 Definição das cargas e do arranjo de cordoalhas

A definição acerca do carregamento é ditada de acordo com cada projeto. No entanto, no intuito de padronizar as verificações, no presente trabalho utilizaram-se percentuais para definir cada carga (g_0 , g_1 , g_2 e q). Foi realizada uma padronização para valores usuais de cargas utilizados de acordo com o tipo de edificação: comercial ou residencial. As tabelas abaixo resumem o procedimento adotado (os percentuais são em relação ao valor total da carga):

Tabela 4 – Percentual de cargas adotado

Edifícios Residenciais		Edifícios Comerciais	
$g_0 + g_1$	50%	$g_0 + g_1$	30%
g_2	20%	g_2	20%
q	30%	q	50%

Fonte: Autoral

A planilha recebe o valor total da carga e distribui corretamente de acordo com a porcentagem. O usuário pode também optar por inserir valores diferentes da padronização adotada no presente trabalho, de modo a obedecer criteriosamente às exigências de um determinado projeto. Para o presente trabalho, utilizam-se as cargas mostradas a seguir, considerando-se um edifício comercial (ver figura 18):

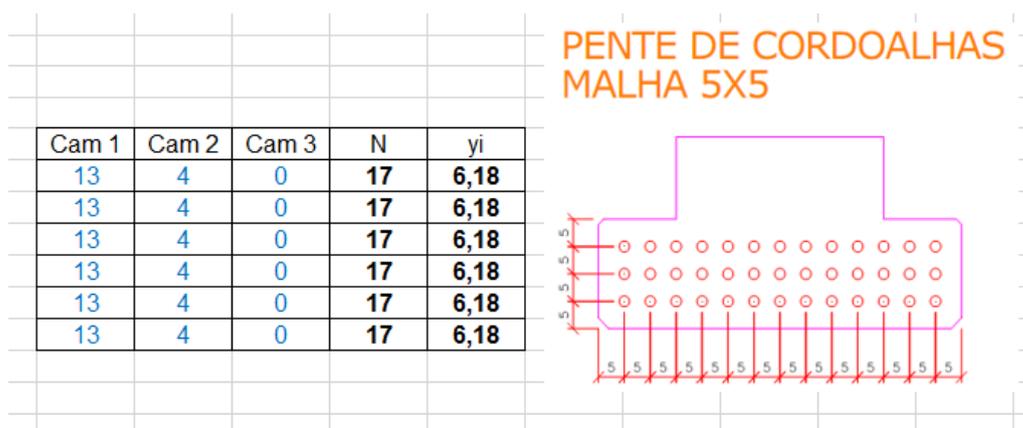
Figura 18 – Cargas utilizadas

3. CARGAS				
Peso Próprio	g0	tf/m	0,90	30%
Carga Permanente	g1	tf/m	1,80	
Carga Permanente	g2	tf/m	1,80	20%
Sobrecarga	q	tf/m	4,50	50%
Total		tf/m	9,00	
Peso Total da Peça:		kgf	7200	

Fonte: Autor

É feita a definição do arranjo de cordoalhas a ser utilizado. A planilha recebe as quantidades de cordoalhas em cada seção, de acordo com a respectiva camada. Adotou-se um total de 17 cordoalhas, com 13 cordoalhas na primeira camada e 4 cordoalhas na segunda (ver figura 19):

Figura 19 - Arranjo de cordoalhas adotado



Fonte: Autor

Sabendo-se que a força inicial de protensão para cada cordoalha é da ordem de 14 tf, ou 140 kN, calcula-se a força de protensão inicial total, multiplicando-se 14 tf pela quantidade cordoalhas (238 tf). Calcula-se também, o momento de protensão, considerando-se o braço de alavanca como a distância entre o centróide da seção da viga e o ponto de aplicação da força de protensão resultante ($y_i = 6,18$ cm). Ver figura 20.

Figura 20 – Cargas de protensão

4. PROTENSÃO						
Seção	N. Cord.	yi(cm)	Pi(tf)	Np(tf)	Mp(tfxm)	
1	17	6,18	14	238	-34,39	
2	17	6,18	14	238	-34,39	
3	17	6,18	14	238	-34,39	
4	17	6,18	14	238	-34,39	
5	17	6,18	14	238	-34,39	
6	17	6,18	14	238	-34,39	

Fonte: Autor

5.3 Cálculo das perdas de protensão

Conforme descrito no método, as perdas calculadas devem incluir as perdas imediatas e progressivas. Cada uma delas é mostrada a seguir, de modo a exemplificar seu processo de cálculo.

5.3.1 Perdas imediatas

As perdas iniciais podem ser calculadas de acordo com a formulação proposta na seção de revisão bibliográfica. Considerando-se a área de uma cordoalha (diâmetro = 12,7 mm) da ordem de 1 cm², é possível chegar à área total de protensão para 17 cordoalhas (17 cm²). Dividindo-se a área total de protensão pela área da seção da viga, tem-se uma taxa de armadura (ρ) igual a 0,004722, sabendo que a área calculada para a seção transversal da viga (sem considerar o capeamento, uma vez que a capa ainda não foi executada no momento em que atuam essas perdas) é igual a 0,36 m².

O módulo de elasticidade do aço (E_p) é considerado igual a 196 GPa, e o do concreto (E_c) 23,8 GPa. Temos, assim um fator de homogeneização n igual a 8,2353 ($n=E_p/E_c$). O alongamento inicial no aço (ϵ_b) é obtido dividindo-se a força inicial de protensão (140 kN) pelo módulo de elasticidade do aço, obtendo-se o valor de 7,14 mm/m. Com esses valores, é possível calcular a perda inicial devido ao encurtamento do concreto. A planilha, na aba “PERDAS INICIAIS” realiza o procedimento de cálculo, chegando ao valor percentual da perda, de acordo com a equação 1 (ver figura 21).

$$\epsilon_c = 0,000595408$$

$$\Delta\sigma_p = \epsilon_c \cdot E_p = 116,70 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_p}{\sigma_{pi}} = \frac{116,70}{7,14 * 196} = 8,34 \%$$

Figura 21 – Perdas imediatas

MATERIAIS			
E _c =	24	GPa	
E _p =	196	GPa	
n=	8,235294118		Fator de Homogeneização
A _p =	17,00	cm ²	Área de aço CP 190 RB
ε _b =	7,14	mm/m	Alongamento do aço na pista
σ _{pi} =	1399,44	MPa	
ρ=	0,004722222		Taxa de Armadura
PERDAS IMEDIATAS			
ε _c =	-0,000595408		
ε _p =	0,006544592		
σ _p =	1282,739968	MPa	
Δσ _p =	116,70	MPa	
Δσ _{p,σ_{pi}} =	8,34	(%)	
α _c =	-14,17	MPa	
F _c =	-5101,46	kN	
F _p =	2180,66	kN	

Fonte: Autor

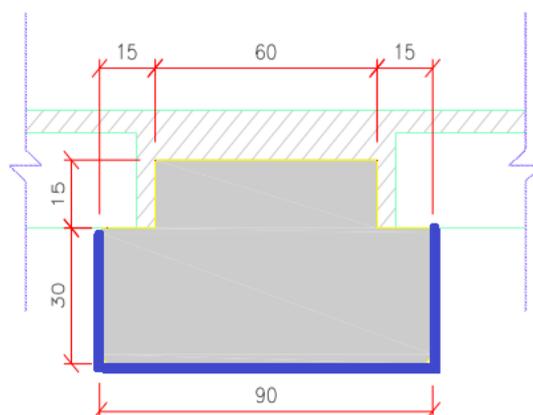
5.3.1 Perdas progressivas

As perdas diferidas ou progressivas foram calculadas, seguindo-se o método proposto pela NBR 6118:2014, no item 9.6.3.4.2. A planilha realiza todo o cálculo na aba “PERDAS PROGRESSIVAS”, sendo necessário apenas a entrada de dados nas células pintadas na cor amarela. Cada item da equação proposta pela norma é calculado de forma individual:

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p - \alpha_p \cdot \sigma_c \cdot p_0 g \varphi(t, t_0) - \sigma_p \chi(t, t_0)}{\chi_p + \chi_c \cdot \alpha_p \cdot \eta_{pp}}$$

Para chegar ao valor da retração, foi realizado todo o procedimento proposto pela NBR 6118:2014, no anexo A da mesma, item A.2.3.2. Considerou-se para o cálculo do coeficiente u_{ar} (perímetro externo da seção transversal em contato com o ar – usado para o cálculo da espessura fictícia) a parte inferior da seção da viga, que fica abaixo da laje, conforme ilustra a figura 22 (região contornada em azul).

Figura 22 – Perímetro externo da seção transversal em contato com o ar



Fonte: Autor

Utilizando-se a tabela A.1 do anexo A da NBR 6118:2014, foi possível chegar aos valores de cada um dos itens necessários para obter o valor da deformação devido à retração do concreto. A figura 23 ilustra cada um dos resultados obtidos.

Figura 23 - Retração

6. Valor da Retração			$\epsilon_{cs}(t,t_0)$		
$\epsilon_{1s} =$	-0,18	mm/m	Para abatimento entre 5 - 9cm - SLUMP		
$\epsilon_{1s} =$	-0,13	mm/m	Para abatimento entre 0 - 4cm - SLUMP		
$\epsilon_{1s} =$	-0,22	mm/m	Para abatimento entre 10-15cm - SLUMP		
$\epsilon_{1s} =$	-0,22	mm/m	Valor Adotado		
$\epsilon_{2s} =$	0,71				
$\epsilon_{cs,00} =$	-0,16	mm/m	Valor Final da Retração		
A=	40,00	B=	74,94	C=	35,56
D=	1713,72	E=	693,32		
$\beta_s(t) =$	1,00		$\beta_s(t_0) =$	0,00	
$\epsilon_{cs}(t,t_0) =$	-0,155	mm/m			

Fonte: Autor

O coeficiente de fluência do concreto foi calculado também utilizando o método sugerido pela NBR 6118:2014, no anexo A, item A.2.2.3. A planilha recebe os dados de entrada nas células pintadas na cor amarela. Os valores adotados no presente trabalho, bem como os resultados obtidos são mostrados nas figuras 24 e 25 que seguem:

Figura 24 – Fluência: processo de cálculo

5. Valor da Fluência			$\varphi(t,t_0)$	Fluência Rápida	
				Cimento	s
t=	1000000	dias		CPIII,CPIV	0,38
t ₀ =	5	dias		CPI,CPII	0,25
				CPV	0,20
β_1 =	0,711	Relação	f _{c,t} /f _{c,t₀}	Adotado	0,25
φ_a =	0,231	Coeficiente de Fluência Rápida			
U%	85	Umidade Relativa do Ar			
φ_{1c} =	1,48	Para abatimento entre 5 - 9cm - SLUMP			
φ_{1c} =	1,11	Para abatimento entre 0 - 4cm - SLUMP			
φ_{1c} =	1,84	Para abatimento entre 10-15cm - SLUMP			
φ_{1c} =	1,84	Valor Adotado			
γ =	3,01				

Fonte: Autor

Figura 25 – Fluência: resultados

A _c =	0,360	m ²	Área da Seção Transversal		
u _{ar} =	1,50	m	Parte de perímetro externo em contato com o ar.		
h _{fic} =	144,66	cm	Espessura Fictícia (5cm < h_{fic} < 160cm) !		
h _{fic} =	145,00	cm	Valor Adotado		
φ_{2c} =	1,13				
φ_{fo} =	2,09	Coeficiente de Deformação Lenta Irreversível			
β_d =	1,00	Coeficiente de Deformação Lenta Reversível			
A=	357,77	B=	573,99		
C=	1181,11	D=	9180,49		
$\beta_1(t)$ =	1,00	$\beta_1(t_0)$ =	0,16		
$\varphi(t,t_0)$ =	2,39				

Fonte: Autor

Os demais itens necessários à obtenção do valor final das perdas diferidas foram obtidos utilizando-se a planilha. Os valores considerados para a força e para o momento de protensão iniciais já consideram as perdas iniciais. A figura 26 mostra os dados obtidos através dos cálculos.

Figura 26 – Dados geométricos e solicitações

Aço de Protensão:								
Ep=	196000	MPa						
αp=	5,53							
ψ1000(%)	3,5		ψ(t,to)(%)=	8,75		15,89		8,75
χ(t,to)=	0,09157		χp=	1,09157				
2. Características Geométricas das Seções								
Seção	Ac	J	Ycb	Wcb	Ap	ep	ρp(%)	η
	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ³)	(cm ²)	(cm)		
Exemplo	0,360	0,005600	0,213	0,0263	17,00	21,26	0,47	3,91
3. Solicitações nas Seções								
Seção	Mg	Npo	Mpo	σpo	σc,g	σc,po	σc,pog	
	(tfxm)	(tf)	(tfxm)	MPa	(tf/m ²)	(tf/m ²)	(tf/m ²)	
Exemplo	21,60	218,15	-31,52	1283,25	-820,20	1802,85	982,66	

Fonte: Autor

Por fim, é possível obter o valor das perdas diferidas, substituindo-se os valores na equação. O percentual é obtido dividindo as perdas pelo valor da tensão de protensão inicial (considerando perdas iniciais).

$$\Delta\sigma p(t, to) = \frac{\epsilon cs(t, to). Ep - \alpha p. \sigma c, p0 g \varphi(t, to) - \sigma p0 \chi(t, to)}{\chi p + \chi c. \alpha p. \eta \rho p} = 211,07 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma p(t, to) = \frac{\Delta\sigma p(t, to)}{\sigma p0} = 16,45\%$$

5.4 Cálculo das flechas e rotações

Utilizando-se o método da analogia de Mohr, conforme explanado no capítulo de materiais e métodos, é possível obter as flechas e rotações na viga. O cálculo é efetuado para o tempo inicial e para o tempo infinito.

6.4.1 Protensão inicial na pista

Inicialmente, carrega-se a viga com o valor do momento gerado pela protensão dividido pelo produto do módulo de elasticidade e o momento de inércia ($q^*=M(x)/EI$). Calculando-se o momento fletor e o esforço cortante máximos, chegamos aos valores da flecha e rotação máximos. Obtém-se um valor igual a 1,89 cm para a flecha devido à protensão e uma rotação de - 0,00944 rad. É necessário superpor esses valores com a contribuição do peso próprio, calculados como segue:

$$f = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 90 \cdot (8^4)}{384 \cdot 23800 \cdot 0,0056} = 0,36 \text{ cm}$$

$$\varphi a = \frac{90 \cdot 8^3}{24 \cdot 23800 \cdot 0,0056} = 0,00144 \text{ rad}$$

A planilha realiza o cálculo conforme mostrado acima. A figura 27 ilustra os resultados para flechas e rotações na pista de protensão.

Figura 27 – Flechas e rotações: pista de protensão

5. FLECHAS / ROTAÇÕES					
Na Pista		Flecha		Rotação	
Protensão.....	=	-1,89	cm	-9,44	10-3 rad
Peso Próprio.....	=	0,36	cm	1,44	10-3 rad
Total.....	=	-1,53	cm	-8,00	10-3 rad

Fonte: Autor

5.4.1 Protensão no tempo infinito

Incluem-se, nesta etapa, os valores atuantes no perfil composto (g_1 , g_2 e q). Considera-se a inclusão das perdas progressivas na flecha e rotação devido à protensão.

$$fp(\infty) = fpi \cdot perda_{progress} \cdot \frac{Esec, t = 0}{Esec, t = \infty} = -2,79 \text{ cm}$$

$$f1 = \frac{5(g_0 + g_1)L^4}{384EI} + \frac{5g_2L^4}{384EI} = 2,42 \text{ cm}$$

$$f2 = \frac{5qL^4}{384EI} = 0,58 \text{ cm}$$

$$f_{final} = fp_{\infty} + f1 + f2 = 0,22 \text{ cm}$$

O procedimento é similar para o cálculo das rotações no tempo infinito, seguindo a mesma linha de raciocínio. Segue na figura 28 os resultados obtidos na planilha:

Figura 28 – Flechas e rotações: tempo infinito

No Tempo Infinito	Flecha		Rotação	
Protensão.....=	-2,79	cm	-13,93	10-3 rad
Carga Permanente.....=	2,42	cm	7,15	10-3 rad
Sobrecarga.....=	0,58	cm	2,32	10-3 rad
Total.....=	0,22	cm	-4,46	10-3 rad

Fonte: Autor

5.5 Determinação de esforços

Calcularam-se os esforços em cada uma das seções que foram discretizadas inicialmente, para as diferentes cargas. O momento fletor e o esforço cortante são calculados para o carregamento do peso próprio, das cargas permanentes no perfil simples e composto e para a sobrecarga no perfil composto. Os valores obtidos são mostrados na figura 29. Os esforços $V_{g,f}$ e $M_{g,f}$ são a composição do peso próprio com a carga permanente g_1 no perfil simples, através da superposição (soma aritmética).

Figura 29 – Esforços calculados

CARGA PERMANENTE E SOBRECARGA							
SEÇÃO	X	Isostático		Isostático			
		Vg0	Mg0	Vg1	Mg1		
1	0,00	3,60	0,00	7,20	0,00		
2	0,80	2,88	2,59	5,76	5,18		
3	1,60	2,16	4,61	4,32	9,22		
4	2,40	1,44	6,05	2,88	12,10		
5	3,20	0,72	6,91	1,44	13,82		
6	4,00	0,00	7,20	0,00	14,40		
SEÇÃO	X	Perfil Simples		Perfil Composto		Perfil Composto	
		Vg,f	Mg,f	Vg2	Mg2	Vq	Mq
1	0,00	10,80	0,00	7,20	0,00	18,00	0,00
2	0,80	8,64	7,78	5,76	5,18	14,40	12,96
3	1,60	6,48	13,82	4,32	9,22	10,80	23,04
4	2,40	4,32	18,14	2,88	12,10	7,20	30,24
5	3,20	2,16	20,74	1,44	13,82	3,60	34,56
6	4,00	0,00	21,60	0,00	14,40	0,00	36,00

Fonte: Autor

5.6 Verificação de tensões

As tensões foram obtidas para cada combinação e de acordo com cada etapa do processo executivo da viga. A seguir, são mostradas as verificações para o presente exemplo.

5.6.1 Ato da protensão e perfil simples

No ato da protensão, os esforços em cada seção são obtidos superpondo os efeitos da protensão com o carregamento do peso próprio (incluindo-se perdas iniciais). Na figura 30, são mostrados os valores obtidos, após a realização da superposição:

Figura 30 – Verificação de tensões: ato da protensão

7. VERIFICAÇÃO DE TENSOES					
Ato da Protensão			100% - Perdas iniciais		Fase I
SEÇÃO	N	M	Fibra Sup.	Fibra Inf.	
1	218,15	-31,52	-763,31	1764,61	
2	218,15	-28,93	-650,70	1669,33	
3	218,15	-26,91	-563,12	1595,22	
4	218,15	-25,47	-500,57	1542,29	
5	218,15	-24,61	-463,03	1510,53	
6	218,15	-24,32	-450,52	1499,95	

Fonte: Autor

Pode-se perceber que houve tensões de tração na fibra superior nas seções. Isso pode ser combatido utilizando-se armadura passiva suplementar na região superior da viga. Os resultados obtidos a partir da planilha seguem na figura 31.

Figura 31 – Armadura suplementar para ato da protensão

Cunha de Tração				
Fibra Sup	tf/m2	-650,70		
Fibra Inf	tf/m2	1669,33	X (m)	0,126
R (tf)	24,64			
As(cm2)	9,86			

Fonte: Autor

Para o perfil simples, considerando agora a superposição de efeitos com a inclusão da carga permanente atuante (g_1), é possível achar os valores para as tensões nas seções da viga. Os resultados são ilustrados conforme a figura. Novamente, percebem-se esforços de tração na fibra superior, porém a armadura suplementar adotada para o ato da

protensão, obviamente é capaz de suportar tais esforços, uma vez que os mesmos são de menor intensidade em relação ao ato da protensão (ver figura 32).

Figura 32 – Tensões no perfil simples

Tensões no Perfil Simples			p+g0+g1	100% - Perdas iniciais=	91,66%
SEÇÃO	N	M	Fibra Sup.	Fibra Inf.	
1	218,15	-31,52	-763,31	1764,61	
2	218,15	-23,74	-425,50	1478,77	
3	218,15	-17,70	-162,76	1256,46	
4	218,15	-13,38	24,91	1097,66	
5	218,15	-10,78	137,51	1002,38	
6	218,15	-9,92	175,04	970,62	

Fonte: Autor

5.6.2 Combinação quase-permanente

A presente combinação, considerando-se uma edificação comercial, exige que seja obedecido o estado limite de descompressão na borda inferior. São consideradas as perdas totais (iniciais + progressivas) atuando sobre o perfil composto. Os resultados obtidos são mostrados na figura 33, juntamente com os coeficientes utilizados de acordo com a NBR 6118:2014.

Figura 33 – Verificações de tensão: combinação quase-permanente

Combinação Quase Permanente		Perfil Composto					
Prot	g0	g1	g2	q			
0,90	1,00	1,00	1,00	0,40			
SEÇÃO	Perfil Simples		Perfil Composto		Tensões (tf/m ²)		
	N	M	N	M	Fibra Sup.	Fibra Sup'	Fibra Inf.
1	214,20	-30,95	-35,88	7,63	107,41	-730,79	1501,78
2	214,20	-23,17	-35,88	18,00	360,28	-260,68	1009,17
3	214,20	-17,12	-35,88	26,06	556,96	104,97	626,03
4	214,20	-12,80	-35,88	31,82	697,44	366,14	352,37
5	214,20	-10,21	-35,88	35,28	781,74	522,85	188,16
6	214,20	-9,35	-35,88	36,43	809,83	575,09	133,43

Fonte: Autor

Percebe-se que o estado limite de descompressão foi respeitado em todas as seções na fibra inferior, uma vez que não há tensões de tração. Apenas existe tração na fibra superior (perfil composto), porém reitera-se o fato de que existe armadura suplementar passiva que foi adicionada na região superior para resistir aos esforços de tração no ato da protensão.

5.6.3 Combinação frequente

A combinação frequente não permite tensões de tração que ultrapassem o limite de fissuração na borda inferior. O valor da tensão limite de tração para fissuração é dado pela seguinte equação (sabendo que $\alpha = 1,5$ para seções em T):

$$\sigma_{fis} = \alpha \cdot 0,7 \cdot fctm_{28dias} = 1,5 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot fck_{28dias}^{2/3}$$

$$\sigma_{fis} = 1,5 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 40^{2/3} = 3,68 \text{ MPa}$$

Os resultados obtidos, considerando os coeficientes propostos pela NBR 6118:2014 são mostrados na figura. É importante notar que, apesar de existir tensão de tração na borda inferior, ela é menor que a tensão limite de tração para fissuração, logo o estado limite de fissuração é respeitado (ver figura 34).

Figura 34 – Verificação de tensões: combinação frequente

Combinação Frequente		Perfil Composto					
	Prot	g0	g1	g2	q		
	0,90	1,00	1,00	1,00	0,60		
	Perfil Simples		Perfil Composto		Tensões (tf/m2)		
SEÇÃO	N	M	N	M	Fibra Sup.	Fibra Sup'	Fibra Inf.
1	214,20	-30,95	-35,88	7,63	107,41	-730,79	1501,78
2	214,20	-23,17	-35,88	20,59	423,50	-227,60	957,48
3	214,20	-17,12	-35,88	30,67	669,35	163,77	534,14
4	214,20	-12,80	-35,88	37,87	844,95	443,33	231,75
5	214,20	-10,21	-35,88	42,19	950,32	611,06	50,32
6	214,20	-9,35	-35,88	43,63	985,44	666,97	-10,16

Fonte: Autor

5.6 Verificações no Estado Limite Último

As verificações para o estado limite último são realizadas para as fases 1 e 2. A seguir, apresentam-se os resultados provenientes das análises da viga para cada situação mencionada.

5.6.1 ELU quanto à flexão (fase 2)

Apresentam-se, inicialmente as verificações na seção 6 (meio do vão), onde se encontra a situação mais desfavorável, porém a planilha realiza as verificações para todas as seções discretizadas. A linha neutra encontra-se em $x = 0,182$ m. Considerando-se que a capa de concreto possui 16 cm, temos uma altura total de 61 cm para a viga.

Realizando os cálculos referentes à deformações, é possível encontrar o seguintes resultados:

$$R_p = \frac{Md}{d - 0,4x} = \frac{100,80}{0,55 - 0,4 \cdot 0,182} = 211,232 \text{ tf}$$

$$A_{p,nec} = \frac{R_p}{\sigma_{p\infty}} = \frac{211,232}{15,07} = 14,07 \text{ cm}^2$$

É possível ver que a área de aço necessária para atender ao ELU quanto à flexão é menor do que a que foi utilizada no dimensionamento (17 cm²). Devido a isso, não é necessário o uso de armadura suplementar passiva. A figura 35 mostra os resultados obtidos

Figura 35 – Verificação ELU: flexão

8. ESTADO LIMITE ÚLTIMO								
Flexão Fase II								
Seção	Md(tfxm)	d(m)	X(m)	Ap,ex	Ap,nec	As	As'	taxa de armadura (%)
1	0,00	0,55	0,000	17	0,00	0,00	0,00	1,3
2	36,29	0,55	0,059	17	4,56	0,00	0,00	1,3
3	64,51	0,55	0,110	17	8,42	0,00	0,00	1,3
4	84,67	0,55	0,149	17	11,42	0,00	0,00	1,3
5	96,77	0,55	0,173	17	13,39	0,00	0,00	1,3
6	100,80	0,55	0,182	17	14,07	0,00	0,00	1,3

Fonte: Autor

5.6.2 ELU quanto à torção e cortante (fase I)

A seção na fase I não possui ainda a capa de concreto, logo tem-se $b_w = 60\text{cm}$ e $d = 38,8 \text{ cm}$ ($45 - 6,18$). Considera-se no modelo de cálculo adotado o ângulo de inclinação das diagonais do concreto $\theta = 45^\circ$. Verifica-se inicialmente o não-esmagamento da biela de concreto comprimida quanto à torção. A NBR 6118:2014, no item 17.5.1.5 fornece a seguinte equação:

$$T_{RD2} = 0,5 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \text{sen}(2\theta)$$

Para o cálculo da espessura equivalente (h_e), divide-se a área da seção pelo perímetro da mesma. Considerou-se que apenas o retângulo interno da viga irá resistir aos esforços de torção, logo temos $h_e = 60 \cdot 45 / (2 \cdot (60 + 45)) = 12,86 \text{ cm}$. A área limitada pela linha média da parede da seção vazada, incluindo a parte vazada (A_e) é igual a $0,1515 \text{ m}^2$. O coeficiente α_{v2} pode ser encontrado pela equação $1 - f_{ck}/250$, que resulta em $0,84$. O valor de T_{RD2} , portanto, é igual a $23,38 \text{ tf}$.

Para o cálculo do momento torçor atuante, considera-se apenas a metade a carga permanente referente ao perfil simples (g_1) aplicada, considerando seu ponto de atuação no meio da aba lateral da viga. Assim temos:

$$M_T = \left(\frac{bf - bw}{4} + \frac{bw}{2} \right) \cdot \frac{g_1}{2} = 0,34 \text{ tf} \cdot \text{m/m}$$

A torção solicitante ao longo da viga pode ser calculada, de acordo com a seção. Considerando a seção 1, onde a carga é mais crítica, temos:

$$T_{SD} = \left(\frac{M_T \cdot L}{2} - M_T \cdot x \right) \cdot 1,4 = \left(\frac{0,34 \cdot 8}{2} - 0,34 \cdot 0 \right) \cdot 1,4 = 1,89 \text{ tf}$$

Como a carga solicitante é menor que a resistência, não há o esmagamento da biela para o caso da torção. O dimensionamento dos estribos normais ao eixo da viga é calculado conforme segue:

$$A_{s,90} = \left(\frac{T_{SD}}{2 \cdot Ae \cdot f_{ywd}} \right) \text{tg} \theta = 1,43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

O dimensionamento para o esforço cortante na fase é semelhante, também realizado de acordo com a NBR 6118:2014. Abaixo, seguem-se os resultados obtidos para a seção 1.

$$V_{RD2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot bw \cdot d = 150,95 \text{ tf}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot bw \cdot d = 24,52 \text{ tf}$$

$$V_{SD} = 1,4 \cdot \left(g_0 + \frac{g_1}{2} \right) \cdot \frac{L}{2} = 1,4 \cdot \left(0,9 + \frac{1,80}{2} \right) \cdot \frac{8}{2} = 10,08 \text{ tf}$$

Como V_{RD2} é maior que V_{SD} , não ocorre esmagamento da biela comprimida. Analisando o fato de que V_c é maior que V_{SD} , também não há a necessidade de armadura exclusiva para esforço cortante, uma vez que o concreto consegue suportar sozinho essas cargas.

Observando a combinação dos dois esforços simultaneamente (torção e cortante), faz-se a verificação proposta pela NBR 6118:2014, no item 17.7.2.2 para verificar o não esmagamento da diagonal comprimida. O resultado, como se pode observar é menor que 1, atendendo ao critério proposto pela norma:

$$\frac{V_{SD}}{V_{RD2}} + \frac{T_{SD}}{T_{RD2}} = 0,15$$

A armadura devido à carga de suspensão (g1/2) também é considerada dividindo-se a carga de suspensão de cálculo por f_{yd} , resultando em 0,29 cm²/m. Para obter a área necessária total de aço, somam-se as áreas necessárias referentes à torção, carga de suspensão e esforço cortante, verificando sempre se os valores são maiores que as áreas mínimas propostas pela norma. Abaixo, seguem-se os resultados obtidos a partir da planilha de cálculo (figuras 36 e 37).

Figura 36 – Verificações ELU: cortante e torção

Cortante + Torção : Fase I (Sistema Isostático: 1 Lado Carregado: go+(g1)/2)				
Concreto:	fck(MPa)=	40	$\alpha_v =$	0,84
Seção:	bw (m)=	0,60	Ae(m2)=	0,1515
	d(m) =	0,388	he(m)=	0,1286
Vrd2(tf)=	150,95		Trd2(tfxm)=	23,38
Momento Torsor (tfxm/m) =		0,34		
Carga de Suspensão (tf/m)=		0,90	As/s	cm2/m
Armadura do Dente Inferior =		0,27	cm2/m	0,29

Fonte: Autor

Figura 37 – Armadura para cortante e torção

Seção	CORTANTE				TORÇÃO			
	Vsd (tf)	Vsd/Vrd2	As/s (cm2/m)	s/As (cm/cm2)	Tsd (tfxm)	Tsd/Trd2	1 Perna As/s (cm2/m)	s/As (cm/cm2)
1	10,08	0,07	0,00	0,00	1,89	0,08	1,43	69,75
2	8,06	0,05	0,00	0,00	1,51	0,06	1,15	87,19
3	6,05	0,04	0,00	0,00	1,13	0,05	0,86	116,25
4	4,03	0,03	0,00	0,00	0,76	0,03	0,57	174,38
5	2,02	0,01	0,00	0,00	0,38	0,02	0,29	348,76
TOTAL								
Seção	1+2	As/s@ (cm2/m)	As/s (cm2/m)	s/As (cm/cm2)				
1	0,15	3,16	6,26	15,97				
2	0,12	2,58	6,26	15,97				
3	0,09	2,01	6,26	15,97				
4	0,06	1,44	6,26	15,97				
5	0,03	0,86	6,26	15,97				

Fonte: Autor

5.6.2 ELU quanto ao esforço cortante (fases 1 e 2)

Quando os dois lados da viga estão carregados a torção não é mais considerada. O procedimento para as verificações quanto ao esforço cortante é

semelhante ao caso anteriormente mostrado, porém sem considerar os efeitos da torção sobre a viga. As verificações são realizadas para a fase 1 (perfil simples) e para a fase 2 (perfil composto). Seguem-se os resultados obtidos através da planilha (figuras 38 e 39).

Figura 38 – Cortante com dois lados carregados (perfil simples)

Cortante Fase I (Perfil Simples: Dois Lados Carregados)						
Concreto:	fck(MPa)=	40	$\alpha_v =$	0,84	fctd (MPa)=	1,75
Seção:	bw (m)=	0,60	b* =	0,39	As/s (susp)	0,58
	d(m) =	0,39			As/s(min)	s/As (max)
Vrd2(tf)=	150,95		Vc(tf)=	24,52	6,26	15,97
Seção	Vsd (tf)	Vsd/Vrd2	As/s (cm ² /m)	s/As (cm/cm ²)		
1	15,12	0,10	6,26	15,97		
2	12,10	0,08	6,26	15,97		
3	9,07	0,06	6,26	15,97		
4	6,05	0,04	6,26	15,97		
5	3,02	0,02	6,26	15,97		

Fonte: Autor

Figura 39 – Cortante com dois lados carregados (perfil composto)

Cortante Fase II (Perfil Composto)						
Concreto:	fck(MPa)=	40	$\alpha_v =$	0,84	fctd (MPa)=	1,75
Seção:	bw (m)=	0,60	b* =	0,55	As/s (susp)	0,58
	d(m) =	0,55			As/s(min)	s/As (max)
Vrd2(tf)=	213,15		Vc(tf)=	34,63	8,84	11,31
Seção	Vsd (tf)	Vsd/Vrd2	As/s (cm ² /m)	s/As (cm/cm ²)		
1	50,40	0,24	8,84	11,31		
2	40,32	0,19	8,84	11,31		
3	30,24	0,14	8,84	11,31		
4	20,16	0,09	8,84	11,31		
5	10,08	0,05	8,84	11,31		

Fonte: Autor

5.7 Curvas carga x vão

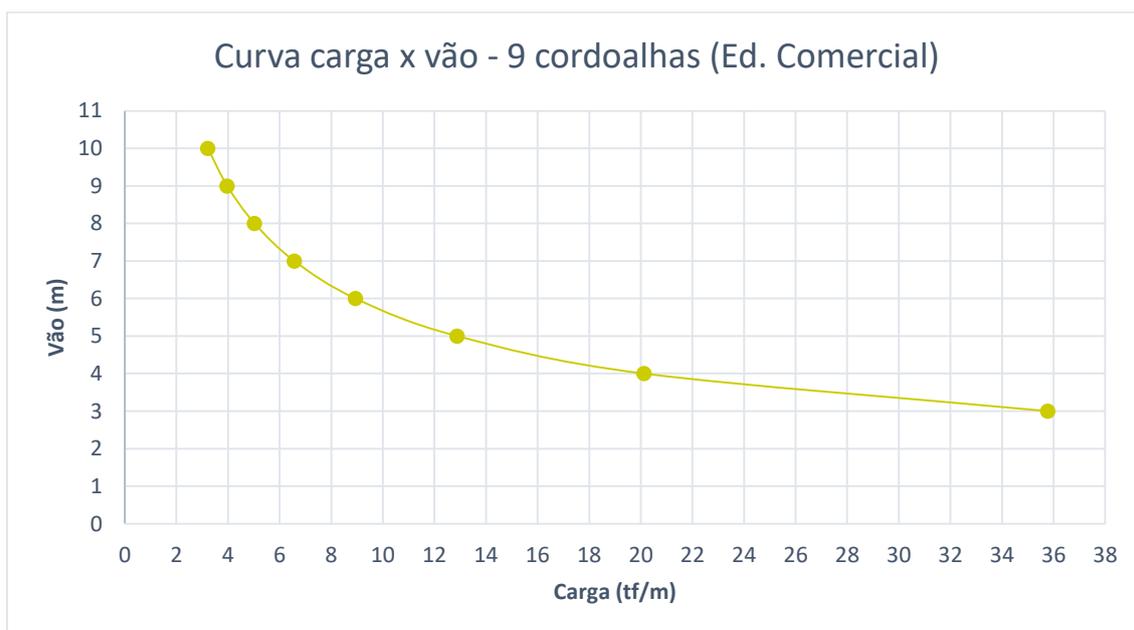
Por fim, obtém-se as curvas carga x vão para a seção T invertido adotada. A carga considerada é a carga total da viga, somando-se todas as cargas permanentes e a sobrecarga, de acordo com as porcentagens adotadas no presente trabalho. Fixando-se o vão, utiliza-se a função “atingir meta” do software excel para encontrar a carga máxima

suportada para o vão adotado, considerando o arranjo de cordoalhas pré-fixado. Objetivou-se gerar gráficos para arranjos de 9, 13, 17, 21, 26, 30, 34 e 39 cordoalhas. O procedimento foi realizado simulando, para a mesma seção de viga T invertido, um edifício comercial e um edifício residencial, mudando-se as configurações de cargas conforme indicado anteriormente (ver tabela 4).

5.7.1 Edifícios Comerciais

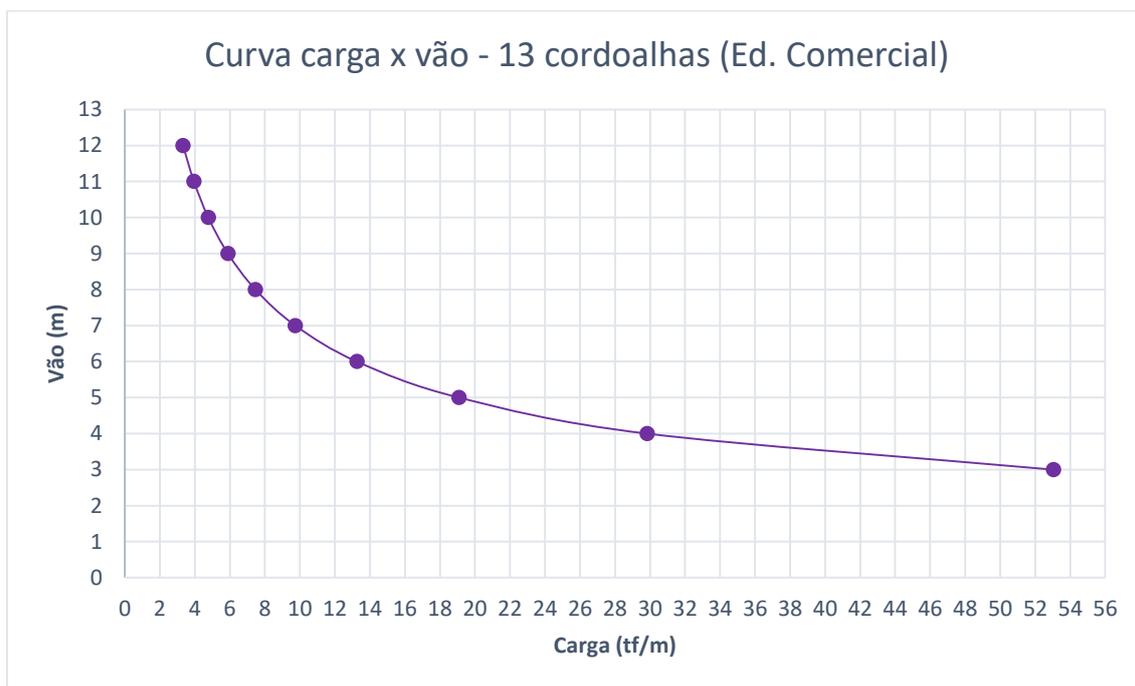
Observou-se que, para arranjos de até 17 cordoalhas a fator mais limitante para a obtenção da carga máxima em cada vão foi o estado limite de descompressão na combinação quase-permanente. O vão mínimo adotado foi considerado como aquele para o qual a compressão máxima no ato da protensão se igualou ao seu limite (1750 tf/m^2). Para os casos em que a protensão (e, por conseguinte a tensão de compressão) era menor, como os casos de 9, 13 e 17 cordoalhas, o vão mínimo ficou menor que 3 metros. Nesses casos, considerou-se para a formulação das curvas vãos mínimos iguais a 3 metros, visto que, na prática, dificilmente se utilizam vigas biapoiadas com vãos menores que esse valor. Utilizou-se a função atingir meta do excel para encontrar a carga máxima que atendesse ao critério de tensão igual a zero na seção 6 (meio do vão) obedecendo ao ELS de descompressão. Os gráficos encontrados são mostrados abaixo (ver figuras 40, 41 e 42):

Figura 40 – Curva carga x vão para arranjos de 9 cordoalhas (edifício comercial)



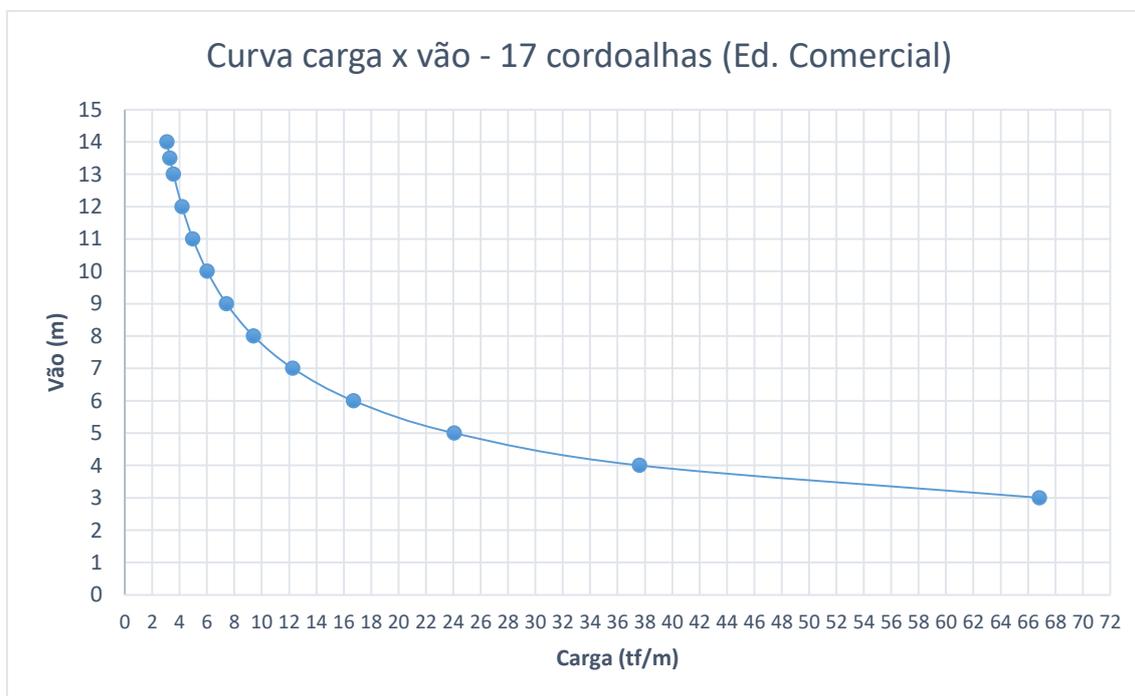
Fonte: Autor

Figura 41 – Curva carga x vão para arranjos de 13 cordoalhas (edifício comercial)



Fonte: Autor

Figura 42 – Curva carga x vão para arranjos de 17 cordoalhas (edifício comercial)



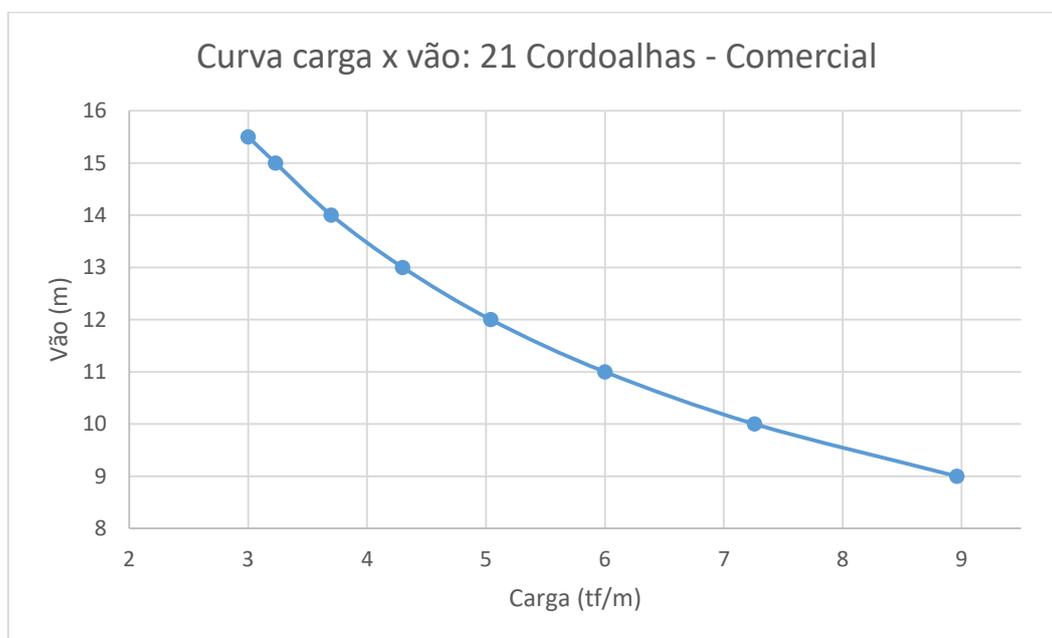
Fonte: Autor

É possível observar o comportamento das curvas conforme o esperado. Ao aumentar-se o vão ocorre uma diminuição da carga máxima suportada pela mesma.

Observa-se que, com o aumento da quantidade de cordoalhas, é possível obter-se maiores cargas para o mesmo vão, bem como conseguir vencer vãos maiores, para o mesmo carregamento.

Para o arranjo de 21 cordoalhas, utilizaram-se vãos entre 9 e 15,5 m. O vão mínimo a ser considerado foi obtido utilizando a função atingir meta do excel fixando o valor da tensão de compressão no ato da protensão no meio do vão igual ao seu limite máximo permitido (1750 MPa). O vão máximo foi obtido, considerando-se fixa uma carga mínima de 3 tf/m e respeitando o valor de compressão na fibra inferior igual a zero (combinação quase-permanente) utilizando a função atingir meta para obter o valor do vão. A curva é mostrada a seguir (figura 43).

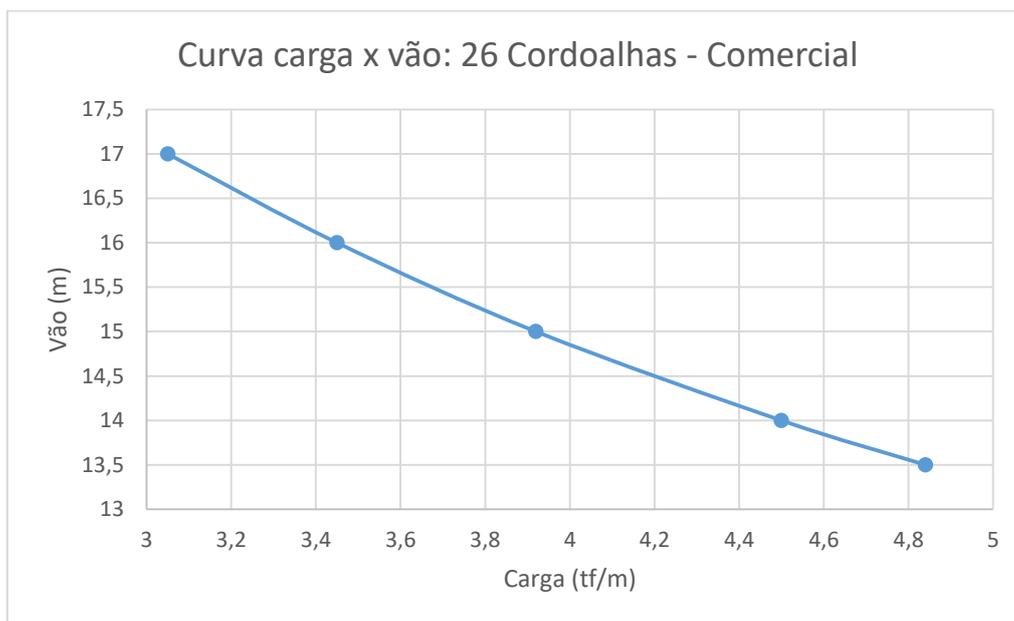
Figura 43 – Curva carga x vão para o arranjo de 21 cordoalhas (edifício comercial)



Fonte: Autor

Para o arranjo de 26 cordoalhas, procedeu-se de forma análoga a anterior para delimitar os vãos máximo e mínimo (17 m e 13,5 m respectivamente). Encontrou-se a curva conforme mostra-se a seguir (figura 44):

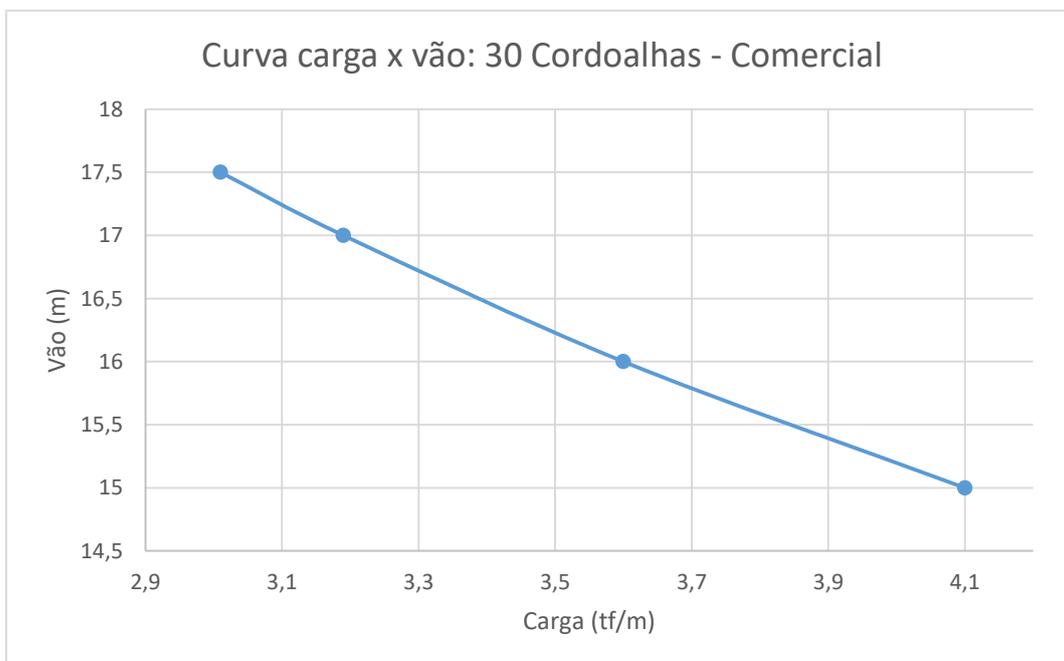
Figura 44 – Curva carga x vão para o arranjo de 26 cordoalhas (edifício comercial)



Fonte: Autor

Para o arranjo de 30 cordoalhas, novamente, utilizou-se o mesmo procedimento para delimitar os vãos máximo e mínimo (17,5 m e 15 m respectivamente). Encontrou-se a curva conforme mostra-se a seguir (figura 45):

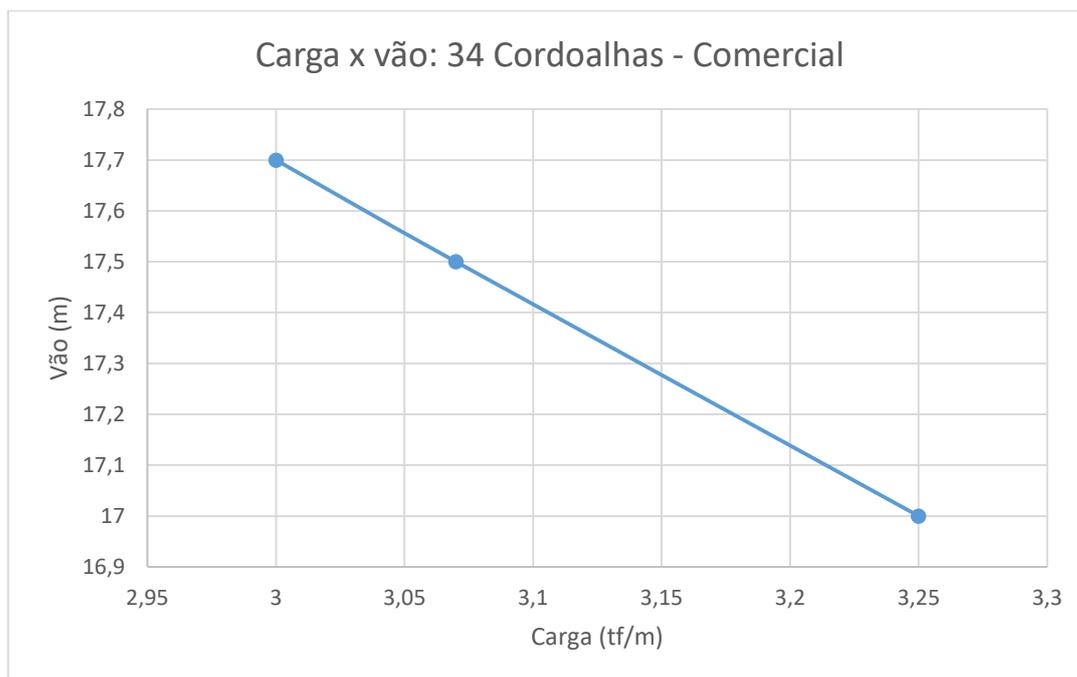
Figura 45 – Curva carga x vão para o arranjo de 30 cordoalhas (edifício comercial)



Fonte: Autor

Para o arranjo de 34 cordoalhas, o fator limitante para a obtenção do vão máximo não foi o estado limite de descompressão, mas o estado limite último na flexão, igualando-se a área de aço necessária à área de protensão utilizada. Nos casos anteriores, esse critério era atendido ao obedecer-se ao estado limite de descompressão para a combinação quase-permanente, porém, para este caso, isso não ocorreu. O gráfico encontra-se a seguir (figura 46):

Figura 46 – Curva carga x vão para o arranjo de 34 cordoalhas (edifício comercial)



Fonte: Autor

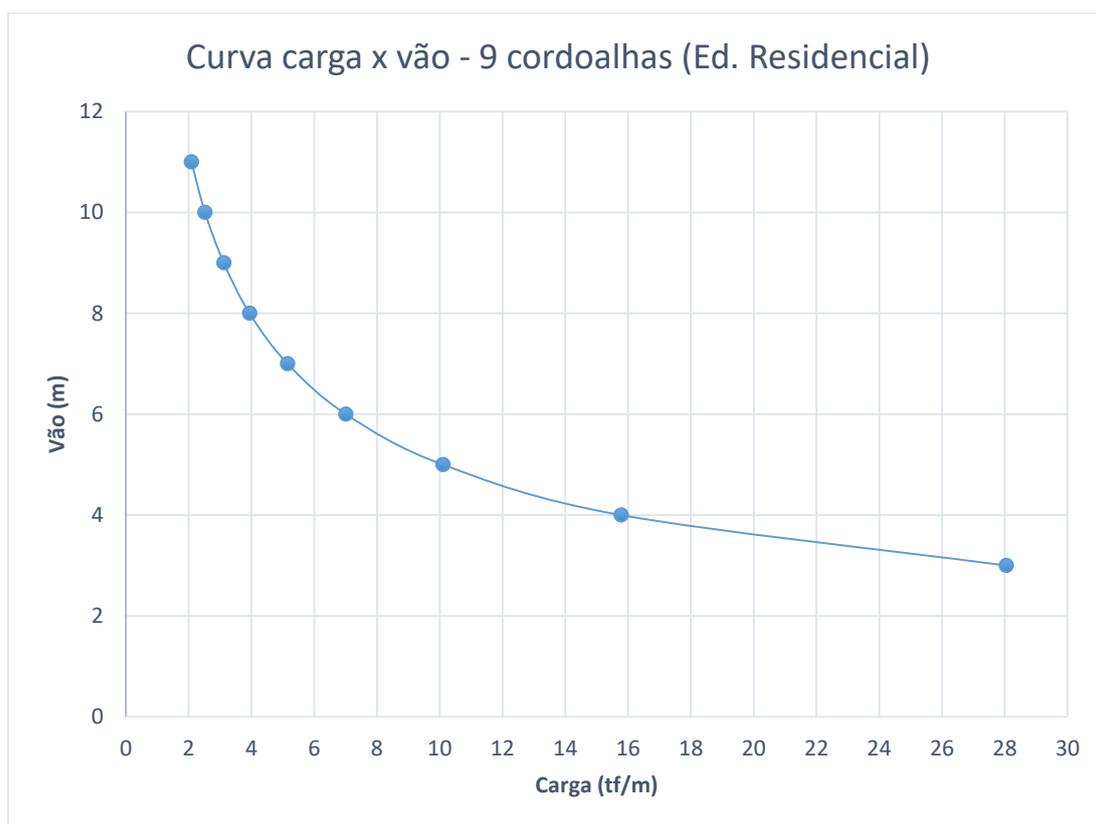
É possível perceber que, quanto mais protensão se utiliza, menor o domínio com o qual se pode trabalhar sem exceder nenhum dos limites. Para o caso do arranjo com 39 cordoalhas, não é possível, pelo presente procedimento, gerar uma combinação de vão e carga que respeite tanto ao limite de compressão no ato da protensão, como ao estado limite de descompressão na combinação quase-permanente e ao ELU à flexão, sem a necessidade de armadura suplementar passiva. Para o caso desse arranjo (39 cordoalhas), utilizando-se o valor mínimo de carga total (3 tf/m), obtém-se (através da função atingir meta do excel) um vão mínimo de 18,48 m, obedecendo ao critério de compressão máxima de 1750 tf/m² no ato da protensão. Para esse vão, seria necessário o uso de armadura passiva suplementar dupla ($A_s = A_s' = 18,22 \text{ cm}^2$). Caso seja utilizado o comando atingir meta para que a armadura necessária seja apenas a armadura de protensão adotada(ou seja, sem armadura suplementar passiva) adotando o vão mínimo

encontrado anteriormente (18,48 m), obtém-se uma carga total no valor de 2,81 tf/m. Esse valor é inviável, uma vez que, para os percentuais de carga considerados no presente trabalho (ver tabela 4), isso resultaria uma carga permanente g_1 negativa (-0,06 tf/m), o que seria um absurdo. Logo, pelos motivos supracitados, não é possível produzir um gráfico para o arranjo de 39 cordoalhas.

5.7.2 Edifícios Residenciais

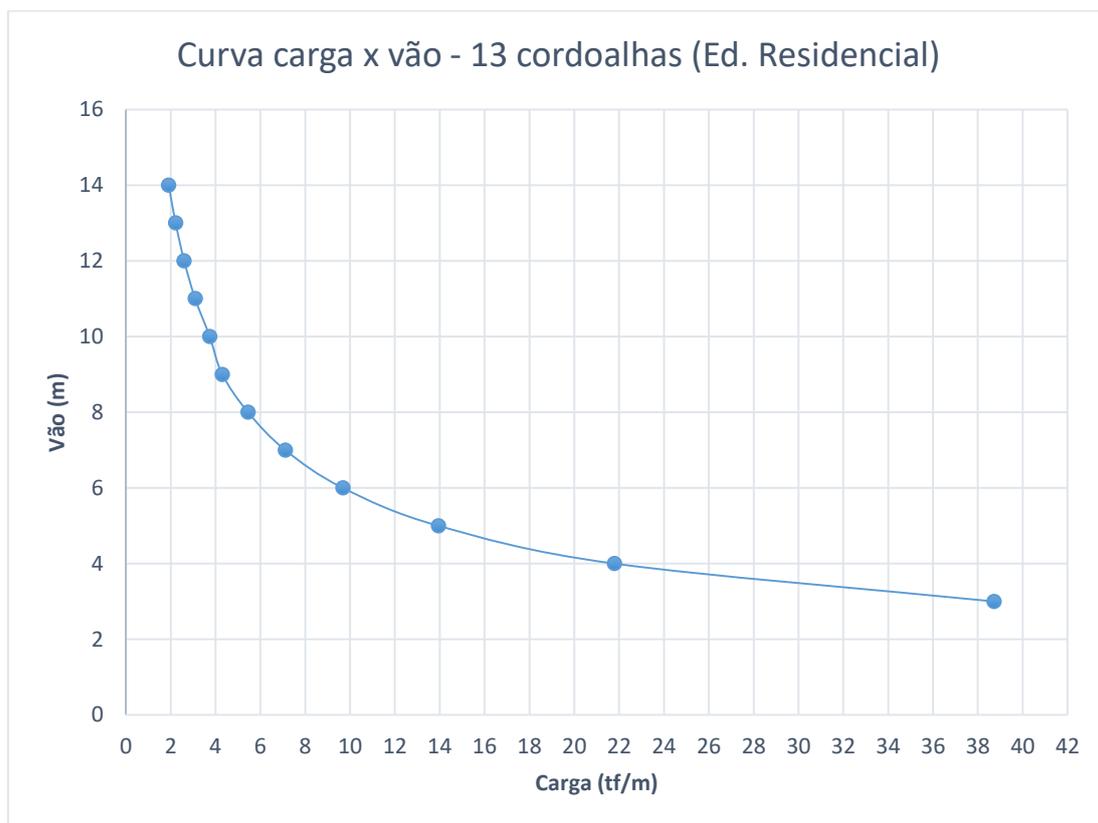
Seguiu-se o mesmo procedimento na consideração para edifícios residenciais para a formulação das curvas. Considerou-se o vão mínimo igual a 3 metros, mesmo em casos nos quais ele poderia ser menor, utilizando-se os parâmetros já explicados. O fator limitante para a carga máxima em quase todos os casos (arranjos de 9, 13, 17, 21 e 26 cordoalhas) foi o estado limite de descompressão. Seguem os gráficos obtidos para cada caso (ver figuras 47, 48, 49, 50 e 51).

Figura 47 – Curva carga x vão para o arranjo de 9 cordoalhas (edifício residencial)



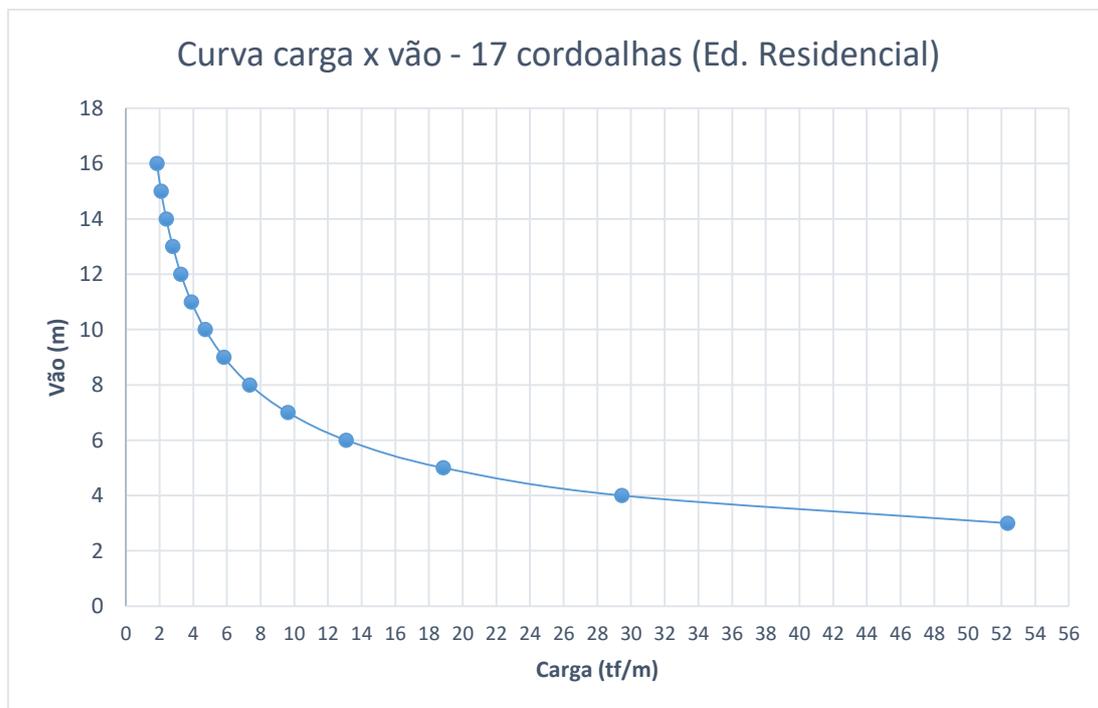
Fonte: Autor

Figura 48 – Curva carga x vão para o arranjo de 13 cordoalhas (edifício residencial)



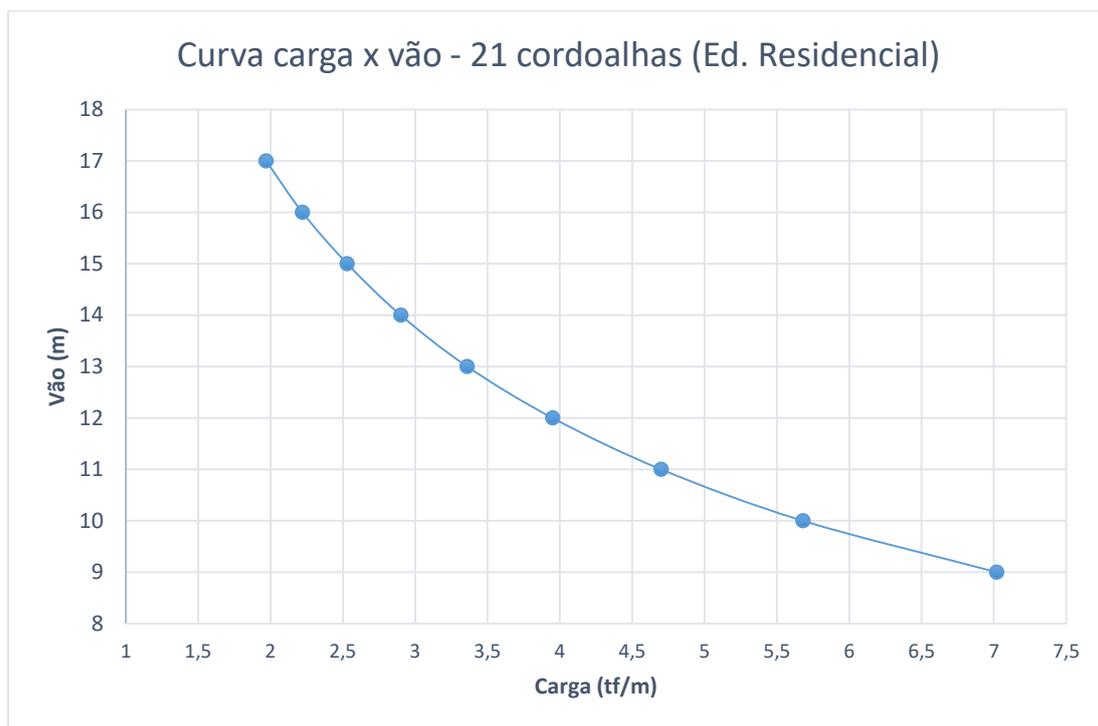
Fonte: Autor

Figura 49 – Curva carga x vão para o arranjo de 17 cordoalhas (edifício residencial)



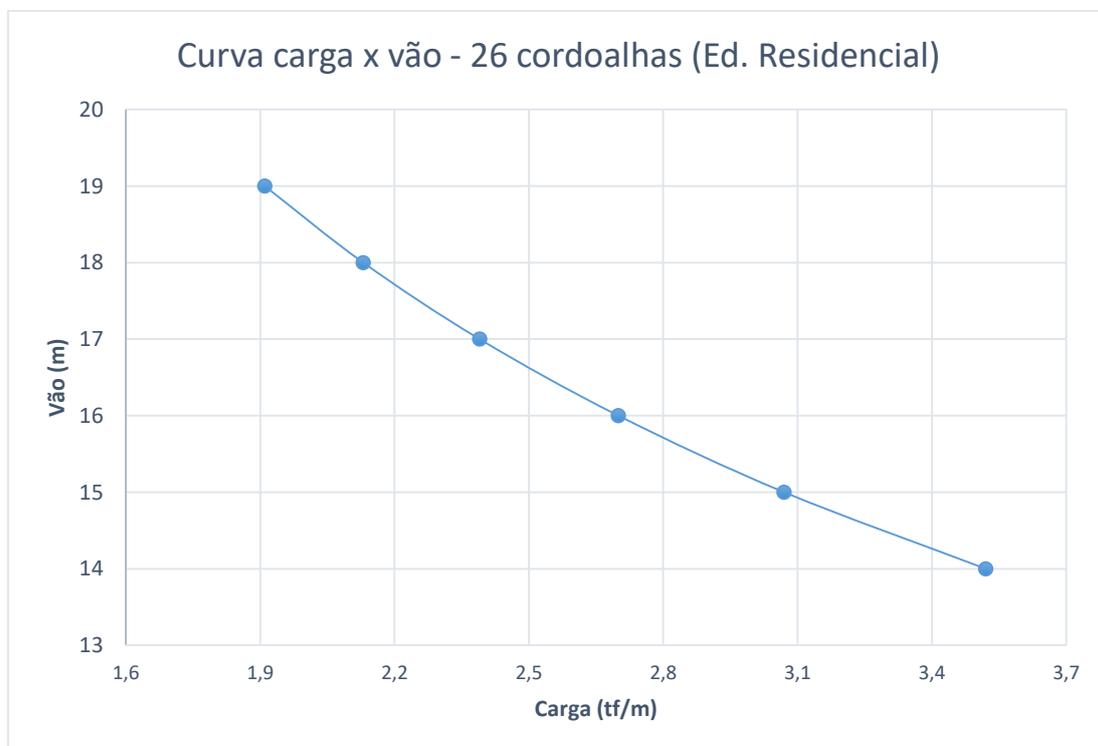
Fonte: Autor

Figura 50 – Curva carga x vão para o arranjo de 21 cordoalhas (edifício residencial)



Fonte: Autor

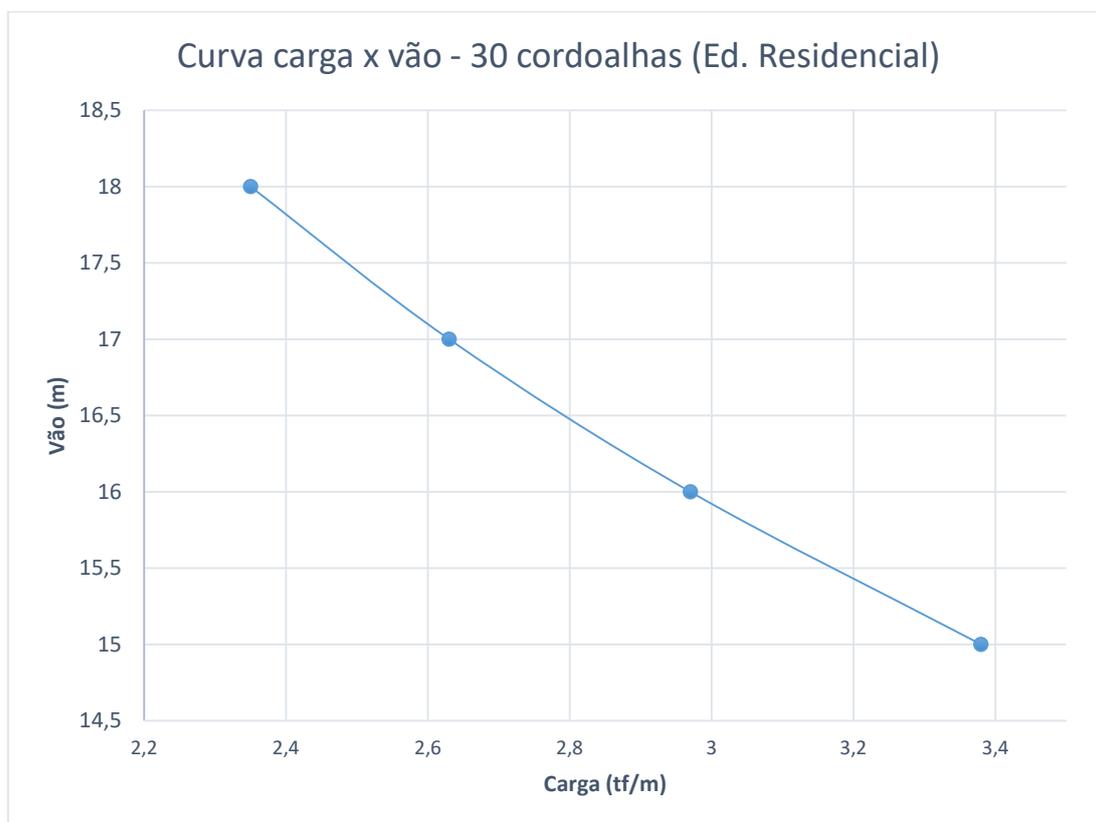
Figura 51 – Curva carga x vão para o arranjo de 26 cordoalhas (edifício residencial)



Fonte: Autor

Para o caso do arranjo de 30 cordoalhas, o vão máximo permitido (com base nos critérios citados) seria de 20 metros, porém, devido à limitação da flecha, que foi excedida, utilizou-se o vão máximo de 18 metros. A flecha para 18 metros (calculada pela planilha) para o tempo infinito foi de 7,08 cm, sendo que o valor limite, de acordo com a NBR 6118:2014, na tabela 13.3 é 1/250 (7,2 cm). Já para o vão de 19 metros a flecha calculada pela planilha no tempo infinito foi de 7,89 cm, ao passo que a permitida seria 7,6 cm. Segue o gráfico gerado (ver figura 52):

Figura 52 – Curva carga x vão para o arranjo de 30 cordoalhas (edifício residencial)



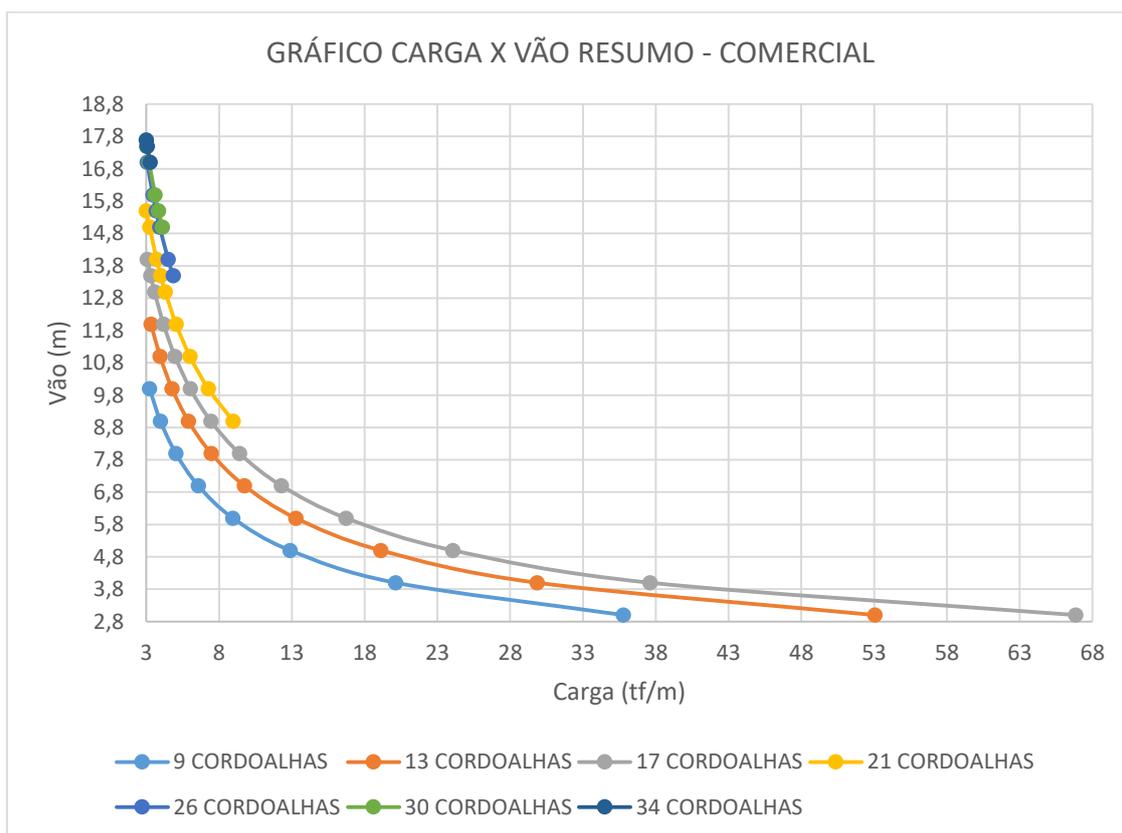
Fonte: Autor

Para os arranjos de 34 e 39 cordoalhas, não foi possível gerar gráficos, devido às limitações das flechas. Nesses casos, mesmo para os vãos mínimos (de acordo com o critério adotado), a flecha superou o valor permitido por norma. Para o arranjo de 34 cordoalhas, por exemplo, o vão mínimo seria 17 m, com carga igual a 2,88 tf/m. Para essa combinação, teríamos uma flecha de 7,5 cm no tempo infinito, ao passo que a permitida é de apenas 6,8 cm.

5.7.3 Comparação entre os casos residencial e comercial

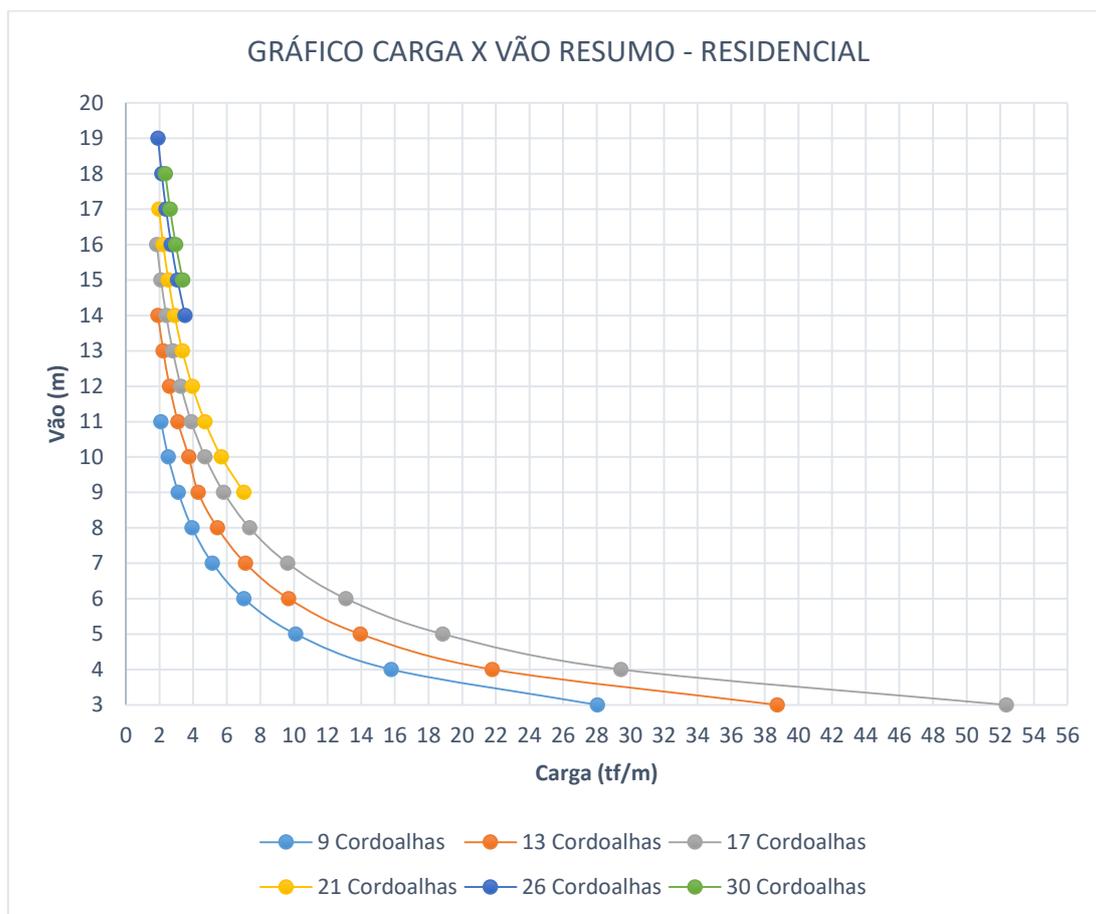
A partir dos dados obtidos, foi possível realizar uma análise comparativa acerca dos diferentes usos da presente seção de viga T invertida para os casos comercial e residencial, com base nos critérios adotados no presente trabalho. Seguem os gráficos resumos de ambos os casos (ver figuras 53 e 54).

Figura 53 – Curvas carga x vão resumo (edifício residencial)



Fonte: Autor

Figura 54 – Curvas carga x vão resumo (edifício residencial)



Fonte: Autor

É possível perceber que, para o caso comercial, foi possível chegar a cargas maiores para o mesmo vão. Para o caso residencial, conseguiu-se vencer vãos um pouco maiores, porém utilizando menos protensão (arranjo máximo de 30 cordoalhas) em relação ao comercial (arranjo máximo de 34 cordoalhas). De modo geral, ambas as curvas seguem o padrão esperado, aumentando-se a carga máxima suportada conforme se diminui o vão.

6 CONCLUSÃO

A partir dos resultados obtidos no presente trabalho, foi possível chegar a algumas conclusões relevantes dentro do estudo desse tipo de vigas. Percebeu-se que o método de cálculo apresentado produziu resultados que se mostram condizentes com o que é intuitivamente esperado. Tanto para edificações comerciais como para edificações residenciais, as curvas apresentaram o mesmo comportamento. Aumentando-se o vão, a carga máxima suportada diminui e vice-versa. Aumentando-se a armadura de protensão, temos a possibilidade de vencer vãos maiores para a mesma carga. O aumento da

armadura ativa, no entanto, limita o domínio de utilização que atende aos critérios de projeto, uma vez que a compressão se torna maior com o aumento do número de cordoalhas. É importante destacar o fato de que a flecha só se tornou um fator limitante no caso residencial para arranjos de 34 e 39 cordoalhas, uma vez que a maior compressão gerada pela protensão exige vãos muito grandes para obedecer-se ao critério da compressão máxima no ato da protensão. Pode-se concluir que, ainda assim, é possível vencer vãos muito grandes utilizando-se uma viga com altura de apenas 61 cm (com a capa), o que seria inviável no caso de vigas de concreto armado biapoiadas devido tanto às limitações de pé direito como às limitações de flecha.

Ideias interessantes para trabalhos futuros podem incluir o estudo de vigas T invertido com seções de diferentes dimensões, para avaliar o comportamento desse elemento conforme variam suas características geométricas. Outra contribuição futura seria aplicar métodos de otimização para encontrar seções ótimas para esse tipo de viga. Pode-se, ainda, realizar a análise das ligações viga-pilar em elementos pré-moldados utilizando esse tipo de viga.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto** – NBR 6118:2014. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado** – NBR 9062:2005. Rio de Janeiro, 2005.

BASTOS, M. M. M. **Metodologia para Elaboração de um Plano de Trabalho Científico**. Ceará: UFC, 2014

BUCHAIM, Roberto. **Concreto protendido: Tração axial, flexão simples e força cortante**. Londrina, Eduel, 2007.

CARVALHO, Roberto Chust.; Filho, Jasson Rodrigues de Figueiredo. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118: 2003**. São Carlos, Edufscar, 2007.

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

CHOLFE, Luiz. **Concreto protendido: teoria e prática/ Luiz Cholfe & Luciana Bonilha** – São Paulo: Pini, 2013

EL DEBS, Mounir Khalil. **Concreto pré-moldado, fundamentos e aplicações**. São Carlos – EESC-USP 2000.

ELLIOTT, Kim S. **Multi-storey precast concrete framed structures**. Blackwell Science Ltd, London. ISBN 0-632-03415-7

GRATHWOHL, M. **Cálculo de vigas pré-tracionadas em sistemas pré-moldados**. 2009. 86 f. Monografia (Graduação em engenharia civil) - Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, 2009.

HANAI, J. B. **Fundamentos do Concreto Protendido**. São Paulo: EESC, 2005

LEONHARDT, F. **Construções de concreto: concreto protendido**. Rio de Janeiro: Interciência, 1983. v.5.

LYN, T.Y. **Prestressed Concrete Structures**. New York: John Wiley and Sons, Inc., 1955

LYN, T.Y.; BURNS, N.H. **Design of Prestressed Concrete Structures**. 3.ed. New York: John Wiley and Sons, Inc., 1981

MENEGATTI, M. A **Protensão como um Conjunto de Cargas Concentradas Equivalentes**. São Paulo: Poli-USP, 2004

MOTA, J. E. **Estruturas de Concreto Pré-moldado: Notas de Aula**. Ceará: UFC, 2017

MOTA, J. E. **Estruturas de Concreto Protendido**: Notas de Aula. Ceará: UFC, 2017

PFEIL, Walter; **Concreto protendido**: introdução. 2. ed. Rio de Janeiro: LTC Livros técnicos e científicos, 1988. v.1.

VERÍSSIMO, Gustavo de Souza. CÉZAR JR, Kléos M. Lenz. **Concreto Protendido**: Fundamentos Básicos. Apostila de apoio para o Curso de Engenharia Civil – Universidade Federal de Viçosa, Departamento de Engenharia Civil. 4ª Edição. Viçosa, 1998.

VERÍSSIMO, Gustavo de Souza. CÉZAR JR, Kléos M. Lenz. **Concreto Protendido**: Perdas de protensão. Apostila de apoio para o Curso de Engenharia Civil – Universidade Federal de Viçosa, Departamento de Engenharia Civil. 4ª Edição. Viçosa, 1998.