



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CENTRO DE TECNOLÓGICO  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

FRANCISCO BROERING KLOPPEL

**DIMENSIONAMENTO MANUAL DE UM GALPÃO DE CONCRETO  
PRÉ-FABRICADO**

FLORIANÓPOLIS  
2024

FRANCISCO BROERING KLOPPEL

**DIMENSIONAMENTO MANUAL DE UM GALPÃO DE CONCRETO  
PRÉ-FABRICADO**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Roberto Caldas de Andrade Pinto, Ph D.

FLORIANÓPOLIS

2024

Ficha catalográfica gerada por meio de sistema automatizado gerenciado pela BU/UFSC.  
Dados inseridos pelo próprio autor.

Kloppel, Francisco Broering  
Dimensionamento manual de um galpão de concreto pré  
fabricado / Francisco Broering Kloppel ; orientador,  
Roberto Caldas de Andrade Pinto, 2024.  
111 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -  
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,  
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2024.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Concreto. 3. Pré- moldado. I.  
Pinto, Roberto Caldas de Andrade. II. Universidade Federal  
de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III.  
Título.

FRANCISCO BROERING KLOPPEL

**DIMENSIONAMENTO MANUAL DE UM GALPÃO DE CONCRETO  
PRÉ-FABRICADO**

O presente trabalho em nível de Bacharel em Engenharia Civil foi avaliado e aprovado por banca examinadora composta pelos seguintes membros:

Prof. Roberto Caldas de Andrade Pinto, Ph D.  
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Lourenço Panosso Perlin, Dr.  
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Wellison José de Santana Gomes, Dr.  
Universidade Federal de Santa Catarina

Certificamos que esta é a **versão original e final** do trabalho de conclusão que foi julgado adequado para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

---

Coordenação do Programa de Graduação

---

Roberto Caldas de Andrade Pinto, Ph D.  
Orientador

FLORIANÓPOLIS, 2024.

Este trabalho é dedicado aos meus colegas de classe e  
aos meus queridos pais.

## **AGRADECIMENTOS**

Aos meus pais, Daurino e Alcione, que me deram a estrutura e a fundação que me sustentaram por toda a vida. Se cheguei até aqui, é porque me apoiei nos ombros desses gigantes.

Ao meu tio Dorivaldo e à minha avó Clara, por serem minha inspiração, e a todos os meus familiares que me acompanharam nesta etapa da minha vida .

Aos meus amigos e colegas de graduação que estiveram ao meu lado nesta jornada, levarei para sempre em minhas lembranças as histórias que vivemos juntos.

Aos professores que transmitiram seus conhecimentos e me deram o alicerce para a elaboração deste trabalho. Sobretudo ao professor Roberto por ter aceitado me orientar na elaboração deste projeto.

*"Sempre faça tudo com muito amor  
e com muita fé em Deus,  
que um dia você chega lá.  
De alguma maneira você chega lá."  
(SENNÁ, 1994)*

## RESUMO

A utilização de estruturas de concreto pré-moldado em galpões está em ascensão, por apresentarem vantagens como a diminuição do tempo de construção e controle de qualidade. Dessa forma, é fundamental que os engenheiros de estruturas estejam familiarizados com a concepção estrutural e os processos de dimensionamento dessas estruturas. Este estudo utilizou métodos, teorias e normas brasileiras para o dimensionamento manual de um galpão comercial pré-moldado de fábrica, contemplando a análise de estabilidade global dos pórticos da subestrutura de contraventamento, além do dimensionamento e detalhamento dos pilares, das vigas de concreto armado e protendido, bem como das ligações entre os elementos. Somado à apresentação das principais características e peculiaridades desse sistema construtivo, caracterizado pela presença de situações transitórias de obras que necessitam de verificações adicionais às da estrutura finalizada e pelo grau de importância das ligações entre elementos.

**Palavras-chave:** Concreto Pré-moldado. Projeto Estrutural. Galpão. Cálculo Manual.

## **ABSTRACT**

The use of precast concrete structures in sheds is on the rise due to advantages such as reduced construction time and quality control. Therefore, it is essential for structural engineers to be familiar with the structural design and sizing processes of these structures. This study utilized methods, theories, and Brazilian standards for the manual design of a precast commercial shed, including the global stability analysis of the frames in the bracing substructure, as well as the design and detailing of the columns, reinforced and prestressed concrete beams, and the connections between the elements. In addition, the main characteristics and peculiarities of this construction system are presented, characterized by the presence of transient construction situations that require additional verification compared to the finished structure and the significance of the connections between elements.

**Keywords:** Precast Concrete. Structural Design. Shed. Manual Calculation.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Sistema Celular. . . . .	19
Figura 2 – Estrutura em painéis estruturais. . . . .	20
Figura 3 – Estrutura de piso. . . . .	21
Figura 4 – Sistema de fachada. . . . .	21
Figura 5 – Estrutura Esqueleto. . . . .	22
Figura 6 – Estrutura aporticada. . . . .	22
Figura 7 – Elementos de eixo reto. . . . .	23
Figura 8 – Elementos compostos de trechos de eixo retos. . . . .	24
Figura 9 – Processo P- $\Delta$ . . . . .	27
Figura 10 – Içamento de elemento linear. . . . .	29
Figura 11 – Armazenamento sobre dois pontos de apoio. . . . .	30
Figura 12 – Veículos de transporte de elementos pré-moldados. . . . .	30
Figura 13 – Rotação de elemento linear. . . . .	31
Figura 14 – Ligação do pilar com a fundação por meio de cálice . . . . .	33
Figura 15 – Ligação do pilar com a fundação por chapa de base. . . . .	33
Figura 16 – Ligação do pilar com a fundação por emenda das barras com graute e bainha . . . . .	34
Figura 17 – Ligações rígidas de pilares com vigas. . . . .	34
Figura 18 – Ligação articulada entre a viga e o pilar, utilizando consolos e chumbadores. . . . .	35
Figura 19 – Viga de cobertura de seção variável com duas inclinações. . . . .	36
Figura 20 – Viga de cobertura de seção constante, equipada com dispositivos que garantem a inclinação do telhado. . . . .	36
Figura 21 – Viga de cobertura de seção constante que proporciona a inclinação do telhado . . . . .	36
Figura 22 – Localização do município de Palhoça. . . . .	37
Figura 23 – Eixos do projeto. . . . .	39
Figura 24 – Pórtico principal. . . . .	40
Figura 25 – Pórtico secundário. . . . .	40
Figura 26 – Coeficiente de pressão interno a 0°. . . . .	42
Figura 27 – Coeficiente de pressão interno a 90°. . . . .	42
Figura 28 – Ações características devido ao vento . . . . .	43
Figura 29 – Envoltória do pórtico principal. . . . .	45
Figura 30 – Envoltória do pórtico secundário. . . . .	46
Figura 31 – Modelos estruturais. . . . .	47
Figura 32 – Área crítica de fissuração. . . . .	63
Figura 33 – Flecha na viga da tesoura de cobertura. . . . .	67

Figura 34 – Efeito de contra-flecha da protensão. . . . .	76
Figura 35 – Coeficiente relativo à deformação lenta irreversível. . . . .	86
Figura 36 – Tensões na seção transversal no ato de protensão. . . . .	88
Figura 37 – Arranjos de armaduras de pilares. . . . .	92
Figura 38 – Detalhe típico da ligação. . . . .	96
Figura 39 – Modelo de análise e características geométricas do consolo. . . . .	97
Figura 40 – Modelo de análise e características geométricas do dente. . . . .	100

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Rigidez secante dos elementos estruturais na análise de estabilidade global. . . . .	25
Quadro 2 – Coeficiente de ação dinâmica. . . . .	29
Quadro 3 – Cobrimento das armaduras. . . . .	38
Quadro 4 – Considerações sobre a ação do vento. . . . .	41
Quadro 5 – Ações sobre as vigas. . . . .	43
Quadro 6 – Combinações de ações. . . . .	44
Quadro 7 – Combinações de ações últimas de serviço. . . . .	44
Quadro 8 – Coeficientes das combinações de ações. . . . .	45
Quadro 9 – Resultado da análise de estabilidade global. . . . .	48
Quadro 10 – Esforços máximos de projeto das vigas de concreto armado na combinação normal última. . . . .	49
Quadro 11 – Esforços máximos nas fases transitórias das vigas de concreto armado. . . . .	50
Quadro 12 – Ações e momentos atuantes para o estado limite de serviço. . . . .	50
Quadro 13 – Detalhamento das armaduras longitudinais das vigas de concreto armado. . . . .	71
Quadro 14 – Detalhamento das armaduras transversais das vigas de concreto armado. . . . .	72
Quadro 15 – Dados Geométricos da Seção Transversal da Viga Protendida. . . . .	73
Quadro 16 – Esforços máximos de projeto das vigas de concreto protendido na combinação normal última. . . . .	73
Quadro 17 – Esforços máximos nas fases transitórias das vigas de concreto protendido. . . . .	74
Quadro 18 – Ações e momentos atuantes para o estado limite de serviço da viga protendida. . . . .	74
Quadro 19 – Resumo das perdas de protensão. . . . .	87
Quadro 20 – Esforços máximos de projeto dos pilares nas combinações normais últimas. . . . .	88
Quadro 21 – Esforços máximos nas fases transitórias dos pilares. . . . .	89
Quadro 22 – Situações de cálculo dos pilares. . . . .	91
Quadro 23 – Situações de cálculo dos pilares. . . . .	91
Quadro 24 – Taxas de aço necessárias para os pilares. . . . .	92
Quadro 25 – Detalhamento da armadura longitudinal. . . . .	95
Quadro 26 – Detalhamento da armadura longitudinal. . . . .	96
Quadro 27 – Detalhamento do consolo. . . . .	99
Quadro 28 – Detalhamento do dente. . . . .	100

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>17</b>
1.1	OBJETIVOS	17
<b>1.1.1</b>	<b>Objetivo Geral</b>	<b>17</b>
<b>1.1.2</b>	<b>Objetivos Específicos</b>	<b>18</b>
1.2	METODOLOGIA	18
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>19</b>
2.1	SISTEMAS ESTRUTURAIS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO	19
<b>2.1.1</b>	<b>Sistemas celulares</b>	<b>19</b>
<b>2.1.2</b>	<b>Sistemas em painéis estruturais</b>	<b>20</b>
2.1.2.1	Estruturas de piso	20
2.1.2.2	Sistemas de Fachada	20
<b>2.1.3</b>	<b>Estrutura esqueleto</b>	<b>21</b>
2.1.3.1	Estrutura aporticada	22
2.2	ESTABILIDADE GLOBAL	23
<b>2.2.1</b>	<b>Não linearidades envolvidas</b>	<b>24</b>
<b>2.2.2</b>	<b>Sistemas de contraventamento</b>	<b>25</b>
<b>2.2.3</b>	<b>Processos de análise</b>	<b>25</b>
2.2.3.1	Processos do coeficiente $\gamma_z$ e $\alpha$	25
2.2.3.2	Processo P- $\Delta$	26
<b>2.2.4</b>	<b>Classificação da deslocabilidade da estrutura</b>	<b>26</b>
2.3	SITUAÇÕES TRANSITÓRIAS	27
<b>2.3.1</b>	<b>Fabricação e Manuseio:</b>	<b>28</b>
<b>2.3.2</b>	<b>Armazenamento</b>	<b>29</b>
<b>2.3.3</b>	<b>Transporte</b>	<b>30</b>
<b>2.3.4</b>	<b>Montagem, fase transitória de construção e obra finalizada</b>	<b>31</b>
2.4	LIGAÇÕES	31
<b>2.4.1</b>	<b>Classificação</b>	<b>32</b>
<b>2.4.2</b>	<b>Ligação do pilar com a fundação</b>	<b>32</b>
<b>2.4.3</b>	<b>Ligação entre pilar e vigas</b>	<b>33</b>
<b>2.4.4</b>	<b>Folgas e Tolerâncias</b>	<b>33</b>
<b>2.4.5</b>	<b>Modelos de análise estrutural</b>	<b>34</b>
2.4.5.1	Método de bielas e tirantes	35
2.5	VIGAS DA TESOURA DE COBERTURA	35
<b>3</b>	<b>CARACTERÍSTICAS DO PROJETO</b>	<b>37</b>
3.1	LOCALIZAÇÃO	37
3.2	MATERIAIS	37
<b>3.2.1</b>	<b>Concreto</b>	<b>37</b>

<b>3.2.2</b>	<b>Aço</b> . . . . .	<b>38</b>
3.3	DURABILIDADE . . . . .	38
3.4	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL . . . . .	38
<b>3.4.1</b>	<b>Pórtico Principal</b> . . . . .	<b>39</b>
<b>3.4.2</b>	<b>Pórtico Secundário</b> . . . . .	<b>39</b>
<b>3.4.3</b>	<b>Telhado</b> . . . . .	<b>39</b>
<b>4</b>	<b>DIMENSIONAMENTO MANUAL</b> . . . . .	<b>41</b>
4.1	AÇÕES . . . . .	41
<b>4.1.1</b>	<b>Ações devido ao vento</b> . . . . .	<b>41</b>
<b>4.1.2</b>	<b>Ações sobre as vigas</b> . . . . .	<b>41</b>
<b>4.1.3</b>	<b>Ações sobre os pilares</b> . . . . .	<b>43</b>
4.2	COMBINAÇÕES DE AÇÕES . . . . .	44
4.3	ANÁLISE ESTRUTURAL . . . . .	45
4.4	ESTABILIDADE GLOBAL . . . . .	46
<b>4.4.1</b>	<b>Caracterização da estruturas de contraventamento</b> . . . . .	<b>46</b>
<b>4.4.2</b>	<b>Combinações de ações utilizadas</b> . . . . .	<b>46</b>
<b>4.4.3</b>	<b>Não linearidade física</b> . . . . .	<b>47</b>
<b>4.4.4</b>	<b>Metodologia de análise</b> . . . . .	<b>47</b>
<b>4.4.5</b>	<b>Resultado da análise de estabilidade global</b> . . . . .	<b>48</b>
4.5	VIGAS DE CONCRETO ARMADO . . . . .	48
<b>4.5.1</b>	<b>Resultados das análises estruturais</b> . . . . .	<b>48</b>
4.5.1.1	Estado limite último . . . . .	48
4.5.1.1.1	<i>Obra finalizada</i> . . . . .	49
4.5.1.1.2	<i>Situações transitórias</i> . . . . .	49
4.5.1.2	Estado limite de serviço . . . . .	49
<b>4.5.2</b>	<b>Vigas de fechamento</b> . . . . .	<b>50</b>
4.5.2.1	Dimensionamento da armadura longitudinal . . . . .	51
4.5.2.1.1	<i>Dimensionamento a flexo-compressão</i> . . . . .	51
4.5.2.1.2	<i>Dimensionamento a flexo-tração</i> . . . . .	52
4.5.2.1.3	<i>Dimensionamento a flexão simples</i> . . . . .	53
4.5.2.1.4	<i>Armadura longitudinal mínima de tração</i> . . . . .	53
4.5.2.2	Armadura de pele . . . . .	53
4.5.2.3	Dimensionamento ao esforço cortante . . . . .	54
4.5.2.3.1	<i>Verificação do esmagamento da biela</i> . . . . .	54
4.5.2.3.2	<i>Mecanismos complementares</i> . . . . .	54
4.5.2.3.3	<i>Área de aço</i> . . . . .	55
4.5.2.4	Estado limite de serviço . . . . .	55
4.5.2.4.1	<i>Estado limite de deformação excessiva</i> . . . . .	55
4.5.2.4.2	<i>Estado limite de fissuração</i> . . . . .	57

<b>4.5.3</b>	<b>Vigas portadoras de parede</b>	<b>58</b>
4.5.3.1	Dimensionamento da armadura longitudinal	58
4.5.3.1.1	<i>Dimensionamento a flexo-compressão</i>	58
4.5.3.1.2	<i>Dimensionamento a flexo-tração</i>	59
4.5.3.1.3	<i>Dimensionamento a flexão simples</i>	59
4.5.3.1.4	<i>Armadura longitudinal mínima de tração</i>	60
4.5.3.2	Armadura de pele	60
4.5.3.3	Dimensionamento ao esforço cortante	60
4.5.3.3.1	<i>Verificação do esmagamento da biela</i>	60
4.5.3.3.2	<i>Mecanismos complementares</i>	60
4.5.3.3.3	<i>Área de aço</i>	60
4.5.3.4	Estado limite de serviço	61
4.5.3.4.1	<i>Estado limite de deformação excessiva</i>	61
4.5.3.4.2	<i>Estado limite de fissuração</i>	61
4.5.3.4.3	<i>Estado limite de abertura de fissuras</i>	62
<b>4.5.4</b>	<b>Vigas da tesoura de cobertura</b>	<b>64</b>
4.5.4.1	Dimensionamento da armadura longitudinal	64
4.5.4.1.1	<i>Dimensionamento a flexo-compressão</i>	64
4.5.4.1.2	<i>Dimensionamento a flexão simples</i>	65
4.5.4.1.3	<i>Armadura longitudinal mínima de tração</i>	65
4.5.4.2	Armadura de pele	65
4.5.4.3	Dimensionamento ao esforço cortante	66
4.5.4.3.1	<i>Verificação do esmagamento da biela</i>	66
4.5.4.3.2	<i>Mecanismos complementares</i>	66
4.5.4.3.3	<i>Área de aço</i>	66
4.5.4.4	Estado limite de serviço	66
4.5.4.4.1	<i>Estado limite de deformação excessiva</i>	66
4.5.4.4.2	<i>Estado de abertura de fissuras</i>	67
4.5.4.4.3	<i>Estado limite de abertura de fissuras</i>	68
<b>4.5.5</b>	<b>Dimensionamento durante as situações transitórias</b>	<b>69</b>
4.5.5.1	Armadura longitudinal inferior	69
4.5.5.2	Armadura longitudinal superior	69
4.5.5.3	Dimensionamento ao esforço cortante	70
4.5.5.3.1	<i>Verificação do esmagamento da biela</i>	70
4.5.5.3.2	<i>Mecanismos complementares</i>	70
4.5.5.3.3	<i>Área de aço</i>	70
<b>4.5.6</b>	<b>Detalhamento das vigas</b>	<b>70</b>
4.5.6.1	Armadura de pele	71
4.5.6.2	Armadura longitudinal inferior	71

4.5.6.3	Armadura longitudinal superior . . . . .	71
4.5.6.4	Armadura transversal . . . . .	71
4.6	VIGA PROTENDIDA . . . . .	72
<b>4.6.1</b>	<b>Dados Geométricos da Seção Transversal . . . . .</b>	<b>72</b>
<b>4.6.2</b>	<b>Análise Estrutural . . . . .</b>	<b>72</b>
4.6.2.1	Estado limite último . . . . .	73
4.6.2.1.1	<i>Obra finalizada . . . . .</i>	73
4.6.2.1.2	<i>Situações transitórias . . . . .</i>	73
4.6.2.2	Estado limite de serviço . . . . .	73
<b>4.6.3</b>	<b>Pré-alongamento da armadura ativa . . . . .</b>	<b>74</b>
<b>4.6.4</b>	<b>Força de protensão . . . . .</b>	<b>74</b>
<b>4.6.5</b>	<b>Estimativa da quantidade de cabos pelo estado limite de deforma- ção excessiva . . . . .</b>	<b>75</b>
<b>4.6.6</b>	<b>Estados limites de formação de fissuras e descompressão . . . . .</b>	<b>76</b>
<b>4.6.7</b>	<b>Verificação da armadura longitudinal no Domínio 3 . . . . .</b>	<b>77</b>
4.6.7.1	Obra finalizada . . . . .	77
4.6.7.2	Situações transitórias . . . . .	78
4.6.7.2.1	<i>Momento positivo . . . . .</i>	79
4.6.7.2.2	<i>Momento negativo . . . . .</i>	79
4.6.7.2.3	<i>Armadura longitudinal mínima de tração . . . . .</i>	80
<b>4.6.8</b>	<b>Armadura de pele . . . . .</b>	<b>80</b>
<b>4.6.9</b>	<b>Dimensionamento ao esforço cortante . . . . .</b>	<b>80</b>
4.6.9.1	Obra finalizada . . . . .	80
4.6.9.1.1	<i>Verificação do esmagamento da biela . . . . .</i>	80
4.6.9.1.2	<i>Mecanismos complementares . . . . .</i>	80
4.6.9.1.3	<i>Área de aço . . . . .</i>	81
4.6.9.2	Situações transitórias . . . . .	81
4.6.9.2.1	<i>Verificação do esmagamento da biela . . . . .</i>	81
4.6.9.2.2	<i>Mecanismos complementares . . . . .</i>	81
<b>4.6.10</b>	<b>Perdas de protensão . . . . .</b>	<b>81</b>
4.6.10.1	Perdas iniciais . . . . .	81
4.6.10.2	Perdas imediatas . . . . .	82
4.6.10.3	Perdas progressivas associadas ao comportamento do concreto . . . . .	82
4.6.10.3.1	<i>Retração do concreto . . . . .</i>	83
4.6.10.3.2	<i>Fluência . . . . .</i>	84
4.6.10.3.3	<i>Efeito combinado da retração e da fluência . . . . .</i>	87
4.6.10.4	Perdas progressivas associadas à relaxação da armadura ativa . . . . .	87
4.6.10.5	Perdas de protensão totais . . . . .	87
<b>4.6.11</b>	<b>Verificação do estado limite último no ato de protensão . . . . .</b>	<b>87</b>

4.7	PILARES DE CONCRETO ARMADO . . . . .	88
<b>4.7.1</b>	<b>Análise Estrutural</b> . . . . .	<b>88</b>
4.7.1.1	Estado limite último . . . . .	88
4.7.1.1.1	<i>Obra finalizada</i> . . . . .	88
4.7.1.1.2	<i>Situações transitórias</i> . . . . .	89
<b>4.7.2</b>	<b>Dimensionamento</b> . . . . .	<b>89</b>
4.7.2.1	Dimensionamento da armadura longitudinal . . . . .	89
4.7.2.1.1	<i>Imperfeições geométricas globais</i> . . . . .	89
4.7.2.1.2	<i>Imperfeições geométricas locais</i> . . . . .	89
4.7.2.1.3	<i>Dispensa da análise de efeitos de 2ª ordem locais</i> . . . . .	90
4.7.2.1.4	<i>Situações de cálculo</i> . . . . .	91
4.7.2.1.5	<i>Esforços adimensionais</i> . . . . .	91
4.7.2.1.6	<i>Determinação da área de aço</i> . . . . .	92
4.7.2.1.7	<i>Área de aço mínima</i> . . . . .	93
4.7.2.2	Dimensionamento ao esforço cortante . . . . .	93
4.7.2.2.1	<i>Verificação do esmagamento da biela</i> . . . . .	93
4.7.2.2.2	<i>Mecanismos complementares</i> . . . . .	93
4.7.2.2.3	<i>Área de aço</i> . . . . .	93
4.7.2.3	Embutimento do pilar na base . . . . .	94
<b>4.7.3</b>	<b>Dimensionamento durante as situações transitórias</b> . . . . .	<b>94</b>
4.7.3.1	Armadura longitudinal . . . . .	94
4.7.3.2	Dimensionamento ao esforço cortante . . . . .	95
4.7.3.2.1	<i>Verificação do esmagamento da biela</i> . . . . .	95
4.7.3.2.2	<i>Mecanismos complementares</i> . . . . .	95
<b>4.7.4</b>	<b>Detalhamento do pilar</b> . . . . .	<b>95</b>
4.7.4.1	Armadura longitudinal . . . . .	95
4.7.4.2	Armadura transversal . . . . .	95
4.8	LIGAÇÕES . . . . .	96
<b>4.8.1</b>	<b>Consolo</b> . . . . .	<b>97</b>
4.8.1.1	Detalhamento do consolo . . . . .	98
<b>4.8.2</b>	<b>Dente</b> . . . . .	<b>99</b>
4.8.2.1	Detalhamento do dente . . . . .	100
<b>5</b>	<b>CONCLUSÃO</b> . . . . .	<b>101</b>
5.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS . . . . .	102
<b>6</b>	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> . . . . .	<b>103</b>
	<b>APÊNDICE A – PLANTAS DE FORMAS E ELEVAÇÕES</b> . . . . .	<b>105</b>
	<b>APÊNDICE B – DETALHAMENTO DOS ELEMENTOS</b> . . . . .	<b>107</b>
	<b>ANEXO A – ÁBACO PARA FLEXÃO OBLÍQUA</b> . . . . .	<b>109</b>

## 1 INTRODUÇÃO

A indústria da construção civil brasileira ainda adota, em grande parte, um processo de construção artesanal, que apresenta desafios como baixa produtividade, planejamento ineficaz, qualificação limitada da mão de obra, baixo desempenho das edificações, altos índices de desperdício e custos elevados (ABDI, 2015).

Em contrapartida, por conta do avanço da industrialização, surge a possibilidade da utilização de tecnologias e sistemas construtivos mais eficientes. Dentre eles, existe a pré-fabricação de componentes da obra, como os elementos estruturais de concreto pré-moldado.

Obras com sistema de concreto pré-moldado são aquelas em que componentes da estrutura são moldados, previamente, fora da posição em que estarão em serviço (SANTOS, 2010). Esses elementos podem ser pré-moldados de fábrica, quando feitos em instalações permanentes longe da obra, ou pré-moldados de canteiro, quando feitos em instalações temporárias nas proximidades da obra. Ressalta-se que a qualidade dos elementos depende dos procedimentos fabris empregados (EL DEBS, 2017).

Entre as vantagens da utilização de concreto pré-moldado, destaca-se a diminuição do tempo de construção, melhor controle de qualidade, redução de desperdícios de materiais, valorização da mão-de-obra, maior disponibilidade de equipamentos e melhores condições de trabalho (EL DEBS, 2017).

Dentre os empreendimentos que utilizam a pré-fabricação dos componentes de seu sistema estrutural, destacam-se os galpões.

Essas estruturas permitem grandes vãos e espaços abertos, assim possibilitam flexibilidade arquitetônica. Por esse motivo, os galpões são uma solução para indústrias, comércios, depósitos e oficinas (SANTOS, 2010). São caracterizados por ter, geralmente, um único pavimento constituído por pórticos espaçados regularmente, com cobertura em sistemas de tesoura e treliças ou terças e vigas (PRAVIA; DREHMER; MESACASA JÚNIOR, 2010). Esse produto imobiliário emerge em diversas metrópoles brasileiras, sendo considerado um nicho em franca expansão (YASSU, 2022).

Observando-se a ampla utilização desses empreendimentos no Brasil, em consonância às vantagens da pré-fabricação, o presente trabalho irá abordar o projeto estrutural de um galpão comercial em um sistema construtivo de concreto pré-moldado de fábrica.

### 1.1 OBJETIVOS

#### 1.1.1 Objetivo Geral

Elaboração da concepção estrutural, análise de estabilidade global, análise estrutural, dimensionamento e detalhamento de um galpão comercial por meio de

procedimentos manuais, em conformidade com as normas técnicas vigentes.

### 1.1.2 Objetivos Específicos

- a) Apresentar as características e peculiaridades do sistema construtivo pré-moldado;
- b) Dimensionar manualmente vigas, pilares e ligações.

## 1.2 METODOLOGIA

O presente trabalho está dividido em cinco capítulos, seguindo uma sequência lógica de apresentação de conceitos e etapas para um projeto estrutural de um galpão em concreto pré-moldado de fábrica.

No primeiro capítulo, são apresentadas as considerações iniciais e os objetivos. Em uma segunda etapa, é realizada uma revisão bibliográfica quanto ao sistema construtivo pré-moldado e suas distinções do sistema tradicional.

No terceiro capítulo são apresentados os materiais utilizados, bem como a concepção estrutural e um pré-dimensionamento dos elementos.

Aborda-se, no quarto capítulo, o dimensionamento manual do galpão. Onde são apresentadas as ações solicitantes sobre a estrutura, a análise da estabilidade global e o dimensionamento dos elementos.

Por fim, no quinto capítulo, são apresentadas as considerações finais.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

No presente capítulo, são apresentados princípios, normativas e recomendações gerais quanto ao projeto de estruturas em concreto pré-fabricado. Nesse viés, ressalta-se a importância das decisões técnicas estarem em conformidade com as normas técnicas vigentes, sobretudo a ABNT NBR 9062:2017 Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado e a ABNT NBR 6118:2023 Projeto de Estruturas de concreto.

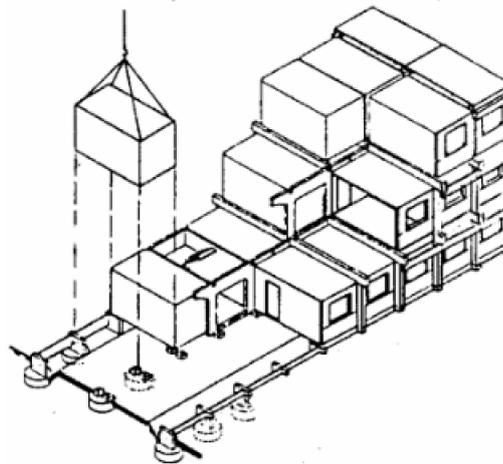
### 2.1 SISTEMAS ESTRUTURAIS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO

No emprego do concreto pré-fabricado, existe a possibilidade de se adotar diversos arranjos entre os elementos estruturais. Entretanto, essas soluções se baseiam em um número limitado de sistemas básicos que podem ser utilizados de forma conjunta (ACKER 2002).

#### 2.1.1 Sistemas celulares

Esse sistema é constituído pela união de células de concreto pré-fabricado e, comumente, utilizados na construção de banheiros, cozinhas e garagens (ACKER, 2002). Esse sistema é representado na Figura 1.

Figura 1 – Sistema Celular.



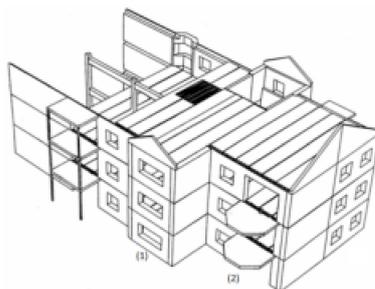
Fonte: Acker (2002).

Apesar de possuir a vantagem de se construir estruturas quase prontas em fábrica, esse sistema tem dificuldades quanto ao transporte e a flexibilidade arquitetônica (ACKER, 2002).

### 2.1.2 Sistemas em painéis estruturais

Esse sistema é formado por painéis portantes verticais e painéis de lajes, são utilizados na construção de casas, apartamentos, hotéis e escolas (ACKER, 2002). Esse sistema é apresentado na Figura 2.

Figura 2 – Estrutura em painéis estruturais.



Fonte: Acker (2002).

As paredes portantes podem fazer parte da estrutura, não só como sistema de vedação. Nesse caso, os painéis auxiliam no suporte dos carregamentos da cobertura. Além disso, os painéis podem ser engastados na fundação, sendo considerados como estrutura de contraventamento de maneira mista com o sistema esqueleto (El Debs, 2017).

#### 2.1.2.1 Estruturas de piso

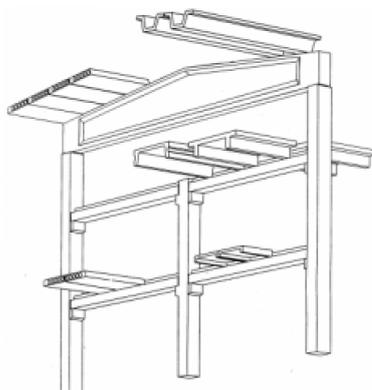
Esse sistema é constituído por diversos elementos de lajes concebidos para receber e transferir as ações verticais para a estrutura contraventada e horizontais para a estrutura de contraventamento (ACKER, 2002). Esse sistema é apresentado na Figura 3.

Algumas possibilidades de estruturas de piso são as lajes nervuradas com vigotas e lajes com painéis alveolares (EL DEBS, 2017).

#### 2.1.2.2 Sistemas de Fachada

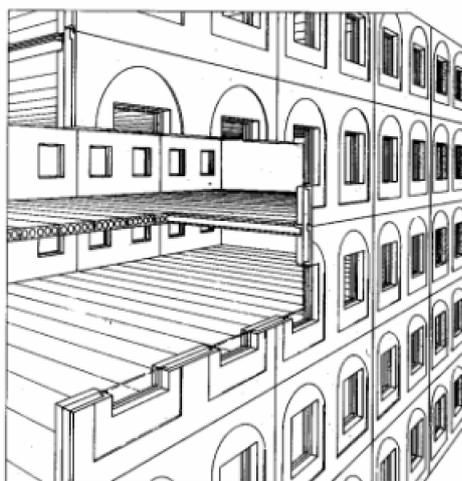
Esse sistema é caracterizado pela utilização de painéis maciços ou sanduíches, podendo ter função estrutural ou de vedação (ACKER, 2002). Esse sistema é apresentado na Figura 4.

Figura 3 – Estrutura de piso.



Fonte: Acker (2002).

Figura 4 – Sistema de fachada.



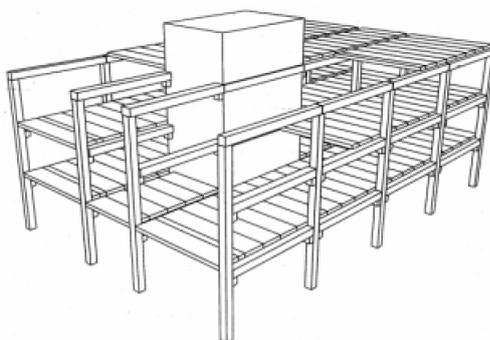
Fonte: Acker (2002).

### 2.1.3 Estrutura esqueleto

Esse sistema é formado por pilares, vigas e lajes, quando empregada para edificações de baixa e média altura, e com a possibilidade de utilização de paredes de contraventamento em edificações altas. É aplicada, principalmente, em construções de estacionamentos, escolas, hospitais e escritórios. Esse sistema é apresentado na Figura 5.

Um caso particular do sistema esqueleto é caracterizado pela presença de apenas um andar, quando define-se uma estrutura aporricada (EL DEBS, 2017).

Figura 5 – Estrutura Esqueleto.

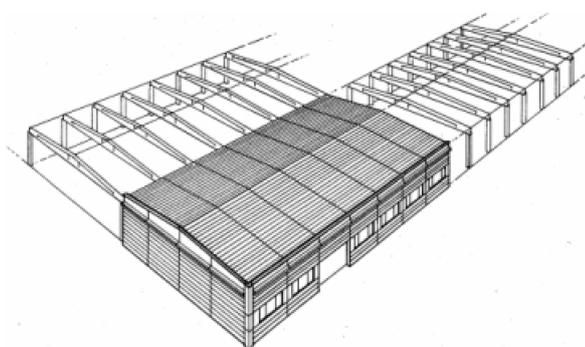


Fonte: Acker (2002).

#### 2.1.3.1 Estrutura aportricada

Essas estruturas são constituídas por pilares e vigas de fechamento que formam pórticos planos e utilizadas em construções industriais, comerciais e armazéns (ACKER, 2002). Esse tipo de estrutura é apresentado na Figura 6.

Figura 6 – Estrutura aportricada.



Fonte: Acker (2002).

De acordo com El Debs (2017), esse sistema pode ser dividido em duas classificações: com elementos de eixo reto e com elementos compostos de trechos de eixo retos. Nesse sentido, a concepção dos elementos compostos de eixo reto se diferencia pela união de segmentos de forma monolítica, durante a fabricação. Os elementos de eixo reto apresentam facilidade em sua fabricação, além da possibilidade da utilização da técnica de pré-tração aderida nos elementos protendidos. Por outro lado, geralmente, são menos eficientes na distribuição de esforços do que o sistema com elementos compostos de eixos retos (EL DEBS, 2017). Na Figura 7 são representadas algumas possibilidades de modelos estruturais de pórticos que seguem essa classificação.

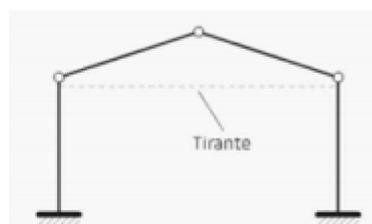
Figura 7 – Elementos de eixo reto.



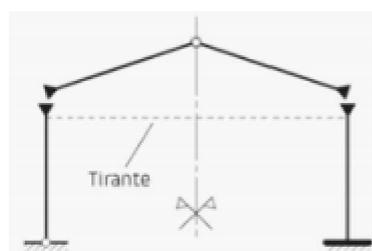
Pilares engastados na fundação e viga articulada nos pilares;



Pilares engastados na fundação e viga ligada rigidamente aos pilares;



Pilares engastados na fundação e com ligação rotulada entre os pilares e as vigas da tesoura. As vigas que formam a tesoura são rotuladas entre si. Existe a necessidade do uso de tirante;



Pilar engastado em uma das fundações e rotulado na outra, com ligação rígida entre os pilares e as vigas da tesoura. As vigas que formam a tesoura são rotuladas entre si. Existe a necessidade do uso de tirante.

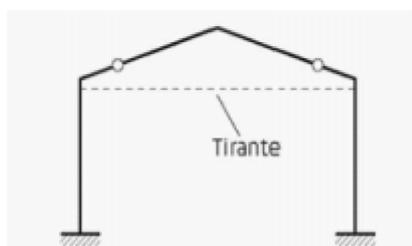
Fonte: Adaptado de El Debs (2017).

O emprego de elementos compostos por trechos de eixo reto gera, em via de regra, uma melhor distribuição dos esforços solicitantes ao serem comparados com os elementos de eixo reto. Por outro lado, apresentam mais desafios nos processos de fabricação, transporte e montagem. Além disso, o emprego da pré-tração é praticamente inviável (EL DEBS, 2017). Na Figura 8 são representadas algumas possibilidades de modelos estruturais de pórticos que seguem essa classificação.

## 2.2 ESTABILIDADE GLOBAL

De acordo com Pereira Filho (2019), avaliar o comportamento da estrutura por meio da análise de estabilidade global consiste em verificar o efeito das ações sobre a mesma e identificar as estruturas de contraventamento e contraventada. Esses efeitos podem ser de 1ª ordem, quando obtidos de uma análise de equilíbrio da estrutura em sua configuração geométrica inicial, ou de ordem superior, quando considerados os efeitos obtidos a partir da configuração deformada da estrutura.

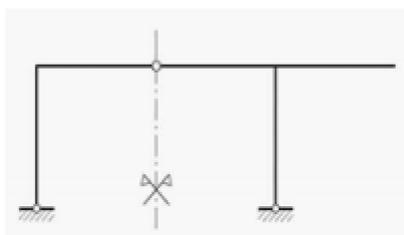
Figura 8 – Elementos compostos de trechos de eixo retos.



Trechos de elementos de eixo reto que formam os pilares e parte da tesoura articulados com o restante da tesoura e engastado na fundação. Existe a necessidade do uso de tirante.



Trechos de elementos de eixo reto que formam um U articulado com as fundações.



Trechos de elementos de eixo reto que formam um L ou T articulados entre si e com as fundações.

Fonte: Adaptado de El Debs (2017).

### 2.2.1 Não linearidades envolvidas

De acordo com a ABNT NBR 9062, deve-se considerar as não linearidades físicas e geométricas na análise de estabilidade global.

A não linearidade física está relacionada com o material. O concreto armado apresenta um comportamento não linear devido, por exemplo, a efeitos de fissuração, fluência e escoamento da armadura. Essa não linearidade é caracterizada pela relação tensão e deformação não seguir a lei de Hooke. A grande diferença entre o comportamento linear e o não linear é o fato do segundo ter um módulo de elasticidade variável com o aumento da deformação (ZUMAETA MONCAYO, 2011). A ABNT NBR 9062 permite a consideração da não linearidade física por uma aproximação linear com o uso da rigidez secante da relação momento-normal-curvatura. Nesse sentido, ela recomenda os valores do Quadro 1, quando a estrutura for de deslocabilidade moderada.

A não linearidade geométrica está relacionada à análise da estrutura na posição deformada, considerando os efeitos não capturados pela análise na configuração inicial. Análises que levam em consideração a não-linearidade geométrica se utilizam de métodos iterativos, em que a matriz de rigidez sofre incrementos (ZUMAETA MONCAYO,

2011).

Quadro 1 – Rigidez secante dos elementos estruturais na análise de estabilidade global.

Elemento	Valor
Lajes	$(EI)_{sec} = 0,25.E_{ci}.I_c$
Vigas em concreto armado	$(EI)_{sec} = 0,5.E_{ci}.I_c$
Vigas em concreto protendido, considerando a seção composta	$(EI)_{sec} = 0,8.E_{ci}.I_c$
Pilar para estruturas com ligação viga-pilar articulada com um pavimento ou galpões	$(EI)_{sec} = 0,4.E_{ci}.I_c$
Pilar para estruturas com ligações semirrígidas com até quatro pavimentos	$(EI)_{sec} = 0,55.E_{ci}.I_c$
Pilar para estruturas com ligações semirrígidas com cinco ou mais pavimentos	$(EI)_{sec} = 0,7.E_{ci}.I_c$
Pilar para estruturas com ligações rígidas	Seguir ABNT NBR 6118

Fonte: Adaptado de ABNT NBR9062:2017.

## 2.2.2 Sistemas de contraventamento

A ABNT NBR 9062 enumera quatro sistemas que proporcionam a estabilidade global de estruturas pré-moldadas, podendo eles atuarem isolados ou combinados:

- Estabilidade proporcionada pela resistência a momentos fletores da ligação entre os pilares e a fundação, podendo estar associado por vigas articuladas;
- Estabilidade proporcionada por pórticos formados por vigas e pilares, interligados por ligações resistentes a momentos fletores;
- Estruturas verticais, como paredes e elementos de contraventamento tipo X;
- Diafragmas rígidos que transmitem os esforços horizontais para os elementos verticais.

## 2.2.3 Processos de análise

### 2.2.3.1 Processos do coeficiente $\gamma_z$ e $\alpha$

De acordo com a ABNT NBR 6118, o parâmetro de instabilidade  $\alpha$  e o coeficiente  $\gamma_z$  são processos simplificados que permitem verificar a possibilidade de desconsiderar os efeitos globais de ordem superior na análise estrutural.

A ABNT NBR 9062 permite a análise da classificação quanto à deslocabilidade da estrutura, de forma simplificada, por meio do processo do coeficiente  $\gamma_z$ . Desde que a estrutura tenha pelo menos 4 pavimentos, apresente regularidade, os pés direitos

nos pavimentos sucessivos sejam parecidos e o momento de inércia dos pilares nos pavimentos sucessivos não tenham variação brusca.

Vale ressaltar que a norma não faz menção ao processo que se utiliza do coeficiente  $\alpha$ . Esse processo proporciona resultados melhores quando aplicado a estruturas monolíticas, assim não se enquadra em muitas aplicações do concreto pré-fabricado (EL DEBS, 2017).

#### 2.2.3.2 Processo P- $\Delta$

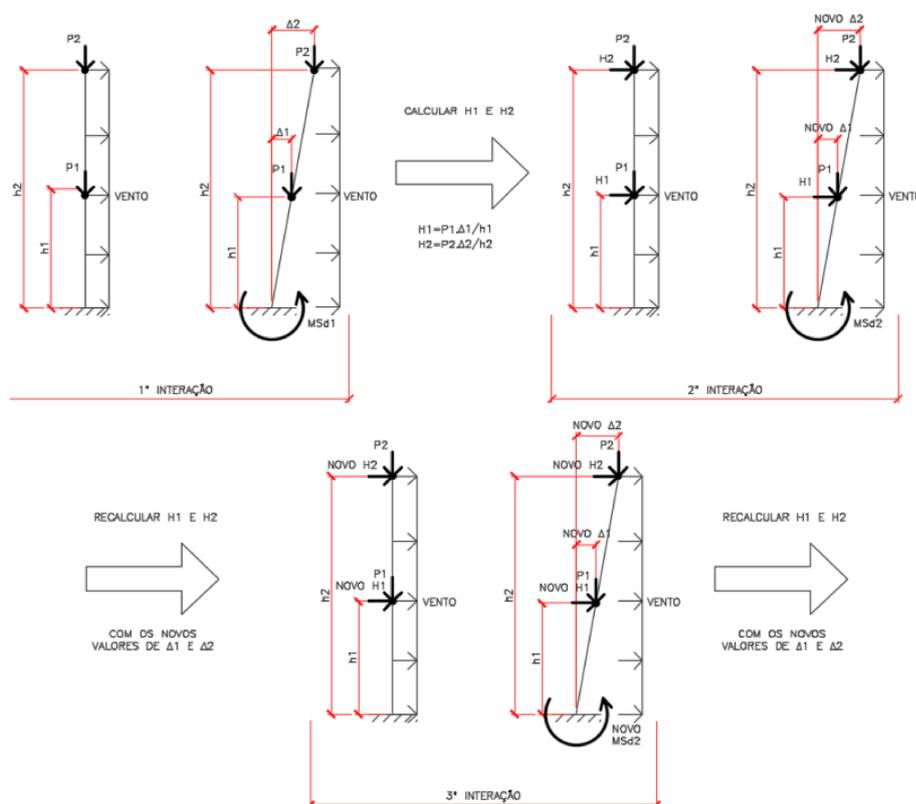
De acordo com Pereira Filho (2019), esse método consiste em analisar uma determinada estrutura em sua configuração não deformada, considerando as ações verticais e horizontais (análise de primeira ordem). A partir dos deslocamentos obtidos  $\Delta$ , define-se ações horizontais fictícias, equivalentes ao carregamento de segunda ordem, que serão utilizadas em uma nova interação de análise. Iterativamente, são geradas novas ações horizontais fictícias, que tendem a um determinado valor quando a solução converge para a posição de equilíbrio da estrutura. Nesse sentido, o parâmetro de parada do processo iterativo é obtido quando o efeito da  $n$ -ésima ação fictícia é pequeno quando comparado ao efeito da ação horizontal da interação anterior. O processo é representado na Figura 9.

#### 2.2.4 Classificação da deslocabilidade da estrutura

A ABNT NBR 9062:2017 classifica a estruturas quanto a sua deslocabilidade da seguinte forma:

- a) Deslocabilidade reduzida, quando os efeitos de 2ª ordem são inferiores a 10% dos efeitos de 1ª ordem, resultando em pequenos deslocamentos horizontais dos nós e efeitos de 2ª ordem desprezíveis. Nesse caso, não é necessário levar em consideração os efeitos de 2ª ordem globais;
- b) Deslocabilidade moderada, quando os efeitos de 2ª ordem estão entre 10% e 30% dos efeitos de 1ª ordem, resultando em efeitos de segunda ordem não desprezíveis. Nesse caso, é necessário levar em consideração os efeitos de 2ª ordem globais;
- c) Deslocabilidade acentuada, quando os efeitos de 2ª ordem são superiores à 30% dos efeitos de 1ª ordem, resultando em efeitos de segunda significativos. Nesse caso, é necessário levar em consideração a não linearidade geométrica, a não linearidade física e efeitos globais, locais e localizados de 2ª ordem.

Figura 9 – Processo P-Δ.



Fonte: Elaborado pelo autor.

### 2.3 SITUAÇÕES TRANSITÓRIAS

Segundo a ABNT NBR 9062, os elementos estruturais devem ser analisados em todas as fases em que estejam suscetíveis a condições desfavoráveis. Nesse viés, a norma cita as fases de fabricação, manuseio, armazenamento, transporte, montagem, transitória de construção e da obra finalizada como situações de análise. De acordo com El Debs (2017), ocorrem solicitações diferentes nos elementos durante a obra finalizada e nas situações transitórias. Além disso, essas variações podem ser em intensidade e, mais gravemente, em sentido.

Segundo Santos (2010), na verificação das situações transitórias, deve ser avaliado o estado limite último, considerando a resistência do concreto no período de análise e ações dinâmicas, além do estado limite de serviço de formação de fissura ou de fissuração aceitável. El Debs (2017) destaca que, em certos casos, pode ser necessária a análise das deformações.

Nesse sentido, a ABNT NBR 9062 estabelece valores mínimos para a resistência característica do concreto, sendo de 15 MPa para o saque, manuseio, transporte e montagem de elementos de concreto armado, e 21 MPa para elementos de concreto protendido nestas situações. Enquanto, de acordo com El Debs (2017), a indicação

prática é de que o concreto tenha atingido metade da resistência de projeto, sendo esse valor reduzido com base em experiências preliminares.

Para o cálculo da resistência de cálculo do concreto para uma idade inferior a 28 dias pode ser adotada a seguinte expressão da ABNT NBR 6118:

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = \beta_1 \cdot f_{ck}/\gamma_c \quad (1)$$

$f_{cd}$  - resistência de cálculo à compressão do concreto;

$f_{ck}$  - resistência característica à compressão do concreto aos  $j$  dias;

$\gamma_c$  - coeficiente de ponderação da resistência do concreto;

Sendo  $\beta_1$ , a relação entre as resistências nas idades de 28 dias e na idade de cálculo, obtida por:

$$\beta_1 = e^{s[1-(28/t)^{1/2}]} \quad (2)$$

Sendo  $t$  a idade efetiva do concreto, em dias e  $s$  dado pelo tipo de cimento utilizado:

$s = 0,38$  para cimentos C-III e IV;

$s = 0,25$  para cimentos C-I e II;

$s = 0,2$  para cimentos CPV-ARI.

Quanto aos efeitos das ações dinâmicas de manuseio, transporte e montagem dos elementos, a ABNT NBR 9062 considera um coeficiente de amplificação dinâmica, conforme a equação a seguir:

$$g_{eq,d} = \gamma_f \cdot \beta_a \cdot g_k \quad (3)$$

$g_k$  é a carga estática característica permanente;

$g_{eq,d}$  é carga estática equivalente de cálculo permanente;

$\gamma_f$  é o coeficiente de amplificação dinâmica;

$\beta_a$  é o coeficiente de ponderação das ações.

Os valores mínimos que devem ser utilizados para o coeficiente de ação dinâmica são apresentados no Quadro 2.

### 2.3.1 Fabricação e Manuseio:

Uma etapa crítica, durante o processo fabril, é a desmoldagem, ou saque, do elemento estrutural da forma. Sendo feita, geralmente, pelo içamento da peça, quando se trata de vigas e pilares, em um período em que o concreto ainda não atingiu os valores de projeto (EL DEBS, 2017).

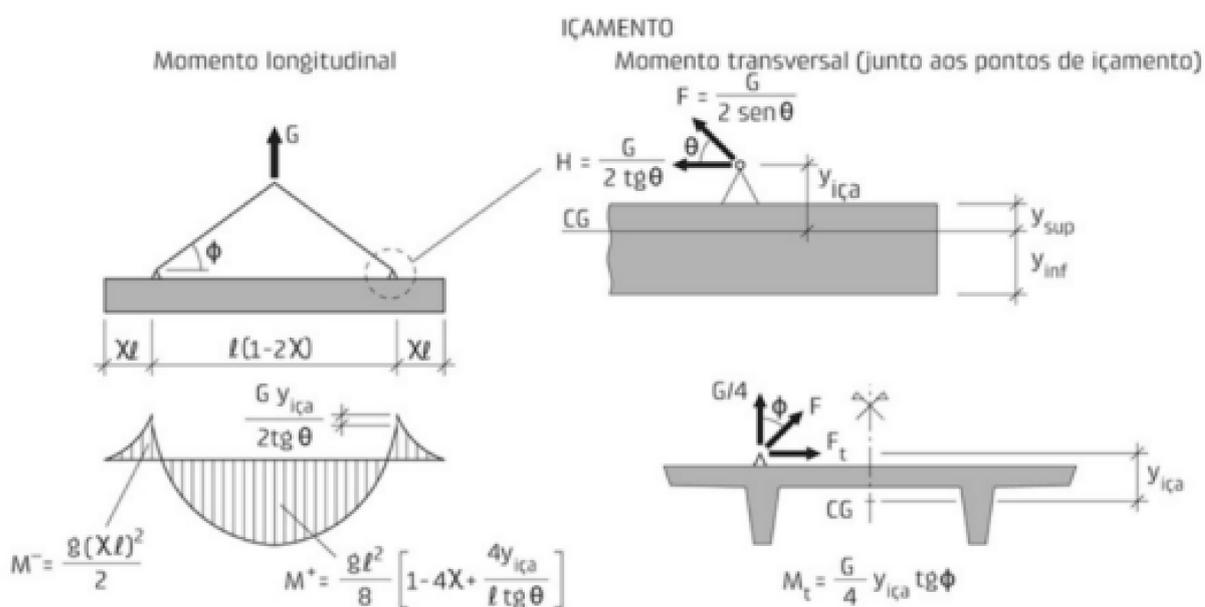
Na Figura 10, apresenta-se o esquema estático do içamento de um elemento linear. Percebe-se que, além do esforço característico da análise de um elemento de viga, adiciona-se um momento devido à excentricidade das alças de içamento em relação ao centro geométrico da peça (EL DEBS, 2017).

Quadro 2 – Coeficiente de ação dinâmica.

Elemento	Valor
Transporte, com caga permanente em situação desfavorável	1,3
Transporte, com caga permanente em situação favorável	0,8
Saque, manuseio no canteiro e montagem	1,3
Saque, manuseio no canteiro e montagem em circunstância desfavorável, como geometria que dificulte a sua extração da forma ou área de fôrma maior que 50 m².	1,4
Saque manuseio no canteiro e montagem de elementos com peso superior a 300 kN (estabelecido conforme experiência local)	<1,3
Projeto de dispositivos de içamento	3
Transporte e içamento de pilares	1,3

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 9062

Figura 10 – Içamento de elemento linear.



Fonte: El Debs (2017).

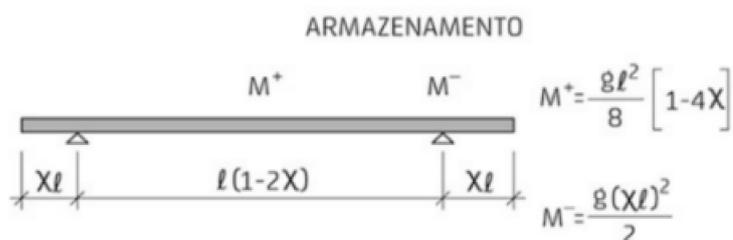
### 2.3.2 Armazenamento

O armazenamento corresponde ao período em que o elemento permanece estocado na fábrica até ser enviado para o local de montagem. Nessa fase, as solicitações não costumam ser mais desfavoráveis do que o momento do saque da forma (SANTOS, 2010). Na Figura 11, é representado o esquema estático do armazenamento da peça sobre dois pontos de apoio.

### 2.3.3 Transporte

De acordo com Santos (2010), o transporte dos elementos pré-moldados é dividido em interno, do local de desmoldagem até o armazenamento, e externo, da fábrica até o local da montagem.

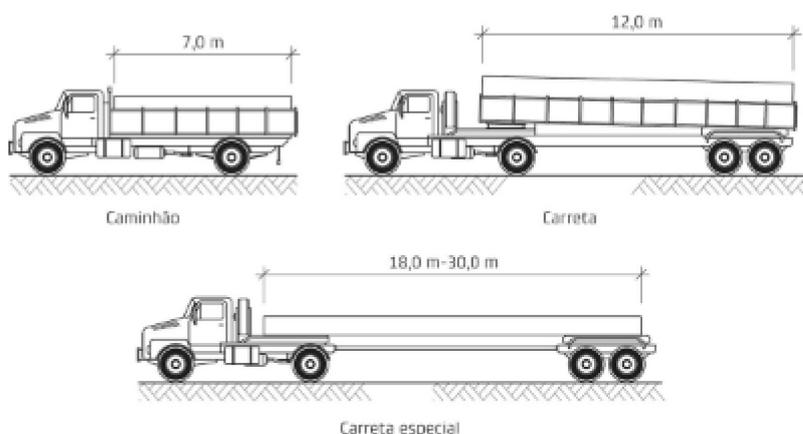
Figura 11 – Armazenamento sobre dois pontos de apoio.



Fonte: El Debs (2017).

Em particular, para os pré-moldados de fábrica, o transporte externo é um limitante para as dimensões das peças. Uma vez que o Brasil tem grande dependência do transporte rodoviário, geralmente, o comprimento da peça está ligado com a capacidade das vias de acesso à obra, podendo chegar a 20 m em regiões urbanas e 30 m em grandes avenidas e rodovias. Além disso, recomenda-se que a peça tenha um gabarito máximo de 2,5 m de largura e 4,5 m de altura quando utilizado o transporte rodoviário. Outro fator limitante é a máxima carga por eixo permitida que depende da classificação do caminhão (EL DEBS, 2017). Na Figura 12, estão representadas algumas possibilidades de veículos utilizados no transporte e suas capacidades.

Figura 12 – Veículos de transporte de elementos pré-moldados.



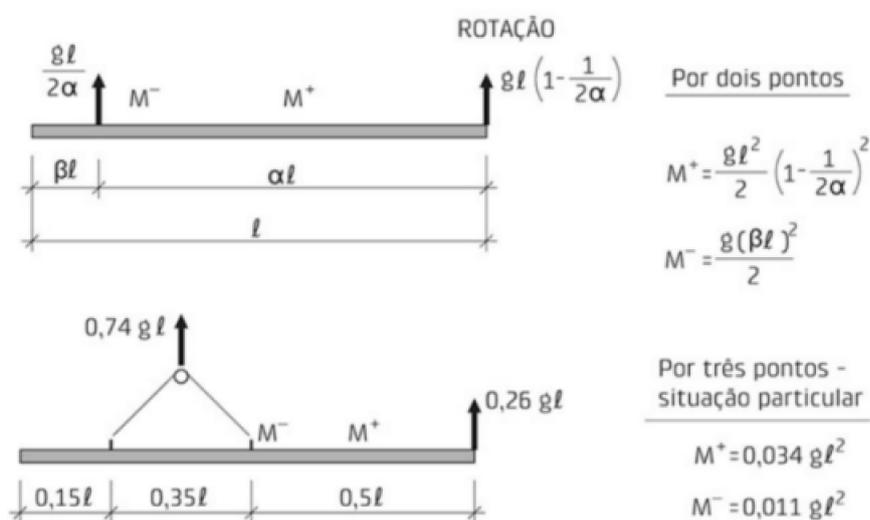
Fonte: El Debs (2017).

Destaca-se que o transporte externo custa, em geral, de 5 a 15% do valor do elemento (EL DEBS, 2017).

### 2.3.4 Montagem, fase transitória de construção e obra finalizada

Durante a montagem e a fase transitória de construção, a estrutura é solicitada de maneira diferente do que com a obra finalizada. Por exemplo, a rotação dos pilares, para a sua verticalização gera, esforços diferentes do que os carregamentos finais (SANTOS, 2010). Na Figura 13, é mostrado o esquema estático característico da rotação de elementos lineares.

Figura 13 – Rotação de elemento linear.



Fonte: El Debs (2017).

Além disso, na fase de montagem é fundamental o estabelecimento de um plano de Rigging com a sequência que a montagem deve seguir. Somado a isso, as folgas e tolerâncias estipuladas em projeto, são fundamentais para que os elementos se encaixem nessa etapa da construção (OTRENTE, 2022).

A ABNT NBR 9062 considera que a obra está finalizada, quando todas as ligações entre elementos da estrutura for definitiva.

## 2.4 LIGAÇÕES

As ligações são pontos críticos no projeto de estruturas em concreto pré-fabricado (EL DEBS, 2017). De acordo com a ABNT NBR 9062 a capacidade estrutural deve ser governada pelo esgotamento da resistência dos elementos estruturais, não sendo

aceitável que ocorra pelo esgotamento da resistência das ligações. Além disso, a durabilidade deve ser a mesma dos elementos estruturais. Caso contrário, é necessário prever a inspeção, reparo ou troca dos elementos que compõem a ligação.

#### **2.4.1 Classificação**

As ligações podem ser classificadas de acordo com o tipo de vinculação. De forma que, uma ligação articulada é caracterizada pela ausência de transmissão de momento fletor, uma ligação rígida, pela transmissão total do momento fletor e uma ligação semirrígida, pela transmissão parcial do momento fletor (EL DEBS, 2017).

O esforço principal transmitido pela ligação é um parâmetro fundamental para sua classificação e dimensionamento. Nesse sentido, a ABNT NBR 9062 classifica as ligações de acordo com o predomínio de tração, compressão, flexão e cisalhamento. El Debs (2017), por sua vez, também considera o esforço de torção, que não está contemplado na norma.

Além disso, as ligações podem ser realizadas com juntas úmidas ou secas, dependendo do uso de concreto e argamassa no local. Há também a possibilidade de empregar dispositivos de amortecimento, característicos de uma ligação mole, ou utilizar solda ou concreto moldado in loco, típicos de uma ligação dura (EL DEBS, 2017).

#### **2.4.2 Ligação do pilar com a fundação**

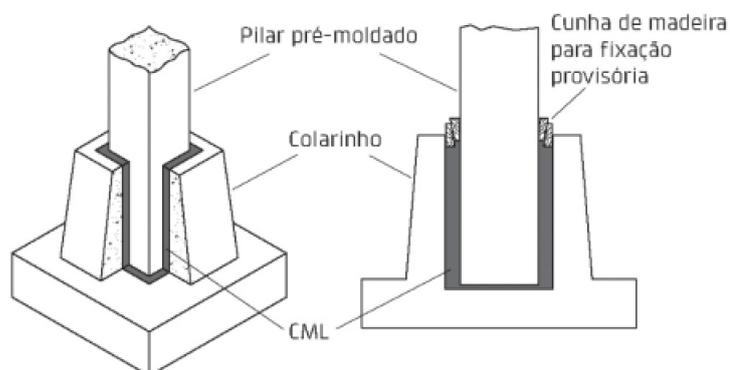
As três principais tipologias de ligação entre pilares e fundação são: ligação por cálice, por chapa de base e por emenda das barras longitudinais dos pilares (EL DEBS, 2017).

A primeira solução é a mais utilizada no Brasil. Ela funciona pelo encaixe do pilar em uma cavidade no bloco, chamada cálice, seguida do preenchimento do espaço vazio entre os elementos com concreto ou graute. Sua grande vantagem é a capacidade de transmitir momentos fletores (EL DEBS, 2017). A Figura 14 apresenta este tipo de ligação.

A segunda solução envolve a união da base do pilar a uma chapa metálica, utilizando chumbadores, porcas e enchimento. A capacidade de transmitir momentos fletores depende do tamanho da chapa metálica, conforme a Figura 15 (EL DEBS, 2017).

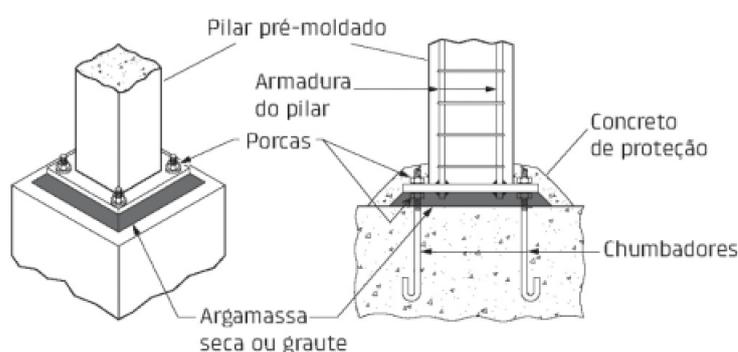
A terceira solução consiste na emenda das barras longitudinais do pilar diretamente à fundação. Essa emenda pode ser realizada com graute e bainha, por estrangulamento da seção do pilar, ou utilizando conectores metálicos (EL DEBS, 2017). Na Figura 16, é exemplificada uma ligação por emenda das barras com graute e bainha.

Figura 14 – Ligação do pilar com a fundação por meio de cálice .



Fonte: El Debs (2017).

Figura 15 – Ligação do pilar com a fundação por chapa de base.



Fonte: El Debs (2017).

### 2.4.3 Ligação entre pilar e vigas

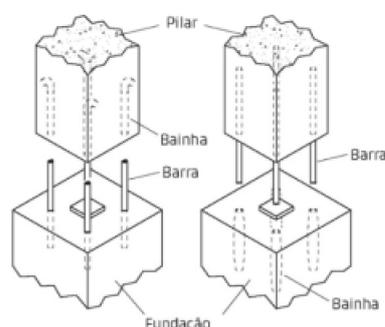
As ligações entre pilares e vigas podem ser projetadas para transmitir momento fletor, apresentando, assim, rigidez. Isso pode ser feito por meio de conectores metálicos e solda, emendas das armaduras da viga e do pilar, ou cabos de protensão. Contudo, sua utilização encarece o custo da obra (EL DEBS, 2017). Na Figura 17, são apresentadas algumas ligações capazes de transmitir momentos fletores.

Além disso, a ligação pode ser articulada, normalmente utilizando consolos e mecanismos de segurança para garantir a estabilidade lateral da viga, como chumbadores ou chapas metálicas soldadas no topo da viga (EL DEBS, 2017). Na Figura 18, é apresentado um exemplo de ligação articulada.

### 2.4.4 Folgas e Tolerâncias

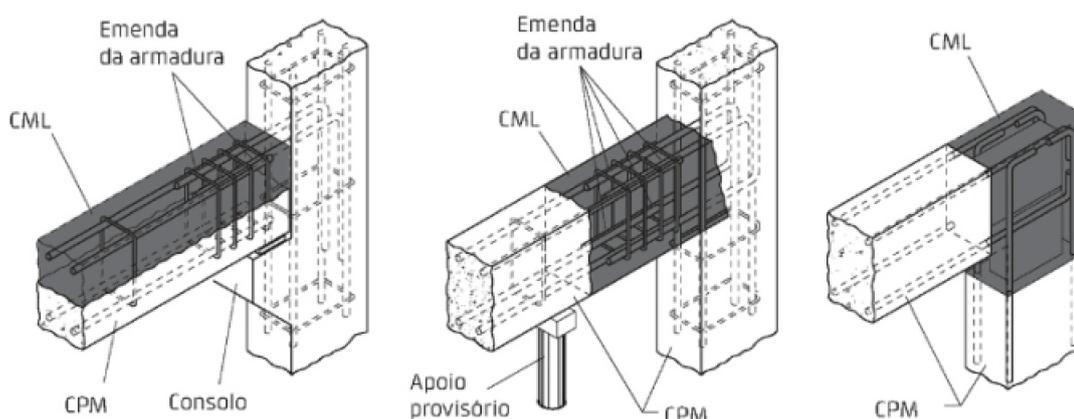
A ABNT NBR 9062 define a folga como a distância nominal livre reservada para colocação do elemento de em sua posição final. Sendo seu valor, calculado pela

Figura 16 – Ligação do pilar com a fundação por emenda das barras com graute e bainha .



Fonte: El Debs (2017).

Figura 17 – Ligações rígidas de pilares com vigas.



Fonte: El Debs (2017).

soma das tolerâncias, máximo desvio entre o projetado e o executado, da locação e da fabricação com as possíveis variações volumétricas do elemento.

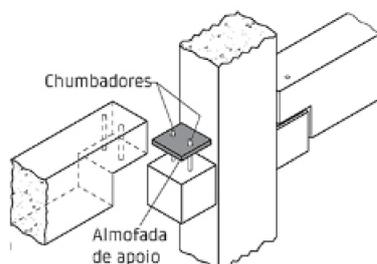
Considera-se a folga entre os elementos, uma vez que podem ocorrer problemas durante a montagem. Por exemplo, o espaço para colocação da viga ser menor que o previsto e, conseqüentemente, a viga não encaixar. Dessa forma, torna-se fundamental considerar as diferenças entre as medidas projetadas e executadas (EL DEBS, 2017).

#### 2.4.5 Modelos de análise estrutural

De acordo com a ABNT NBR 6118, as regiões que as deformações específicas não sejam lineares na seções são classificadas como regiões especiais. Quando o elemento apresenta essa característica ao longo de toda sua extensão, caracteriza-se um elemento especial.

Nesse sentido, a maior parte das ligações entre elementos de concreto pré-

Figura 18 – Ligação articulada entre a viga e o pilar, utilizando consolos e chumbadores.



Fonte: El Debs (2017).

fabricado são consideradas como elementos especiais (EL DEBS, 2017).

Dentre os modelos de análise estrutural, a ABNT NBR 6118 permite a análise de segurança no estado limite último pelo método de bielas e tirantes. Ressalta-se que o modelo de Euler-Bernoulli não se aplica nessas regiões (CEDRIM, 2019).

#### 2.4.5.1 Método de bielas e tirantes

O método das bielas e tirantes idealiza o comportamento do elemento estrutural por meio de uma analogia de treliça, em que o concreto resiste aos esforços de compressão, funcionando como uma biela ou escora, e as armaduras resistem aos esforços de tração, atuando como tirantes (EL DEBS, 2017).

Esse método teve início no século XX, com a analogia de treliça para uma viga fissurada proposta por Ritter e Morsch. Com o passar dos anos, esse modelo ganhou notoriedade e passou por diversas generalizações, permitindo sua aplicação em outros elementos além de vigas (CEDRIM, 2019).

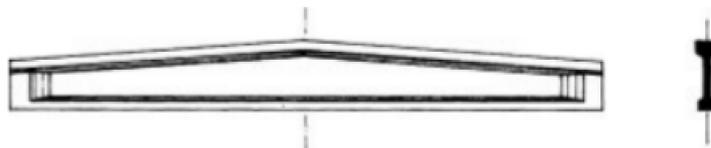
## 2.5 VIGAS DA TESOURA DE COBERTURA

As vigas de cobertura são responsáveis pela transferência das ações verticais provenientes da cobertura para os pilares. Quanto ao perfil, geralmente, possuem seção transversal em I. No entanto, também é comum a utilização de vigas retangulares. Além disso, elas podem ter seção constante ou variável, com uma inclinação recomendada de 5% a 12% (ACKER, 2002).

Bachmann e Steinle (2011) acrescentam que, apesar da ampla utilização do perfil I, a seção mais econômica para vigas de cobertura é a viga em forma de T. As abas inferiores são empregadas quando há necessidade de acomodar armaduras, especialmente em vãos longos. Nas Figuras 19, 20 e 21, são apresentadas possibilidades de

tesouras de cobertura.

Figura 19 – Viga de cobertura de seção variável com duas inclinações.



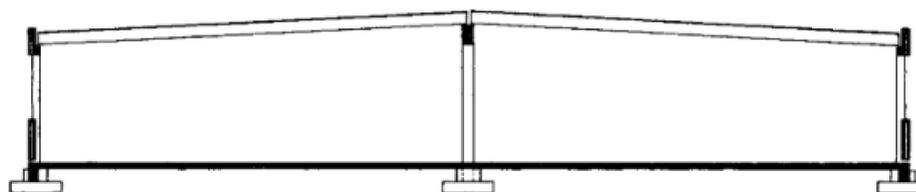
Fonte: Bachmann e Steinle (2011).

Figura 20 – Viga de cobertura de seção constante, equipada com dispositivos que garantem a inclinação do telhado.



Fonte: Bachmann e Steinle (2011).

Figura 21 – Viga de cobertura de seção constante que proporciona a inclinação do telhado .



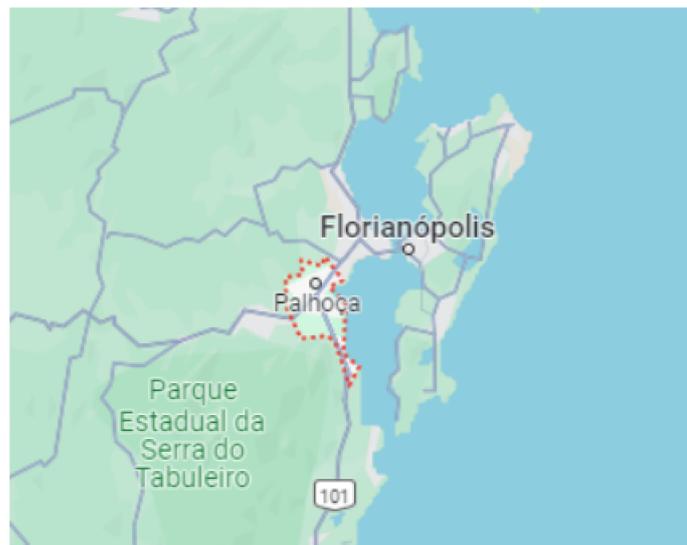
Fonte: Bachmann e Steinle (2011).

### 3 CARACTERÍSTICAS DO PROJETO

#### 3.1 LOCALIZAÇÃO

O galpão comercial será implantado no município de Palhoça, no estado de Santa Catarina. A Figura 22 apresenta a localização da cidade. Nota-se que o município se situa na região urbana da Grande Florianópolis e é cortado pela rodovia BR 101.

Figura 22 – Localização do município de Palhoça.



Fonte: Google Maps (2017).

#### 3.2 MATERIAIS

##### 3.2.1 Concreto

Será utilizado concreto de classe C45 na fase de obra finalizada, correspondendo a uma resistência característica aos 28 dias. Além disso, o concreto será composto de cimento CP V-ARI e agregado granítico no formato de brita 1.

A escolha do cimento de alta resistência inicial é necessária para reduzir o tempo em que os elementos permanecem nas formas, aumentando, assim, a produtividade do processo fabril.

Para as vigas de concreto armado e os pilares, será estabelecida a resistência característica mínima exigida pela ABNT NBR 9062 de 15 MPa para as situações transitórias de içamento e rotação das peças. Pela Equação (1), essa resistência é atingida em aproximadamente 17 h após o início do processo de cura.

Enquanto, para as vigas de concreto protendido, será adotada a resistência de 26 MPa, referente a idade de dois dias. Ressalta-se que essa resistência é superior aos 21 MPa indicados como resistência característica mínima para esse elemento.

### 3.2.2 Aço

A armadura passiva das vigas e pilares será composta por barras de aço CA 50, enquanto as armaduras ativas serão formadas por aço CP 190.

Além do aço utilizado como armadura, será empregado um tirante de diâmetro mínimo de 20 mm em aço A36. É importante ressaltar que o dimensionamento do tirante não está incluído no escopo deste projeto. No entanto, um eventual aumento na seção do tirante poderá ser benéfico para a estabilidade da estrutura.

## 3.3 DURABILIDADE

Por conta da proximidade do mar, será considerado ambiente marinho. Caracterizando a classe de agressividade III da ABNT NBR 6118.

Os cobrimentos das armaduras dos elementos estruturais, considerando a classe de agressividade ambiental e o projeto de estrutura em situação de incêndio, são apresentados no Quadro 3.

Quadro 3 – Cobrimento das armaduras.

Elemento	Cobrimento (cm)
Vigas de concreto armado	4
Vigas pretendidas	4
Pilares de concreto armado	4
Elementos em contato com o solo	4

Fonte: Elaborado pelo autor.

Nas vigas pretendidas e elementos em contato com o solo, foi considerada a redução de 0,5 cm no cobrimento. A ABNT NBR 6118 possibilita essa escolha para elementos com controle adequado de qualidade e limites rígidos de tolerância da variabilidade das medidas de execução, como nos elementos pré-moldados de fábrica.

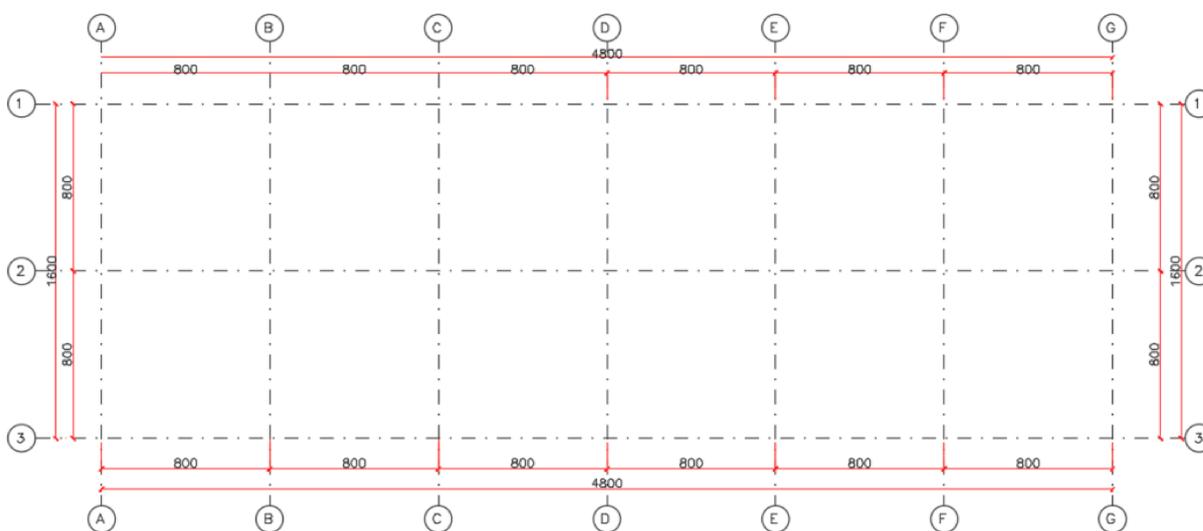
## 3.4 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

A estrutura foi dividida em duas tipologias de pórtico plano, uma posicionada nos eixos nomeados com letras e a outra nos eixos nomeados com números, conforme apresentado na Figura 23, esses pórticos serão classificados como pórticos principais e secundários, respectivamente.

Todos os pilares estão centrados no encontro de um eixo identificado por letras e um eixo identificado por números. As vigas, por sua vez, são posicionadas de forma

a ficarem centradas sobre os eixos, evitando assim excentricidades nos pilares em função do posicionamento das vigas.

Figura 23 – Eixos do projeto.



Fonte: Elaborado pelo autor.

### 3.4.1 Pórtico Principal

O pórtico principal, ilustrado na Figura 24, é composto por dois pilares, um tirante metálico, duas vigas da tesoura de cobertura responsáveis por apoiar a estrutura metálica do telhado e por duas vigas protendidas. Devido a restrições arquitetônicas, as vigas protendidas não fazem parte dos pórticos dos eixos de B a F. No que tange a definição de estrutura de contraventamento, essas vigas não serão consideradas.

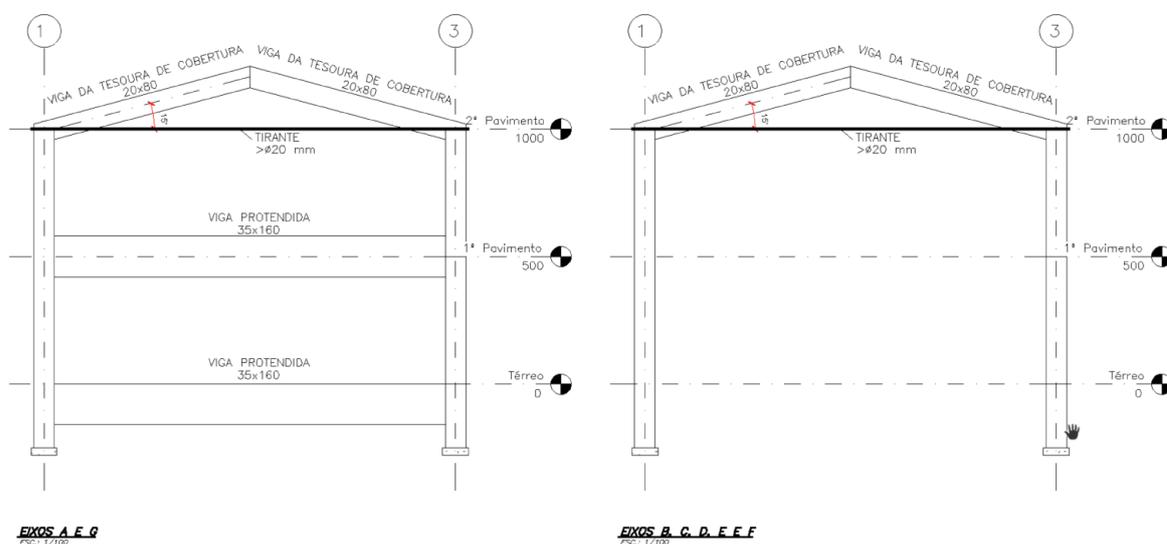
### 3.4.2 Pórtico Secundário

O pórtico secundário, ilustrado na Figura 25, é composto por 7 pilares, 12 vigas portadoras de parede dispostas em dois níveis e por 6 vigas de fechamento no último nível. Sendo considerado todo o pórtico como estrutura de contraventamento.

### 3.4.3 Telhado

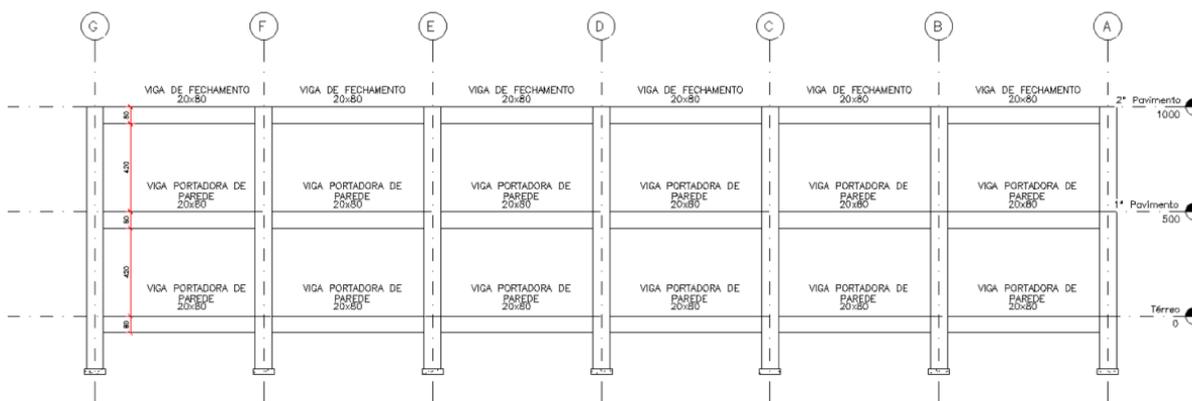
O telhado será construído em estrutura metálica, caracterizando uma estrutura mista, o que resulta em um conjunto mais leve. Quanto ao dimensionamento, a estrutura metálica não está incluída no escopo deste projeto. No entanto, algumas considerações serão feitas para possibilitar o dimensionamento da estrutura de concreto, como a definição do peso da estrutura.

Figura 24 – Pórtico principal.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 25 – Pórtico secundário.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Quanto à estrutura de concreto, a inclinação do telhado será determinada pelas vigas da tesoura de cobertura. Essas vigas serão unidas por um dispositivo formado por uma chapa metálica e parafusos, e a ligação com o pilar será feita por meio de um consolo.

## 4 DIMENSIONAMENTO MANUAL

### 4.1 AÇÕES

#### 4.1.1 Ações devido ao vento

As ações devido ao vento na edificação foram obtidas com base na ABNT NBR 6123. As considerações feitas são apresentadas no Quadro 4.

Quadro 4 – Considerações sobre a ação do vento.

Variável	Consideração	Valor
S1 - Fator topográfico	Terreno plano	1
S2 -Rugosidade do terreno, altura da edificação sobre o terreno e dimensões da estrutura	Categoria IV, Classe B e altura de 10 m	0,85
S3 - Fator estatístico		1
$V_0$	Palhoça-SC	43 m/s
$C_{pi}$	Quatro faces igualmente permeáveis	-0,3 ou 0 (caso mais desfavorável)

Fonte: Elaborado pelo autor.

Os  $C_{pe}$  considerados são apresentados nas Figuras 26 e 27 , com incidência de vento a  $0^\circ$  e  $90^\circ$ , respectivamente.

As ações características do vento, obtidas pelos coeficientes acima, são apresentadas na Figura 28.

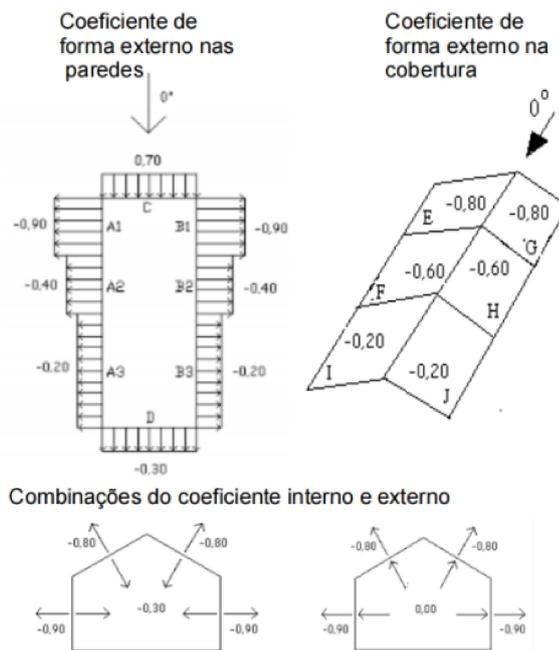
#### 4.1.2 Ações sobre as vigas

As ações sobre as vigas foram obtidas por meio da ABNT NBR 6120. Além disso, as vigas foram classificadas em 3 tipologias, a fim de unificar vigas com carregamento idêntico. No Quadro 5, são apresentadas as ações atuantes em cada uma delas.

- a) Vigas da tesoura da cobertura;
- b) Vigas de fechamento;
- c) Vigas portadoras de parede.

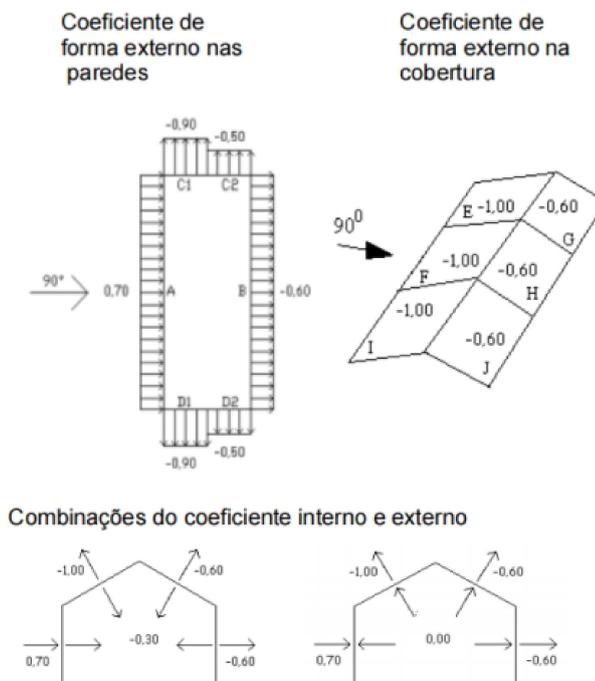
A cobertura metálica não faz parte do escopo do projeto, contudo seu peso próprio foi considerado por meio dos valores oferecidos pela ABNT NBR 6120 e distribuído sobre as vigas da tesoura de cobertura. Além disso, as vigas da tesoura de cobertura recebem ações do vento, conforme ilustrado na Figura 28.

Figura 26 – Coeficiente de pressão interno a 0°.



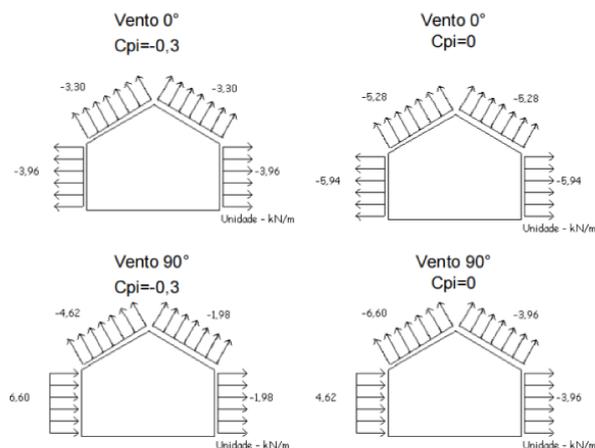
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 27 – Coeficiente de pressão interno a 90°.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 28 – Ações características devido ao vento .



Fonte: Elaborado pelo autor.

Quadro 5 – Ações sobre as vigas.

Viga	Tipo de Ação	Ação	Valor
Tesoura de Cobertura	Permanente	Peso próprio	25 kN/m <sup>3</sup>
Tesoura de Cobertura	Permanente	Telhado com telhas de alumínio (com espessura até 0,8 mm) e estrutura metálica de aço	0,3 kN/m <sup>2</sup>
Tesoura de Cobertura	Variável	Cobertura com acesso apenas para manutenção ou inspeção	1 kN/m <sup>2</sup>
Fechamento	Permanente	Peso próprio	25 kN/m <sup>3</sup>
Fechamento	Permanente	Forro de gesso em placas, inclui estrutura de suporte	0,15 kN/m <sup>2</sup>
Portadoras de Parede	Permanente	Peso próprio	25 kN/m <sup>3</sup>
Portadoras de Parede	Permanente	Alvenaria de vedação de bloco cerâmico vazado de 19 cm de espessura e 2 cm de revestimento por face	2,5 kN/m <sup>2</sup>

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6120.

#### 4.1.3 Ações sobre os pilares

Os pilares recebem as reações das vigas, além de seu peso próprio de 25 kN/m<sup>3</sup>. Somado a isso, as ações do vento sobre a estrutura são distribuídas sobre eles, conforme suas áreas de influência.

## 4.2 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Para o estabelecimento das combinações, foram levadas em consideração as possibilidades de diferentes ações variáveis principais, a incidência do vento a 0° e 90° e o coeficiente de pressão interna 0 e -0,3. Além das ações variáveis, em todas as combinações foram utilizadas as ações provenientes do peso próprio dos elementos estruturais e construtivos. No Quadro 6, apresenta-se as 8 combinações de ações utilizadas.

Quadro 6 – Combinações de ações.

Combinação	Ação Variável Principal	Direção do Vento	$C_{pi}$
1	Vento	0°	0
2	Vento	0°	-0,3
3	Vento	90°	0
4	Vento	90°	-0,3
5	Sobrecarga na Cobertura	0°	0
6	Sobrecarga na Cobertura	0°	-0,3
7	Sobrecarga na Cobertura	90°	0
8	Sobrecarga na Cobertura	90°	-0,3

Fonte: Elaborado pelo autor.

No Quadro 7, são apresentadas as expressões para as combinações normais e de serviço que serão utilizadas:

Quadro 7 – Combinações de ações últimas de serviço.

<b>Estado Limite Último</b>	
Combinação normal última	$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_q \cdot (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} \cdot F_{qjk})$
Combinação normal de construção	$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_q \cdot (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} \cdot F_{qjk})$
<b>Estado Limite de Serviço</b>	
Combinação Frequente de Serviço	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \psi_1 \cdot F_{q1k} + \sum \psi_{2j} \cdot F_{qjk}$
Combinação Quase Permanente de Serviço	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \sum \psi_{2j} \cdot F_{qjk}$
Combinação Rara de Serviço	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + F_{q1k} + \sum \psi_{1j} \cdot F_{qjk}$

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118.

Por simplificação, não foram representadas as ações indiretas permanentes, pois não farão parte do escopo desse projeto.

Os coeficientes utilizados nas combinações de ações são apresentados no Quadro 8.

Quadro 8 – Coeficientes das combinações de ações.

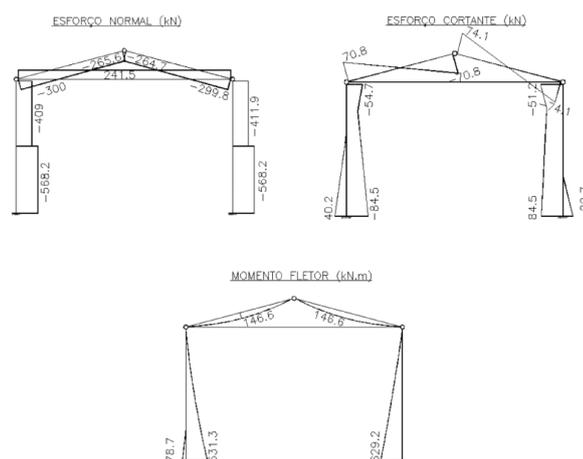
<b>Ações Permanentes</b>		
Ação	Coeficiente	Valor (Desfavorável)
Peso próprio do elemento estrutural	$\gamma_g$	1,3
Peso próprio dos demais elementos	$\gamma_g$	1,4
<b>Ações Variáveis</b>		
Ação	Coeficiente	Valor (Desfavorável)
Vento	$\gamma_q$	1,4
Cobertura	$\gamma_q$	1,4
Vento	$\psi_0$	0,6
Cobertura	$\psi_0$	0,7
Vento	$\psi_1$	0,3
Cobertura	$\psi_1$	0,6
Vento	$\psi_2$	0
Cobertura	$\psi_2$	0,4

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118.

### 4.3 ANÁLISE ESTRUTURAL

Na Figura 29, são apresentadas as envoltórias dos esforços internos no pórtico principal para as combinações normais últimas obtidas por uma análise linear.

Figura 29 – Envoltória do pórtico principal.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Além disso, a envoltória dos esforços internos no pórtico secundário para as combinações normais últimas é apresentada na Figura 30.

Os efeitos de imperfeição geométrica global não serão levados em consideração nesse projeto. Uma vez que o momento na base dos pilares resultante da ação do



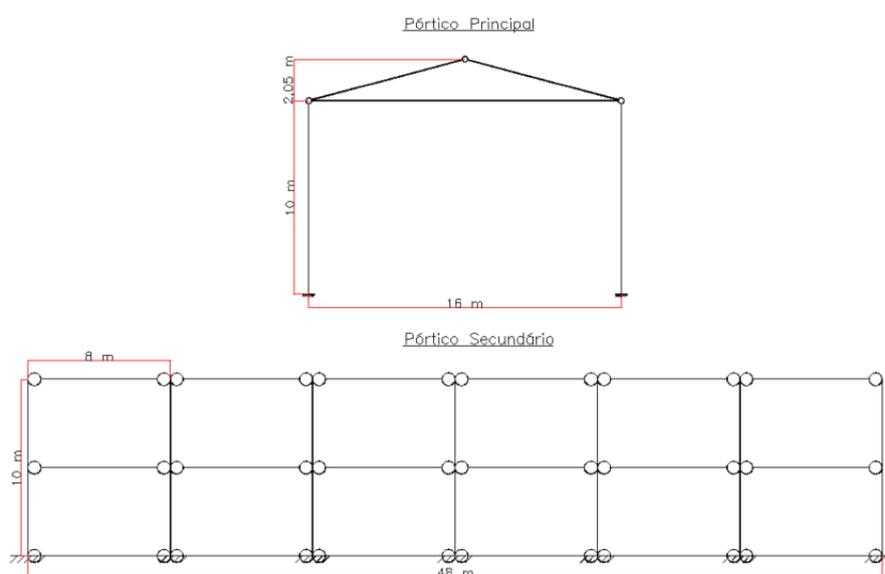
### 4.4.3 Não linearidade física

Conforme recomendação da ABNT NBR 9062, foram consideradas as rigidezes secantes das vigas de concreto armado e pilares de galpões com ligações articuladas, cujos valores foram obtidos pela formulação apresentada no Quadro 1. Nesse sentido, toma-se como suposição que a estrutura tenha  $\gamma_z < 1,3$ .

### 4.4.4 Metodologia de análise

Devido as características do galpão e com base na hipótese de a estrutura não ser de grande deslocabilidade, a estabilidade global deve ser analisada por um processo P- $\Delta$ . Os modelos estruturais são ilustrados na Figura 31.

Figura 31 – Modelos estruturais.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Foram realizadas diversas análises estruturais, nas quais, em cada um dos nós dos pilares, foram adicionadas ações horizontais decorrentes do produto do deslocamento do nó pela ação vertical suportada pelo mesmo na análise anterior. Como ilustrado na Figura 9. Conduziu-se as análises, para cada combinação de ação, até que o deslocamento em cada um dos nós dos pilares não fosse suficiente para gerar um aumento de ação horizontal de  $0,1.kN$  nos mesmos.

Por fim, comparou-se os momentos fletores na base dos pilares de 1ª ordem e de 2ª ordem, resultantes da primeira e última interação, respectivamente. Classificando, portanto, a estrutura quanto a sua deslocabilidade.

#### 4.4.5 Resultado da análise de estabilidade global

O comparativo entre os momentos fletores de 1ª e 2ª ordem na base dos pilares dos pórticos principais e secundários está representado na Quadro 9.

Quadro 9 – Resultado da análise de estabilidade global.

Combinação	Pórtico Principal ( $M_{Sd2}/M_{Sd1}$ )	Pórtico Secundário ( $M_{Sd2}/M_{Sd1}$ )
1	1,015	1,051
2	1,012	1,056
3	1,072	1
4	1,018	1
5	1,008	1,064
6	1,009	1,07
7	1,017	1
8	1,018	1

Fonte: Elaborado pelo autor.

Percebe-se que os esforços de 2ª ordem não são 10% maiores do que os esforços de 1ª ordem. Logo, a estrutura é considerada como de deslocabilidade reduzida.

Além disso, a combinação 3 foi crítica para o pórtico principal, enquanto as combinações 1, 2, 5 e 6 tiveram valores significativos para o pórtico secundário. Somado a isso, percebe-se que algumas combinações não geraram efeitos de segunda ordem significativos, uma vez que o resultado da comparação se aproximou de 1.

Vale ressaltar que, a ABNT NBR 9062, orienta que seja feita a verificação da estabilidade global da estrutura durante a fase de montagem. Esse tópico não será abordado, contudo entende-se que a estrutura estaria sujeita a outras magnitudes de ações verticais e horizontais, bem como o engaste do pilar no bloco de fundação seria o mecanismo que possibilitaria a estabilidade da estrutura.

#### 4.5 VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Nesta seção, serão abordados os resultados da análise estrutural, o dimensionamento e o detalhamento das vigas de concreto armado, sem a presença de armadura ativa, além da verificação da resistência última durante as situações transitórias e dos estados limites de serviço.

##### 4.5.1 Resultados das análises estruturais

###### 4.5.1.1 Estado limite último

Em estruturas de concreto pré-moldado, é necessário dimensionar as vigas tanto para a condição da obra finalizada quanto para as situações transitórias que

ocorrem desde o desmolde até a finalização de suas ligações com os demais elementos.

#### 4.5.1.1.1 Obra finalizada

No Quadro 10, são apresentados os valores máximos dos esforços de projeto referentes às oito combinações últimas normais para as vigas portadoras de parede, vigas de fechamento e vigas da tesoura de cobertura. Esses esforços foram obtidos a partir das envoltórias apresentadas nas Figuras 29 e 30.

Quadro 10 – Esforços máximos de projeto das vigas de concreto armado na combinação normal última.

Viga	Esforço Normal (kN)		Esforço Cortante (kN)	Momento Fletor (kN.m)	
	Tração	Compressão		Positivo	Negativo
-					
Portadora de parede	47,2	47,2	79,6	159,2	0
Fechamento	28,7	23,2	27,5	55	0
Tesoura de cobertura	0	300	74,1	146,6	0

Fonte: Elaborado pelo autor.

#### 4.5.1.1.2 Situações transitórias

As equações utilizadas para a determinação dos esforços nas fases transitórias foram apresentadas nas Figuras. 10,11 e 13.

Para a determinação dos esforços internos nas situações transitórias, considera-se que o dispositivo de içamento está a 10 cm do topo da viga e posicionado a 0,25 vezes o seu comprimento em relação às bordas. Dessa forma, o momento negativo e o positivo possuem a mesma magnitude. Supõe-se ainda que o ângulo entre a viga e o cabo de içamento tende a 90°, pois esse valor leva ao maior esforço cortante e anula a força horizontal que comprimiria a viga, sendo a compressão uma condição favorável.

Dessa forma, os valores máximos dos esforços nas situações transitórias de içamento e rotação por dois pontos, para uma combinação normal de construção, das vigas portadoras de parede, vigas de fechamento e vigas da tesoura de cobertura, estão apresentados no Quadro 11.

Ressalta-se que, nas situações transitórias consideradas, a única ação atuante sobre a viga é o seu peso próprio.

#### 4.5.1.2 Estado limite de serviço

Quanto as combinações de serviço, serão utilizadas:

- a) Combinação quase permanente de serviço: deformações excessivas;
- b) Combinação rara de serviço: formação de fissuras;
- c) Combinação frequente de serviço: limite de abertura de fissuras.

Quadro 11 – Esforços máximos nas fases transitórias das vigas de concreto armado.

Viga	Esforço Cor- tante (kN)	Momento Fletor (kN.m)	
		Positivo	Negativo
-			
Portadora de parede	29,12	25,9	14,6
Fechamento	29,12	25,9	14,6
Tesoura de cobertura	30,14	29,1	14,6

Fonte: Elaborado pelo autor.

Os carregamentos e momentos atuantes para as combinações mencionadas são apresentados no Quadro 12.

Quadro 12 – Ações e momentos atuantes para o estado limite de serviço.

	Portadora de parede	Fechamento	Tesoura de cobertura
$F_{d,ser}$ (kN/m) - Combinação quase permanente de serviço	14,5	5,2	9,6
$F_{d,ser}$ (kN/m) - Combinação rara de serviço	14,5	5,2	14,4
$F_{d,ser}$ (kN/m) - Combinação frequente de serviço	14,5	5,2	11,2
$M_{d,ser}$ (kN.m) - Combinação quase permanente de serviço	116	41,6	79,5
$M_{d,ser}$ (kN.m) - Combinação rara de serviço	116	41,6	123,4
$M_{d,ser}$ (kN.m) - Combinação frequente de serviço	116	41,6	92,8

Fonte: Elaborado pelo autor.

Para simplificação, a ação do vento sobre as vigas será desconsiderada. No entanto, ressalta-se que os esforços de tração gerados por essa ação poderiam aumentar a fissuração das vigas.

#### 4.5.2 Vigas de fechamento

As vigas de fechamento terão seção de 20 x 80 cm. Estima-se o uso de armadura longitudinal com barras de 12,5 mm de diâmetro e estribos com dois ramos transversais de 6,3 mm.

Nas expressões utilizadas, a convenção de sinais considera como positiva a flexão quando as fibras inferiores são tracionadas, bem como o esforço normal de compressão. Isso se deve ao desenvolvimento das expressões e, portanto, não se segue a convenção tradicional de que o esforço normal de tração é considerado positivo.

#### 4.5.2.1 Dimensionamento da armadura longitudinal

Uma vez que a viga pode estar sujeita, simultaneamente, ao momento fletor e ao esforço normal, é necessário considerar o dimensionamento para flexo-tração e flexo-compressão, além da flexão simples.

##### 4.5.2.1.1 Dimensionamento a flexo-compressão

Para o estabelecimento do momento fletor e do esforço normal limite para que a linha neutra corte a seção transversal e, conseqüentemente, o problema seja de grande excentricidade, utiliza-se a Equação (4).

$$\left[ N_{Sd} \cdot \left( \frac{d-d'}{2} \right) - M_{Sd} \right]_{lim} = \alpha_c \cdot \eta_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot d^2 \cdot \left( \frac{\lambda}{2} - \frac{d'}{d} \right) \quad (4)$$

$N_{Sd}$  - esforço normal solicitante de cálculo;

$d$  - altura útil da seção transversal;

$d'$  - distância do centro geométrico da força de tração até o fundo da viga;

$M_{Sd}$  - momento fletor solicitante de cálculo;

$\alpha_c$  - parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão;

$\eta_c$  - fator que considera a fragilidade do concreto;

$\lambda$  - relação entre a profundidade  $y$  do diagrama retangular de compressão equivalente e a profundidade efetiva  $x$  da linha neutra;

$b$  - largura da viga.

$$\left[ N_{Sd} \cdot \left( \frac{d-d'}{2} \right) - M_{Sd} \right]_{lim} = 0,85 \cdot 0,9614 \cdot 3,214 \cdot 20 \cdot 0,874 \cdot 74,745^2 \cdot \left( \frac{0,8}{2} - \frac{5,255}{74,745} \right) \quad (5)$$

$$\left[ N_{Sd} \cdot \left( \frac{d-d'}{2} \right) - M_{Sd} \right]_{lim} = 77419,127 \text{ kN.cm} \quad (6)$$

$$N_{Sd} \cdot \left( \frac{d-d'}{2} \right) - M_{Sd} = 23,2 \cdot \left( \frac{74,745 - 5,255}{2} \right) - 5500 = -4693,916 \text{ kN.cm} \quad (7)$$

$$N_{Sd} \cdot \left( \frac{d-d'}{2} \right) - M_{Sd} \leq \left[ N_{Sd} \cdot \left( \frac{d-d'}{2} \right) - M_{Sd} \right]_{lim} \quad (8)$$

Como o valor é inferior ao limite, conclui-se que o problema é de grande excentricidade. Assim, pela Equação (9), pode-se estimar a altura da linha neutra, supondo que seja utilizada armadura simples.

$$x = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot \left( N_{Sd} \cdot \left( \frac{d-d'}{2} \right) + M_{Sd} \right)}{\alpha_c \cdot \eta_c \cdot f_{cd} \cdot b}}}{\lambda} \quad (9)$$

$x$  - altura da linha neutra.

$$x = \frac{74,745 - \sqrt{74,745^2 - \frac{2 \cdot \left(23,2 \cdot \left(\frac{74,745 - 5,255}{2}\right) + 5500\right)}{0,85 \cdot 0,9614 \cdot 3,214 \cdot 20}}}{0,8}}{0,8} \quad (10)$$

$$x = 2,029 \text{ cm} \quad (11)$$

Verificando o limite normativo, quanto a ductilidade da viga, da linha neutra  $x/d \leq 0,45$ :

$$x/d = 2,029/74,745 = 0,027 \leq 0,45 \quad (12)$$

Assim, a viga de fechamento possui armadura simples. Logo, sua área de aço positiva é calculada pela Equação (13).

$$A_s = \frac{\alpha_c \cdot \eta_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x - N_{Sd}}{f_{yd}} \quad (13)$$

$A_s$  - área da seção transversal da armadura longitudinal de tração;

$f_{yd}$  - resistência ao escoamento do aço de armadura passiva de cálculo.

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 0,9614 \cdot 3,214 \cdot 20 \cdot 0,8 \cdot 2,029 - 23,2}{43,478} = 1,428 \text{ cm}^2 \quad (14)$$

#### 4.5.2.1.2 Dimensionamento a flexo-tração

As expressões para o dimensionamento à flexo-tração são análogas às de flexo-compressão, com a diferença de que o esforço normal é considerado negativo.

$$N_{Sd} \cdot \left(\frac{d - d'}{2}\right) - M_{Sd} = -28,7 \cdot \left(\frac{74,745 - 5,255}{2}\right) - 5500 = -6497,182 \text{ kN.cm} \quad (15)$$

Pela Equação (15), observa-se que o momento é inferior ao limite, caracterizando um problema de grande excentricidade. Assim, o dimensionamento da linha neutra é realizado com base na Equação (9).

$$x = \frac{74,745 - \sqrt{74,745^2 - \frac{2 \cdot \left(-28,7 \cdot \left(\frac{74,745 - 5,255}{2}\right) + 5500\right)}{0,85 \cdot 0,9614 \cdot 3,214 \cdot 20}}}{0,8}}{0,8} \quad (16)$$

$$x = 1,444 \text{ cm} \quad (17)$$

Ao verificar o limite da linha neutra, tem-se que:

$$x/d = 1,444/74,745 = 0,019 \leq 0,45 \quad (18)$$

Logo, é necessária uma armadura simples, calculada pela Equação (19).

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 0,9614 \cdot 3,214 \cdot 20 \cdot 0,8 \cdot 1,444 + 28,7}{43,478} = 2,056 \text{ cm}^2 \quad (19)$$

#### 4.5.2.1.3 Dimensionamento a flexão simples

Como se trata de flexão simples, admite-se que a linha neutra cruza a seção. Assim, a posição da linha neutra será determinada pela Equação (9).

$$x = \frac{74,745 - \sqrt{74,745^2 - \frac{2 \cdot \left(0 \cdot \left(\frac{74,745 - 5,255}{2}\right) + 5500\right)}{0,85 \cdot 0,9614 \cdot 3,214 \cdot 20}}}{0,8}}{0,8} \quad (20)$$

$$x = 1,767 \text{ cm} \quad (21)$$

Ao verificar o limite da linha neutra, tem-se que:

$$x/d = 1,767/74,745 = 0,023 \leq 0,45 \quad (22)$$

Logo, é necessário armadura simples, calculada pela Equação (19).

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 0,9614 \cdot 3,214 \cdot 20 \cdot 0,8 \cdot 1,767 + 0}{43,478} = 1,708 \text{ cm}^2 \quad (23)$$

#### 4.5.2.1.4 Armadura longitudinal mínima de tração

A NBR 6118 estabelece uma armadura mínima de tração, calculada pela Equação (24).

$$A_{s,min} = A_c \cdot \rho_{min} \quad (24)$$

$A_{s,min}$  - área de aço de armadura passiva longitudinal positiva mínima;

$A_c$  - área de concreto da seção não homogenizada;

$\rho_{min}$  - taxa mínima de aço.

Para  $f_{ck} = 45 \text{ MPa}$ , tem-se  $\rho_{min} = 0,194\%$ .

$$A_{s,min} = 20 \cdot 80 \cdot 0,194/100 = 3,14 \text{ cm}^2 \quad (25)$$

#### 4.5.2.2 Armadura de pele

Devido à altura da viga ser superior a 60 cm de altura, a ABNT NBR 6118 estabelece a utilização de armadura lateral mínima de 0,1% da área da alma da seção da viga, sendo esse valor inferior a 5 cm<sup>2</sup>/m por face.

$$A_{pele} = A_{c,alma} \cdot 0,1\% = 20 \cdot 80 \cdot 0,001 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{face} \quad (26)$$

$A_{pele}$  - área de aço de armadura de pele;

$A_{c,alma}$  - área de concreto da alma da viga.

#### 4.5.2.3 Dimensionamento ao esforço cortante

Para o dimensionamento ao esforço cortante será considerado o modelo II, com  $\theta = 40$ , e estribos dispostos a  $90^\circ$ .

##### 4.5.2.3.1 Verificação do esmagamento da biela

A resistência ao esmagamento das bielas é calculada pela Expressão (27).

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot \text{sen}(\theta) \cdot \text{cos}(\theta) \quad (27)$$

$V_{Rd2}$  - força cortante resistente de cálculo, relativa a elementos sem armadura para força cortante;

$\theta$  - ângulo de inclinação das diagonais de compressão.

Sendo  $\alpha_{v2}$ , calculado pela Expressão (28).

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{45}{250} = 0,82 \quad (28)$$

Desta forma, tem-se que a resistência ao esmagamento das bielas é dado por:

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot 0,82 \cdot 3,214 \cdot 20.74,745 \cdot \text{sen}(40) \cdot \text{cos}(40) = 1084,407 \text{ kN} \quad (29)$$

$$V_{Sd} = 23,2 \text{ kN} \leq V_{Rd2} = 1084,407 \text{ kN} \quad (30)$$

$V_{Sd}$  - força cortante solicitante de cálculo.

Logo, o critério é satisfeito.

##### 4.5.2.3.2 Mecanismos complementares

A determinação dos mecanismos complementares ao da treliça é calculado pela Equação(31).

$$V_C = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d \quad (31)$$

$V_C$  - parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça;

$f_{ctd}$  - resistência do concreto de cálculo à tração direta.

Com  $f_{ctd}$  dada por:

$$f_{ctd} = 0,15 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,15 \cdot 45^{2/3} \cdot 0,1 = 0,189 \text{ kN/cm}^2 \quad (32)$$

$$V_C = 0,6 \cdot 0,189 \cdot 20.74,745 = 170,214 \text{ kN} \quad (33)$$

Como  $V_{Sd} \leq V_C$ , assume-se  $V_{c1} = V_C$ .

$V_{c1}$  - valor de referência para  $V_C$ , quando  $30 \leq \theta \leq 45$ .

#### 4.5.2.3.3 Área de aço

Como  $V_{Sd} \leq V_{c1}$ , entende-se que os mecanismos complementares seriam suficientes para resistir ao esforço cortante.

Todavia, a ABNT NBR 6118 estabelece uma armadura transversal mínima de:

$$\frac{A_s}{s} = 0,2 \cdot b \cdot \text{sen}(\alpha) \cdot \frac{f_{ct,m}}{f_{yk}} \quad (34)$$

$\frac{A_s}{s}$  - área de aço transversal por comprimento;

$\alpha$  - inclinação dos estribos;

$f_{yk}$  - resistência ao escoamento do aço característica de armadura passiva;

$f_{ct,m}$  - resistência média à tração do concreto.

Sendo  $f_{ct,m}$ , calculado por:

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot 45^{2/3} \cdot 0,1 = 0,379 \text{ kN/cm}^2 \quad (35)$$

tem-se que a área de aço transversal mínima é dada por:

$$\frac{A_s}{s} = 0,2 \cdot 20 \cdot \text{sen}(90) \cdot \frac{0,379}{50} \cdot 100 = 3,036 \text{ cm}^2/m \quad (36)$$

#### 4.5.2.4 Estado limite de serviço

##### 4.5.2.4.1 Estado limite de deformação excessiva

Primeiramente, deve-se calcular a deformação elástica imediata. Para vigas biapoiadas com carregamento distribuído, esse valor pode ser obtido pela Equação(37).

$$f_i = \frac{5}{384} \cdot \frac{F_{d,ser} \cdot l^4}{(E \cdot I)_{eq}} \quad (37)$$

$f_i$  - flecha imediata;

$F_{d,ser}$  - carregamento distribuído;

$l$  - comprimento da viga;

$(E \cdot I)_{eq}$  - rigidez equivalente.

O item 17.3.2.1.1 da ABNT NBR 6118 estabelece a aproximação da rigidez equivalente da viga para a avaliação da flecha imediata pela Equação (38).

$$(E \cdot I)_{eq} = E_{cs} \cdot \left\{ \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 \cdot I_c + \left[ 1 - \left( \frac{M_r}{M_a} \right) \right] \cdot I_{II} \right\} \leq E_{cs} \cdot I_c \quad (38)$$

$(E \cdot I)_{eq}$  - rigidez equivalente;

$E_{cs}$  - módulo de deformação secante do concreto;

$M_r$  - momento de fissuração;

$M_r$  - momento atuante;

$I_c$  - momento de inércia da seção bruta de concreto;

$I_{II}$  - momento de inércia da seção fissurada de concreto no estágio II.

Sendo o momento de fissuração calculado por:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct,m} \cdot I_c}{y_t} \quad (39)$$

$\alpha$  - fator de forma geométrica;

$y_t$  - distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada.

Com  $\alpha = 1,5$  para seção retangular, tem-se:

$$M_r = \frac{1,5 \cdot 0,379 \cdot \frac{20.80^3}{12}}{0,5.80} = 12145 \text{ kN.cm} \quad (40)$$

Como a seção não fissura,  $M_a = 41,6 \text{ kN.m} \leq M_r = 121,45 \text{ kN.m}$ , a análise deve ser feita no Estádio I. Dessa forma, a Equação (38) pode ser simplificada.

$$(E \cdot I)_{eq} = E_{cs} \cdot I_c \quad (41)$$

Dessa forma, deve-se estipular o módulo de elasticidade secante do concreto:

$$E_{cs} = \alpha_j \cdot \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{fck} \quad (42)$$

$\alpha_E$  - parâmetro em função da natureza do agregado;

Sendo  $\alpha_j$  calculado por:

$$\alpha_j = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{fck}{80} \leq 1 \quad (43)$$

$$\alpha_j = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{45}{80} = 0,9125 \leq 1 \quad (44)$$

E  $\alpha_E = 1$ , devido a utilização de agregado granítico. Dessa forma, a rigidez equivalente da viga é dada por:

$$(E \cdot I)_{eq} = 0,1 \cdot 0,9125 \cdot 1 \cdot 5600 \cdot \sqrt{45} \cdot \frac{20.80^3}{12} = 29251346854,46 \text{ kN.cm}^2 \quad (45)$$

Resultando em uma flecha imediata de:

$$f_i = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,052 \cdot 800^4}{29251346854,46} = 0,0948 \text{ cm} \quad (46)$$

Para considerar-se a flecha deferida no tempo, utiliza-se a Equação (47).

$$f_{ad} = \alpha_f \cdot f_i \quad (47)$$

$f_{ad}$  - flecha deferida no tempo.

Onde  $\alpha_f$  é calculado por:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50 \cdot \rho'} \quad (48)$$

Como na situação de obra finalizada não há armadura comprimida, tem-se que:

$$\alpha_f = \Delta\xi \quad (49)$$

E  $\Delta\xi$  é calculado por:

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0) \quad (50)$$

$\xi$  - coeficiente função do tempo;

$$\xi(t) = 0,68.(0,996^t).t^{0,32} \rightarrow t \leq 70 \text{ meses} \quad (51)$$

$$\xi(t) = 2 \rightarrow t > 70 \text{ meses} \quad (52)$$

Considerando que as ações de longa duração atuem sobre a peça 14 dias após a concretagem, ao analisar a flecha em um período superior a 70 meses, tem-se:

$$\xi(t_0) = 0,68.(0,996^{0,5}).0,5^{0,32} = 0,544 \quad (53)$$

$$\alpha_f = \Delta\xi = 2 - 0,544 = 1,456 \quad (54)$$

Dessa forma, a flecha total é obtida pela soma da flecha imediata com a flecha deferida no tempo:

$$f_f = (1 + \alpha_f).f_i = (1 + 1,456).0,0948 = 0,2328 \text{ mm} \quad (55)$$

$f_f$  - flecha final.

A NBR 6118 considera que a flecha máxima é dado por:

$$l/250 = 800/250 = 3,2 \text{ cm} \quad (56)$$

Logo, o limite normativo é satisfeito.

#### 4.5.2.4.2 Estado limite de fissuração

Primeiramente, é necessário avaliar, se a viga está o Estádio I ou II, para uma combinação rara de serviço. Essa avaliação é feita pelo momento de fissuração, conforme Equação (57).

$$M_r = \frac{\alpha.f_{ctk,inf}.I_c}{y_t} \quad (57)$$

$f_{ctk,inf}$  - resistência do concreto característica inferior do concreto à tração direta.

Sendo  $f_{ctk,inf}$ , calculado por:

$$f_{ctk,inf} = 0,21.f_{ck}^{2/3} = 0,21.45^{2/3}.0,1 = 0,265 \text{ kN/cm}^2 \quad (58)$$

Então, tem-se que o momento de fissuração é:

$$M_r = \frac{1,5.0,265.\frac{20.80^3}{12}}{0,5.80} = 8501,8 \text{ kN.cm} \quad (59)$$

$$M_a = 41,6 \text{ kN.m} \leq M_r = 85,018 \text{ kN.m} \quad (60)$$

Como o momento de fissuração é superior ao momento atuante para uma combinação rara de serviço, considera-se que a viga está no Estádio I. Consequentemente, a seção transversal não sofre fissuração.

### 4.5.3 Vigas portadoras de parede

As vigas portadoras de parede terão seção de 20 x 80 cm. Estima-se o uso de armadura longitudinal com barras de 16 mm de diâmetro e estribos com dois ramos transversais de 6,3 mm.

#### 4.5.3.1 Dimensionamento da armadura longitudinal

Uma vez que a viga pode estar sujeita, simultaneamente, ao momento fletor e ao esforço normal, é necessário considerar o dimensionamento para flexo-tração e flexo-compressão, além da flexão simples.

##### 4.5.3.1.1 Dimensionamento a flexo-compressão

Para o estabelecimento do momento fletor e do esforço normal limite, de modo que a linha neutra corte a seção transversal e, conseqüentemente, caracterize o problema como de grande excentricidade, utiliza-se a Equação (4).

$$\left[ N_d \cdot \left( \frac{d-d'}{2} \right) - M_{Sd} \right]_{lim} = 0,85 \cdot 0,9614 \cdot 3,214 \cdot 20 \cdot 0,8 \cdot 74,57^2 \cdot \left( \frac{0,8}{2} - \frac{5,43}{74,57} \right) \quad (61)$$

$$\left[ N_{Sd} \cdot \left( \frac{d-d'}{2} \right) - M_{Sd} \right]_{lim} = 76469,969 \text{ kN.cm} \quad (62)$$

$$N_{Sd} \cdot \left( \frac{d-d'}{2} \right) - M_{Sd} = 47,2 \cdot \left( \frac{74,57-5,43}{2} \right) - 15920 = -14288,296 \text{ kN.cm} \quad (63)$$

$$N_{Sd} \cdot \left( \frac{d-d'}{2} \right) - M_{Sd} \leq \left[ N_{Sd} \cdot \left( \frac{d-d'}{2} \right) - M_{Sd} \right]_{lim} \quad (64)$$

Como o valor é inferior ao limite, conclui-se que o problema é de grande excentricidade. Assim, pela Equação (9), pode-se estimar a altura da linha neutra, supondo-se que seja utilizada armadura simples.

$$x = \frac{74,57 - \sqrt{74,57^2 - \frac{2 \cdot \left( 47,2 \cdot \left( \frac{74,57-5,43}{2} \right) + 15920 \right)}{0,85 \cdot 0,9614 \cdot 3,214 \cdot 20}}}{0,8}}{0,8} \quad (65)$$

$$x = 5,779 \text{ cm} \quad (66)$$

Verificando o limite normativo, quanto a ductilidade da viga, da linha neutra  $x/d \leq 0,45$ :

$$x/d = 5,779/74,57 = 0,077 \leq 0,45 \quad (67)$$

Logo, é necessário armadura simples, calculada pela Equação (19).

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 0,9614 \cdot 3,214 \cdot 20 \cdot 0,8 \cdot 5,77 - 47,2}{43,478} = 4,5 \text{ cm}^2 \quad (68)$$

#### 4.5.3.1.2 Dimensionamento a flexo-tração

As expressões para o dimensionamento a flexo-tração são análogas as da flexo-compressão, com a diferença de que o esforço normal é considerado negativo.

$$N_d \cdot \left( \frac{d - d'}{2} \right) - M_d = 47,2 \cdot \left( \frac{74,57 - 5,43}{2} \right) - 15920 = -17551,704 \text{ kN.cm} \quad (69)$$

Como o valor é inferior ao limite, conclui-se que o problema é de grande excentricidade. Assim, pela Equação (9), pode-se estimar a altura da linha neutra, supondo-se que seja utilizada armadura simples.

$$x = \frac{74,57 - \sqrt{74,57^2 - \frac{2 \cdot \left( -47,2 \cdot \left( \frac{74,57 - 5,43}{2} \right) + 15920 \right)}{0,85 \cdot 0,9614 \cdot 3,214 \cdot 20}}}{0,8}}{0,8} \quad (70)$$

$$x = 4,676 \text{ cm} \quad (71)$$

Verificando o limite da linha neutra, tem-se que:

$$x/d = 4,676/74,57 = 0,0627 \leq 0,45 \quad (72)$$

Logo, é necessário armadura simples, calculada pela Equação (19).

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 0,9614 \cdot 3,214 \cdot 20 \cdot 0,8 \cdot 4,676 + 47,2}{43,478} = 5,605 \text{ cm}^2 \quad (73)$$

#### 4.5.3.1.3 Dimensionamento a flexão simples

Por se tratar de flexão simples, admite-se que a linha neutra cruza a seção. Assim, a posição da linha neutra será determinada pela Equação (9).

$$x = \frac{74,57 - \sqrt{74,57^2 - \frac{2 \cdot \left( 0 \cdot \left( \frac{74,57 - 5,43}{2} \right) + 15920 \right)}{0,85 \cdot 0,9614 \cdot 3,214 \cdot 20}}}{0,8}}{0,8} \quad (74)$$

$$x = 5,225 \text{ cm} \quad (75)$$

Verificando o limite da linha neutra, tem-se que:

$$x/d = 5,225/74,57 = 0,034 \leq 0,45 \quad (76)$$

Logo, é necessário armadura simples, calculada pela Equação (19).

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 0,9614 \cdot 3,214 \cdot 20 \cdot 0,8 \cdot 5,225 + 0}{43,478} = 5,051 \text{ cm}^2 \quad (77)$$

#### 4.5.3.1.4 Armadura longitudinal mínima de tração

A NBR 6118 estabelece uma armadura mínima de tração, calculada pela Equação (24). Para  $f_{ck} = 45 \text{ MPa}$ , tem-se  $\rho_{min} = 0,194\%$ .

$$A_{s,min} = 20.80.0,194/100 = 3,14 \text{ cm}^2 \quad (78)$$

#### 4.5.3.2 Armadura de pele

Devido à altura da viga ser superior a 60 cm de altura, a ABNT NBR 6118 estabelece a utilização de armadura lateral mínima de 0,1% da área da alma da seção da viga, sendo esse valor inferior a 5 cm<sup>2</sup>/m por face.

$$A_{pele} = A_{c,alma}.0,1\% = 20.80.0,001 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{face} \quad (79)$$

#### 4.5.3.3 Dimensionamento ao esforço cortante

Para o dimensionamento ao esforço cortante será considerado o modelo II, com  $\theta = 40$ , e estribos dispostos a 90°.

##### 4.5.3.3.1 Verificação do esmagamento da biela

A resistência ao esmagamento das bielas é calculado pela Expressão (49).

$$V_{Rd2} = 0,54.0,82.3,214.20.74,57.\text{sen}(40).\text{cos}(40) = 1084,407 \text{ kN} \quad (80)$$

$$V_{Sd} = 79,6 \text{ kN} \leq V_{Rd2} = 1084,407 \text{ kN} \quad (81)$$

Logo, o critério é satisfeito.

##### 4.5.3.3.2 Mecanismos complementares

A determinação dos mecanismos complementares ao da treliça é calculado pela Equação (31).

$$V_c = 0,6.0,189.20.74,57 = 170,214 \text{ kN} \quad (82)$$

Como  $V_{Sd} \leq V_c$ , assume-se  $V_{c1} = \leq V_c$ .

##### 4.5.3.3.3 Área de aço

Como  $V_{Sd} \leq V_{c1}$ , entende-se que os mecanismos complementares seriam suficientes para a resistência ao esforço cortante.

Todavia, a ABNT NBR 6118 estabelece uma armadura transversal mínima de:

$$\frac{A_s}{s} = 0,2.20.\text{sen}(90).\frac{0,379}{50}.100 = 3,036 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (83)$$

#### 4.5.3.4 Estado limite de serviço

##### 4.5.3.4.1 Estado limite de deformação excessiva

Primeiramente, deve-se calcular a deformação elástica imediata. Para vigas biapoiadas com carregamento distribuído, esse valor pode ser obtido pela Equação(37).

O item 17.3.2.1.1 da ABNT NBR 6118 estabelece a aproximação da rigidez equivalente da viga para a avaliação da flecha imediata pela Equação (38).

Sendo o momento de fissuração:

$$M_r = \frac{1,5 \cdot 0,379 \cdot \frac{20,80^3}{12}}{0,5,80} = 121,45 \text{ kN.m} \quad (84)$$

Como a seção não fissura,  $M_a = 116 \text{ kN.m} \leq M_r = 121,45 \text{ kN.m}$ , a análise deve ser feita no Estádio I. Dessa forma, pode ser utilizada a Equação (41).

Dessa forma, a rigidez equivalente da viga é dada por:

$$(E.I)_{eq} = 0,9125 \cdot 1.5600 \cdot \sqrt{45} \cdot \frac{20,80^3}{12} = 29251346854,461 \text{ kN.cm}^2 \quad (85)$$

Resultando em uma flecha imediata de:

$$f_i = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,145 \cdot 800^4}{29251346854,461} = 0,2643 \text{ cm} \quad (86)$$

Para considerar-se a flecha deferida no tempo, utiliza-se os mesmos coeficientes apresentados na viga de fechamento.

Dessa forma, a flecha total é obtida pela soma da flecha imediata com a flecha deferida no tempo:

$$f_f = (1 + \alpha_f) \cdot f_i = (1 + 1,456) \cdot 0,2643 = 0,6491 \text{ cm} \quad (87)$$

A ABNT NBR 6118 considera que a flecha máxima é dada pelo menor valor entre:

$$\left\{ \begin{array}{l} l/500 = 800/500 = 1,6 \text{ cm} \\ 1 \text{ cm} \end{array} \right. \quad (88)$$

Logo, o limite normativo é satisfeito.

##### 4.5.3.4.2 Estado limite de fissuração

Primeiramente, é necessário avaliar, se a viga está o Estádio I ou II, para uma combinação rara de serviço. Essa avaliação é feita pelo momento de fissuração, conforme Equação (57).

$$M_r = \frac{1,5 \cdot 0,265 \cdot \frac{20,80^3}{12}}{0,5,80} = 8501,8 \text{ kN.cm} \quad (89)$$

$$M_a = 116 \text{ kN.m} \geq M_r = 85,018 \text{ kN.m} \quad (90)$$

Como o momento de fissuração é inferior ao momento atuante para uma combinação frequente de serviço, considera-se que a viga está no Estádio II. Conseqüentemente, a seção transversal apresenta fissuração.

#### 4.5.3.4.3 Estado limite de abertura de fissuras

Devido ao surgimento de fissuras constatado na verificação do estado limite de fissuração, é necessário verificar se a abertura das fissuras ultrapassa os 0,3 mm estipulados pela ABNT NBR 6118. Nesse sentido, a mesma norma indica que a abertura das fissuras pode ser estimada pelo menor valor entre:

$$\begin{cases} w_k = \frac{\varphi_i}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ct,m}} \\ w_k = \frac{\varphi_i}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left( \frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \end{cases} \quad (91)$$

$w_k$  - abertura característica das fissuras;

$\varphi_i$  - diâmetro da armadura;

$\sigma_{si}$  - tensão no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estágio II;

$E_{si}$  - módulo de elasticidade do aço;

$\rho_{ri}$  - taxa de armadura passiva ou ativa aderente em relação à área da região de envolvimento;

$\eta_1$  - coeficiente de conformação superficial da armadura considerada.

Para determinação da tensão no centro de gravidade das armaduras é necessário encontrar a posição da linha neutra no Estádio II, pela Equação (92).

$$x_2 = \frac{-(\alpha_e - 1) \cdot A_s + \sqrt{(\alpha_e - 1)^2 \cdot A_s^2 + 2 \cdot b \cdot (\alpha_e - 1) \cdot A_s \cdot d}}{b} \quad (92)$$

$x_2$  - linha neutra da seção transversal no estágio II;

$\alpha_e$  - relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto.

Sendo  $\alpha_e$ , calculada por:

$$\alpha_e = \frac{E_{si}}{E_c} = \frac{210000}{5600 \cdot \sqrt{45}} = 5,59 \quad (93)$$

Dessa forma, encontramos a posição da linha neutra:

$$x_2 = \frac{-(5,59 - 1) \cdot 5,605 + \sqrt{(5,59 - 1)^2 \cdot 5,605^2 + 2 \cdot 20 \cdot (5,59 - 1) \cdot 5,605 \cdot 74,57}}{20} = 13,117 \text{ cm} \quad (94)$$

A partir do valor da linha neutra, encontra-se a inércia da seção no estágio II, pela Equação (95).

$$I_2 = \frac{b \cdot x_2^3}{3} + (\alpha_e - 1) \cdot A_s \cdot (d - x_2)^2 \quad (95)$$

$I_2$  - momento de inércia da seção transversal no estágio II.

$$I_2 = \frac{20 \cdot 13,117^3}{3} + (5,59 - 1) \cdot 5,605 \cdot (74,57 - 13,117)^2 = 130130,98 \text{ cm}^4 \quad (96)$$

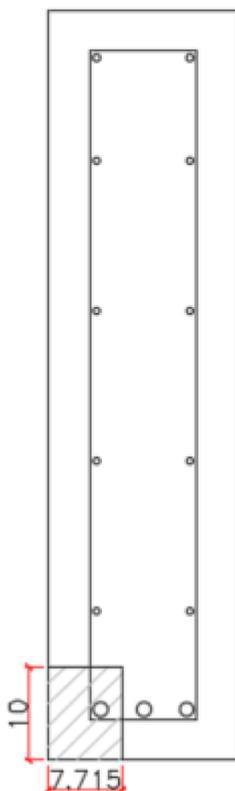
Dessa forma, estima-se a tensão no aço, pela Equação (97).

$$\sigma_{si} = \frac{\alpha_e \cdot M_{Sd} \cdot (d - x_2)}{I_2} \quad (97)$$

$$\sigma_{si} = \frac{5,59 \cdot 11600 \cdot (74,57 - 13,117)}{130130,98} = 33,32 \text{ kN/cm}^2 = 333,2 \text{ MPa} \quad (98)$$

A ABNT NBR 6118 estabelece o valor de  $\eta_1 = 2,25$  para aços de categoria CA-50. Além disso, a área crítica é ilustrada na Figura 32.

Figura 32 – Área crítica de fissuração.



Fonte: Elaborado pelo autor.

$$A_{cri} = 10 \cdot 7,715 = 77,15 \text{ cm}^2 \quad (99)$$

$A_{cri}$  - área crítica.

$$\rho_{cri} = \frac{\frac{\pi \cdot \phi_t^2}{4}}{A_{cri}} = \frac{2,01}{77,15} = 0,026 \quad (100)$$

Dessa forma, tem-se que:

$$\begin{cases} w_k = \frac{16}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{333,2}{210000} \cdot \frac{3.333,2}{3,795} = 0,23 \text{ mm} \\ w_k = \frac{16}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{333,2}{210000} \cdot \left( \frac{4}{0,026} + 45 \right) = 0,18 \text{ mm} \end{cases} \quad (101)$$

Como a viga possui menos de 120 cm de altura, a ABNT NBR 6118 considera que o critério de abertura de fissuras é atendido para todas as barras, desde que o limite seja respeitado para a barra mais tracionada.

#### 4.5.4 Vigas da tesoura de cobertura

As vigas da tesoura de cobertura terão seção de 20 x 80 cm. Estima-se o uso de armadura longitudinal com barras de 16 mm de diâmetro e estribos com dois ramos transversais de 6,3 mm.

##### 4.5.4.1 Dimensionamento da armadura longitudinal

Uma vez que a viga pode estar sujeita, simultaneamente, ao momento fletor e ao esforço normal, é necessário considerar o dimensionamento para flexo-compressão, além da flexão simples. Para essa viga, não há esforço de tração e, portanto, a flexo-tração não é considerada.

##### 4.5.4.1.1 Dimensionamento a flexo-compressão

Para o estabelecimento do momento fletor e do esforço normal limite, de modo que a linha neutra corte a seção transversal e, conseqüentemente, caracterize o problema como de grande excentricidade, utiliza-se a Equação (4).

$$\left[ N_d \cdot \left( \frac{d-d'}{2} \right) - M_{Sd} \right]_{lim} = 0,85 \cdot 0,9614 \cdot 3,214 \cdot 20 \cdot 0,8 \cdot 74,57^2 \cdot \left( \frac{0,8}{2} - \frac{5,43}{74,57} \right) \quad (102)$$

$$\left[ N_d \cdot \left( \frac{d-d'}{2} \right) - M_{Sd} \right]_{lim} = 76469,969 \text{ kN.cm} \quad (103)$$

$$N_d \cdot \left( \frac{d-d'}{2} \right) - M_{Sd} = 300 \cdot \left( \frac{74,57 - 5,43}{2} \right) - 14660 = -4289 \text{ kN.cm} \quad (104)$$

$$N_d \cdot \left( \frac{d-d'}{2} \right) - M_{Sd} \leq \left[ N_d \cdot \left( \frac{d-d'}{2} \right) - M_{Sd} \right]_{lim} \quad (105)$$

Como o valor é inferior ao limite, conclui-se que o problema é de grande excentricidade. Assim, pela Equação (9), pode-se estimar a altura da linha neutra, supondo-se que seja utilizada armadura simples.

$$x = \frac{74,57 - \sqrt{74,57^2 - \frac{2 \cdot \left( 300 \cdot \left( \frac{74,57 - 5,43}{2} \right) + 14660 \right)}{0,85 \cdot 0,9614 \cdot 3,214 \cdot 20}}}{0,8}}{0,8} \quad (106)$$

$$x = 8,36 \text{ cm} \quad (107)$$

Verificando o limite normativo, quanto a ductilidade da viga, da linha neutra  $x/d \leq 0,45$ :

$$x/d = 8,36/74,57 = 0,11 \leq 0,45 \quad (108)$$

Logo, é necessário armadura simples, calculada pela Equação (19).

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 0,9614 \cdot 3,214 \cdot 20 \cdot 0,8 \cdot 8,36 - 300}{43,478} = 1,18 \text{ cm}^2 \quad (109)$$

#### 4.5.4.1.2 Dimensionamento a flexão simples

Por se tratar de flexão simples, admite-se que a linha neutra cruza a seção. Assim, a posição da linha neutra será determinada pela Equação (9).

$$x = \frac{74,57 - \sqrt{74,57^2 - \frac{2 \cdot \left(0 \cdot \left(\frac{74,57 - 5,43}{2}\right) + 14660\right)}{0,85 \cdot 0,9614 \cdot 3,214 \cdot 20}}}{0,8}}{0,8} \quad (110)$$

$$x = 4,8 \text{ cm} \quad (111)$$

Verificando o limite da linha neutra, tem-se que:

$$x/d = 4,8/74,57 = 0,064 \leq 0,45 \quad (112)$$

Logo, é necessário armadura simples, calculada pela Equação (19).

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 0,9614 \cdot 3,214 \cdot 20 \cdot 0,8 \cdot 4,8 + 0}{43,478} = 4,64 \text{ cm}^2 \quad (113)$$

#### 4.5.4.1.3 Armadura longitudinal mínima de tração

A NBR 6118 estabelece uma armadura mínima de tração, calculada pela Equação (24). Para  $f_{ck} = 45 \text{ MPa}$ , tem-se  $\rho_{min} = 0,194\%$ .

$$A_{s,min} = 20 \cdot 80 \cdot 0,194/100 = 3,14 \text{ cm}^2 \quad (114)$$

#### 4.5.4.2 Armadura de pele

Devido à altura da viga ser superior a 60 cm de altura, a ABNT NBR 6118 estabelece a utilização de armadura lateral mínima de 0,1% da área da alma da seção da viga, sendo esse valor inferior a 5 cm<sup>2</sup>/m por face.

$$A_{pele} = A_{c,alma} \cdot 0,1\% = 20 \cdot 80 \cdot 0,001 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{face} \quad (115)$$

#### 4.5.4.3 Dimensionamento ao esforço cortante

Para o dimensionamento ao esforço cortante será considerado o modelo II, com  $\theta = 40$ , e estribos dispostos a  $90^\circ$ .

##### 4.5.4.3.1 Verificação do esmagamento da biela

A resistência ao esmagamento das bielas é calculado pela Expressão (49).

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot 0,82 \cdot 3,214 \cdot 20.74,57 \cdot \text{sen}(40) \cdot \text{cos}(40) = 1084,407 \text{ kN} \quad (116)$$

$$V_{Sd} = 74,1 \text{ kN} \leq V_{Rd2} = 1084,407 \text{ kN} \quad (117)$$

Logo, o critério é satisfeito.

##### 4.5.4.3.2 Mecanismos complementares

A determinação dos mecanismos complementares ao da treliça é calculado pela Equação (31).

$$V_c = 0,6 \cdot 0,189 \cdot 20.74,57 = 170,214 \text{ kN} \quad (118)$$

Como  $V_{Sd} \leq V_c$ , assume-se  $V_{c1} = V_c$ .

##### 4.5.4.3.3 Área de aço

Como  $V_{Sd} \leq V_{c1}$ , entende-se que os mecanismos complementares seriam suficientes para a resistência ao esforço cortante.

Todavia, a ABNT NBR 6118 estabelece uma armadura transversal mínima, dada por:

$$\frac{A_s}{s} = 0,2 \cdot 20 \cdot \text{sen}(90) \cdot \frac{0,379}{50} \cdot 100 = 3,036 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (119)$$

#### 4.5.4.4 Estado limite de serviço

##### 4.5.4.4.1 Estado limite de deformação excessiva

Primeiramente, deve-se calcular a deformação elástica imediata. Como as vigas se apoiam uma na outra, é necessário considerar o deslocamento conjunto das duas vigas.

O item 17.3.2.1.1 da ABNT NBR 6118 estabelece a aproximação da rigidez equivalente da viga para a avaliação da flecha imediata pela Equação (38).

Sendo o momento de fissuração:

$$M_r = \frac{1,5 \cdot 0,379 \cdot \frac{20 \cdot 80^3}{12}}{0,5 \cdot 80} = 12145 \text{ kN.cm} \quad (120)$$

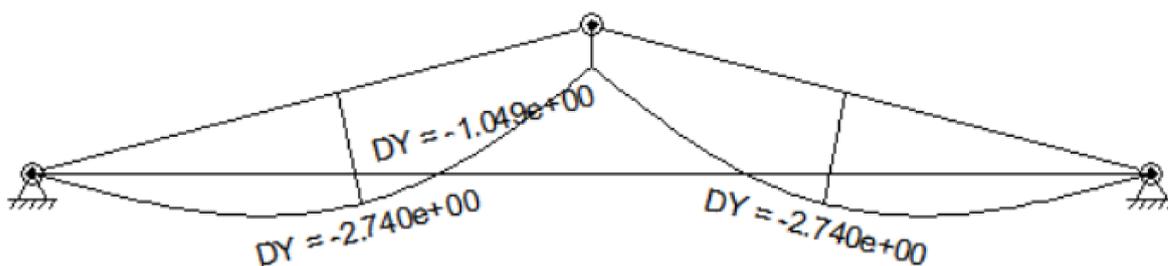
Como a seção não fatura,  $M_a = 116 \text{ kN.m} \leq M_r = 121,45 \text{ kN.m}$ , a análise deve ser feita no Estádio I. Dessa forma, pode ser utilizada a Equação (41).

Dessa forma, a rigidez equivalente da viga é dada por:

$$(E.I)_{eq} = 0,9125 \cdot 1.5600 \cdot \sqrt{45} \cdot 0,1 \cdot \frac{20.80^3}{12} = 29251346854,461 \text{ kN.cm}^2 \quad (121)$$

A flecha imediata foi calculada pelo software Ftool, utilizando análise linear elástica como apresentado na Figura 33.

Figura 33 – Flecha na viga da tesoura de cobertura.



Fonte: Elaborado pelo autor.

$$f_i = 2,74 \text{ mm} \quad (122)$$

Para considerar-se a flecha deferida no tempo, utiliza-se os mesmos coeficientes apresentados na viga de fechamento.

Dessa forma, a flecha total é obtida pela soma da flecha imediata com a flecha deferida no tempo:

$$f_f = (1 + \alpha_f) \cdot f_i = (1 + 1,456) \cdot 2,74 = 6,729 \text{ mm} \quad (123)$$

A NBR 6118 considera que a flecha máxima é dado por:

$$l/250 = 828/250 = 3,31 \text{ cm} \quad (124)$$

Logo, o limite normativo é satisfeito.

#### 4.5.4.4.2 Estado de abertura de fissuras

Primeiramente, é necessário avaliar, se a viga está o Estádio I ou II, para uma combinação rara de serviço. Essa avaliação é feita pelo momento de fissuração, conforme Equação (57).

$$M_r = \frac{1,5 \cdot 0,265 \cdot 80 \cdot \frac{20.80^3}{12}}{0,5 \cdot 80} = 8501,8 \text{ kN.cm} \quad (125)$$

$$M_a = 123,4 \text{ kN.m} \geq M_r = 85,018 \text{ kN.m} \quad (126)$$

Como o momento de fissuração é inferior ao momento atuante para uma combinação frequente de serviço, considera-se que a viga está no Estádio II. Conseqüentemente, a seção transversal apresenta fissuração.

#### 4.5.4.4.3 Estado limite de abertura de fissuras

Devido ao surgimento de fissuras constatado no estado limite de fissuração, é necessário verificar se a abertura das fissuras ultrapassa os 0,3 mm estipulados pela ABNT NBR 6118. Nesse sentido, a mesma norma indica que a abertura de fissuras pode ser estimada pelo menor valor entre:

$$\begin{cases} w_k = \frac{\varphi_i}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}} \\ w_k = \frac{\varphi_i}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left( \frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \end{cases} \quad (127)$$

Para determinação da tensão no centro de gravidade das armaduras é necessário encontrar a posição da linha neutra no Estádio II, pela Equação (92).

$$x_2 = \frac{-(5,59 - 1) \cdot 4,862 + \sqrt{(5,59 - 1)^2 \cdot 4,862^2 + 2 \cdot 20 \cdot (5,59 - 1) \cdot 4,862 \cdot 74,57}}{20} = 12,29 \text{ cm} \quad (128)$$

A partir do valor da linha neutra, encontra-se a inércia da seção no estádio II, pela Equação (95).

$$I_2 = \frac{20 \cdot 12,29^3}{3} + (5,59 - 1) \cdot 5,605 \cdot (74,57 - 12,29)^2 = 114689,122 \text{ cm}^4 \quad (129)$$

Dessa forma, estima-se a tensão no aço, pela Equação (97).

$$\sigma_{si} = \frac{5,59 \cdot 9280 \cdot (74,57 - 12,29)}{114689,122} = 33,32 \text{ kN/cm}^2 = 306,249 \text{ MPa} \quad (130)$$

A ABNT NBR 6118 estabelece o valor de  $\eta_1 = 2,25$  para aços de categoria CA-50. Além disso, a área crítica é a mesma da viga portadora de parede.

$$A_{cri} = 10,7,715 = 77,15 \text{ cm}^2 \quad (131)$$

$$\rho_{cri} = \frac{\frac{\pi \cdot \varphi_i^2}{4}}{A_{cri}} = \frac{2,01}{77,15} = 0,026 \quad (132)$$

Dessa forma, tem-se que:

$$\begin{cases} w_k = \frac{16}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{306,249}{210000} \cdot \frac{3 \cdot 306,249}{3,795} = 0,20 \text{ mm} \\ w_k = \frac{16}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{306,249}{210000} \cdot \left( \frac{4}{0,026} + 45 \right) = 0,16 \text{ mm} \end{cases} \quad (133)$$

Como a viga possui menos de 120 cm de altura, a ABNT NBR 6118 considera que o critério de abertura de fissuras é atendido para todas as barras, desde que o limite seja respeitado para a barra mais tracionada.

#### 4.5.5 Dimensionamento durante as situações transitórias

Para simplificação, serão adotados os esforços da viga da tesoura de cobertura para a análise, uma vez que seus esforços internos são maiores do que os das outras vigas.

Ressalta-se que a resistência característica à compressão do concreto para as situações transitórias é de 15 MPa.

##### 4.5.5.1 Armadura longitudinal inferior

Por se tratar de flexão simples, admite-se que a linha neutra cruza a seção. Assim, a posição da linha neutra será determinada pela Equação (9). Estimando-se que as barras longitudinais tenham 16 mm e os estribos 6,3 mm, tem-se que:

$$x = \frac{74,57 - \sqrt{74,57^2 - \frac{2 \cdot \left(0 \cdot \left(\frac{74,57 - 5,43}{2}\right) + 2910\right)}{1,071 \cdot 20}}}{0,8} \quad (134)$$

$$x = 2,304 \text{ cm} \quad (135)$$

Destaca-se que  $\alpha_c$  e  $\eta_c$  são considerados como 1, uma vez que as cargas são de curta duração e a norma não reduz a resistência do concreto C15 por fragilidade.

Verificando o limite da linha neutra, tem-se que:

$$x/d = 2,304/74,57 = 0,03 \leq 0,45 \quad (136)$$

Logo, é necessário armadura simples, calculada pela Equação (38).

$$A_s = \frac{1,071 \cdot 20 \cdot 0,8 \cdot 2,304 + 0}{43,478} = 0,908 \text{ cm}^2 \quad (137)$$

##### 4.5.5.2 Armadura longitudinal superior

Por se tratar de flexão simples, admite-se que a linha neutra cruza a seção. Assim, a posição da linha neutra será determinada pela Equação (9). Estimando-se que as barras longitudinais tenham 8 mm e os estribos 6,3 mm, tem-se que:

$$x = \frac{74,97 - \sqrt{74,97^2 - \frac{2 \cdot \left(0 \cdot \left(\frac{74,97 - 5,03}{2}\right) + 1460\right)}{1,071 \cdot 20}}}{0,8} \quad (138)$$

$$x = 1,143 \text{ cm} \quad (139)$$

Verificando o limite da linha neutra, tem-se que:

$$x/d = 1,143/74,97 = 0,015 \leq 0,45 \quad (140)$$

Logo, é necessário armadura simples, calculada pela Equação (38).

$$A_s = \frac{1,071 \cdot 20 \cdot 0,8 \cdot 1,143 + 0}{43,478} = 0,45 \text{ cm}^2 \quad (141)$$

#### 4.5.5.3 Dimensionamento ao esforço cortante

Para o dimensionamento ao esforço cortante será considerado o modelo II, com  $\theta = 40$ , e estribos dispostos a  $90^\circ$ .

##### 4.5.5.3.1 Verificação do esmagamento da biela

A resistência ao esmagamento das bielas é calculado pela Expressão (49).

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot 0,94 \cdot 1,071 \cdot 20 \cdot 80 \cdot \text{sen}(40) \cdot \text{cos}(40) = 415,614 \text{ kN} \quad (142)$$

$$V_{Sd} = 30,14 \text{ kN} \leq V_{Rd2} = 415,614 \text{ kN} \quad (143)$$

Logo, o critério é satisfeito.

##### 4.5.5.3.2 Mecanismos complementares

A determinação dos mecanismos complementares ao da treliça é calculado pela Equação (31).

$$V_c = 0,6 \cdot 0,091 \cdot 20 \cdot 80 = 82,076 \text{ kN} \quad (144)$$

Como  $V_{Sd} \leq V_c$ , assume-se  $V_{c1} = V_c$ .

##### 4.5.5.3.3 Área de aço

Como  $V_{Sd} \leq V_{c1}$ , entende-se que os mecanismos complementares seriam suficientes para a resistência ao esforço cortante.

Todavia, a ABNT NBR 6118 estabelece uma armadura transversal mínima de:

$$\frac{A_s}{s} = 0,2 \cdot 20 \cdot \text{sen}(90) \cdot \frac{0,182}{50} \cdot 100 = 1,459 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (145)$$

#### 4.5.6 Detalhamento das vigas

A ABNT NBR 6118 estabelece critérios para o detalhamento das armaduras em vigas. Nesta seção, serão elencados esses parâmetros e apresentada a disposição final das barras nas três tipologias de viga.

#### 4.5.6.1 Armadura de pele

A área mínima de aço calculada para todas as vigas foi de  $1,6 \text{ cm}^2/\text{face}$ . Utilizando barras de 8 mm, são necessárias 4 barras por face, resultando em uma área de aço efetiva de  $2 \text{ cm}^2/\text{face}$ . Enquanto o espaçamento entre as barras é de 16 cm.

#### 4.5.6.2 Armadura longitudinal inferior

Com base na maior área de aço calculada para cada uma das vigas, define-se a quantidade necessária de barras e a área de aço efetiva, conforme apresentado no Quadro 13.

Quadro 13 – Detalhamento das armaduras longitudinais das vigas de concreto armado.

Viga	Área de aço calculada ( $\text{cm}^2$ )	Armadura	Área de aço efetiva ( $\text{cm}^2$ )
Portadora de parede	5,605	3 barras de 16 mm	6,03
Fechamento	3,14	3 barras de 12,5 mm	3,68
Tesoura de cobertura	4,64	3 barras de 16 mm	6,03

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tendo em vista a utilização de brita 1 como agregado graúdo, a ABNT NBR 6118 estabelece que o espaçamento mínimo entre as faces das barras na horizontal deve ser:

- 20 cm
- diâmetro da barra = 1,6 cm
- 1,2 vezes a dimensão do agregado graúdo =  $1,2 \cdot 1,9 \text{ cm} = 2,28 \text{ cm}$

Com esse espaçamento entre as barras, é possível dispor todas as barras em uma única camada.

#### 4.5.6.3 Armadura longitudinal superior

Devido à presença de momento negativo na fase transitória, é necessário um total de  $0,45 \text{ cm}^2$  de aço na face superior da viga. Isso equivale a 1 barra de 8 mm. Considerando aspectos construtivos, adotam-se duas barras de 8 mm para a armadura longitudinal superior.

#### 4.5.6.4 Armadura transversal

A partir da área de aço calculada, estabeleceu-se o detalhamento dos estribos, conforme o Quadro 14.

Quadro 14 – Detalhamento das armaduras transversais das vigas de concreto armado.

Viga	Área de aço calculada (cm <sup>2</sup> /m)	Detalhamento	Área de aço efetiva (cm <sup>2</sup> /m)
Portadora de parede	3,036	φ6,3 c/10	3,12
Fechamento	3,036	φ6,3 c/10	3,12
Tesoura de cobertura	3,036	φ6,3 c/10	3,12

Fonte: Elaborado pelo autor.

O espaçamento máximo estipulado pela ABNT NBR 6118 é dado por:

$$s_{mx} = 0,6 \cdot d \leq 30 \text{ cm} \quad (146)$$

Para a viga de fechamento, que possui a menor altura útil, tem-se que:

$$s_{mx} = 0,6 \cdot 74,745 = 44,847 \leq 30 \text{ cm} \quad (147)$$

$$s_{mx} = 30 \text{ cm} \quad (148)$$

Logo, se conclui que o espaçamento de 10 cm atende o requisito.

#### 4.6 VIGA PROTENDIDA

Nesta seção, serão abordados os resultados da análise estrutural, o dimensionamento e o detalhamento das vigas de concreto protendido, que incluem a presença de armadura ativa. Além disso, será realizada a verificação da resistência última em situações transitórias e dos estados limites de serviço.

Destaca-se a escolha do método de pré-tração, no qual a armadura é protendida antes da concretagem do elemento. Essa escolha é justificada pela conveniência desse método em ambiente de fábrica, em comparação aos métodos de pós-tração.

##### 4.6.1 Dados Geométricos da Seção Transversal

No Quadro 15, estão apresentadas as características da seção transversal da viga de concreto protendido.

##### 4.6.2 Análise Estrutural

A análise estrutural das vigas protendidas não foi contemplada nas envoltórias. Desse modo, foi elaborada uma análise para um elemento isolado de viga biapoiada, a fim de obter os esforços desta seção.

Quadro 15 – Dados Geométricos da Seção Transversal da Viga Protendida.

Característica		Valor
Largura da viga	b	0,35 m
Altura da viga	h	1,6 m
Excentricidade da armadura ativa em relação ao centro da viga	$e_p$	0,24 m
Área da seção de concreto homogeneizada	$A'_c$	5751,58 cm <sup>2</sup>
Momento de inércia da seção de concreto homogeneizada	$I'_c$	12036777,6 cm <sup>4</sup>

Fonte: Elaborado pelo autor.

#### 4.6.2.1 Estado limite último

Em estruturas de concreto pré-moldado, é necessário dimensionar as vigas tanto para a obra finalizada quanto para as situações transitórias que ocorrem desde o saque até a finalização de suas ligações com os demais elementos.

##### 4.6.2.1.1 Obra finalizada

No Quadro 16, estão apresentados os valores máximos dos esforços de projeto referentes à combinação normal última para as vigas portadoras de parede protendidas.

Quadro 16 – Esforços máximos de projeto das vigas de concreto protendido na combinação normal última.

Esforço Cortante (kN)	Momento Fletor (kN.m)
263,2	1052,80

Fonte: Elaborado pelo autor.

##### 4.6.2.1.2 Situações transitórias

A obtenção dos esforços internos nas situações transitórias foram obtidos de forma semelhante aos das vigas de concreto armado.

Os valores máximos dos esforços nas situações transitórias de içamento da forma e do ato de protensão, referentes à combinação normal de construção, para as vigas protendidas estão apresentados no Quadro 17.

#### 4.6.2.2 Estado limite de serviço

Devido à ausência de ações variáveis, todas as combinações de serviço apresentam o mesmo valor, conforme mostrado no Quadro 18.

Quadro 17 – Esforços máximos nas fases transitórias das vigas de concreto protendido.

Esforço Cortante (kN)	Momento Fletor (kN)	
	Positivo	Negativo
-	582,4	203,84
203,84		

Fonte: Elaborado pelo autor.

Quadro 18 – Ações e momentos atuantes para o estado limite de serviço da viga protendida.

Carregamento distribuído das combinações de serviço (kN/m)	Momento atuante das combinações de serviço (kN.m)
24,5	784

Fonte: Elaborado pelo autor.

### 4.6.3 Pré-alongamento da armadura ativa

Considerando o maior aproveitamento das armaduras ativas, calcula-se a tensão máxima na armadura ativa na saída do aparelho de tração, conforme determinada pela ABNT NBR 6118, pela Equação (149).

$$\sigma_{P_i} = 0,74 \cdot f_{ptk} = 0,74 \cdot 1900 = 1406 \text{ MPa} \quad (149)$$

$\sigma_{P_i}$  - tensão máxima na armadura ativa na saída do aparelho de tração;

$f_{ptk}$  - resistência à tração característica do aço de armadura ativa.

Por meio da tensão máxima, estipula-se a deformação específica teórica:

$$\Delta\varepsilon_j = \frac{\sigma_{P_i}}{E_p} = \frac{1406}{200000} = 0,703\% \quad (150)$$

$\Delta\varepsilon_j$  - pré-alongamento da armadura ativa;

$E_p$  - módulo de elasticidade do aço de armadura ativa.

### 4.6.4 Força de protensão

Para a cordoalha CP190 RB 15,70, com área aproximada de 1,5 cm<sup>2</sup>, a força de protensão inicial por cordoalha, sem considerar as perdas de protensão, é:

$$N_{P_i} = A_p \cdot \sigma_{P_i} = 1,5 \cdot 140,6 = 210,9 \text{ kN/cordoalha} \quad (151)$$

$N_{P_i}$  - força de protensão sem perdas por cordoalha;

$A_p$  - área de aço de armadura ativa.

Estimando-se que as perdas totais sejam de 20%, a força de protensão por cordoalha é:

$$N_p = 0,8 \cdot N_{P_i} = 0,8 \cdot 210,9 = 168,72 \text{ kN/cordoalha} \quad (152)$$

$N_p$  - força de protensão considerando as perdas para cada cordoalha;

#### 4.6.5 Estimativa da quantidade de cabos pelo estado limite de deformação excessiva

Inicialmente, assume-se a hipótese de que a viga não sofre fissuração e possui apenas armadura passiva. Dessa forma, estabelece-se a força de protensão necessária.

Para vigas biapoiadas com carregamento distribuído, pode-se obter esse valor pela Equação (37).

Resultando em uma flecha de:

$$f_i = \frac{5}{384} \cdot \frac{24,5^4}{34278922,10,119} = 0,0051 \text{ m} = 0,51 \text{ cm} \quad (153)$$

Para considerar-se a flecha deferida no tempo, utiliza-se os mesmos coeficientes apresentados na viga de fechamento.

Dessa forma, a flecha total é obtida pela soma da flecha imediata com a flecha deferida no tempo:

$$f_f = (1 + \alpha_f) \cdot f_i = (1 + 1,456) \cdot 0,51 = 1,254 \text{ cm} \quad (154)$$

A ABNT NBR 6118 considera que a flecha máxima é dada pelo menor valor entre:

$$\left\{ \begin{array}{l} l/500 = 1600/500 = 3,2 \text{ cm} \\ 1 \text{ cm} \end{array} \right. \quad (155)$$

Logo, a solução de concreto protendido, se faz necessária.

Devido à excentricidade da força de protensão, existe um efeito de contra-flecha. Esse efeito pode ser analisado como uma força distribuída verticalmente na direção contrária às ações gravitacionais, conforme ilustrado na Figura 34 e calculado pela Equação (156).

$$p_t = \frac{8 \cdot N_{p,n} \cdot e_p}{l^2} \quad (156)$$

$p_t$  - carregamento equivalente ao efeito da protensão;

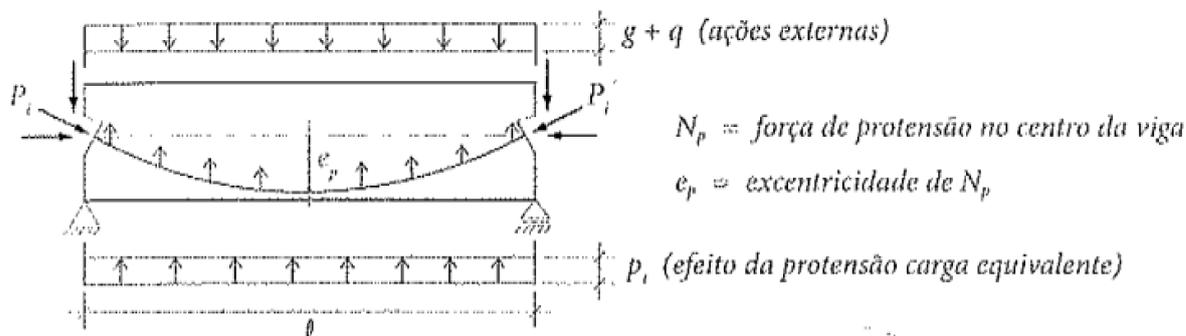
$N_{p,n}$  - força de protensão necessária para atingir  $p_t$ .

Para que a viga atenda ao valor normativo de 1 cm, é necessário que tenha a seguinte força equivalente de protensão:

$$p_t = (1,254 - 1) \cdot \frac{384 \cdot E_{cs} \cdot I_c}{5 \cdot l^4} \quad (157)$$

$$p_t = (0,254) \cdot \frac{34278922,10,119}{5 \cdot 16^4} = 12,18 \text{ kN/m} \quad (158)$$

Figura 34 – Efeito de contra-flecha da protensão.



Fonte: Cholfe (2013).

Logo, a força de protensão necessária é de:

$$N_{p,n} = \frac{p_t \cdot l^2}{8 \cdot e_p} \quad (159)$$

$$N_{p,n} = \frac{12,18 \cdot 16^2}{8 \cdot 0,24} = 1624,201 \text{ kN} \quad (160)$$

Dessa forma, tem-se que o número de cordoalhas necessárias é:

$$n_{\text{cordoalhas}} = \frac{N_{p,n}}{N_p} = \frac{1624,201}{168,72} = 10 \text{ cordoalhas} \quad (161)$$

#### 4.6.6 Estados limites de formação de fissuras e descompressão

O estado limite de serviço de fissuração é avaliado em uma combinação rara de serviço, utilizando como critério que a tensão de tração máxima na viga seja inferior à resistência à tração característica superior do concreto. Para o estado limite de descompressão, utiliza-se a combinação frequente de serviço, e o concreto não pode estar sujeito a tração.

Uma vez que não existem ações variáveis sobre a viga em questão, as combinações rara e frequente de serviço possuem o mesmo valor. Logo, é necessário avaliar, apenas, o estado limite de descompressão, já que o critério de resistência é mais crítico.

Assumindo-se que a viga esteja em Estádio 1, a tensão na fibra superior da viga na seção central é dada por:

$$\sigma_c = -\frac{10 \cdot N_p}{A_c} - \frac{M_{S, frequente} \cdot 0,5 \cdot h}{I_c} + \frac{10 \cdot N_p \cdot e_p \cdot 0,5 \cdot h}{I_c} \quad (162)$$

$\sigma_c$  - tensão no concreto.

$$\sigma_c = -\frac{10 \cdot 168,72}{0,56} - \frac{784 \cdot 0,5 \cdot 1,6}{0,119} + \frac{10 \cdot 168,72 \cdot 0,24 \cdot 0,5 \cdot 1,6}{0,119} \quad (163)$$

$$\sigma_c = -5551,28 \text{ kN/m}^2 = -5,55 \text{ MPa} \quad (164)$$

Enquanto, a tensão na fibra inferior da mesma seção é dada por:

$$\sigma_c = -\frac{10.N_p}{A_c} + \frac{M_{S,frequente} \cdot 0,5 \cdot h}{I_c} - \frac{10.N_p \cdot e_p \cdot 0,5 \cdot h}{I_c} \quad (165)$$

$$\sigma_c = -\frac{10.168,72}{0,56} + \frac{784.0,5 \cdot 1,6}{0,119} - \frac{10.168,72 \cdot 0,24 \cdot 0,5 \cdot 1,6}{0,119} \quad (166)$$

$$\sigma_c = -474,42 \text{ kN/m}^2 = -0,474 \text{ MPa} \quad (167)$$

Dessa forma, conclui-se que a seção mais solicitada está totalmente comprimida e não irá fissurar. Como os cabos estão localizados no núcleo central de inércia da seção, com  $e \leq h/6$ , o momento decorrente da excentricidade da protensão não causa fissuração na região do apoio.

#### 4.6.7 Verificação da armadura longitudinal no Domínio 3

##### 4.6.7.1 Obra finalizada

No domínio 3, as tensões no concreto e no aço são dadas, respectivamente, por:

$$\sigma_{cd} = 0,85 \cdot \eta_c \frac{f_{cd}}{\gamma_c} \quad (168)$$

$\sigma_{cd}$  - tensão de compressão de cálculo no concreto.

$$\sigma_{cd} = 0,85 \cdot 0,9614 \cdot \frac{43,267}{1,4} = 25,255 \text{ MPa} \quad (169)$$

$$\sigma_{pd} = \frac{f_{pyk}}{\gamma_s} \quad (170)$$

$\sigma_{pd}$  - tensão de tração de cálculo da armadura ativa;

$\gamma_s$  - coeficiente de ponderação da resistência do aço.

$$\sigma_{pd} = \frac{1710}{1,15} = 1487 \text{ MPa} \quad (171)$$

Como a força de tração é igual a força de compressão, tem-se que:

$$N_{cd} = N_{td} = N_{pd} = \sigma_{pd} \cdot A_p = 148,7 \cdot 15 = 2230,0434 \text{ kN} \quad (172)$$

$N_{cd}$  - força de compressão de cálculo;

$N_{td}$  - força de tração total de cálculo;

$N_{pd}$  - força de tração da armadura ativa;

$A_p$  - área de aço de armadura ativa.

Dessa forma, encontra-se a área comprimida e a posição da linha neutra:

$$A_{cc} = \frac{N_{cd}}{\sigma_{cd}} = \frac{2230,0434}{2,5255} = 883,01 \text{ cm}^2 \quad (173)$$

$A_{cc}$  - área de concreto comprimido.

$$x = \frac{0,8 \cdot A_{cc}}{b} = \frac{0,8 \cdot 883,01}{35} = 20,183 \text{ cm}^2 \quad (174)$$

Dessa forma, pode-se calcular a deformação da armadura ativa durante a deformação da seção:

$$\Delta\varepsilon_{pd} = \frac{d_p - x}{x} \cdot 3,5 = \frac{101 - 20,183}{20,183} \cdot 3,5 = 1,401\% \quad (175)$$

$\Delta\varepsilon_{pd}$  - deformação da armadura ativa durante a deformação da seção;

$d_p$  - altura útil em relação ao centro geométrico da armadura ativa.

Como a deformação da armadura ativa é maior que a deformação de escoamento do aço de 0,743%, conclui-se que a seção está em Domínio 3.

Logo, o momento resistente de cálculo pode ser calculado por:

$$M_{Rd} = N_{pd} \cdot (d_p - 0,8 \cdot 0,5 \cdot x) = 2230,0434 \cdot (1,01 - 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,20183) = 2072,3 \text{ kN.m} \quad (176)$$

Logo, a viga suporta momento solicitante de cálculo.

#### 4.6.7.2 Situações transitórias

De maneira análoga, as tensões no concreto e no aço são calculadas por:

$$\sigma_{cd} = 0,85 \cdot \frac{26}{1,4} = 15,787 \text{ MPa} \quad (177)$$

$$\sigma_{pd} = \frac{1710}{1,15} = 1487 \text{ MPa} \quad (178)$$

Como a força de tração é igual a força de compressão, tem-se que:

$$N_{cd} = N_{td} = N_{pd} = \sigma_{pd} \cdot A_p = 148,7 \cdot 15 = 2230,0434 \text{ kN} \quad (179)$$

Dessa forma, encontramos a área comprimida e a posição da linha neutra:

$$A_{cc} = \frac{N_{cd}}{\sigma_{cd}} = \frac{2230,0434}{1,5787} = 1412,582 \text{ cm}^2 \quad (180)$$

$A_{cc}$  - área de concreto comprimido.

$$x = \frac{0,8 \cdot A_{cc}}{b} = \frac{0,8 \cdot 1412,252}{35} = 32,287 \text{ cm}^2 \quad (181)$$

#### 4.6.7.2.1 Momento positivo

Dessa forma, pode-se calcular a deformação da armadura ativa durante a deformação da seção:

$$\Delta\varepsilon_{pd} = \frac{d_p - x}{x} \cdot 3,5 = \frac{101 - 32,287}{32,287} \cdot 3,5 = 0,7448\% \quad (182)$$

Como a deformação da armadura ativa é maior que a deformação de escoamento do aço de 0,743%, concluí-se que a seção possa estar em Domínio 3.

Logo, o momento resistente de cálculo para o momento positivo pode ser calculado por:

$$M_{Rd} = N_{pd} \cdot (d_p - 0,8 \cdot 0,5 \cdot x) = 2230,0434 \cdot (1,01 - 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,32287) = 1964,33 \text{ kN.m} \quad (183)$$

Logo, a viga suporta o momento solicitante de cálculo.

#### 4.6.7.2.2 Momento negativo

Tendo em vista que  $d_p = 56 \text{ cm}$  para o momento negativo, tem-se que  $x/d_p \geq 0,45$ , logo é necessário armadura dupla.

A armadura negativa estará em escoamento, uma vez que sua deformação ultrapassa a deformação de escoamento do aço:

$$\varepsilon'_{cs} = \frac{x_{lim} - d'}{x_{lim}} \cdot 3,5 = \frac{25,2 - 5,63}{25,2} \cdot 3,5 = 0,271\% \quad (184)$$

$\varepsilon'_{cs}$  - deformação da armadura comprimida;

$d'$  - distância do topo da viga ao centro geométrico da armadura comprimida.

Fixando-se a linha neutra em  $x_{lim} = 0,45 \cdot d_p = 25,2 \text{ cm}$ , necessita-se da seguinte armadura negativa:

$$A'_s = \frac{1}{f_{yd}} \cdot \left( N_{cd} - \frac{x_{lim} \cdot b \cdot \sigma_{cd}}{0,8} \right) \quad (185)$$

$A'_s$  - área de aço da armadura comprimida.

$$A'_s = \frac{1}{43,478} \cdot \left( 2230,0434 - \frac{25,2 \cdot 35 \cdot 15,787}{0,8} \right) = 11,259 \text{ cm}^2 \quad (186)$$

Logo, o momento resistente de cálculo para o momento negativo pode ser calculado por:

$$M_{Rd} = N_{pd} \cdot (d_p - 0,8 \cdot 0,5 \cdot x) = 2230,0434 \cdot (0,56 - 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,252) = 1024,035 \text{ kN.m} \quad (187)$$

Logo, a viga suporta o momento solicitante de cálculo.

#### 4.6.7.2.3 Armadura longitudinal mínima de tração

A NBR 6118 estabelece uma armadura mínima de tração. Essa armadura é calculada pela Equação (24).

$$A_{s,min} = 35.160.0,194/100 = 10,864 \text{ cm}^2 \quad (188)$$

Logo, o critério é atendido.

#### 4.6.8 Armadura de pele

Devido à altura da viga ser superior a 60 cm de altura, a ABNT NBR 6118 estabelece a utilização de armadura lateral mínima de 0,1% da área da alma da seção da viga, sendo esse valor inferior a 5 cm<sup>2</sup>/m por face.

$$A_{pele} = A_{c,alma} \cdot 0,1\% = 35.160.0,001 = 5,6 \text{ cm}^2/\text{face} \quad (189)$$

#### 4.6.9 Dimensionamento ao esforço cortante

Para o dimensionamento ao esforço cortante será considerado o modelo II, com  $\theta = 40$ , e estribos dispostos a 90°.

##### 4.6.9.1 Obra finalizada

##### 4.6.9.1.1 Verificação do esmagamento da biela

A resistência ao esmagamento das bielas é calculado pela Equação (27).

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot 0,82 \cdot 3,214 \cdot 35.1554,37 \cdot \text{sen}(40) \cdot \text{cos}(40) = 3919,32 \text{ kN} \quad (190)$$

$$V_{Sd} = 263,2 \text{ kN} \leq V_{Rd2} = 3919,32 \text{ kN} \quad (191)$$

Logo, o critério é satisfeito.

##### 4.6.9.1.2 Mecanismos complementares

A determinação dos mecanismos complementares ao da treliça é calculado pela Equação (31).

$$V_c = 0,6 \cdot 0,189 \cdot 35.154,97 = 617,58 \text{ kN} \quad (192)$$

Como  $V_{Sd} \leq V_c$ , assume-se  $V_{c1} = V_c$ .

#### 4.6.9.1.3 Área de aço

Como  $V_{Sd} \leq V_{c1}$ , entende-se que os mecanismos complementares seriam suficientes para a resistência ao esforço cortante.

Todavia, a ABNT NBR 6118 estabelece uma armadura transversal mínima, dada por:

$$\frac{A_S}{s} = 0,2.35.\text{sen}(90).\frac{0,379}{50}.100 = 5,313 \text{ cm}^2/m \quad (193)$$

#### 4.6.9.2 Situações transitórias

##### 4.6.9.2.1 Verificação do esmagamento da biela

A resistência ao esmagamento das bielas é calculado pela Equação (27). Desta forma, tem-se que a resistência ao emagramento das bielas é dado por:

$$V_{Rd2} = 0,54.0,82.1,857.35.1554,37.\text{sen}(40).\text{cos}(40) = 2474,37 \text{ kN} \quad (194)$$

$$V_{Sd} = 203,84 \text{ kN} \leq V_{Rd2} = 2474,37 \text{ kN} \quad (195)$$

Logo, o critério é satisfeito.

##### 4.6.9.2.2 Mecanismos complementares

A determinação dos mecanismos complementares ao da treliça é calculado pela Equação (31).

$$V_c = 0,6.0,131.35.154,97 = 426,76 \text{ kN} \quad (196)$$

Como  $V_{Sd} \leq V_c$ , assume-se  $V_{c1} = V_c$ .

#### 4.6.10 Perdas de protensão

##### 4.6.10.1 Perdas iniciais

A ABNT NBR 6118 estabelece que devem ser consideradas as perdas antes da liberação do dispositivo de tração. Essas perdas decorrem do atrito nos pontos de desvio da armadura longitudinal, não sendo válidas para armaduras que se mantêm retas no comprimento da peça, do escorregamento da armadura de ancoragem, da relaxação inicial da armadura e da retração inicial do concreto.

De acordo com Cholfe (2013), tendo em vista que as perdas iniciais são decorrentes de processos fabris, as empresas que trabalham com pré-moldados de fábrica podem compensar essas perdas com acréscimos de força de protensão controlados. Esses acréscimos são baseados na experiência obtida nos diversos ciclos de produção diários.

## 4.6.10.2 Perdas imediatas

Durante a transferência dos esforços de protensão para o concreto por aderência, ocorre encurtamento imediato do concreto. Isso reduz a força de protensão pelo encurtamento conjunto do concreto e da armadura ativa (CHOLFE, 2013).

Os cálculos devem ser feitos em regime elástico, Estádio I do concreto, com a seção homogenizada e com as características do concreto na data de protensão (CHOLFE, 2013).

Considerando-se que o concreto possua resistência característica de 15 MPa na data de protensão, bem como seja utilizado agregado granítico, tem-se que o módulo de elasticidade secante do concreto é:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \cdot \sqrt{\frac{fckj}{fck}} = 0,9125 \cdot 3765,94 \cdot \sqrt{\frac{15}{45}} = 19790,94 \text{ MPa} \quad (197)$$

$E_{ci}$  - módulo de elasticidade tangente inicial do concreto.

Desta forma, a perda de tensão imediata é calculada por:

$$\Delta\sigma_p = \frac{E_p}{E_{cs}} \cdot \left[ \frac{N_{pi}}{A'_c} + \frac{N_{pi} \cdot e_p^2}{I'_c} + \frac{g_1 \cdot l^2 \cdot e_p}{8 \cdot I'_c} \right] \quad (198)$$

$E_p$  - módulo de elasticidade de aço de armadura ativa;

$A'_c$  - área da seção homogenizada de concreto e aço;

$I'_c$  - momento de inércia da seção homogenizada de concreto e aço;

$g_1$  - peso próprio da viga;

$$\Delta\sigma_p = \frac{20000}{1979,094} \cdot \left[ \frac{2109}{5751,58} + \frac{2109 \cdot 24^2}{12036777,6} + \frac{0,14 \cdot 1600^2 \cdot 24}{8 \cdot 12036777,6} \right] = 5,628 \text{ kN/cm}^2 \quad (199)$$

Resultando em uma perda de protensão de:

$$\Delta P_0 = \Delta\sigma_p \cdot A_p \quad (200)$$

$$\Delta P_0 = 5,628 \cdot 15 = 84,422 \text{ kN} \quad (201)$$

## 4.6.10.3 Perdas progressivas associadas ao comportamento do concreto

Será considerada uma umidade de 70%, abatimento do concreto de 10 cm e utilização de cimento CP V-ARI.

Tem-se que a espessura fictícia da peça pode ser calculada como:

$$h_{fic} = \gamma \cdot \frac{2 \cdot A_c}{\mu_{ar}} = 1,5 \cdot \frac{2 \cdot 35 \cdot 160}{2 \cdot (35 + 160)} = 43,076 \text{ cm} \quad (202)$$

$\mu_{ar}$  - parte do perímetro externo da seção transversal da peça em contato com a atmosfera;

$\gamma$  - coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente;

#### 4.6.10.3.1 Retração do concreto

Supondo-se que a idade do concreto no ato de protensão seja de 2 dias e a temperatura se mantenha constante nesse período em 24 °C, a idade fictícia inicial relativa a retração é:

$$t_{fic} = \alpha \sum_i \left( \frac{T_i + 10}{30} \right) \cdot \Delta t_{cf,1} = 1 \cdot \frac{24 + 10}{30} \cdot 2 = 2,26 \text{ dias} \quad (203)$$

$t_{fic}$  - idade fictícia em dias;

$\alpha$  - coeficiente dependente da velocidade de endurecimento do cimento;

$T_i$  - temperatura média diária do ambiente em graus;

$\Delta t_{cf,1}$  - período em dias durante o qual a temperatura média diária do ambiente,  $T_i$  pode ser admitida constante.

Será considerado 3 dias, uma vez que as formulações relativas a retração consideram essa como a idade mínima.

O encurtamento do concreto devido a retração é dado por:

$$\varepsilon_{cs(\infty, t_0)} = \varepsilon_{1,s} \cdot \varepsilon_{2,s} \cdot (1 - \beta_s(t_0)) \quad (204)$$

$\varepsilon_{1,s}$  - coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente e da consistência do concreto;

$\varepsilon_{2,s}$  - coeficiente dependente da espessura fictícia;

$\beta_s(t_0)$  - coeficiente relativo à retração no instante  $t_0$ .

Onde  $\varepsilon_{1,s}$  é dado por:

$$\varepsilon_{1,s} = 10^{-4} \cdot \left( -6,16 - \frac{U}{484} + \frac{U^2}{1590} \right) \quad (205)$$

$U$  - umidade do ambiente.

$$\varepsilon_{1,s} = 1,25 \cdot 10^{-4} \cdot \left( -6,16 - \frac{70}{484} + \frac{70^2}{1590} \right) = -3,222 \cdot 10^{-4} \quad (206)$$

Além disso,  $\varepsilon_{2,s}$  é calculado por:

$$\varepsilon_{2,s} = \frac{(33 + 2 \cdot h_{fic})}{(20,8 + 3 \cdot h_{fic})} = \frac{(33 + 2 \cdot 43,07)}{(20,8 + 3 \cdot 43,07)} = 0,794 \quad (207)$$

Por fim, calcula-se  $\beta_s(t_0)$  por:

$$\beta_s(t_0) = \frac{\left( \frac{t_0}{100} \right)^3 + A \cdot \left( \frac{t_0}{100} \right)^2 + B \cdot \left( \frac{t_0}{100} \right)}{\left( \frac{t_0}{100} \right)^3 + C \cdot \left( \frac{t_0}{100} \right)^2 + D \cdot \left( \frac{t_0}{100} \right) + E} \quad (208)$$

Onde os parâmetros A, B, C, D e E são:

$$A = 40 \quad (209)$$

$$B = 116.h_{fic}^3 - 282.h_{fic}^2 + 220.h_{fic} - 4,8 \quad (210)$$

$$B = 116.0,4307^3 - 282.0,4307^2 + 220.0,4307 - 4,8 = 46,91 \quad (211)$$

$$C = 2,5.h_{fic}^3 - 8,8.h_{fic} + 40,7 = 2,5.0,4307^3 - 8,8.0,4307 + 40,7 = 37,109 \quad (212)$$

$$D = -75.h_{fic}^3 + 585.h_{fic}^2 + 496.h_{fic} - 6,8 \quad (213)$$

$$D = -75.0,4307^3 + 585.0,4307^2 + 496.0,4307 - 6,8 = 309,42 \quad (214)$$

$$E = -169.h_{fic}^4 + 88.h_{fic}^3 + 584.h_{fic}^2 - 39.h_{fic} + 0,8 \quad (215)$$

$$E = -169.0,4307^4 + 88.0,4307^3 + 584.0,4307^2 - 39.0,4307 + 0,8 = 93,755 \quad (216)$$

Dessa forma, tem-se que:

$$\beta_s(t_0) = \frac{\left(\frac{3}{100}\right)^3 + 40 \cdot \left(\frac{3}{100}\right)^2 + 46,91 \cdot \left(\frac{3}{100}\right)}{\left(\frac{3}{100}\right)^3 + 37,109 \cdot \left(\frac{3}{100}\right)^2 + 309,42 \cdot \left(\frac{3}{100}\right) + 93,755} = 0,01 \quad (217)$$

Logo, o encurtamento do concreto devido a retração é:

$$\varepsilon_{cs(\infty, t_0)} = -0,0003222.0,794.(1 - 0,01) = -0,0003 \quad (218)$$

#### 4.6.10.3.2 Fluência

A idade no ato de protensão, relativa a fluência, considerando-se a utilização de cimento CP V-ARI é dada por:

$$t_{fic} = \alpha \sum_i \left( \frac{T_i + 10}{30} \right) \cdot \Delta t_{cf,1} = 3 \cdot \frac{24 + 10}{30} \cdot 2 = 6,8 \text{ dias} \quad (219)$$

Enquanto, o carregamento da alvenaria é estabelecido aos 14 dias, após a concretagem. Dessa, forma a idade fictícia é dada por:

$$t_{fic} = \alpha \sum_i \left( \frac{T_i + 10}{30} \right) \cdot \Delta t_{cf,1} = 3 \cdot \frac{24 + 10}{30} \cdot 14 = 47,6 \text{ dias} \quad (220)$$

Primeiramente, será considerado apenas o carregamento no ato de protensão.

O coeficiente de fluência é dado por:

$$\varphi(\infty; t_0) = \varphi_a + \varphi_{f\infty} \cdot [\beta_f(\infty) - \beta_f(t_0)] + \varphi_{d\infty} \cdot \beta_d \quad (221)$$

$\varphi(\infty; t_0)$  - coeficiente de fluência;

$\varphi_a$  - coeficiente de deformação rápida irreversível;

$\varphi_f$  - coeficiente de deformação lenta irreversível;

$\varphi_{d\infty}$  - coeficiente de deformação lenta reversível;

$\beta_f$  - coeficiente relativo à de deformação lenta irreversível, função do tempo  $t$  ou  $t_0$ ;

Onde  $\varphi_a$ , é dado por:

$$\varphi_a = 0,8 \left[ 1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(\infty)} \right] = 0,8 \left[ 1 - \frac{0,5779}{1,2085} \right] = 0,417 \quad (222)$$

$\frac{f_c(t_0)}{f_c(\infty)}$  - função de crescimento da resistência do concreto com a idade.

E  $\varphi_{f\infty}$ , é dado por:

$$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \cdot \varphi_{2c} \quad (223)$$

$\varphi_{1c}$  - coeficiente que depende da umidade relativa do ambiente e da consistência do concreto;

$\varphi_{2c}$  - coeficiente que depende da espessura fictícia.

$$\varphi_{1c} = 1,25 \cdot (4,45 - 0,05 \cdot U) = 1,25 \cdot (4,45 - 0,035 \cdot 70) = 2,5 \quad (224)$$

$$\varphi_{2c} = \frac{(42 + h_{fic})}{(20 + h_{fic})} = \frac{(42 + 43,076)}{(20 + 43,076)} = 1,3487 \quad (225)$$

$$\varphi_{f\infty} = 2,5 \cdot 1,3487 = 3,37175 \quad (226)$$

Enquanto,  $\beta_f(\infty) = 1$  e  $\beta_f(6,8) = 0,18$  são obtidos na Figura 35:

Sendo  $\varphi_{d\infty} = 0,4$  e  $\beta_d = 1$ , quando analisado o efeito da fluência em um período de tempo grande. O coeficiente de fluência é dado por:

$$\varphi(\infty; 6,8) = 0,417 + 3,37175 \cdot [1 - 0,18] + 0,4 \cdot 1 = 3,58 \quad (227)$$

Secundariamente, considera-se a ação do carregamento da alvenaria aos 14 dias.

O coeficiente de fluência é dado por:

$$\varphi(\infty; 47,6) = \varphi_a + \varphi_{f\infty} \cdot [\beta_f(\infty) - \beta_f(47,6)] + \varphi_{d\infty} \cdot \beta_d \quad (228)$$

Onde  $\varphi_a$ , é dado por:

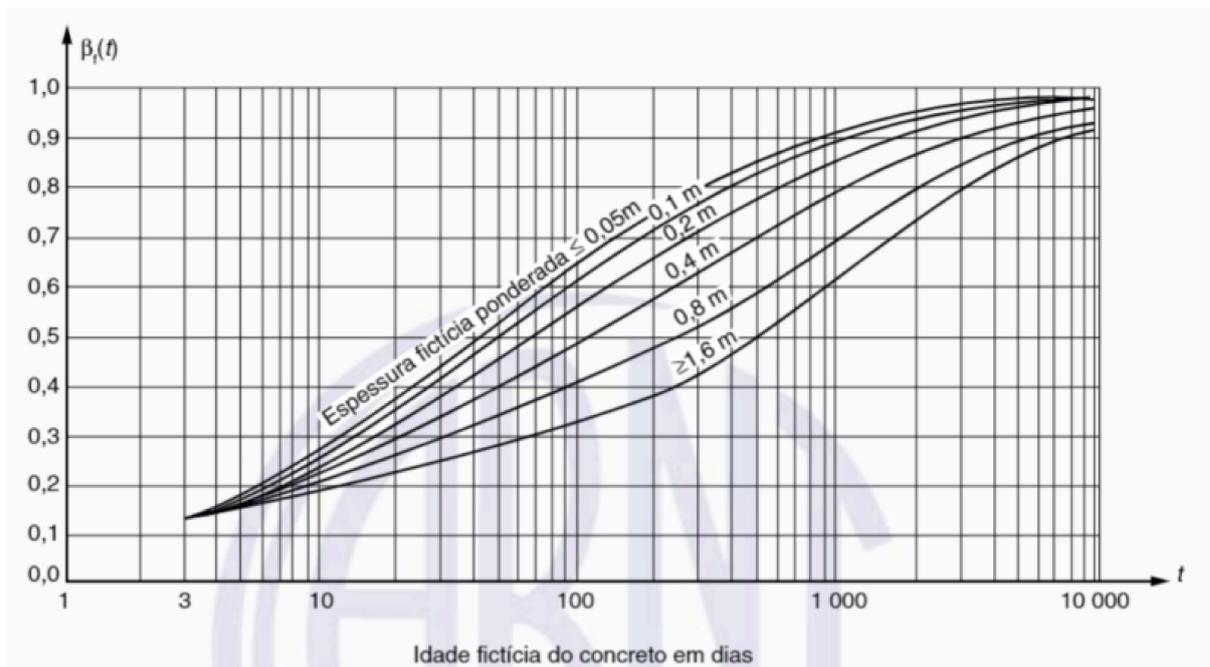
$$\varphi_a = 0,8 \left[ 1 - \frac{f_c(14)}{f_c(\infty)} \right] = 0,8 \left[ 1 - \frac{0,9204}{1,2085} \right] = 0,19 \quad (229)$$

E  $\varphi_{f\infty}$  assume o mesmo valor que o do carregamento anterior. Enquanto,  $\beta_f(\infty) = 1$  e  $\beta_f(47,6) = 0,15$  são obtidos na Figura 35.

Logo, o coeficiente de fluência é dado por:

$$\varphi(\infty; 47,6) = 0,19 + 3,37175 \cdot [1 - 0,15] + 0,4 \cdot 1 = 3,456 \quad (230)$$

Figura 35 – Coeficiente relativo à deformação lenta irreversível.



Fonte: ABNT NBR 6118.

Por fim, utilizando a sobreposição de efeitos, encontramos a deformação por fluência do concreto:

$$\varepsilon_{cc}(\infty; 6,8) = (1/E_{cs}) \cdot [(\sigma_{cp0} + \sigma_{cg1}) \cdot \varphi(\infty; 6,8) + \sigma_{cg2} \cdot \varphi(\infty; 47,6)] \quad (231)$$

$\sigma_{cp0}$  - tensão no centro geométrico da armadura devido à força de protensão inicial;

$\sigma_{cg1}$  - tensão no centro geométrico da armadura devido à força ao peso próprio da viga;

$\sigma_{cg2}$  - tensão no centro geométrico da armadura devido à força às ações permanentes.

As tensões no centro da armadura são calculadas de forma semelhante ao estado limite de descompressão. Gerando uma deformação, no centro geométrico da armadura, de:

$$\varepsilon_{cc}(\infty; 6,8) = (1/34278922,1) \cdot [(-2199,3857 + 900) \cdot 3,58 + 675 \cdot 3,456] = -0,00006765 \quad (232)$$

#### 4.6.10.3.3 Efeito combinado da retração e da fluência

Supondo que os efeitos de retração e fluência ocorram de formas independentes, será calculada a perda de protensão pela soma das deformações:

$$\Delta P = E_p \cdot [\varepsilon_{cc}(\infty; 6,8) + \varepsilon_{cs}(\infty, t_0)](\infty; 6,8) \cdot A_p = 20000 \cdot 0,00036765 \cdot 15 = 110,2953 \text{ kN} \quad (233)$$

#### 4.6.10.4 Perdas progressivas associadas à relaxação da armadura ativa

Devido as perdas imediatas, a tensão na armadura protendida diminui de 1124,8 MPa para 1068,5 MPa. Dessa forma, a relação entre a tensão na armadura ativa e a resistência característica a tração do aço é 0,56. Logo, de acordo com a ABNT NBR 6118, a perda por relaxação pura na armadura equivale a 1,22% para aços de relaxação baixa.

#### 4.6.10.5 Perdas de protensão totais

No Quadro , são apresentadas as perdas e seu somatório final.

Quadro 19 – Resumo das perdas de protensão.

Tipo de perda	Porcentagem das perdas iniciais (%)
Imediata	4
Progressiva devido à fluência e retração do concreto	5,23
Progressiva devido à relaxação do aço	1,22
Total	10,45

Fonte: Elaborado pelo autor.

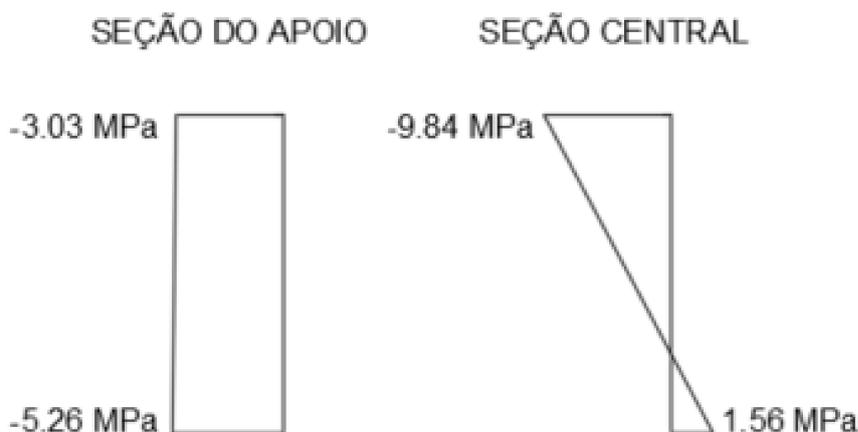
Note que, as perdas foram inferiores às estimadas inicialmente. Logo, os cálculos são validados.

#### 4.6.11 Verificação do estado limite último no ato de protensão

As tensões nas seções central e do apoio no ato de protensão considerando estágio I são apresentadas na Figura 36.

Note que a tensão de compressão não ultrapassa o valor de  $0,7 \cdot f_{ck} = 0,7 \cdot 26 = 18,2 \text{ MPa}$  e a tensão de tração não ultrapassa  $1,2 \cdot f_{ctm} = 1,2 \cdot 2,633 = 3,15 \text{ MPa}$ . Dessa forma, os critérios estabelecidos pela ABNT NBR 6118 relativos ao estado limite último no ato de protensão são atendidos.

Figura 36 – Tensões na seção transversal no ato de protensão.



Fonte: Elaborado pelo autor.

## 4.7 PILARES DE CONCRETO ARMADO

### 4.7.1 Análise Estrutural

Os esforços internos utilizados para o dimensionamento dos pilares foram obtidos da envoltória apresentada nas Figuras 29 e 30.

#### 4.7.1.1 Estado limite último

Os pilares de concreto pré-moldado precisam ser analisados como vigas nas situações transitórias, além da situação normal da obra finalizada.

##### 4.7.1.1.1 Obra finalizada

No Quadro 20, estão apresentados os máximos valores dos esforços de projeto, referentes às 8 combinações normais últimas.

Quadro 20 – Esforços máximos de projeto dos pilares nas combinações normais últimas.

Esforço Normal (kN)	Esforço Cortante (kN)		Momento Fletor (kN.m)	
	$V_x$	$V_y$	$M_{x,base}$	$M_{y,base}$
Compressão 792,9	84,5	48,4	629,2	125,9

Fonte: Elaborado pelo autor.

Os momentos no topo do pilar são nulos.

#### 4.7.1.1.2 Situações transitórias

Os esforços internos nas situações transitórias foram obtidos de forma semelhante aos das vigas de concreto armado.

Os valores máximos dos esforços nas situações transitórias de içamento da forma e rotação por dois pontos, referentes à combinação normal de construção, para os pilares estão no Quadro 21.

Quadro 21 – Esforços máximos nas fases transitórias dos pilares.

Esforço Cor- tante (kN)	Momento Fletor (kN.m)	
	Positivo	Negativo
- 165,6	209,5	117,85

Fonte: Elaborado pelo autor.

### 4.7.2 Dimensionamento

Os pilares terão seção 80x80 cm. Além disso, estima-se o uso de armadura longitudinal com bitola de 25 mm e estribos de 2 ramos transversais com 6,3 mm.

#### 4.7.2.1 Dimensionamento da armadura longitudinal

Uma vez que o pilar pode estar sujeito, simultaneamente, ao momento fletor nos dois eixos e ao esforço normal, é necessário considerar o dimensionamento à flexão composta. Além disso, por se tratar de um pilar, a armadura será simétrica.

##### 4.7.2.1.1 Imperfeições geométricas globais

Os efeitos gerados pelas imperfeições geométricas globais serão desconsiderados, uma vez que os esforços gerados por esse desaprumo são inferiores a 30% dos efeitos gerados pela ação do vento.

##### 4.7.2.1.2 Imperfeições geométricas locais

Os esforços gerados pela falta de retilinearidade ou desaprumo dos pilares são representados por um momento de 1ª ordem mínimo, dado por:

$$M_{1d,min} = N_d \cdot (0,15 + 0,03 \cdot h) \quad (234)$$

$M_{1d,min}$  - momento de 1ª ordem mínimo;

$h$  - dimensão da seção transversal do pilar perpendicular ao eixo analisado.

Como a seção é retangular, o momento mínimo é igual para os dois eixos.

$$M_{1d,min} = 792,9 \cdot (0,15 + 0,03 \cdot 0,8) = 137,965 \text{ kN.m} \quad (235)$$

## 4.7.2.1.3 Dispensa da análise de efeitos de 2ª ordem locais

A esbeltez do eixo x, perpendicular ao plano do pórtico principal, é dada por:

$$\lambda_x = 3,46 \cdot \frac{l_{e,x}}{h_x} \quad (236)$$

$\lambda_x$  - esbeltez relativa ao eixo x;

$l_{e,x}$  - comprimento de flambagem relativo ao eixo x;

$h_x$  - dimensão da seção transversal do pilar perpendicular ao eixo x.

$$\lambda_x = 3,46 \cdot \frac{1000}{80} = 43,25 \quad (237)$$

Enquanto, a esbeltez do eixo y, perpendicular ao plano do pórtico secundário, é dada por:

$$\lambda_y = 3,46 \cdot \frac{l_{e,y}}{h_y} \quad (238)$$

$\lambda_y$  - esbeltez relativa ao eixo y;

$l_{e,y}$  - comprimento de flambagem relativo ao eixo y;

$h_y$  - dimensão da seção transversal do pilar perpendicular ao eixo y.

$$\lambda_y = 3,46 \cdot \frac{500}{80} = 21,65 \quad (239)$$

A esbeltez limite para cada eixo é dada por:

$$\lambda_{1,x} = \frac{25 + 12,5 \cdot (M_{Ad,x}/N_d)/h_x}{a_{b,x}} \quad (240)$$

$\lambda_{1,x}$  - esbeltez limite relativa ao eixo x;

$M_{Ad,x}$  - maior momento fletor de cálculo relativo ao eixo x;

$a_{b,x}$  - relação entre os momentos fletores nos extremos do pilar em relativo ao eixo x.

$$\lambda_{1,y} = \frac{25 + 12,5 \cdot (M_{Ad,y}/N_d)/h_y}{a_{b,y}} \quad (241)$$

$\lambda_{1,y}$  - esbeltez limite relativa ao eixo y;

$M_{Ad,y}$  - maior momento fletor de cálculo relativo ao eixo y;

$a_{b,y}$  - relação entre os momentos fletores nos extremos do pilar em relativo ao eixo y.

De acordo com a ABNR NBR 6118,  $\alpha_{b,x} = \alpha_{b,y}$  podem ser calculados por:

$$\alpha_b = 0,6 + 0,4 \cdot \frac{M_B}{M_A} \geq 0,4 \quad (242)$$

$M_A$  - maior momento fletor de cálculo atuante nas extremidades do pilar;

$M_B$  - menor momento fletor de cálculo atuante nas extremidades do pilar.

Onde  $M_B$  e  $M_A$ , são os momentos nas extremidades do pilar. Tendo em vista que o momento no topo do pilar é nulo, tem-se que  $\alpha_{b,x} = \alpha_{b,y} = 0,6$ .

$$\lambda_{1,x} = \frac{25 + 12,5 \cdot (629,2/811,4)/0,8}{0,6} = 61,86 \quad (243)$$

$$\lambda_{1,y} = \frac{25 + 12,5 \cdot (125,9/811,4)/0,8}{0,6} = 45,707 \quad (244)$$

Portanto, para ambos os eixos, o pilar é pouco esbelto e não há a necessidade de ser considerado os efeitos de 2ª ordem locais.

#### 4.7.2.1.4 Situações de cálculo

Existem 4 situações de cálculo. Sendo o dimensionamento dado pela maior valor de  $\omega$  entre as 5 situações. As situações são apresentados no Quadro 22.

Quadro 22 – Situações de cálculo dos pilares.

Situação	Esforço Normal (kN)	Momento Fletor (kN.m)	
		$M_x$	$M_y$
Topo do Pilar 1	729,9	316,446	0
Topo do Pilar 2	729,9	0	316,446
Intermediário 1	729,9	316,446	33,2
Intermediário 2	729,9	285,5	316,446
Base do Pilar	729,9	629,2	316,446

Fonte: Elaborado pelo autor.

Sendo o dimensionamento dado pela maior valor de  $\omega$  entre as 5 situações. Ressalta-se que uma análise prévia indica que a situação crítica é a da base do pilar.

#### 4.7.2.1.5 Esforços adimensionais

Os esforços adimensionais de cada situação de cálculo são apresentados no Quadro 23.

Quadro 23 – Situações de cálculo dos pilares.

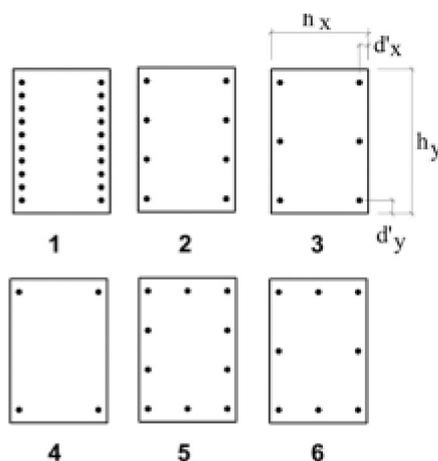
Situação	Esforço Normal Adimensional	Momento Fletor Adimensional	
		$\mu_x$	$\mu_y$
	$\nu$		
Topo do Pilar 1	0,04	0,02	0
Topo do Pilar 1	0,04	0	0,02
Intermediário 1	0,04	0,02	0,002
Intermediário 2	0,04	0,018	0,02
Base do Pilar	0,04	0,040	0,02

Fonte: Elaborado pelo autor.

4.7.2.1.6 Determinação da área de aço

Para a determinação da área de aço, será utilizado o arranjo número 5 da Figura 37.

Figura 37 – Arranjos de armaduras de pilares.



Fonte: Pinheiro, Baraldi e Porem (2009).

As taxas de aço necessárias são apresentadas no Quadro 24.

Quadro 24 – Taxas de aço necessárias para os pilares.

Situação	$\omega$
Topo do Pilar 1	0,016
Topo do Pilar 2	0,016
Intermediário 1	0,016
Intermediário 2	0,024
Base do Pilar	0,08

Fonte: Elaborado pelo autor.

Dessa forma, obtêm-se a área de aço por meio da Equação (245):

$$A_s = \frac{A_c \cdot f_{cd} \cdot \omega}{f_{yd}} \tag{245}$$

$A_s$  - área de aço da armadura do pilar;

$\omega$  - taxa de aço do pilar.

$$A_s = \frac{80 \cdot 80 \cdot 3,09 \cdot 0,08}{43,478} = 36,394 \text{ cm}^2 \tag{246}$$

Como o arranjo possui 10 barras de 25 mm, equivalentes a uma área de 49 cm<sup>2</sup>, é possível utilizar esse arranjo.

#### 4.7.2.1.7 Área de aço mínima

A área de aço mínima é dada por:

$$A_{s,min} = 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \cdot A_c \quad (247)$$

$$A_{s,min} = 0,15 \cdot \frac{811,4}{43,478} \geq 0,004 \cdot 6400 \quad (248)$$

$$A_{s,min} = 2,799 \text{ cm}^2 \geq 25,6 \text{ cm}^2 \quad (249)$$

$$A_{s,min} = 25,6 \text{ cm}^2 \leq A_s = 36,394 \text{ cm}^2 \quad (250)$$

#### 4.7.2.2 Dimensionamento ao esforço cortante

Para o dimensionamento ao esforço cortante será considerado o modelo II, com  $\theta = 40$ , e estribos no ângulo de  $90^\circ$ .

##### 4.7.2.2.1 Verificação do esmagamento da biela

A resistência ao esmagamento das bielas é calculado pela Expressão (27). Sendo  $\alpha_{v2}$ , calculado pela Expressão (28). Tem-se que a resistência ao emagramento das bielas é dado por:

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot 0,82 \cdot 3,214 \cdot 80 \cdot 74,12 \cdot \text{sen}(40) \cdot \text{cos}(40) = 4301,35 \text{ kN} \quad (251)$$

$$V_{Sd} = 84,5 \text{ kN} \leq V_{Rd2} = 4301,35 \text{ kN} \quad (252)$$

Logo, o critério é satisfeito.

##### 4.7.2.2.2 Mecanismos complementares

A determinação dos mecanismos complementares ao da treliça é calculado pela Equação (31).

$$V_c = 0,6 \cdot 0,189 \cdot 80 \cdot 74,12 = 675,16 \text{ kN} \quad (253)$$

Como  $V_{Sd} \leq V_c$ , assume-se  $V_{c1} = V_c$ .

##### 4.7.2.2.3 Área de aço

Como  $V_{Sd} \leq V_{c1}$ , entende-se que os mecanismos complementares seriam suficientes para a resistência ao esforço cortante.

#### 4.7.2.3 Embutimento do pilar na base

Para que a transferência do momento fletor seja feita do pilar para a estrutura de fundação, é necessário garantir um comprimento de embutimento do mesmo no cálice. A ABNT 9062 recomenda esse valor tendo como parâmetros a seção do pilar, os esforços normais e momentos fletores, como segue abaixo.

$$\frac{M_d}{N_d \cdot h} = \frac{629,2}{729,9 \cdot 0,8} = 1,078 \quad (254)$$

Serão adotadas interfaces lisas no colarinho. Como esse valor está entre 0,15 e 2, é necessário fazer uma interpolação linear para encontrar o comprimento de embutimento.

$$l_{emb} = h \cdot \frac{(1,078 - 0,15) \cdot (2 - 1,5)}{2 - 0,15} = 0,25 \cdot h = 0,25 \cdot 80 = 20 \text{ cm} \quad (255)$$

#### 4.7.3 Dimensionamento durante as situações transitórias

Durante as situações transitórias, os pilares são solicitados como elementos de viga. Será adotado a resistência mínima de 15 MPa para o concreto no momento do saque do pilar da forma. Além disso, como a armadura calculada é simétrica, será calculada a armadura para o momento mais crítico entre o positivo e o negativo.

##### 4.7.3.1 Armadura longitudinal

Por se tratar de flexão simples, será admitido que a linha neutra cruza a seção. Dessa forma, será determinada a linha neutra pela Equação (9). Estimando-se que as barras longitudinais tenham 25 mm e os estribos 6,3 mm, tem-se que:

$$x = \frac{74,12 - \sqrt{74,12^2 - \frac{2 \cdot \left(0 \cdot \left(\frac{74,12 - 5,88}{2}\right) + 29050\right)}{1,071 \cdot 80}}}{0,8} \quad (256)$$

$$x = 5,88 \text{ cm} \quad (257)$$

Verificando o limite da linha neutra, tem-se que:

$$x/d = 5,88/74,12 = 0,079 \leq 0,45 \quad (258)$$

Logo, é necessário armadura simples, calculada pela Equação (13).

$$A_s = \frac{1,071 \cdot 80 \cdot 0,8 \cdot 5,88 + 0}{43,478} = 9,3 \text{ cm}^2 \quad (259)$$

Como a armadura do pilar possui 3 barras de 25 mm na face inferior, equivalente a 14,71 cm<sup>2</sup>, não é necessário adicionar área de aço devido a situação transitória.

#### 4.7.3.2 Dimensionamento ao esforço cortante

Para o dimensionamento ao esforço cortante será considerando o modelo II, com  $\theta = 40$ , e estribos no ângulo de  $90^\circ$ .

##### 4.7.3.2.1 Verificação do esmagamento da biela

A resistência ao esmagamento das bielas é calculado pela Expressão (27). Desta forma, tem-se que a resistência ao emagramento das bielas é dado por:

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot 0,94 \cdot 1,071 \cdot 80 \cdot 74,12 \cdot \text{sen}(40) \cdot \text{cos}(40) = 1643,6 \text{ kN} \quad (260)$$

$$V_{Sd} = 165,6 \text{ kN} \leq V_{Rd2} = 1643,6 \text{ kN} \quad (261)$$

Logo, o critério é satisfeito.

##### 4.7.3.2.2 Mecanismos complementares

A determinação dos mecanismos complementares ao da treliça é assumido pela Equação (31).

$$V_c = 0,6 \cdot 0,091 \cdot 80 \cdot 74,12 = 324,58 \text{ kN} \quad (262)$$

Como  $V_{Sd} \leq V_c$ , assume-se  $V_{c1} = \leq V_c$ .

#### 4.7.4 Detalhamento do pilar

##### 4.7.4.1 Armadura longitudinal

A área de aço calculada para o arranjo escolhido, leva ao detalhamento apresentado no Quadro 25.

Quadro 25 – Detalhamento da armadura longitudinal.

Área de aço calculada (cm <sup>2</sup> )	Armadura	Área de aço efetiva (cm <sup>2</sup> )
36,394	10 $\varnothing$ 25 mm	49,0625

Fonte: Elaborado pelo autor.

##### 4.7.4.2 Armadura transversal

O espaçamento mínimo entre estribos, de acordo com a ABNT NBR 6118, é dada pelo menos valor entre:

- 20 cm; - menor dimensão da seção transversal = 80 cm; -  $12 \cdot \pi = 12 \cdot 2,5 = 30 \text{ cm}$

Dessa forma, tem-se uma área de aço de equivalente de 6,3 mm a cada 20 cm:

$$\frac{A_S}{s} = \frac{\pi \cdot 0,63^2 \cdot 100}{4 \cdot 20} = 1,557 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (263)$$

O detalhamento adotado é apresentado no Quadro 26.

Quadro 26 – Detalhamento da armadura longitudinal.

Armadura	Área de aço efetiva (cm <sup>2</sup> /m)
φ6,3 c/20	1,557

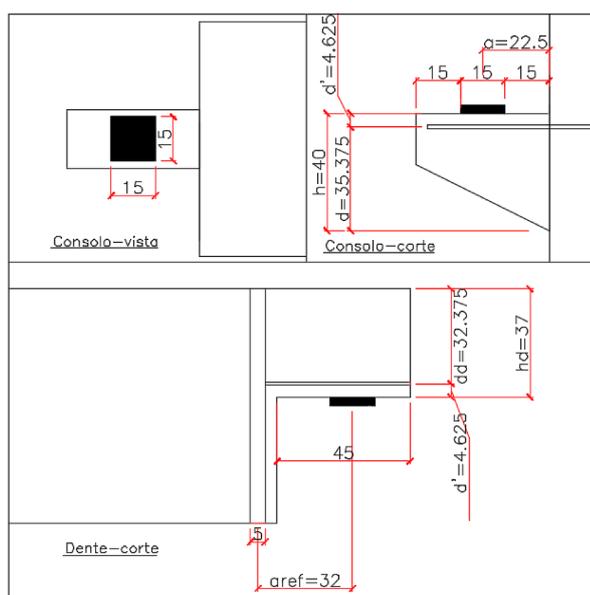
Fonte: Elaborado pelo autor.

#### 4.8 LIGAÇÕES

Nessa seção, será dimensionada e detalhada a ligação entre as vigas portadoras de parede ou de fechamento e os pilares. Nesse sentido, observa-se que as maiores reações verticais e horizontais nesses elementos foram obtidas da envoltória da Figura 30 foram  $V_d = 79,6 \text{ kN}$  e  $H_d = 47,2 \text{ kN}$ , respectivamente. Sendo assim, a força resultante na ligação tem o valor de  $F_d = 92,54 \text{ kN}$ .

As características geométricas do detalhe típico são apresentadas na Figura 38.

Figura 38 – Detalhe típico da ligação.



Fonte: Elaborado pelo autor..

### 4.8.1 Consolo

Primeiramente, é necessário classificar o consolo, de acordo com a ABNT NBR 9062, quanto a relação entre  $a/d$ .

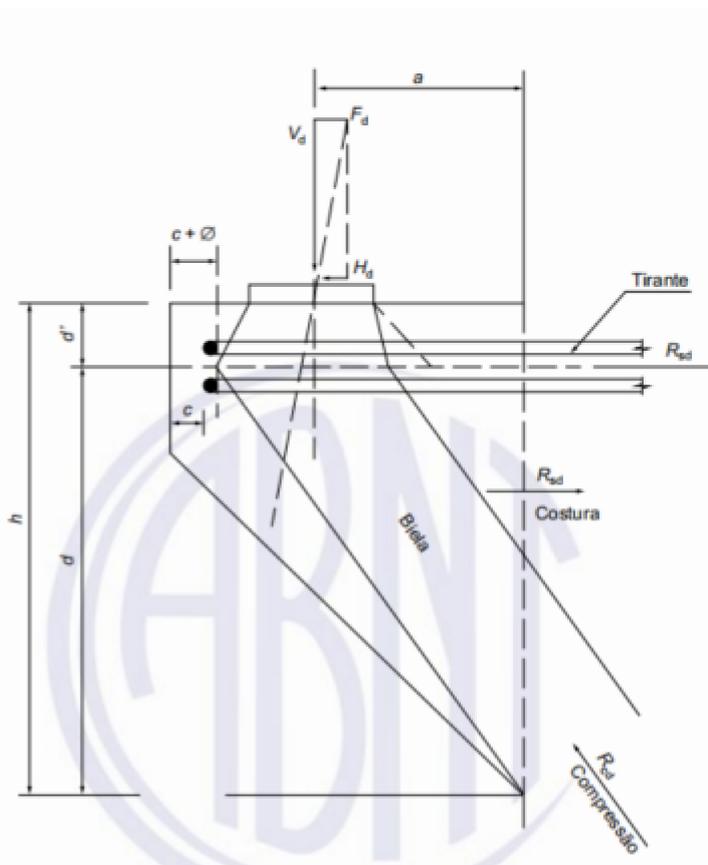
$$\frac{a}{d} = \frac{22,5}{35,375} = 0,636 \quad (264)$$

$a$  - distância do centro de transferência do carregamento e a face do pilar;

$d$  - altura útil do consolo.

Como  $0,5 \leq a/d \leq 1$ , o consolo é considerado curto e pode ser calculado pelo método de bielas e tirantes. Nesse sentido, o modelo utilizado para o dimensionamento do consolo é apresentado na Figura 39.

Figura 39 – Modelo de análise e características geométricas do consolo.



Fonte: ABNT NBR 9062 (2017).

Através do equilíbrio do modelo da treliça indicado pela norma, pode-se calcular a armadura do tirante como:

$$A_{s,tir} = A_{sv} + \frac{H_d}{f_{yd}} \quad (265)$$

$A_{s,tir}$  - área de aço do tirante;

$A_{sv}$  - área de aço necessária devido ao carregamento vertical.

Onde,  $A_{sv}$  é calculado por:

$$A_{sv} = \left(0,1 + \frac{a}{d}\right) \cdot \frac{F_d}{f_{yd}} = \left(0,1 + \frac{22,5}{35,375}\right) \cdot \frac{92,54}{43,478} = 1,566 \text{ cm}^2 \quad (266)$$

$$A_{s,tir} = A_{sv} + \frac{H_d}{f_{yd}} = 1,566 + \frac{47,2}{43,478} = 2,562 \text{ cm}^2 \quad (267)$$

A ABNT NBR 9062 estabelece uma armadura mínima para o tirante de:

$$A_{s,tir,min} = b \cdot d \cdot 0,04 \cdot \frac{f_{ck}}{f_{yk}} = 20 \cdot 35,375 \cdot 0,04 \cdot \frac{4,5}{50} = 2,88 \text{ cm}^2 \quad (268)$$

A mesma norma estabelece a utilização de uma armadura de costura distribuídas em 2/3 da altura útil a partir do tirante no valor de :

$$(A_s/s)_{cost} \geq 0,4 \cdot \frac{A_{sv}}{d} = 0,4 \cdot \frac{1,566}{35,375} \cdot 100 = 1,77 \text{ cm}^2/m \quad (269)$$

$(A_s/s)_{cost}$  - área de aço por comprimento da armadura de costura.

Nesse sentido, a norma ainda estabelece uma armadura de costura mínima de:

$$(A_s/s)_{cost,mn} = 0,15 \cdot 20 = 3 \text{ cm}^2/m \quad (270)$$

$(A_s/s)_{cost,min}$  - área de aço por comprimento da armadura de costura.

De acordo com a ABNT NBR 6118, a resistência a compressão máxima do concreto em bielas atravessadas, ou nós onde conflui, um único tirante, é dada por:

$$f_{cd3} = 0,72 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0,72 \cdot 0,82 \cdot 2,938 = 1,7345 \text{ kN/cm}^2 \quad (271)$$

$f_{cd3}$  - resistência a compressão máxima do concreto em bielas atravessadas, ou nós onde conflui, um único tirante.

Considerando-se que a maior tensão ocorra junto ao aparelho de apoio, tem-se que:

$$\sigma_c = \frac{V_d}{A_{apoio}} = \sigma_c = \frac{79,6}{15 \cdot 15} = 0,35 \text{ kN/cm} \quad (272)$$

$A_{apoio}$  - área da placa de apoio.

Logo, o critério de esmagamento da biela é atendido.

#### 4.8.1.1 Detalhamento do consolo

No Quadro 27, é apresentado o diâmetro das armaduras e espaçamentos definidos para o consolo.

Quadro 27 – Detalhamento do consolo.

Armadura	Área de aço calculada (cm <sup>2</sup> /m ou cm <sup>2</sup> )	Armadura	Área de aço calculada (cm <sup>2</sup> /m ou cm <sup>2</sup> )
Tirante	2,88	3φ12,5	3,681
Costura	3	3φ6,3 2 ramos	3,018

Fonte: Elaborado pelo autor.

#### 4.8.2 Dente

Primeiramente, é necessário classificar o consolo, de acordo com a ABNT NBR 9062, quanto a relação entre  $a/d$ .

$$\frac{a_{ref}}{d_d} = \frac{32}{32,375} = 0,988 \quad (273)$$

$a_{ref}$  - distância do centro de transferência do carregamento e centro geométrico da força de suspensão;

$d_d$  - altura útil do dente.

Como  $0,5 \leq a/d \leq 1$ , o consolo é considerado curto e pode ser calculado pelo método das bielas e tirantes. Nesse sentido, o modelo utilizado para o dimensionamento do dente é apresentado na Figura 40.

Nesse modelo, a armadura do tirante é calculada por:

$$A_{s,tir} = \frac{1}{f_{yd}} \left( \frac{V_d}{0,85} \cdot \frac{a_{ref}}{d_d} + 1,2 \cdot \frac{H_d}{f_{yd}} \right) \quad (274)$$

$$A_{s,tir} = \frac{1}{43,478} \left( \frac{79,6}{0,85} \cdot \frac{32}{32,375} + 1,2 \cdot \frac{47,2}{43,478} \right) = 2,158 \text{ cm}^2 \quad (275)$$

Enquanto a armadura de suspensão, é dada por:

$$A_{s,sus} = \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{79,6}{43,478} = 1,83 \text{ cm} \quad (276)$$

$A_{s,sus}$  - área de aço da armadura de suspensão.

Além disso, utiliza-se uma armadura de costura de  $0,5 \cdot A_{s,tir}$  e estribos verticais no dente iguais a  $0,25 \cdot A_{s,tir}$ .

$$A_{s,h} = 0,5 \cdot A_{s,tir} = 0,5 \cdot 2,158 = 1,079 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (277)$$

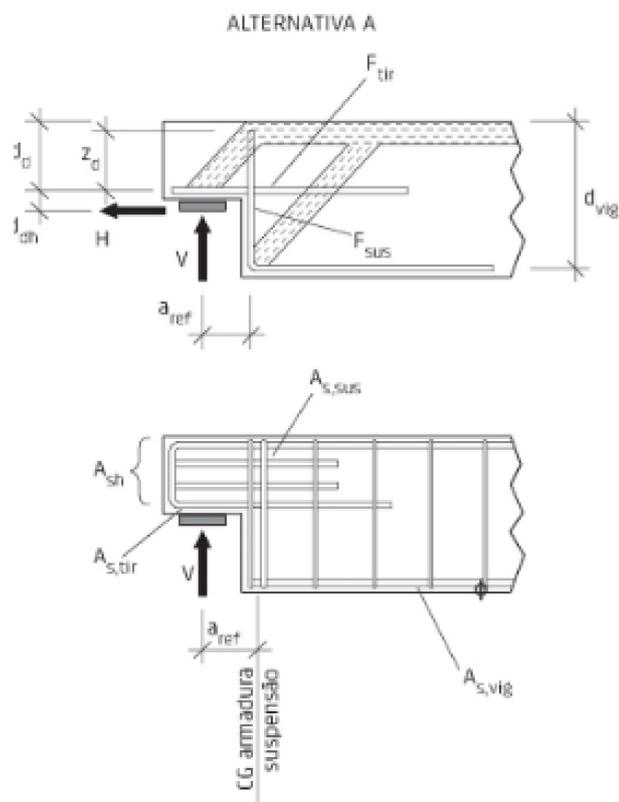
$A_{s,h}$  - área de aço por comprimento da armadura de costura.

$$A_{s,v} = 0,25 \cdot A_{s,tir} = 0,25 \cdot 2,158 = 0,54 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (278)$$

$A_{s,v}$  - área de aço por comprimento da armadura de transversal.

Além das armaduras calculadas, serão adotadas as armaduras mínimas do consolo.

Figura 40 – Modelo de análise e características geométricas do dente.



Fonte: El Debs (2017).

#### 4.8.2.1 Detalhamento do dente

No Quadro 28, é apresentado o diâmetro das armaduras e espaçamentos definidos para o dente.

Quadro 28 – Detalhamento do dente.

Armadura	Área de aço calculada (cm <sup>2</sup> /m ou cm <sup>2</sup> )	Armadura	Área de aço calculada (cm <sup>2</sup> /m ou cm <sup>2</sup> )
Tirante	2,88	3φ12,5	2,454
Suspensão	1,83	2φ8 2 ramos	2,012
Costura	3	3φ6,3 2 ramos	3,018
Estribos	1,2	2φ6,3 2 ramos	1,248

Fonte: Elaborado pelo autor.

## 5 CONCLUSÃO

A elaboração do projeto resultou não apenas no projeto manual de um galpão comercial, mas também na revisão e ampliação do conhecimento sobre projetos estruturais e dos materiais empregados. Foram apresentados os princípios e recomendações gerais sobre o sistema construtivo pré-moldado durante a revisão bibliográfica, que possibilitaram a concepção e o dimensionamento da estrutura.

Foi perceptível que os pilares necessitaram de dimensões maiores que as usuais em projetos de pequeno porte para que se pudesse classificar os pórticos como estruturas de pequena deslocabilidade na análise de estabilidade global. Isso evidencia a influência da não linearidade física do concreto sobre os deslocamentos da estrutura de concreto armado. Além disso, as ligações articuladas características de pré-moldados têm impacto sobre a rigidez dos pórticos, implicando em estruturas mais deslocáveis.

Foi notório que os esforços de tração levaram a um aumento na armadura inferior das vigas e que os de compressão acarretaram em uma maior altura da linha neutra, apesar de não ter sido suficiente para se utilizar armadura dupla. Os esforços cortantes foram suportados pelos mecanismos complementares à treliça em todos os elementos devido ao carregamento não ter sido alto e as seções transversais terem sido grandes.

Percebeu-se que a protensão com o método de pré-tração com cabos retos é limitada na recuperação de flecha pelo estado limite de descompressão e fissuração, por necessitar da presença do centro de aplicação do carregamento no núcleo de inércia da seção transversal, diminuindo assim a excentricidade da força de protensão. Devido à possibilidade de considerar que a viga não sofre fissuração, as dimensões do elemento não precisaram ser tão grandes quanto as necessárias em uma viga de concreto armado. Notou-se que houve uma sobra de momento resistente de cálculo em comparação ao solicitante para o estado limite último, mostrando a necessidade de otimizar a posição das cordoalhas.

Constatou-se que, para as estruturas pré-moldadas, os esforços internos durante as situações transitórias podem ser significativos no dimensionamento das armaduras longitudinais superiores, devido ao surgimento de momentos fletores negativos no içamento dos elementos. Para os pilares, devido à simetria das armaduras, esse efeito não foi significativo. Isso se deve ao fato de a seção do pilar necessitar de uma armadura mínima suficiente para essa ocasião, podendo não ter o mesmo efeito em pilares de seções menores.

Por fim, notou-se que o método manual é oneroso e necessita de simplificações, restringindo as mudanças na concepção das seções transversais dos elementos a um grande retrabalho, principalmente no que se diz respeito à análise da estabilidade

global, que para galpões necessita de um processo mais sofisticado como a análise  $P-\Delta$ .

## 5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Considerando as limitações ocorridas nesse estudo em comparação com um projeto estrutural executivo, são propostos alguns assuntos para investigações futuras:

- a) Dimensionamento com a utilização de software comercial;
- b) Dimensionamento da estrutura metálica da cobertura e a interface com a de concreto;
- c) Dimensionamento das ligações das vigas da tesoura da cobertura com chapa metálica, das vigas protendidas com os pilares e da estrutura de fundação;
- d) Estudo comparativo do impacto da consideração ou não da não linearidade física do concreto em estruturas pré-moldadas.

## 6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACKER, A. Manual de sistemas pré-fabricados de concreto. São Paulo: ABCIC, 2002.

AGÊNCIA BRASILEIRA DE DESENVOLVIMENTO INDUSTRIAL (ABDI). Manual da construção industrializada. Brasília, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. NBR 9062. Rio de Janeiro, 2017. 84 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. NBR 6118. Rio de Janeiro, 2023. 221 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. NBR 6120. Rio de Janeiro, 2019. 17 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Forças devidas ao vento em edificações. NBR 6123. Rio de Janeiro, 2023. 107 p.

BACHMANN, Hubert; LEIWY, Alfred. Precast concrete structures. 2. ed. Berlin: Ernst & Sohn, 2011.

CAMACHO, Jefferson Sidney. Apostila de estados limites de serviço. 2009. 48 f. Apostila (Curso de Engenharia Civil) – Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Ilha Solteira, 2009.

EL DEBS, Mounir Khalil. Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações. São Paulo: Oficina de Textos, 2017.

CEDRIM, Matheus Barbosa Moreira. Aplicação do método das bielas para o dimensionamento de consolos curtos com suporte da otimização topológica. 2019. 162 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2019.

CHOLFE, Tito Livio; CHOLFE, Roberto. Concreto protendido: teoria e prática. 4. ed. São Paulo: PINI, 2013.

GOOGLE. Google Maps: Palhoça - SC. Disponível em: <https://www.google.com/>

maps/place/Palho%C3%A7a+-+SC/@-27.7614924,-48.8258987,11z/. Acesso em: 11 nov. 2024.

INSTITUTO AÇO BRASIL. Galpões para usos gerais. Revisão de Zacarias M. Chamberlain Pravia, Gilnei Artur Drehmer e Enio Mesacasa Júnior. Rio de Janeiro: IABr/CBCA, 2010.

OTRENTE, J. F. Contribuição ao estudo de pilares pré-moldados de concreto em etapa transitória. 2022. 161p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2022.

PEREIRA FILHO, João Tomás. Influência da concepção estrutural na estabilidade global de edifícios em concreto armado. 2019. 172 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Florianópolis, 2019.

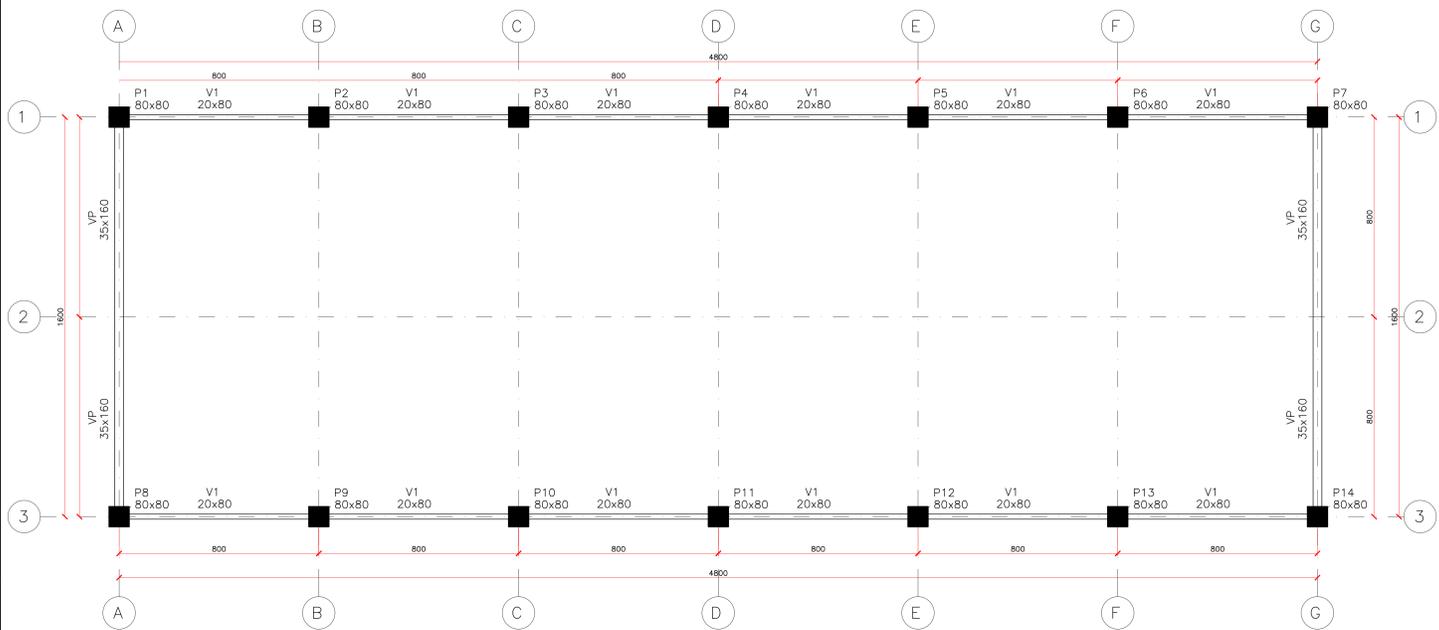
PERLIN, Lourenço Panosso; PINTO, Roberto Caldas Andrade; PADARATZ, Ivo J. Estrutura de concreto armado II: Engenharia Civil. 2022.

PINHEIRO, Libânio Miranda; BARALDI, Lívio Túlio; POREM, Marcelo Eduardo. Estruturas de concreto: ábacos para flexão oblíqua. Colaboração de Bruna Catoia, Melina Benatti Ostini, Thiago Catoia, Walter Luiz Andrade de Oliveira. São Carlos, 2014.

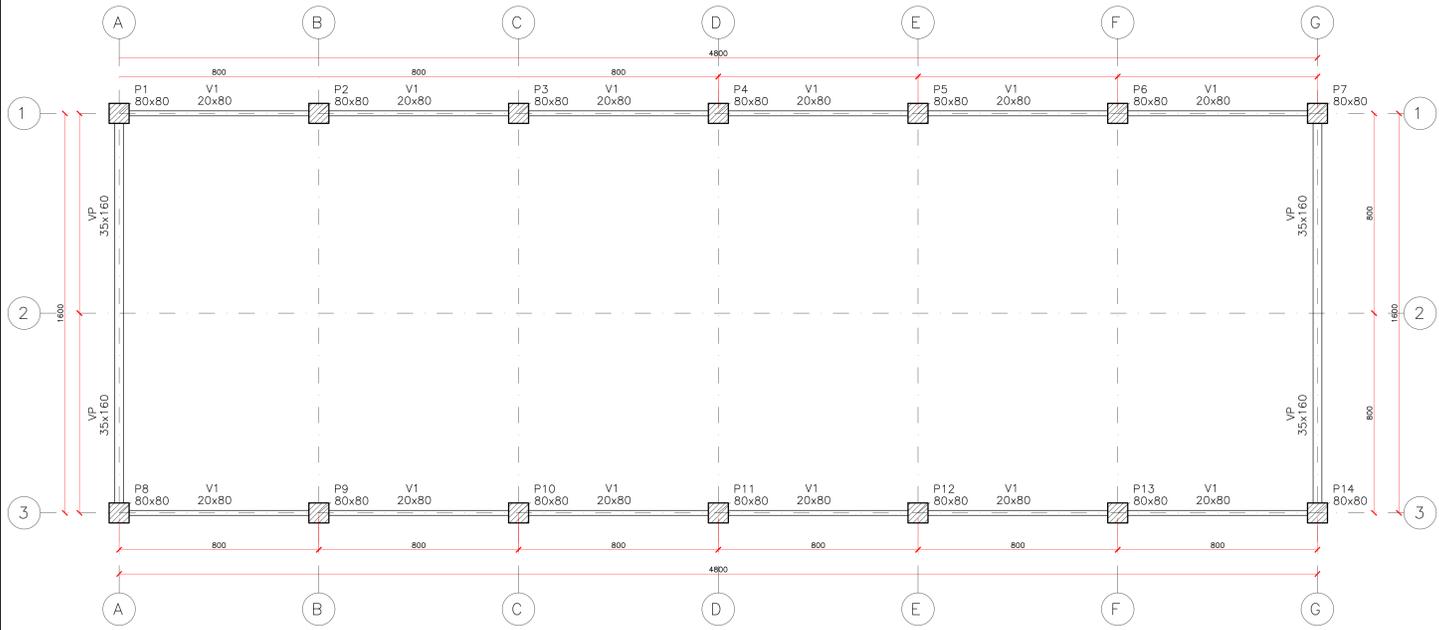
SANTOS, Andreilton de Paula. Estudo experimental de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado com armaduras emendas por aderência. 2010. 140 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

ZUMAETA MONCAYO, W. J. (2011). Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado. 221p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

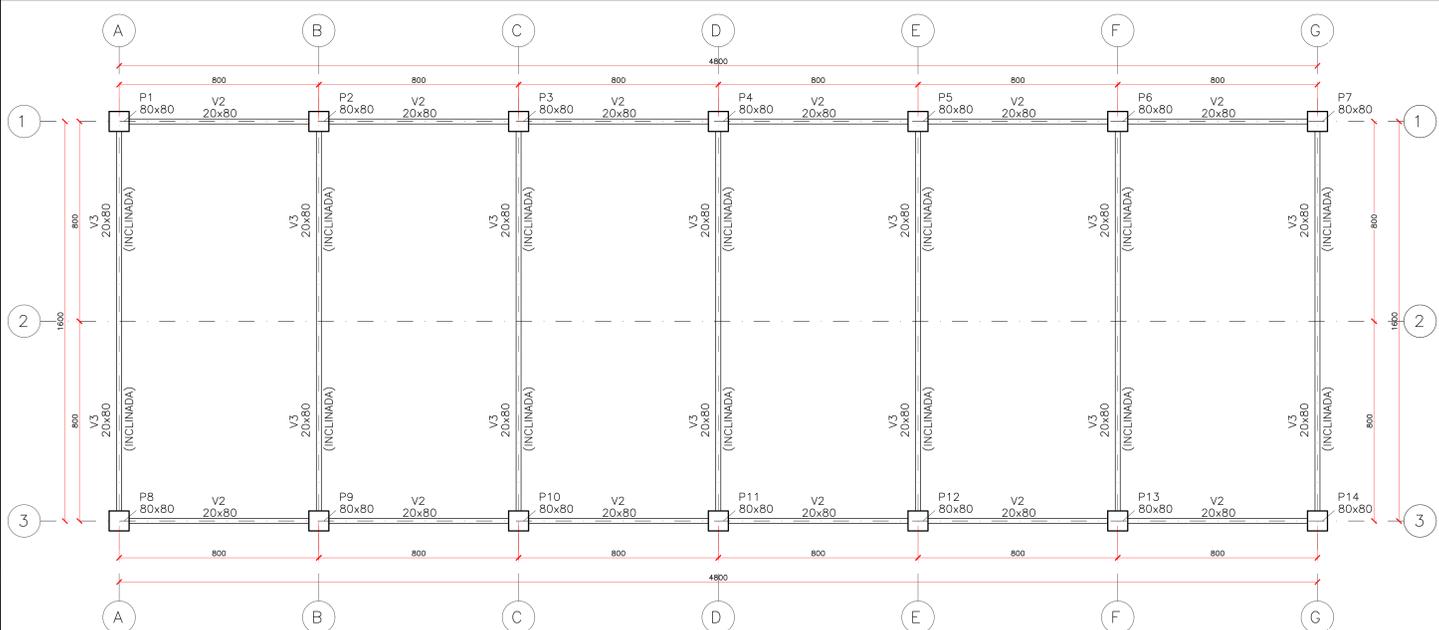
## **APÊNDICE A – PLANTAS DE FORMAS E ELEVAÇÕES**



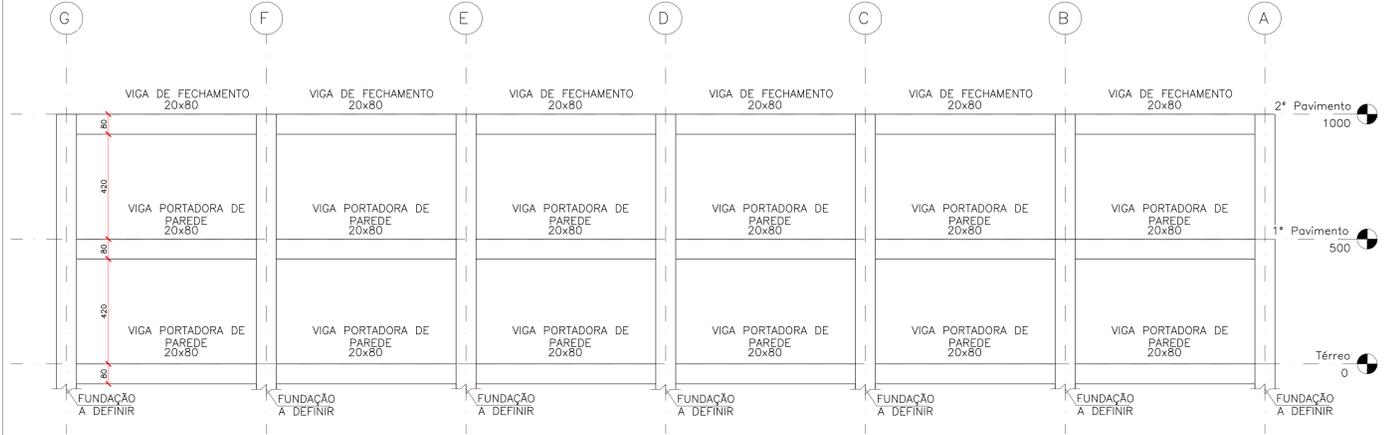
TÉRREO (NR=0)  
Esc.: 1/100



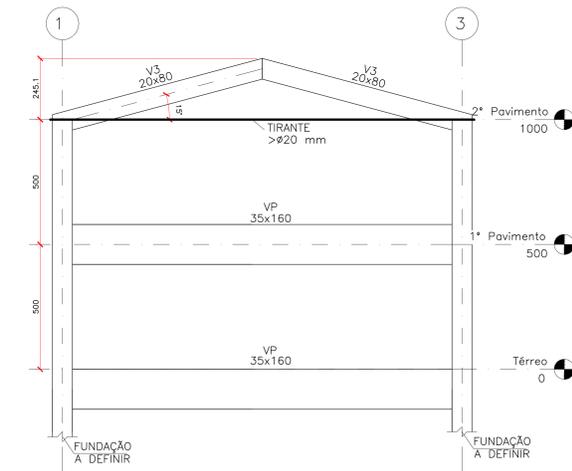
1º PAV (NR=500)  
Esc.: 1/100



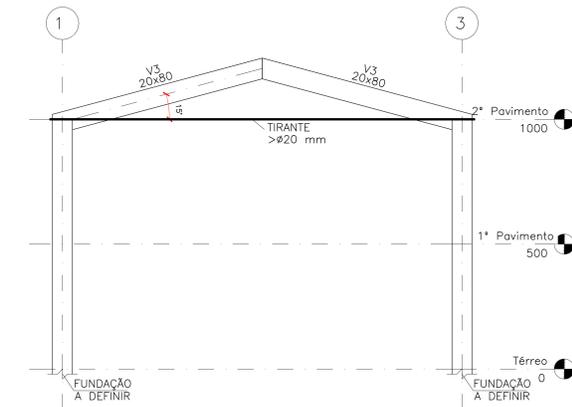
2º PAV (NR=1000)  
Esc.: 1/100



FIXOS I E J  
Esc.: 1/100



FIXOS A E G  
Esc.: 1/100



FIXOS B, C, D, E, F, F'  
Esc.: 1/100

NOTAS:

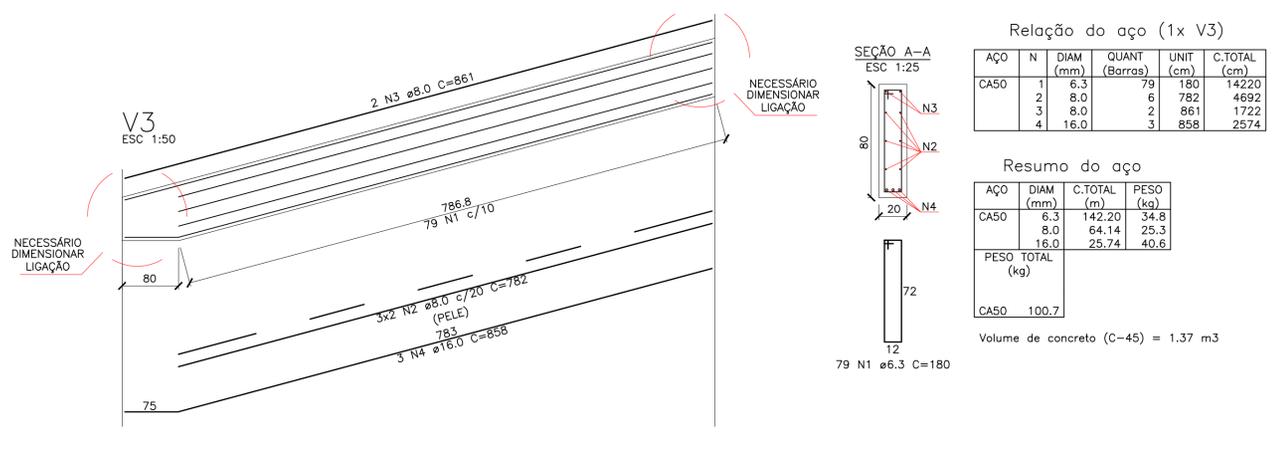
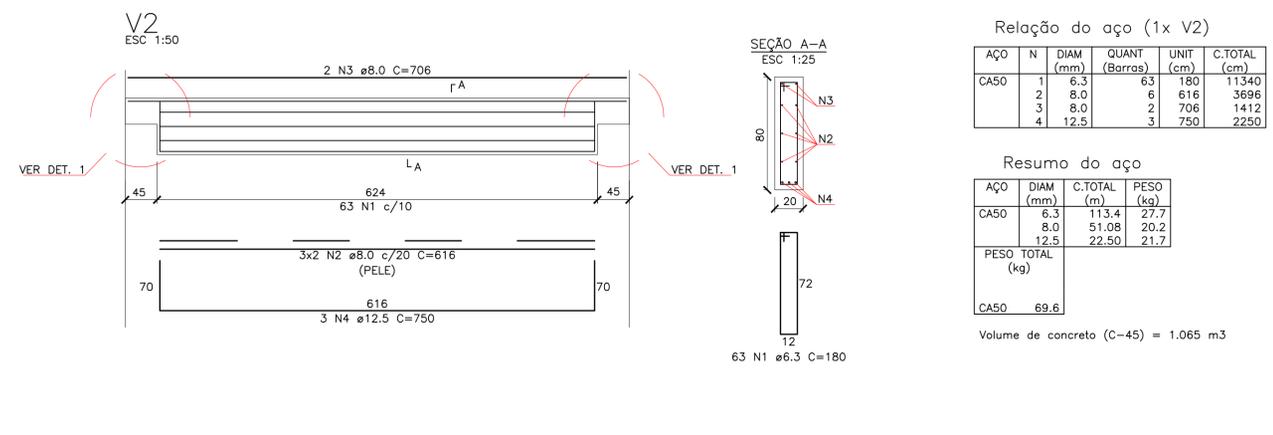
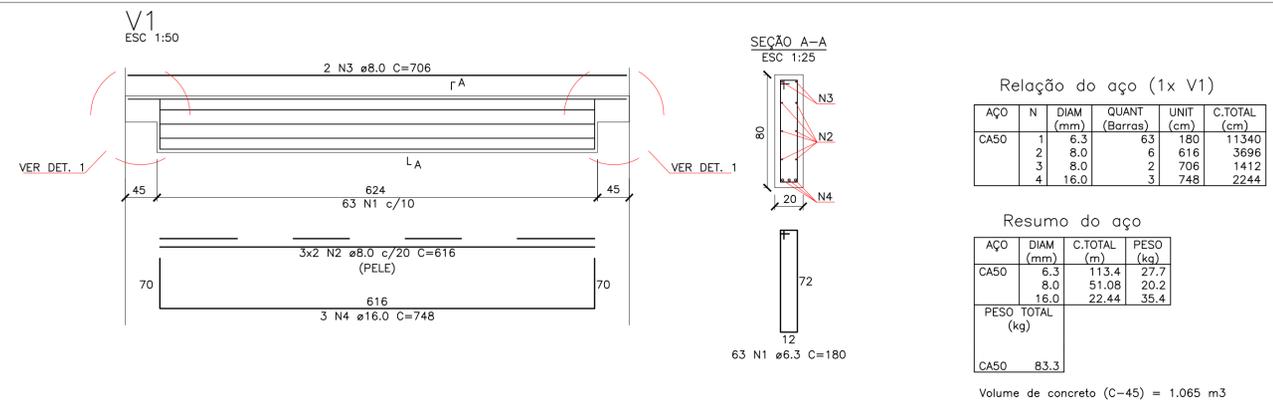
- 1) UNIDADES EM CM, EXCETO QUANDO FOR INDICADO
- 2) LOCALIZAÇÃO: PALHOÇA-SC
- 3) CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL: III- FORTE
- 4) MATERIAIS:
  - CONCRETO PORTLAND - C45
  - AÇO - CA50 E CA60
- 5) VIGAS:
  - 5.1) CONVENÇÕES:
    - V1 - VIGA PORTADORA DE PAREDE
    - V2 - VIGA DE FECHAMENTO
    - VP - VIGA PROTENDIDA
  - 5.2) COBRIMENTO: cob=4 cm
- 6) PILARES:
  - 6.1) CONVENÇÕES:
    - PILAR QUE NASCE NO NÍVEL DE REFERÊNCIA
    - ▣ PILAR QUE PASSA PELO NÍVEL DE REFERÊNCIA
    - PILAR QUE MORRE NO NÍVEL DE REFERÊNCIA
  - 6.2) COBRIMENTO: cob=4cm

GALPÃO COMERCIAL  
TÉRREO, 1º PAV E 2º PAV  
FORMAS E ELEVÇÕES

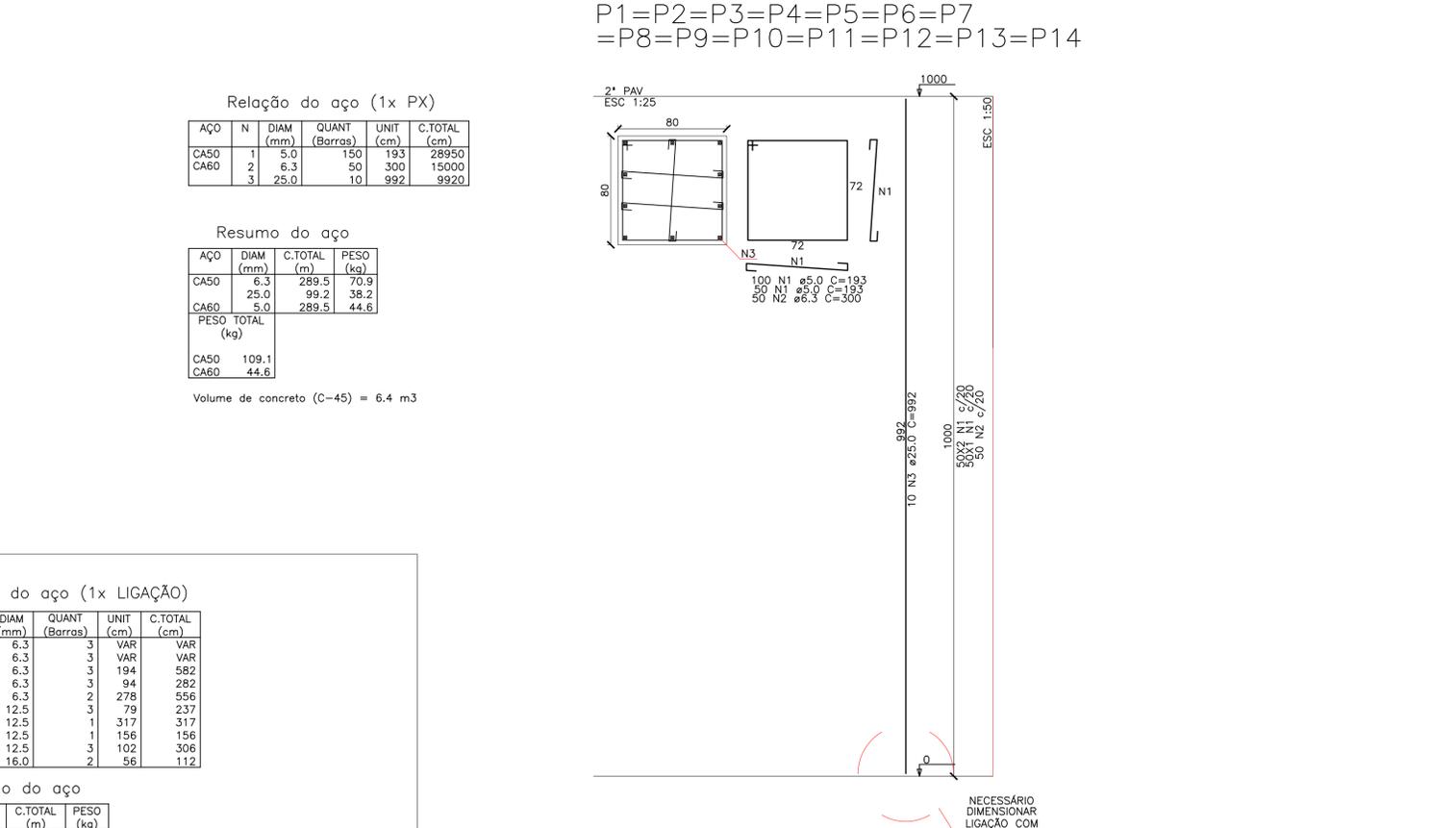
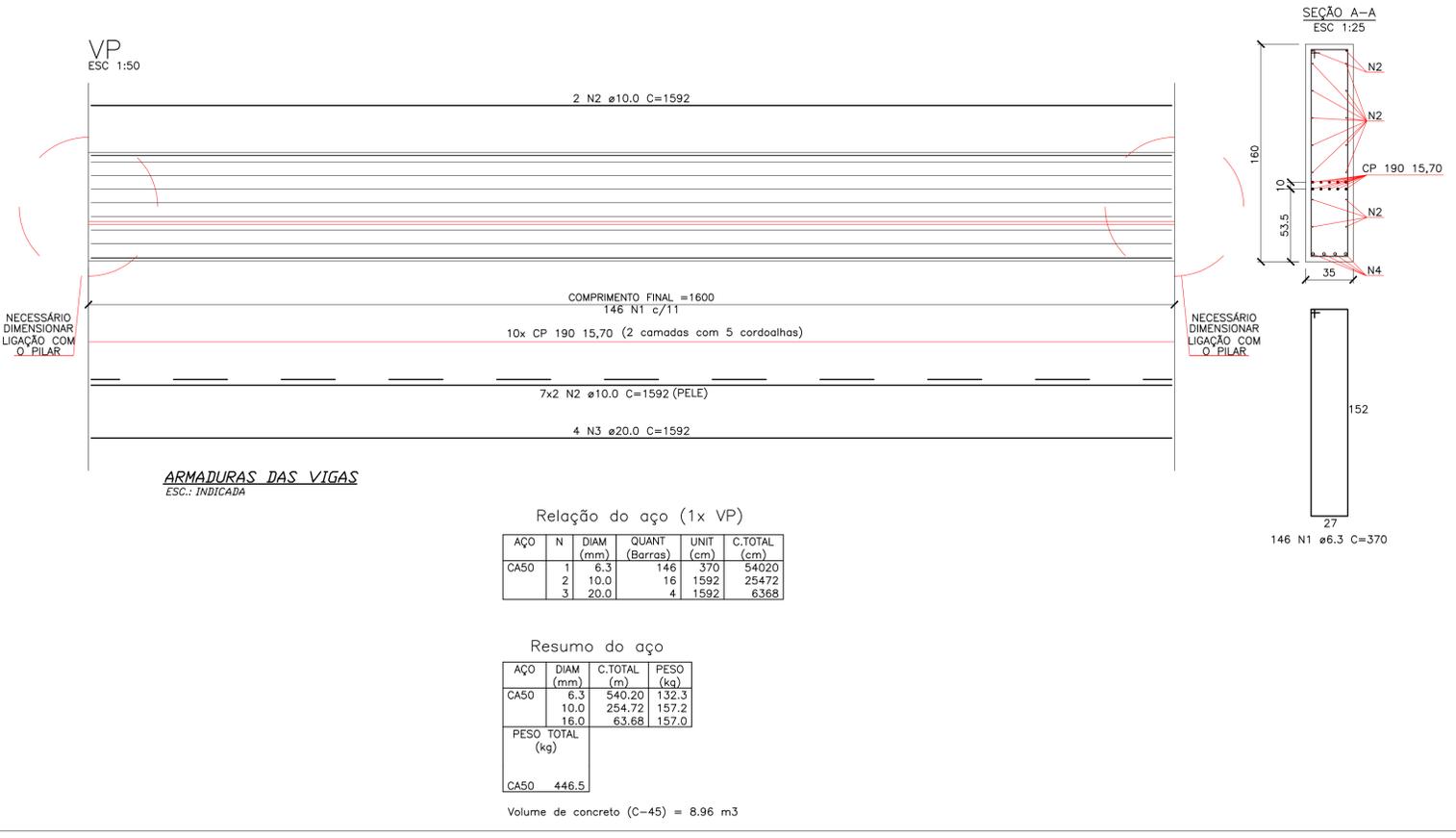
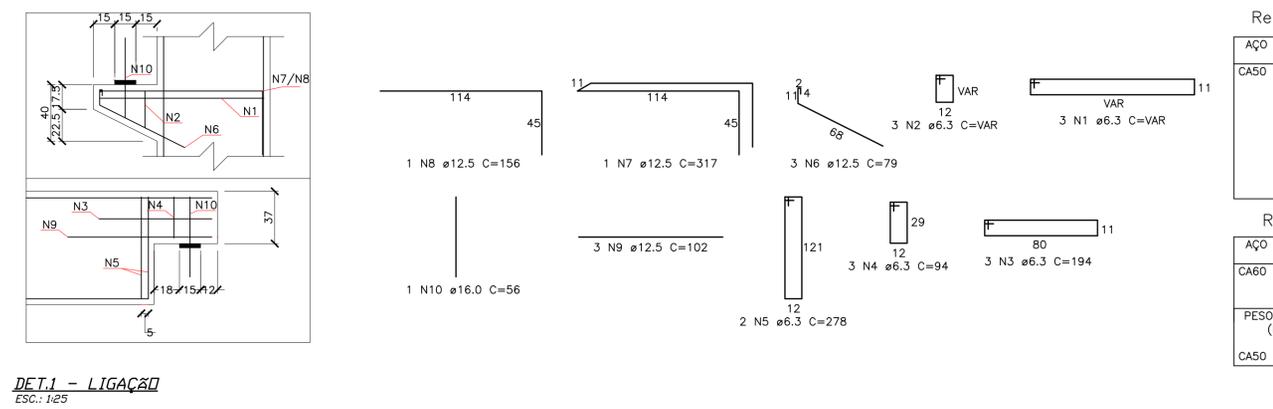
DESENHO N°:001 FOLHA: 01/01 REV.: 0

PROJETO: FRANCISCO BROERING KLOPPEL (ESCALA:)

## **APÊNDICE B – DETALHAMENTO DOS ELEMENTOS**



**ARMADURAS DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO**  
ESC.: INDICADA



**ANEXO A – ÁBACO PARA FLEXÃO OBLÍQUA**

44A

