

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

TIAGO FEDRIZZI

Projeto estrutural básico de um galpão logístico em concreto pré-moldado e dimensionamento do piso industrial em concreto reforçado com fibras de aço

São Carlos

2021

TIAGO FEDRIZZI

Projeto estrutural básico de um galpão logístico em concreto pré-moldado e dimensionamento do piso industrial em concreto reforçado com fibras de aço

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil, da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Vladimir Guilherme Haach

São Carlos

2021

## RESUMO

FEDRIZZI, T. **Projeto estrutural básico de um galpão logístico em concreto pré-moldado e dimensionamento do piso industrial em concreto reforçado com fibras de aço.** 2021. 146 f. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2021.

Os galpões de concreto pré-moldado e os pisos industriais de concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) são muito utilizados em empreendimentos para fins logísticos no Brasil. No entanto, a literatura técnica para projeto e dimensionamento destes tipos de estruturas é ainda bastante limitada. Este trabalho tem por objetivo desenvolver um projeto que contemple muitas das particularidades destes sistemas construtivos. Consiste na concepção e projeto estrutural básico de um galpão pré-fabricado com cobertura leve e vãos elevados, de uso corrente no setor logístico, e dimensionamento do piso industrial em CRFA. Primeiramente, definem-se alguns aspectos arquitetônicos relevantes da edificação e do pequeno centro logístico localizado na cidade de Rio Claro - SP. No projeto estrutural, descreve-se o sistema estrutural mais comum, os elementos deste sistema e a concepção. Ainda nesta etapa, realiza-se o modelo e a análise estrutural e avalia-se a estabilidade global do galpão, considerando a não linearidade física e geométrica. Por fim, dimensionam-se dois elementos: a viga de cobertura e o pilar central. O cálculo das vigas é feito considerando as particularidades da pré-fabricação e da protensão. No caso dos pilares, o cálculo também considera aspectos particulares, não usuais no projeto deste tipo de elemento. Na última etapa, é efetuado o dimensionamento do piso industrial do galpão com a utilização de CRFA. Apresentam-se as características deste tipo de pavimento, o procedimento de cálculo dos esforços e o método de dimensionamento considerando a flexão e a punção da placa.

Palavras-chave: galpão; concreto pré-moldado; piso industrial; concreto reforçado com fibras de aço.

## ABSTRACT

FEDRIZZI, T. **Basic structural design of a logistic precast concrete shed and design of a steel fiber reinforced concrete industrial floor.** 2021. 146 f. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2021.

Precast concrete sheds and steel fiber reinforced concrete (SFRC) industrial ground floors are widely used in buildings for logistical purposes in Brazil. However, there is still a lack of projects and design references for this kind of structures. This work aims to develop a project that cover many particularities of these building systems. Includes the conception and basic structural project of a precast concrete shed with light roof and large spans, very common structure in this field, and the SFRC industrial floor design. Firstly, there are defined some architectural relevant aspects of the building and about the small logistics center located in Rio Claro – SP. On the structural project, it's described the most used structural system, the components of this system and its conception. At this stage, it's also done the modeling and structural analysis and it's assessed the shed global stability, considering the physical and geometrical non-linearity. Finally, two elements are designed: the roof beam and the central column. The beam design considers the particularities of precast and prestressed concrete. In the case of the columns, it's also considered some particular aspects that are not usual for the design of this elements. In the last stage, it's done the design of the SFRC industrial floor. It's presented the characteristics of this type of pavement, the slab analysis at the ultimate limit state and the design considering the bending moment capacity and the punching shear.

Keywords: shed; precast concrete; industrial ground floor; steel fiber reinforced concrete.

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	7
1.1	JUSTIFICATIVA	7
1.2	OBJETIVO	9
1.3	ESCOPO E METODOLOGIA	9
<b>2</b>	<b>CONCEPÇÃO DO CENTRO LOGÍSTICO E DO GALPÃO</b>	11
2.1	LOCALIZAÇÃO DO EMPREENDIMENTO	11
2.2	LAYOUT DO GALPÃO E DO CENTRO LOGÍSTICO	11
2.2.1	Definição da área construída e dos módulos	12
2.2.2	Definição do pé-direito	12
2.2.3	Definição do número de docas	12
2.2.4	Definição do <i>layout</i> do centro logístico	13
2.3	CARACTERIZAÇÃO DO GALPÃO	13
2.3.1	Dimensões em planta e corte	13
2.3.2	Sistema de cobertura	13
2.3.3	Fechamento lateral	14
2.3.4	Aberturas laterais	14
<b>3</b>	<b>CONCEPÇÃO ESTRUTURAL DO GALPÃO</b>	15
3.1	DEFINIÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL	15
3.2	DEFINIÇÃO DOS ELEMENTOS DO SISTEMA ESTRUTURAL	17
3.2.1	Vigas de cobertura	17
3.2.2	Terças	18
3.2.3	Vigas calha	19
3.2.4	Pilares	19
3.2.5	Vigas de fechamento lateral	19
3.3	LIGAÇÕES ENTRE OS ELEMENTOS	20
3.3.1	Ligação pilar-fundação	20
3.3.2	Ligação viga-pilar	21
3.3.3	Ligação viga-viga	22

<b>4</b>	<b>PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS</b>	<b>23</b>
4.1	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS	23
4.1.1	Vigas de cobertura	23
4.1.2	Terças	24
4.1.3	Vigas calha	24
4.1.4	Vigas de fechamento lateral	24
4.2	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES	25
<b>5</b>	<b>SEÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA</b>	<b>27</b>
<b>6</b>	<b>MODELO E ANÁLISE ESTRUTURAL</b>	<b>28</b>
6.1	HIPÓTESES DO MODELO E MÉTODO DE CÁLCULO DO <i>SCIA ENGINEER</i>	28
6.2	MODELAGEM NO <i>SCIA ENGINEER</i>	29
6.3	DEFINIÇÃO DAS AÇÕES E COMBINAÇÕES	30
6.3.1	Ações permanentes	31
6.3.1.1	Peso próprio da estrutura	31
6.3.1.2	Peso próprio da cobertura e fechamento lateral	31
6.3.1.3	Protensão	33
6.3.2	Ações variáveis	33
6.3.2.1	Sobrecarga de cobertura	33
6.3.2.2	Ação do vento	33
6.3.3	Combinações de ações	39
6.3.3.1	Coeficientes das combinações do estado limite último (ELU)	39
6.3.3.2	Coeficientes das combinações do estado limite de serviço (ELS)	39
6.3.3.3	Combinações consideradas nas análises	39
6.3.3.4	Esforços solicitantes na situação final da estrutura	40
6.3.4	Considerações sobre as situações transitórias	42
6.3.4.1	Situações transitórias das vigas	42
6.3.4.2	Situações transitórias dos pilares	43
<b>7</b>	<b>DESLOCAMENTO HORIZONTAL GLOBAL</b>	<b>45</b>
<b>8</b>	<b>AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL</b>	<b>46</b>
<b>9</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS</b>	<b>53</b>
9.1	DIMENSIONAMENTO DA VIGA DE COBERTURA	53
9.1.1	Propriedades dos materiais	53
9.1.2	Cálculo da força de protensão e da armadura ativa	56

9.1.2.1	Definição do tipo de protensão .....	56
9.1.2.2	Estimativa da força de protensão $P_{\infty}$ .....	56
9.1.2.3	Cálculo da força de protensão $P_i$ .....	58
9.1.2.4	Cálculo da força de protensão $P_a$ .....	59
9.1.2.5	Cálculo da força de protensão $P_0$ .....	60
9.1.2.6	Cálculo da força de protensão $P_{\infty}$ .....	61
9.1.3	Verificação de tensões na seção mais solicitada (ELS) .....	65
9.1.4	Verificação de tensões ao longo do vão .....	68
9.1.5	Estado Limite Último - Solicitações normais .....	70
9.1.5.1	Esforços solicitantes (ELU) .....	71
9.1.5.2	Cálculo do momento resistente da seção .....	72
9.1.5.3	Armadura longitudinal mínima.....	74
9.1.6	Estado Limite Último - Ruptura no ato da protensão.....	70
9.1.7	Estado Limite Último - Solicitações Tangenciais .....	75
9.1.7.1	Verificação da compressão diagonal do concreto .....	75
9.1.7.2	Cálculo da armadura transversal.....	76
9.1.8	Estado Limite de Serviço – Deformação excessiva .....	77
9.1.9	Cálculo da armadura de pele .....	79
9.1.10	Dimensionamento das alças de içamento.....	79
9.1.11	Disposições sobre o detalhamento da peça .....	81
9.2	DIMENSIONAMENTO DO PILAR CENTRAL.....	83
9.2.1	Esbeltez e método de cálculo .....	83
9.2.2	Dimensionamento para situação final .....	86
9.2.2.1	Esforços solicitantes máximos.....	86
9.2.2.2	Segunda ordem local e definição da armadura longitudinal.....	87
9.2.2.3	Armadura longitudinal mínima.....	91
9.2.2.4	Definição da armadura transversal (estribos) .....	92
9.2.3	Verificação para situações transitórias.....	92
9.2.3.1	Verificação para saque da fôrma .....	94
9.2.3.2	Verificação para rotação na montagem .....	95
9.2.4	Dimensionamento dos consolos .....	97
9.2.4.1	Verificação da biela de compressão .....	98
9.2.4.2	Cálculo das armaduras principais e secundárias.....	98
9.2.5	Dimensionamento das alças de içamento.....	100
9.2.6	Disposições sobre o detalhamento .....	100

<b>10</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DO PISO INDUSTRIAL</b> .....	102
10.1	CARACTERÍSTICAS DO SUBLEITO .....	102
10.2	DEFINIÇÃO DA FUNDAÇÃO DO PISO .....	103
10.3	PROJETO GEOMÉTRICO DO PISO .....	104
10.4	DEFINIÇÃO DAS AÇÕES .....	107
10.4.1	Ações concentradas .....	107
10.4.2	Ações distribuídas .....	109
10.5	CÁLCULO DAS SOLICITAÇÕES DO PISO .....	109
10.5.1	Solicitações decorrentes de ações concentradas.....	109
10.5.1.1	Caso dos montantes internos.....	111
10.5.1.2	Caso dos montantes externos e empilhadeira .....	112
10.5.2	Solicitações decorrentes de ações distribuídas.....	113
10.6	DIMENSIONAMENTO DO PISO.....	114
10.6.1	Dimensionamento à flexão.....	114
10.6.1.1	Cálculo do momento negativo .....	115
10.6.1.2	Cálculo do momento positivo .....	115
10.6.2	Verificação à punção .....	119
10.7	ARMADURA DE REFORÇO E BARRAS DE TRANSFERÊNCIA.....	122
10.8	DETALHAMENTO DAS PARTES PRINCIPAIS .....	123
10.8.1	Características do piso.....	123
10.8.2	Características das juntas .....	124
10.8.3	Características dos reforços e barras de transferência.....	124
<b>11</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	126
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	128
	<b>APÊNDICE A – CURVAS LIMITES</b> .....	133
	<b>APÊNDICE B – QUANTITATIVO E DESENHOS DE PROJETO</b> .....	138
	<b>APÊNDICE C – DETALHAMENTO DOS ELEMENTOS</b> .....	142

## 1 INTRODUÇÃO

Os galpões ocupam posição de destaque em termos de quantidade de obras no Brasil. As principais funcionalidades destas edificações estão relacionadas a instalações industriais, comerciais ou logísticas. Em grande parte, estas últimas são desenvolvidas como empreendimentos para locação devido à atratividade deste tipo de investimento no mercado imobiliário. De acordo com o *Market Report* do primeiro semestre de 2020, realizado pelo Grupo Herzog, um dos investidores deste segmento, o estado de São Paulo apresenta evolução crescente no setor, como indicado na Figura 1.1. Ainda de acordo com o relatório, o valor médio da locação é consideravelmente menor para edificações no interior do estado, quando comparado à região metropolitana.



Figura 1.1: Evolução do estoque em condomínios logísticos no estado de São Paulo (por m²).

Fonte: Grupo Herzog

Os centros logísticos são usualmente construídos em grandes áreas, sendo a localização do terreno de fundamental importância para o sucesso do empreendimento. Além do galpão, estes locais comportam portarias, balanças de pesagem, pátios de manobra e estacionamentos de veículos. A Figura 1.2 apresenta um exemplo do *layout* de um centro logístico.



Figura 1.2: Exemplo de *layout* de centro logístico com indicação das partes principais.

Fonte: Adaptado de Novo Mundo Transportes

### 1.1 JUSTIFICATIVA

Em razão do padrão especulativo do empreendimento, o prazo de execução da obra se torna um dos principais fatores para a tomada de decisões. Neste cenário, a rapidez na execução garante agilidade no retorno do capital investido. Este é um dos principais motivos associados

ao crescimento da utilização de estruturas em concreto pré-moldado para galpões, além da possibilidade do uso de grandes vãos e espaços abertos, sem que haja a interferência de pilares em posições inadequadas (SANTOS, 2010). Especificamente, são utilizadas estruturas pré-fabricadas, em que as peças são produzidas em indústrias.

O emprego deste tipo de estrutura é consagrado no setor industrial e logístico, representando parcela considerável do número de obras do sistema no Brasil. Apesar da crise, que reduziu a produção total nos últimos anos, verifica-se a importância dos galpões para a indústria de pré-fabricados na Figura 1.3. O gráfico apresenta uma compilação dos dados dos anuários disponibilizados pela Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto (ABCIC).

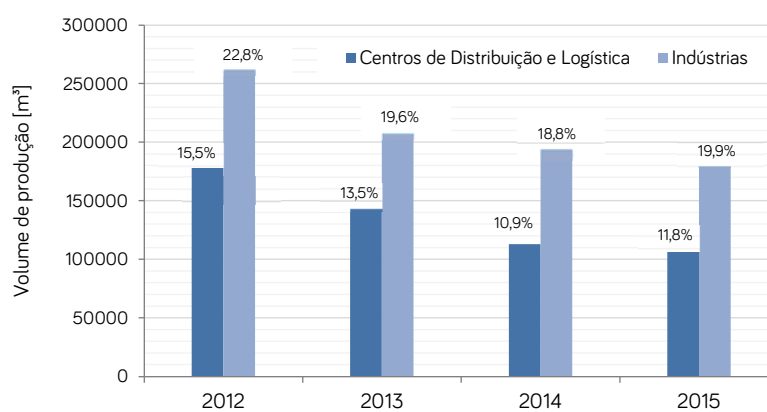


Figura 1.3: Volume de produção de pré-fabricados para galpões e porcentagem em relação à produção total, de acordo com dados dos anuários da ABCIC. Fonte: Elaborado pelo Autor

Os galpões para locação demandam maior flexibilidade quanto ao tipo de ocupação. Esta característica é viabilizada, por exemplo, pela possibilidade de aumento da área de locação, com a combinação de módulos contíguos, bem como pelo *layout* do empreendimento, que busca atender à maior quantidade e tipologia de usuários. Para isto, existem características particulares associadas às funcionalidades destas edificações, como docas para recebimento e expedição de carga e pisos industriais com alta resistência. De acordo com Rodrigues (2016), atualmente, a execução de pavimentos reforçados com fibras de aço é predominante nos pisos industriais, notadamente em galpões logísticos.

Um exemplo de edificação muito recorrente neste setor, que foi considerado como base para a realização deste projeto, é indicado na Figura 1.4.



Figura 1.4: Galpão logístico com estrutura pré-moldada. Fonte: Leonardi Pré-fabricados

A literatura referente aos galpões pré-fabricados “pesados”, que apresentam os maiores vãos e alturas, como o indicado na Figura 1.4, indica lacunas importantes em aspectos referentes à análise estrutural, avaliação da estabilidade global e dimensionamento dos elementos deste tipo de estrutura. Com relação aos pisos industriais, nota-se também defasagem na literatura, principalmente considerando os desenvolvimentos e normatizações mais recentes para o projeto dos pavimentos. Portanto, tais temas foram escolhidos por constituírem pauta atual e não muito difundida, apesar da grande aplicação no mercado logístico.

## 1.2 OBJETIVO

O presente trabalho tem como objetivo geral elaborar o projeto estrutural básico de um galpão pré-fabricado e dimensionar o piso industrial em concreto reforçado com fibras de aço, em um pequeno centro logístico para locação em área da cidade de Rio Claro - SP.

Como objetivos específicos, pretende-se realizar as seguintes etapas:

- Conceber a estrutura do galpão, definir cargas e ações, efetuar a análise estrutural e verificar as condições de estabilidade global.
- Estudar e dimensionar uma das vigas de cobertura, em concreto protendido, e um dos pilares centrais, em concreto armado, considerando as situações transitórias dos elementos isolados e demais particularidades.
- Propor solução de fundação direta para o piso industrial e avaliar a estrutura em concreto reforçado com fibras de aço (CRFA), indicando requisitos mecânicos mínimos, espessura do piso e detalhes referentes a este tipo de pavimento.
- Apresentar desenhos básicos da solução adotada para o projeto estrutural tendo em vista os estudos preliminares realizados.

## 1.3 ESCOPO E METODOLOGIA

Como descrito no item 1.2, este trabalho aborda, fundamentalmente, a concepção do galpão, com foco nos aspectos estruturais da edificação e do piso com pavimento rígido. Nestas

condições, a metodologia deste trabalho considera o desenvolvimento do projeto em três etapas principais e respectivas subdivisões, que definem o escopo do projeto, quais sejam:

- Etapa 1 - Concepção do centro logístico e do galpão

Ênfase nos aspectos arquitetônicos, com a definição do local de implantação e do *layout* do centro logístico e da edificação. Estas definições são fundamentais, por constituírem a base do projeto estrutural do galpão e do pavimento. É desenvolvida na Seção 2.

- Etapa 2 - Projeto estrutural básico do galpão

Concepção estrutural do edifício, apresentação dos elementos pré-fabricados adotados e das ligações consideradas entre eles. Posteriormente, tem-se o pré-dimensionamento dos elementos estruturais, a definição das ações atuantes e a elaboração do modelo e da análise estrutural, com considerações sobre as situações transitórias dos elementos isolados (desmoldagem, transporte, armazenamento e içamento). Não são verificados os esquemas estruturais de montagem da estrutura, uma vez que o plano de montagem não foi definido. Por fim, tem-se a avaliação da estabilidade global da estrutura e o dimensionamento e detalhamento de dois elementos do projeto: a viga de cobertura protendida e o pilar central em concreto armado. Esta etapa é desenvolvida nas Seções 3 a 9.

- Etapa 3 - Dimensionamento do piso industrial

Definição dos dados referentes à geologia do terreno e avaliação das características do subleito. Posteriormente, realiza-se o projeto geométrico do piso, definindo a posição das juntas do pavimento. Por fim, determinam-se as cargas e solicitações no piso, verificando a flexão e a punção para o dimensionamento. Esta etapa é desenvolvida na Seção 10.

## 2 CONCEPÇÃO DO CENTRO LOGÍSTICO E DO GALPÃO

A concepção do centro logístico e do galpão deve considerar características técnicas e demandas básicas dos potenciais locatários. Nestas condições, como discutido na Seção 1, o centro logístico deve apresentar, essencialmente, pátio de manobras, estacionamento de veículos e portaria, além do galpão.

### 2.1 LOCALIZAÇÃO DO EMPREENDIMENTO

O local de implantação deve ser definido tendo em vista a distância em relação aos grandes centros consumidores, a identificação de rotas que facilitem o recebimento/distribuição de cargas e a presença de infraestrutura (TACHIBANA, 2013). Em concordância com estes aspectos, em especial com a malha viária disponível, o local escolhido para o projeto do galpão foi a cidade de Rio Claro - SP. Destaca-se o menor valor médio da locação dos galpões no interior, o que também pode atrair pequenas e médias empresas.

O terreno, localizado em Zona Industrial, é situado em avenida paralela à Rodovia Fausto Santomauro (SP-127) e a 500 m da Rodovia Washington Luís (SP-310). A Figura 2.1 mostra uma fotografia aérea da região e a planta de situação do lote.

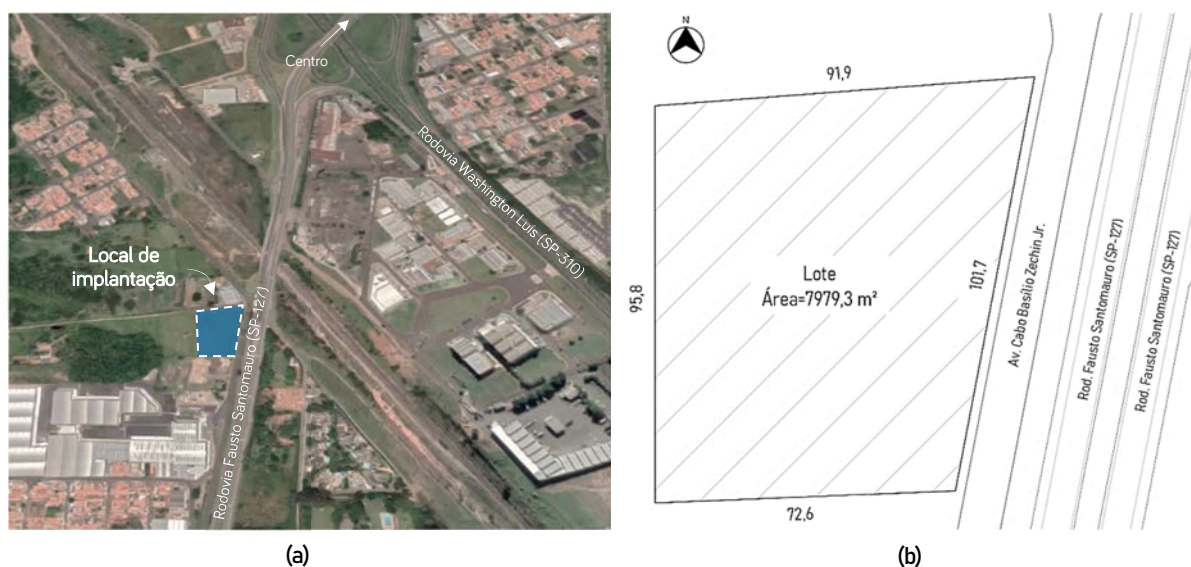


Figura 2.1: Fotografia aérea da região do lote, com indicação de acessos (a) e planta de situação do lote, sem escala (b). Fonte: Adaptado do Google Maps (a) e Elaborado pelo Autor (b).

### 2.2. LAYOUT DO GALPÃO E DO CENTRO LOGÍSTICO

Diferentemente de um galpão que atende um cliente específico, os armazéns para locação não apresentam demanda específica quanto ao *layout* operacional. Neste trabalho, não se efetua análise detalhada dos aspectos logísticos relacionados a este tipo de empreendimento, visto que tal abordagem não pertence ao escopo deste projeto. Sendo assim, optou-se por efetuar a concepção do *layout* baseando-se em manuais que descrevem condições práticas usuais.

Considerou-se que o galpão será destinado ao armazenamento de cargas secas, que são mercadorias que não demandam cuidados específicos de acondicionamento. Normalmente, são os tipos de cargas mais comuns, sendo organizados em paletes ou fardos. Para estes casos específicos, a utilização de pontes rolantes não é usual. Este equipamento é comum em galpões industriais. Em galpões logísticos, entretanto, o transporte é realizado de outras formas.

### **2.2.1 Definição da área construída e dos módulos**

De acordo com Silva (2014), o terreno de um centro logístico deve apresentar, no mínimo, o dobro da área construída. Como o lote do empreendimento apresenta cerca de 8000 m<sup>2</sup>, optou-se pela construção de um galpão com 3200 m<sup>2</sup>. Neste tipo de edificação, são comuns plantas em formato poligonal, que facilitam a modulação dos espaços. Assim, considerou-se uma planta retangular com dimensões 40 m x 80 m, dividida em 4 módulos de 800 m<sup>2</sup>. Esta divisão objetiva flexibilizar o espaço, sendo possível atender uma maior variedade de clientes, acomodando desde pequenos locatários até um único ocupante que necessite de um galpão exclusivo (TACHIBANA, 2013).

### **2.2.2 Definição do pé-direito**

Um fator que influencia no desempenho do galpão logístico é a distância livre entre o piso e a cobertura, diretamente relacionado ao volume de armazenamento. Nestas condições, é necessário que a edificação apresente pé-direito elevado, garantindo um aumento da eficiência de estocagem com a verticalização das estruturas de armazenagem. Silva (2014) indica que os galpões devem possuir entre 10 a 12 metros de altura. Neste projeto, adotou-se um pé-direito mínimo de 10 metros.

### **2.2.3 Definição do número de docas**

As docas são os locais em que os veículos são alocados para a carga e descarga no galpão. A determinação do número de docas deveria considerar métodos envolvendo a teoria das filas ou simulações de modelos, sendo um processo de otimização. No entanto, este tipo de análise extrapola o escopo deste trabalho. De acordo com Silva (2014), em uma análise prática, o número de docas de um centro logístico está diretamente relacionado à extensão da sua área coberta e sua finalidade operacional. Em operações de fluxo uniforme, estável e previsível (armazéns fabris), recomenda-se uma doca a cada 1.000 m<sup>2</sup> de área coberta. Como o galpão apresenta 3200 m<sup>2</sup>, considerou-se a instalação de 4 docas com capacidade de 1 caminhão cada.

As docas e o piso do galpão devem ser elevados em relação ao nível do pátio de manobra. Silva (2014) indica uma altura de 1,2 m, que permite que mercadorias sejam transportadas em nível entre o caminhão e o galpão, o que facilita a operação.

## 2.2.4 Definição do *layout* do centro logístico

Tendo por base estas indicações, apresenta-se o *layout* do centro logístico na Figura 2.2.



Figura 2.2: Estudo preliminar do *layout* da planta do centro logístico (a) e representação em perspectiva (b).  
Fonte: Elaborado pelo Autor

## 2.3 CARACTERIZAÇÃO DO GALPÃO

Neste item, definem-se aspectos arquitetônicos do galpão.

### 2.3.1 Dimensões em planta e corte

As dimensões foram definidas no item 2.2, sendo a planta retangular (40 m x 80 m). O galpão possui telhado duas águas com altura central livre de 11 m.

### 2.3.2 Sistema de cobertura

Neste projeto, optou-se por telhas de aço trapezoidais de onda baixa do modelo LR40 (Perfilor), indicado na Figura 2.3. Algumas telhas são substituídas por modelos correspondentes

translúcidos, utilizados para promover iluminação natural. De acordo com recomendações do fabricante, determinou-se uma inclinação de 5% para o telhado.

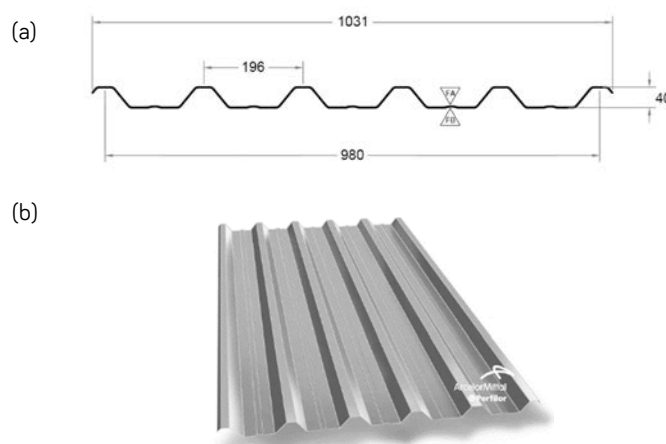


Figura 2.3: Dimensões da seção (a) e modelo das telhas LR40 (b). Fonte: Perfilor

### 2.3.3 Fechamento lateral

É executado com alvenaria, utilizando blocos de concreto até uma altura de 2,6 m, correspondente a 13 fiadas de blocos com altura de 19 cm. Sobre a parede, tem-se venezianas industriais fixas, com altura de 1,2 metros, permitindo a ventilação do galpão. Por fim, na altura restante da fachada, o fechamento é feito com telhas metálicas do modelo LR40 (Perfilor), incluindo platibanda. A escolha deste tipo de elemento é baseada, principalmente, na rapidez e menor custo de execução quando comparado aos painéis pré-fabricados, outro sistema comum de vedação. Um exemplo típico deste fechamento é apresentado na Figura 2.4.



Figura 2.4: Exemplo de fechamento lateral com alvenaria, veneziana industrial e telhas metálicas. Fonte: Galvisteel

### 2.3.4 Aberturas laterais

Todas as aberturas laterais do galpão estão na maior dimensão, sendo 4 portões para as docas dos caminhões, com medidas 4,5 m x 5,0 m e 4 portas de entrada com acesso por escada, de dimensões 1,2 m x 2,2 m. Também se considerou 4 portas como saídas de emergência, com as mesmas dimensões das portas de acesso, localizadas no lado oposto à entrada.

### 3 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL DO GALPÃO

A concepção estrutural consiste no lançamento da estrutura, com a definição da posição dos elementos estruturais. Esta etapa, assim como a análise estrutural e o dimensionamento, tende a apresentar diferenças significativas entre o concreto pré-moldado e o moldado *in loco*.

#### 3.1 DEFINIÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL

Em edifícios de um pavimento, é usual a utilização de sistemas estruturais de esqueleto com elementos de eixo reto (EL DEBS, 2017). De acordo com Santos (2010), estes são os mais utilizados nos pré-fabricados, por facilitarem a produção e a aplicação da protensão. Neste contexto, optou-se por um arranjo estrutural comum em estruturas de pequena altura, com os pórticos principais formados por vigas articuladas nos pilares, como exemplificado na Figura 3.1. Os pilares são engastados na base para garantir estabilidade, apresentando comportamento análogo ao de vigas em balanço em relação às ações horizontais. Esta forma básica é muito empregada pela facilidade de montagem e de execução das ligações, apesar dos momentos fletores resultarem relativamente altos na base dos pilares. As ligações rígidas permitem uma melhor distribuição dos esforços, mas costumam ser de difícil execução e custo elevado.



Figura 3.1: Esquema estrutural com vigas articuladas nos pilares, que apresentam vínculo de engaste na fundação. Fonte: EL DEBS (2017)

Longitudinalmente, os pórticos são uniformemente espaçados, sendo ligados entre si por terças na cobertura e por vigas nas laterais e/ou no centro do edifício. Um esquema típico do tipo de solução descrito é apresentado na Figura 3.2.

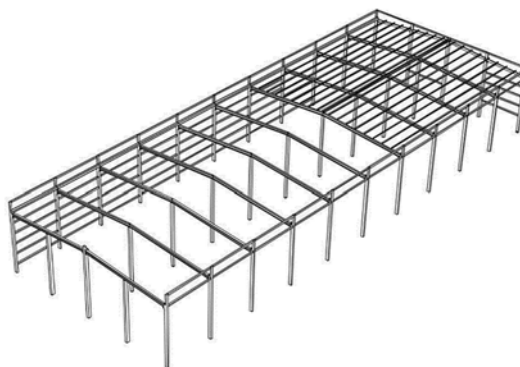


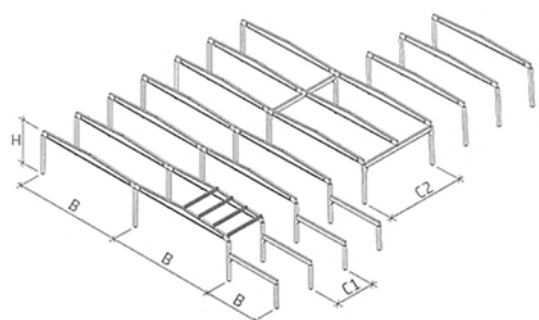
Figura 3.2: Exemplo de sistema estrutural de esqueleto com elementos de eixo reto. Fonte: NARQUES (2019)

De acordo com o *fib Bulletin 74* (2014), as forças horizontais que atuam paralelas ao eixo das vigas de cobertura podem ser distribuídas por elas, de modo que os pilares no mesmo

plano da estrutura interajam na flexão. Por outro lado, as forças horizontais que atuam na direção perpendicular ao eixo das vigas são resistidas, primeiramente, pelos pilares da fachada. Neste caso, é comum optar por um maior número de pilares de fechamento, com seção transversal maior, a fim de aumentar a rigidez do sistema estrutural para resistir à ação do vento frontal. Por razões econômicas, seria interessante que os pilares centrais também participassem da repartição das ações horizontais. Esta distribuição poderia ser obtida pelo efeito diafragma dos elementos da cobertura ou por contraventamento diagonal dos pilares. No entanto, as telhas metálicas consideradas neste projeto não viabilizam uma interação do tipo diafragma. Os contraventamentos também não são usuais em galpões pré-fabricados “pesados”, possivelmente, por demandarem trabalho adicional na execução e produção dos elementos. Nestas condições, este tipo de edificação apresenta uma deslocabilidade razoável, resultando em um sistema estrutural em que a avaliação da estabilidade global é muito importante.

Vale ressaltar que optou-se pela utilização de vigas calha nas laterais do galpão, que contribuem com a ligação dos pilares no sentido longitudinal, além de serem responsáveis pelo escoamento das águas pluviais. Além disso, as vigas de fechamento lateral, detalhadas posteriormente, também apresentam certa contribuição neste sentido.

A forma básica dos galpões pode ser definida considerando as dimensões indicadas no *fib Bulletin 74* (2014), traduzidas por El Debs (2017) e apresentadas na Figura 3.3.



	Mínimo	Ótimo	Máximo
Vão da viga de cobertura (B)	12	15-30	50
Vão na outra direção, com terças (C1)	4	6-9	12
Vão na outra direção, com viga (C2)	12	12-18	24
Altura do pilar (H)	4	12	20

Figura 3.3: Valores recomendados de dimensões de vãos e altura de galpões com elementos de eixo reto (em metros). Fonte: EL DEBS (2017)

A escolha da modulação determina a melhor utilização do sistema pré-fabricado, sendo definida pela distância entre eixos de pilares. Como descrito no item 2.2.1, o edifício possui planta 40 m x 80 m. Nestas condições, define-se  $B = 20$  m, de modo que se utilizam duas vigas de cobertura para o vão da menor dimensão. Na maior dimensão, define-se  $C1 = 10$  m.

Conforme definido no item 2.2.2, o galpão apresenta pé-direito mínimo de 10 m. Assim, optou-se por um pilar central com altura (H) que viabilize um pé-direito de 11 m no centro do

galpão. Em função da inclinação do telhado, citada no item 2.3.2, os pilares externos possuem altura que resulta em um pé-direito de 10 m nos cantos. Um modelo básico desta concepção é apresentado na Figura 3.4, sem a indicação das terças e das vigas de fechamento lateral.

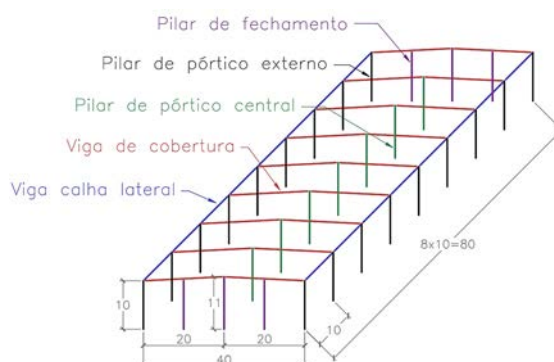


Figura 3.4: Modelo básico da concepção estrutural do galpão (dimensões em metros).  
Fonte: Elaborado pelo Autor

### 3.2 DEFINIÇÃO DOS ELEMENTOS DO SISTEMA ESTRUTURAL

Com base no sistema considerado, tem-se como elementos do projeto: pilares de pórtico (central e externo), pilares de fechamento, vigas de cobertura, terças, vigas de fechamento e vigas calha. Considerou-se o sistema estrutural composto pelas vigas em concreto protendido e pilares em concreto armado, opção comum para construções com vãos elevados em empresas de maior porte no setor de pré-fabricados (CAMILLO, 2010). As tipologias de seções dos elementos são, em certa medida, padronizadas entre os fabricantes. Sendo assim, optou-se por definir estes elementos com base nas peças disponíveis no mercado.

#### 3.2.1 Vigas de cobertura

Apoiam a cobertura e transmitem os esforços para os pilares dos galpões. Estas vigas são protendidas com seção I, usual para os vãos deste tipo de edificação. Uma representação do elemento é indicada na Figura 3.5.

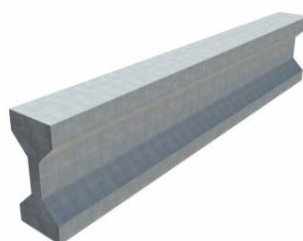


Figura 3.5: Viga protendida com seção I. Fonte: Sendi Pré-Fabricados

A inclinação do telhado pode ser obtida através do apoio das vigas de forma inclinada ou através da instalação de pilaretes de concreto com alturas variadas, viabilizando a inclinação desejada (SILVA; ALMEIDA; SILVA, 2005). Neste projeto, optou-se pela utilização da viga inclinada, conforme exemplo indicado na Figura 3.6.



Figura 3.6: Exemplo de galpão com viga de cobertura inclinada. Fonte: Galleon Pré-Fabricados

### 3.2.2 Terças

As vigas de cobertura são utilizadas como apoio das terças. Estas, por sua vez, suportam o peso dos componentes da cobertura. A ligação das telhas às terças é feita através de parafusos auto-brocantes em perfil metálico integrado com o elemento. Este perfil é do tipo metalon<sup>1</sup> com formato quadrado (Figura 3.17).

Em função das características das telhas, adotou-se uma distância entre eixo das terças inferior a 3 metros, com 7 elementos por viga de cobertura. As terças também foram consideradas protendidas, dada a distância de 10 metros entre seus apoios. As seções transversais usuais para este tipo de elemento são a T ou a I. A primeira é a mais utilizada pelas empresas de pré-fabricados e foi escolhida neste projeto (Figura 3.7).

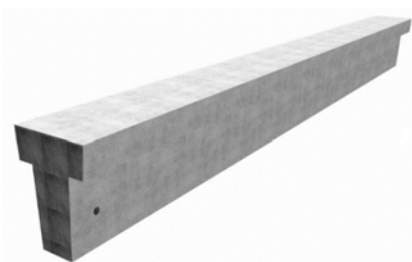


Figura 3.7: Terça com seção transversal T. Fonte: Sendi Pré-Fabricados

De acordo com Rodrigues (2012), para evitar a flexão oblíqua, é comum posicionar as terças na direção vertical (situação à direita da Figura 3.8), diferente do esquema mais adequado para posicionamento das telhas (situação à esquerda da Figura 3.8).

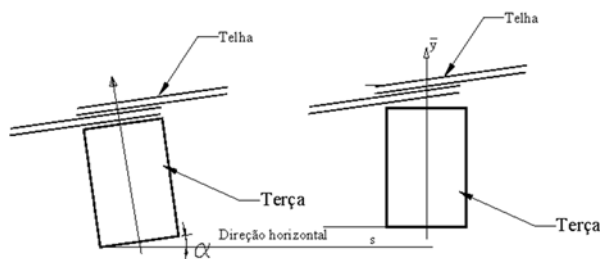


Figura 3.8: Possibilidades de posicionamento das terças em relação ao eixo vertical.  
Fonte: RODRIGUES (2012)

<sup>1</sup> Tubo fabricado em aço carbono comum, quadrado ou retangular, com vasta aplicação na construção civil.

### 3.2.3 Vigas calha

As vigas calha exercem tanto a função de escoamento das águas do telhado, quanto a de ligação entre os pórticos na direção paralela ao seu eixo. Em função da distância de 10 m entre apoios, também se optou pela utilização de peças protendidas. Como as vigas estão nas laterais do galpão, optou-se pela utilização da seção “J”. Estas vigas apresentam abas desiguais, auxiliando na montagem das platibandas, que ocultam o sistema de cobertura e cumprem funções arquitetônicas. O elemento também apresenta um canal livre de calha embutido, que conduz a água até as extremidades, conforme indicado na Figura 3.9. O tamanho deste canal pode variar em função da contribuição de água pluvial do telhado, porém este estudo não foi efetuado neste trabalho.

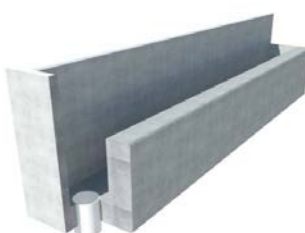


Figura 3.9: Viga calha com seção transversal J. Fonte: Sendi Pré Fabricados

### 3.2.4 Pilares

Os pilares são os elementos que recebem todas as cargas/ações da estrutura e transmitem à fundação. Neste caso, são também os principais elementos resistentes à ação do vento, garantindo a estabilidade da estrutura. Usualmente, os pilares pré-fabricados em concreto armado possuem seção transversal quadrada ou retangular. Além disso, podem ser maciços ou vazados, permitindo o escoamento das águas pluviais das vigas calha por meio de tubulação interna para descida (vide Figura 3.10). Neste projeto, adotou-se seção retangular vazada nos pilares que apoiam as vigas calha. Nos demais, considerou-se seções maciças retangulares.



Figura 3.10: Pilar com seção transversal vazada. Fonte: Cassol Pré-Fabricados

### 3.2.5 Vigas de fechamento lateral

A fixação das telhas de fechamento lateral é efetuada em vigas com seção U invertida, apoiadas nos pilares, como indicado na Figura 3.11.

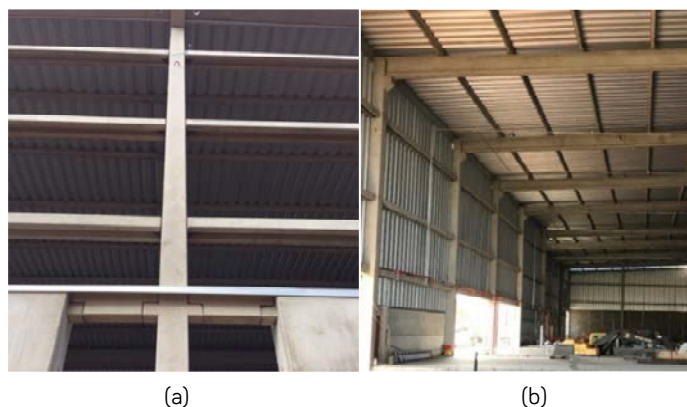


Figura 3.11: Vigas U apoiadas nos pilares (a) para fixação das telhas metálicas de fechamento lateral (b). Fonte: Elaborado pelo Autor

Neste projeto, optou-se pela utilização de 3 vigas laterais, como indicado na Figura 3.11. A primeira é disposta acima da veneziana industrial e as demais são igualmente espaçadas no vão lateral disponível. O esquema da distribuição destes elementos pode ser observado na Seção 5.

### 3.3 LIGAÇÕES ENTRE OS ELEMENTOS

De acordo com El Debs (2017), as ligações em estruturas pré-moldadas são geralmente idealizadas como vínculos ideais (perfeitamente rígidos ou livres). No entanto, o comportamento real das ligações pode se distanciar destas idealizações. Na prática, os vínculos possuem comportamento intermediário aos ideais, devido à deformabilidade existente, constituindo ligações semirrígidas.

Na interação entre os elementos deste projeto, são consideradas ligações típicas com recorrente aplicação prática, detalhadas nos itens que seguem.

#### 3.3.1 Ligação pilar-fundação

A ligação entre o pilar e a fundação deve garantir a transmissão de momentos fletores, uma vez que é idealizada engastada. O tipo escolhido é a ligação por meio de cálice, em que o elemento de fundação apresenta formato adequado para o encaixe do pilar. Este é o tipo mais recorrente de ligação no país (EL DEBS, 2017). Posteriormente ao posicionamento do pilar, o espaço entre o elemento estrutural e o cálice deve ser preenchido com concreto moldado *in loco* (CML). Optou-se por cálices com interfaces rugosas ao invés das lisas, obtendo uma melhor transferência dos esforços em função do emprego da rugosidade. A fixação temporária e a garantia de verticalidade são efetuadas com a utilização de cunhas de madeira. Este tipo de ligação é representado na Figura 3.12.

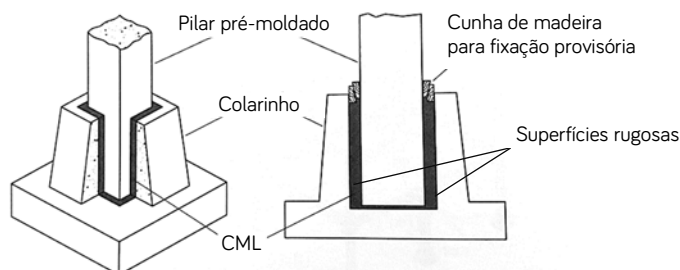


Figura 3.12: Ligação Pilar-Fundação por meio de cálice com interface rugosa.  
Fonte: Adaptado de EL DEBS (2017)

### 3.3.2 Ligação viga-pilar

As ligações viga-pilar são geralmente executadas com chumbadores verticais e almofada de elastômero. São idealizadas como articulação, ou seja, sem transferência de momento fletor. As fixações são preenchidas com graute, que garante a ligação das peças e o cobrimento dos pinos de ligação dos consolos com as vigas. De acordo com El Debs (2017), estes chumbadores são importantes para assegurar o equilíbrio da viga contra o tombamento e/ou instabilidade local. Este tipo de ligação é representado na Figura 3.13.

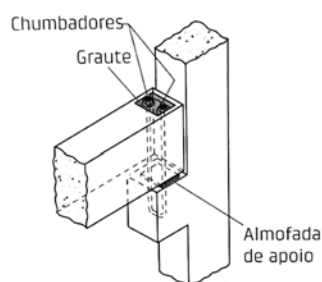


Figura 3.13: Ligação Viga-Pilar articulada com chumbadores e almofada de apoio.  
Fonte: EL DEBS (2017)

No caso da viga calha, o esquema da ligação é o mesmo, porém apoiada no topo dos pilares conforme exemplificado na Figura 3.14. O mesmo ocorre para a viga de cobertura nas fachadas frontal/posterior do galpão.

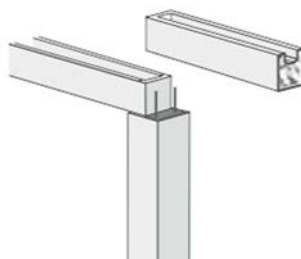


Figura 3.14: Ligação Viga-Pilar no topo dos pilares. Fonte: Cassol Pré-Fabricados

As vigas “U” para fixação das telhas do fechamento lateral são apoiadas nos pilares através de consolos metálicos em formato triangular. Este tipo de ligação também é considerado articulado. De acordo com Acker (2002), há uma tendência para embutir insertos metálicos nas

ligações viga–pilar. A principal vantagem é que a interseção entre os elementos é limpa, pois o consolo é embutido. Existem vários modelos no mercado, sendo o especificado neste trabalho representado na Figura 3.15.

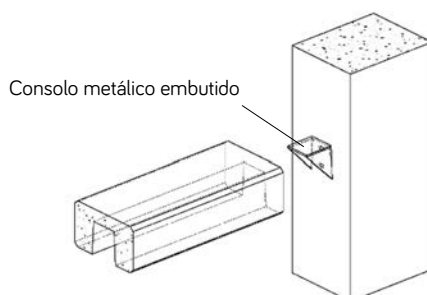


Figura 3.15: Ligação Viga-Pilar no fechamento lateral. Fonte: Elaborado pelo Autor

### 3.3.3 Ligação viga-viga

A única ligação viga-viga do projeto é entre as terças e vigas da cobertura. É promovida com a utilização de calços em locais específicos. As terças são parafusadas a estes suportes, como mostra a Figura 3.16.

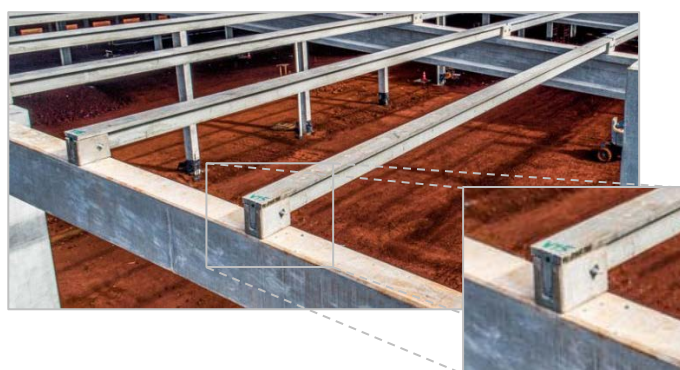


Figura 3.16: Ligação parafusada das terças aos suportes de concreto. Fonte: Adaptado de Rotesma Pré-Fabricados

É indicado um esquema desta ligação na Figura 3.17, que é considerada articulada.

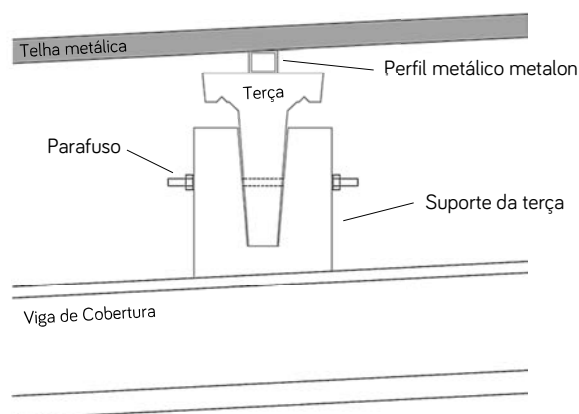


Figura 3.17: Esquema da ligação das terças às vigas de cobertura. Fonte: Elaborado pelo Autor

## 4 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Este procedimento demanda certa experiência prática, não apresentando uma metodologia única. No caso de pré-fabricados, a literatura sobre o assunto é ainda mais limitada. Nestas condições, efetuou-se o pré-dimensionamento com base em proposições de manuais internacionais e características observadas em elementos de indústrias de pré-fabricados.

### 4.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

De acordo com o PCI (2010), razões vão/altura típicos podem ser utilizados para determinar a altura de um componente protendido e pré-fabricado solicitado à flexão. Como orientação geral, o manual apresenta a relação vão/altura entre 10 e 20 para vigas. Esta faixa também é apresentada pelo CPCI (2017), que destaca que estes valores não são limites, pois dependem da relação entre as cargas que atuam na estrutura. Shaopei e Zhen (2016) apresentam algumas razões vão/altura maiores para elementos retos, sendo de 15 a 25 para vigas protendidas principais e de 30 a 35 para vigas protendidas secundárias.

#### 4.1.1 Vigas de cobertura

Neste projeto, adotou-se uma razão vão/altura entre 20 e 25 para as vigas de cobertura centrais. Desta forma, como o vão é de 20 metros, determinou-se uma altura de 90 cm. De acordo com Melo (2007), este tipo de viga é produzido em pistas com uma largura de 40 cm. Assim, considerou-se uma base de 40 cm e adotou-se 10 cm para a largura da alma.

Nas fachadas frontal e posterior do galpão, as vigas de cobertura são apoiadas nos pilares de pórtico e nos pilares de fechamento, sendo o vão de 10 m. Considerando uma razão vão/altura de 20, determinou-se uma altura de 50 cm. Além disso, catálogos de fabricantes indicam que estas vigas menores são produzidas com largura de 30 cm. Sendo assim, as seções transversais consideradas inicialmente para as vigas de cobertura são indicadas na Figura 4.1.

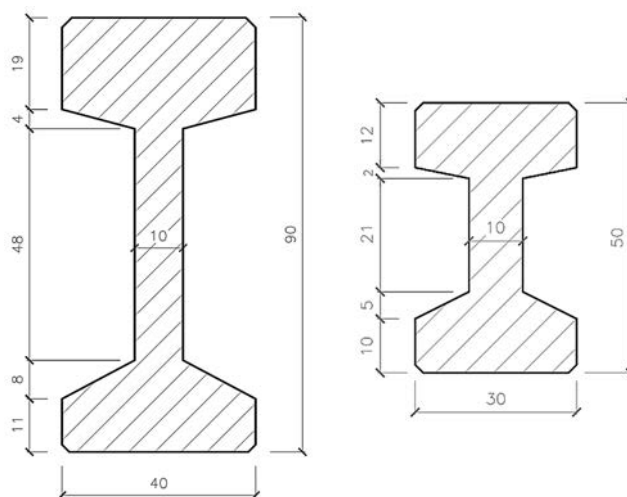


Figura 4.1: Seções transversais adotadas para as vigas I da cobertura. Fonte: Elaborado pelo Autor

### 4.1.2 Terças

Algumas seções de terças são padronizadas entre os fabricantes. Considerou-se a seção apresentada na Figura 4.2, que pode ser utilizada para vãos de até 12,5 metros, de acordo com o catálogo da Premodisa Pré-Fabricados.

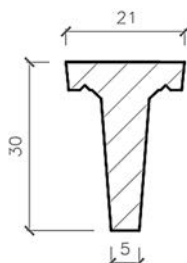


Figura 4.2: Seção transversal adotada para as terças. Fonte: Elaborado pelo Autor

### 4.1.3 Vigas calha

Neste projeto, adotou-se uma razão vão/altura igual a 20 para as vigas calha. Desta forma, como o vão é de 10 metros, determinou-se uma altura de 50 cm, que foi considerada para a menor aba. A aba maior pode apresentar comprimentos diversos, variando entre os fabricantes. Neste caso, optou-se por 80 cm. A seção transversal considerada inicialmente está indicada na Figura 4.3. O bocal desta viga apresenta diâmetro de 150 mm. Porém, novamente destaca-se que estes condutores devem estar em conformidade com o projeto hidráulico, que não faz parte do escopo deste trabalho.

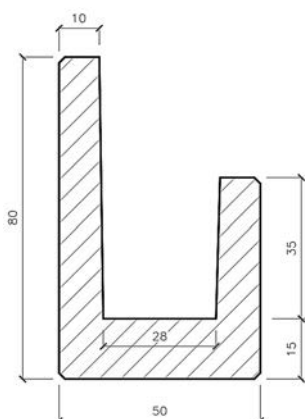


Figura 4.3: Seção transversal adotada para a viga calha. Fonte: Elaborado pelo Autor

### 4.1.4 Vigas de fechamento lateral

As vigas de fechamento lateral são elementos secundários da estrutura. Considerou-se, neste caso, uma razão vão/altura maior, adotando uma altura de 25 cm para o vão de 10 metros. A seção transversal adotada está indicada na Figura 4.4.

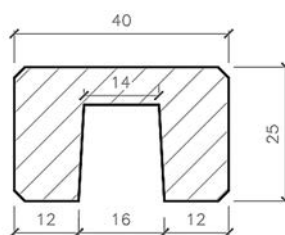


Figura 4.4: Seção transversal adotada para a viga de fechamento. Fonte: Elaborado pelo Autor

## 4.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

Geralmente, o pré-dimensionamento dos pilares é efetuado estimando-se a carga vertical, com base em um processo que considera áreas de influência, principalmente para edifícios de múltiplos pavimentos. No caso deste projeto, contudo, as ações verticais não são preponderantes. Na verdade, são as ações horizontais que apresentam grande relevância para o estudo dos elementos. No entanto, a literatura não apresenta informações sobre o pré-dimensionamento de pilares em galpões considerando estes efeitos.

De acordo com o *fib Bulletin 74* (2014), os pilares pré-moldados demandam uma dimensão mínima de 300 mm, tanto para manuseio quanto para acomodação das ligações viga-pilar. Normalmente, os pilares obedecem à variação múltipla de 10 cm, com seções quadradas ou retangulares. Algumas dimensões padrão recomendadas são indicadas na Tabela 4.1, com marcação sombreada.

Tabela 4.1: Exemplos de dimensões padronizadas para pilares (em milímetros).

b / h	300	400	500	600	800
300					
400					
500					
600					
Circular					

Fonte: ACKER (2002)

A seção transversal mínima para pilares (360 cm<sup>2</sup>) bem como a largura mínima permitida (14 cm), ambas estabelecidas pela ABNT NBR 6118:2014, são atendidas para quaisquer dimensões indicadas acima. A ABNT NBR 9062:2017 também estabelece a espessura mínima de 12,5 cm para a parede do pilar funcionando como condutor de água pluvial. Neste caso, portanto, as dimensões da seção precisam ser superiores a 40 cm.

Melo (2007) destaca que pilares com altura superior a 5 m devem apresentar dimensão mínima de 40 cm na seção. O *fib Bulletin 74* (2014) indica que as seções variam tipicamente de 400-600 mm na altura e 250-400 mm na largura, para pilares ligados rigidamente às fundações e que funcionam como vigas em balanço. Assim, como base inicial, considerou-se os pilares de pórtico externos com dimensão 50 cm x 50 cm. Estes pilares apresentam seção vazada, como já descrito no item 3.2.4. Para os pilares de pórtico centrais, adotou-se uma seção menor que a dos pilares externos, igual a 40 cm x 50 cm, uma vez que não são vazados e não recebem

diretamente a ação do vento. Embora menos solicitados por ações horizontais, estes pilares apresentam as maiores alturas. Sendo assim, as dimensões também devem ser razoáveis para que a esbeltez do pilar não resulte excessivamente alta.

Por fim, para os pilares de fechamento frontal e posterior, considerou-se uma seção um pouco maior, pelos motivos discutidos no item 3.1. Adotou-se uma seção com 40 cm x 60 cm, orientada com a maior dimensão no sentido oposto ao dos pilares centrais. A opção por poucas seções para os pilares também se deve à padronização requerida para que um projeto de elementos pré-fabricados seja viável. As seções transversais descritas são apresentadas na Figura 4.5.

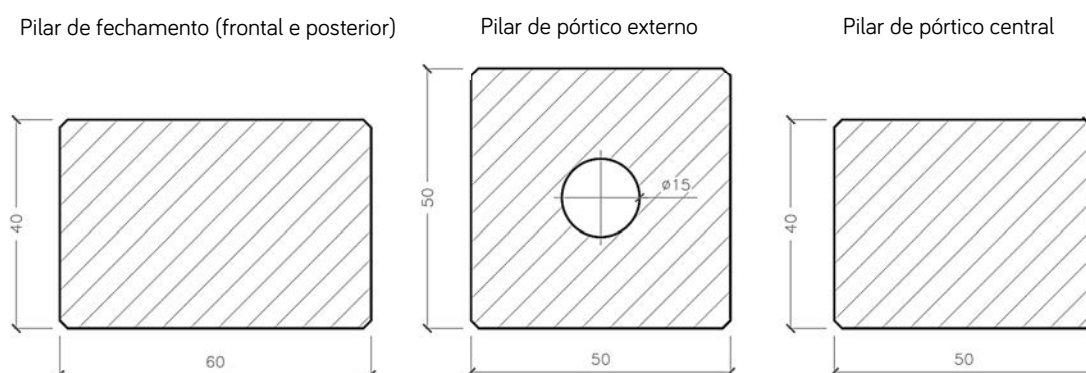


Figura 4.5: Seção transversal adotada para os pilares. Fonte: Elaborado pelo Autor

## 5 SEÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA

Para a definição da seção transversal típica do galpão, apresentam-se algumas considerações:

- As dimensões dos elementos pré-moldados são adaptadas para a modulação adotada, possibilitando padronizar os tipos de peças, bem como utilizar módulos repetitivos. No caso deste projeto, como definido na Seção 3, verifica-se que todas as vigas de cobertura estão relacionadas ao módulo de 20 m e as vigas calha, vigas de fechamento e terças, ao de 10 m.
- Define-se a folga para permitir a montagem das vigas com valor de 40 mm para cada lado. Sabe-se que a determinação desse parâmetro deve levar em consideração a soma dos efeitos das tolerâncias, dos espaços mínimos para montagem e das variações volumétricas (EL DEBS, 2017), porém esta avaliação não foi efetuada neste trabalho. Nas condições descritas, as vigas de cobertura resultam com comprimento nominal de projeto de 1940 cm.
- São utilizados consolos trapezoidais para apoio das vigas I, com largura correspondente à largura da viga. De acordo com Melo (2007), para as vigas consideradas, os elementos podem ter altura de 50 cm, incluindo 20 cm de altura constante e 30 cm em um trecho inclinado à 45°, como indicado na Figura 5.1.

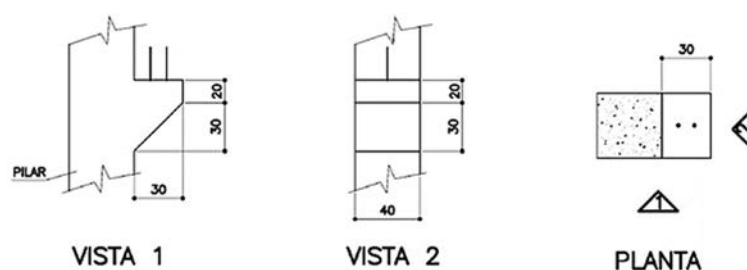


Figura 5.1: Formato dos consolos trapezoidais para as vigas de cobertura. Fonte: MELO (2007)

Considerando todos os aspectos mencionados e o pré-dimensionamento, tem-se a seção transversal típica do galpão indicada na Figura 5.2.

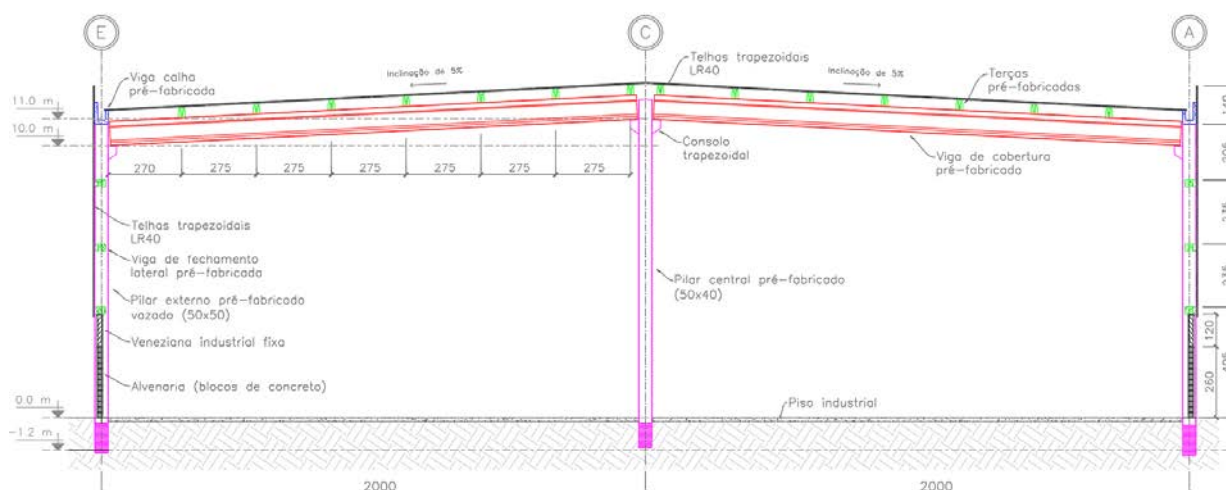


Figura 5.2: Seção transversal típica do galpão. Fonte: Elaborado pelo Autor

## 6 MODELO E ANÁLISE ESTRUTURAL

De acordo com Santos (2010), os dois modelos mais adotados para análise estrutural de galpões são o pórtico plano e o pórtico espacial. Este último permite o estudo de todos os elementos estruturais em conjunto, enquanto a análise por pórtico plano considera a estrutura em dois planos distintos (pórtico transversal e longitudinal). No caso deste projeto, optou-se pela análise espacial, com a utilização dos recursos de análise estrutural do software *SCIA Engineer*<sup>2</sup> na versão V20.

A análise feita inicialmente é linear, admitindo comportamento elástico-linear para os materiais. Neste caso, na análise global, a ABNT NBR 6118:2014 define que as características geométricas são referentes à seção bruta de concreto e o módulo de elasticidade é o secante ( $E_{cs}$ ). Considerou-se a especificação de concreto da classe C40 para as vigas e pilares do projeto. Assim, admitindo que o concreto é produzido com agregado de basalto ( $\alpha_E = 1,2$ ), obtém-se o módulo de elasticidade inicial ( $E_{ci}$ ) e secante ( $E_{cs}$ ).

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 42501 \text{ MPa}$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot f_{ck}/80 = 0,9 \Rightarrow E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} = 38251 \text{ MPa}$$

### 6.1 HIPÓTESES DO MODELO E MÉTODO DE CÁLCULO DO *SCIA ENGINEER*

O *SCIA Engineer* realiza a análise estrutural com base no método dos elementos finitos (MEF). No caso deste trabalho, tem-se uma análise relativamente mais simples, uma vez que não há elementos bidimensionais. A estrutura pode ser modelada com elementos de barra representando o eixo longitudinal dos elementos estruturais, definidos por dois nós extremos capazes de transferir todos os esforços internos. Os elementos estruturais, no caso vigas e pilares, são discretizados em elementos de barra com limites definidos pelas condições de contorno (vínculos com outros elementos). Um refinamento maior da estrutura foi testado, principalmente para a análise não-linear, porém não refletiu em resultados muito discrepantes dadas as características da estrutura, contribuindo apenas para aumentar o tempo de processamento do modelo.

Por princípio, a solução dos esforços internos e deformações do MEF é calculada para os nós dos elementos finitos. Estes valores, contudo, podem ser interpolados para pontos intermediários do elemento, resultando em diagramas de esforços mais coerentes. No caso deste trabalho, definiram-se 20 seções para o cálculo dos esforços ao longo do elemento finito. Ressalta-se, ainda, que se considerou válida a idealização dos vínculos como articulações e ligações perfeitamente rígidas. Obviamente, o grau de aproximação desta hipótese do modelo pode ser maior ou menor, em função das características da ligação.

---

<sup>2</sup> O *SCIA Engineer* é um software avançado de cálculo estrutural para modelagem, análise e otimização de qualquer tipo de estrutura. Mais informações em: <https://www.scia.net/pt/software/scia-engineer>

O *SCIA Engineer* também permite a análise não-linear da estrutura para avaliação dos efeitos de 2º ordem, conforme apresentado na Seção 8. O software permite esta análise com um algoritmo implementado para consideração da não-linearidade no cálculo pelo MEF padrão. Esta análise não-linear é obtida pela solução das equações diferenciais baseadas na teoria de Timoshenko<sup>3</sup>. O método requer duas etapas. Na primeira, as forças axiais são determinadas. Na segunda, são calculadas as soluções exatas das equações diferenciais definidas por Timoshenko. Trata-se de uma teoria de 2º ordem com o equilíbrio na configuração deformada da estrutura, assumindo pequenos deslocamentos, pequenas rotações e pequenas deformações. Este método conduz a resultados efetivos para a maior parte das análises de pórticos e edifícios, considerando que a força axial é constante durante a deformação, sendo a opção *default* do software para análise não-linear geométrica. A influência da força normal na rigidez à flexão dos elementos e os momentos adicionais causados pelos deslocamentos laterais da estrutura (efeito P- $\Delta$ ) são considerados neste procedimento.

## 6.2 MODELAGEM NO *SCIA ENGINEER*

Tendo por base as considerações descritas no item 6.1, a concepção estrutural do galpão, o pré-dimensionamento das seções transversais e as ligações adotadas entre os elementos, efetuou-se o modelo da estrutura no software *SCIA Engineer*. Na Figura 6.1, é possível verificar o modelo de pórtico espacial e a representação do pórtico transversal plano que se repete ao longo do comprimento do galpão.

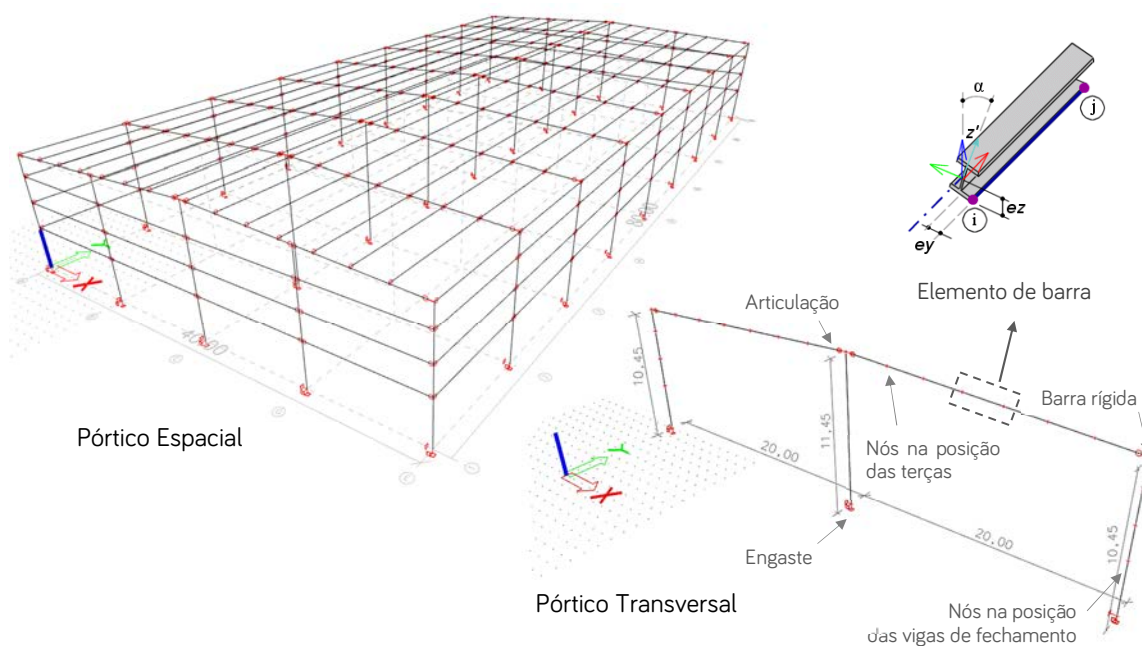


Figura 6.1: Modelo estrutural criado no software, com indicação dos vínculos considerados.

Fonte: Adaptado do *SCIA Engineer*

<sup>3</sup> Referência a S.P. Timoshenko, J. M. Gere, *Theory of elastic stability*, McGraw-Hill Book Company, 1963.

Esta modelagem foi feita considerando o eixo dos elementos que compõem o pórtico. Como discutido previamente, as vigas não são solidarizadas nos pilares, sendo apoiadas nos consolos. A excentricidade das forças de reação da viga em relação ao eixo do pilar submete estes elementos a esforços adicionais de momentos fletores. Para avaliar este efeito, considerou-se a presença do consolo com a introdução de uma barra rígida, com comprimento dado pela metade da largura do pilar acrescida de metade do comprimento do consolo. Esta barra é ligada rigidamente ao centro geométrico do pilar e articulada na viga de cobertura. El Debs (2017) recomenda que a reação vertical da viga seja adotada com distância até a face do pilar de 3/4 do comprimento do consolo. Assim, a hipótese adotada neste trabalho resulta em vigas com comprimento efetivo superior, o que não invalida o modelo considerado.

As seções transversais adotadas foram introduzidas no software por meio de um campo para seções genéricas, uma vez que não fazem parte da biblioteca original. As propriedades geométricas relevantes obtidas para as seções são indicadas na Tabela 6.1.

Tabela 6.1: Propriedades geométricas das seções transversais dos elementos.

Elemento	$A_c$ [cm <sup>2</sup> ]	$I_x$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_y$ [cm <sup>4</sup> ]	$y_{CG}$ [cm]	$y_1$ [cm]	$y_2$ [cm]	$W_{x1}$ [cm <sup>3</sup> ]	$W_{x2}$ [cm <sup>3</sup> ]
Viga Cobertura	1975,50	1994831,97	183537,78	42,51	47,49	42,51	42004,82	46926,79
Viga Cob. Fachada	1005,50	284637,15	56136,65	24,86	25,14	24,86	11322,43	11449,60
Viga Calha	1795,30	853700,08	551076,48	52,49	27,51	52,49	31032,35	16264,05
Terça	275,00	21325,21	4289,18	11,17	18,83	11,17	1132,43	1909,39
Viga Fechamento	725,50	39083,67	126536,65	11,12	13,88	11,12	2816,44	3513,76
Pilar Pórtico Externo	2319,68	515671,71	515671,71	25,00	-	-	-	-
Pilar Fechamento	2395,50	716083,31	318288,31	30,00	-	-	-	-
Pilar Pórtico Central	1995,50	413964,98	264954,98	25,00	-	-	-	-

Fonte: Elaborado pelo Autor

### 6.3 DEFINIÇÃO DAS AÇÕES E COMBINAÇÕES

As ações atuantes podem ser classificadas em permanentes e variáveis. A maior parte destas ações atua em superfícies, e deve ser distribuída para os elementos estruturais lineares. O *SCIA Engineer* permite realizar a distribuição destas ações por meio de painéis de carga. O processo de distribuição pode ser realizado em duas direções, baseado na divisão dos painéis em áreas de influência para cada elemento estrutural.

Na cobertura, como as telhas estão fixadas às terças, estes elementos recebem as ações de superfície, transmitindo-as para as vigas. Assim, os painéis de carga devem distribuir as ações na direção das terças. Nos fechamentos laterais, considerou-se a distribuição das ações para os pilares. Na Figura 6.2, mostram-se os painéis de carga na estrutura e as áreas de influência consideradas.

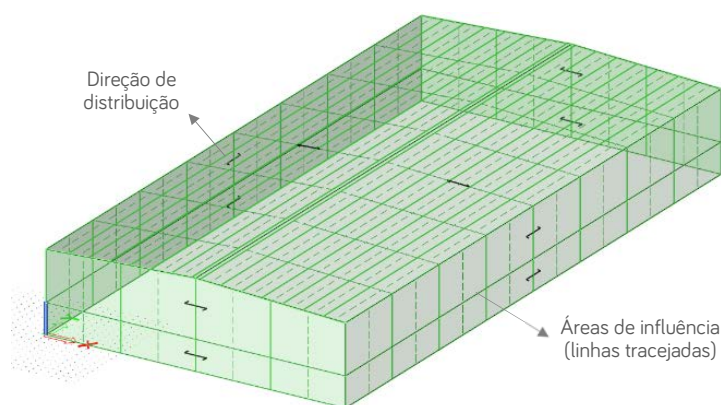


Figura 6.2: Painéis de carga e áreas de influência para distribuição de ações em superfície.

Fonte: Adaptado do *SCIA Engineer*

Para a introdução das ações no software, criou-se primeiramente os diferentes casos de carga (*load cases*): LC1 - Peso próprio da estrutura, LC2 - Demais ações permanentes, LC3 - Sobrecarga de cobertura, LC4 - Vento 0 (Caso 1), LC5 - Vento 0 (Caso 2), LC6 - Vento 90 (Caso 1), LC7 - Vento 90 (Caso 2).

### 6.3.1 Ações permanentes

São as ações que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação durante praticamente toda a vida da construção. De acordo com a ABNT NBR 8681:2003, as ações permanentes podem ser diretas ou indiretas. No caso deste projeto, tem-se as seguintes ações:

- Ações permanentes diretas: peso próprio dos elementos, incluindo a estrutura e todos os elementos construtivos permanentes;
- Ações permanentes indiretas: protensão;

#### 6.3.1.1 Peso próprio da estrutura

É calculado automaticamente pelo software, considerando as dimensões dos elementos e a massa específica prevista em norma para concreto armado/protendido:  $2500 \text{ kg/m}^3$ .

#### 6.3.1.2 Peso próprio da cobertura e fechamento lateral

O peso próprio das telhas é obtido no catálogo da Perfilor. Para o modelo LR40 com espessura da chapa de 0,8 mm, tem-se um peso de  $7,54 \text{ daN/m}^2 = 0,0754 \text{ kN/m}^2$ . No entanto, adotou-se os valores previstos pela ABNT NBR 6120:2019. Na norma, é estabelecido o peso na superfície inclinada de  $0,10 \text{ kN/m}^2$  para telhas de aço trapezoidal com espessura 0,8 mm, já considerando a superposição e os elementos de fixação.

Na cobertura, incluiu-se ainda uma ação permanente resultante das luminárias, instalações elétricas/hidráulicas e de pequenas peças eventualmente fixadas, com valor de  $0,10 \text{ kN/m}^2$ . Portanto, a ação total no painel da cobertura é de  $0,20 \text{ kN/m}^2$ . Esta ação foi considerada distribuídas nas terças.

Estimou-se o peso dos perfis metálicos metalon no catálogo da Arcelor Mittal, considerando o valor de 5 kg/3m. Foi introduzido no modelo como carga linearmente distribuída nas terças, com valor de  $5 \cdot 9,81 / (3 \cdot 1000) = 0,016 \text{ kN/m} \approx 0,020 \text{ kN/m}$ . As cargas referentes aos calços de apoio das terças foram introduzidas pontualmente nas vigas. Sendo o volume do calço dado por  $V_{\text{calço}} = 0,4 \cdot 0,047$ , tem-se a carga  $P_{\text{calço}} = 0,4 \cdot 0,047 \cdot 25 = 0,47 \text{ kN} \approx 0,50 \text{ kN}$ .

Com relação ao fechamento lateral, calculou-se a carga de superfície considerando uma distribuição uniforme da ação total, apenas na região do modelo em que são previstas as telhas. Como a altura do fechamento lateral, considerando a platibanda, é de 8,80 m, tem-se:

$$g_{p,fl} = (8,80 \cdot 0,10) / (10,45^* - 3,8^{**}) = 0,13 \text{ kN/m}^2$$

\*altura do pilar no modelo estrutural

\*\*altura sem telhas (alvenaria + veneziana)

Como estão sendo considerados todos os carregamentos, também se introduziu as cargas referentes ao peso dos consolos e ao comprimento do pilar não contabilizado no modelo estrutural:  $P_{\text{pilar}} = 2,65 \text{ kN}$  para os pilares de pórtico externo e  $P_{\text{pilar}} = 3,85 \text{ kN}$  para os internos.

Todas estas cargas foram introduzidas ao caso LC2. A Figura 6.3 indica um esquema com as cargas introduzidas nos painéis e com a divisão pelas áreas de influência.

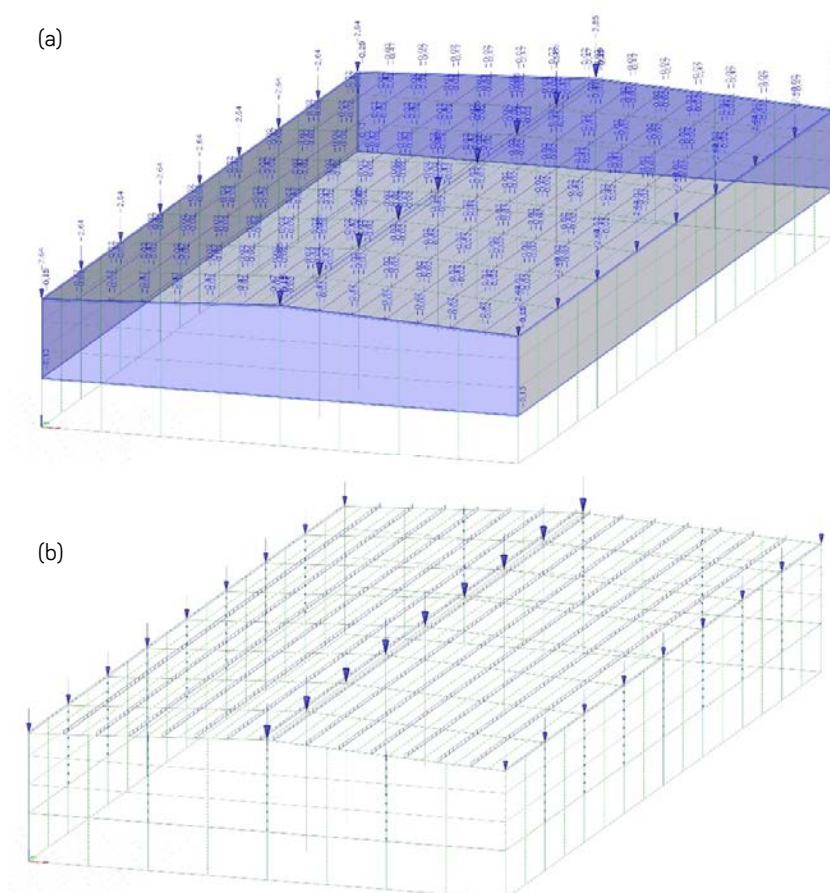


Figura 6.3: Cargas de superfície nos painéis (a) e distribuição das ações (b) pertencentes ao caso LC2.

Fonte: Adaptado do *SCIA Engineer*

### 6.3.1.3 Protensão

Em peças de concreto protendido, a seção transversal também é solicitada por força axial. Os efeitos da força de protensão resultam da sua intensidade e da sua excentricidade e foram avaliados no tópico de dimensionamento (Seção 9).

## 6.3.2 Ações variáveis

São as ações que ocorrem com valores que apresentam variações significativas durante a vida da construção. No caso deste projeto, considerou-se a sobrecarga de cobertura e o vento. Além disso, de acordo com a ABNT NBR 6120:2019, todo elemento isolado da cobertura deve ser projetado para suportar uma carga acidental concentrada de 1 kN na posição mais desfavorável, além do carregamento permanente. Esta carga concentrada deve ser considerada atuando isolada das demais forças variáveis. Dadas as características do galpão, a sobrecarga e o vento resultam sempre mais desfavoráveis que tal ação, que não foi considerada na análise.

### 6.3.2.1 Sobrecarga de cobertura

Para as coberturas e telhados em geral, acessíveis apenas para manutenção ou inspeção, a ABNT NBR 6120:2019 apresenta uma carga variável uniformemente distribuída que deve ser considerada no projeto. Esta sobrecarga é definida com base na inclinação do telhado, sendo obtida no gráfico da Figura 6.4.

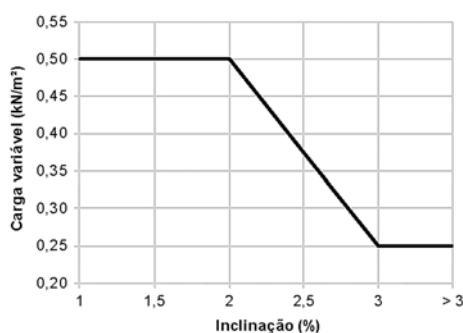


Figura 6.4: Valores característicos nominais das cargas variáveis para coberturas.

Fonte: ABNT NBR 6120:2019

No caso deste projeto, como a cobertura apresenta inclinação de 5%, obtém-se  $q_{LC3} = 0,25 \text{ kN/m}^2$ . No modelo, esta ação é introduzida ao painel de carga no caso LC3, com procedimento semelhante ao indicado na Figura 6.3.

### 6.3.2.2 Ação do vento

A ação devida ao vento é calculada tendo por base a ABNT NBR 6123:1988, sendo apresentada a seguir:

#### a) Cálculo da pressão dinâmica

A pressão dinâmica ( $q$ ) é obtida, em  $N/m^2$ , tendo por base a Equação (6.1) indicada na referida norma.

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (6.1)$$

A velocidade característica do vento ( $V_k$ ) é definida pela Equação (6.2):

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (6.2)$$

Sendo:

$V_0$ : Velocidade básica do vento, considerada igual a 45 m/s na região de Rio Claro - SP, que se encontra em posição crítica no mapa de isopletas fornecido pela ABNT NBR 6123:1988, conforme indicado na Figura 6.5;

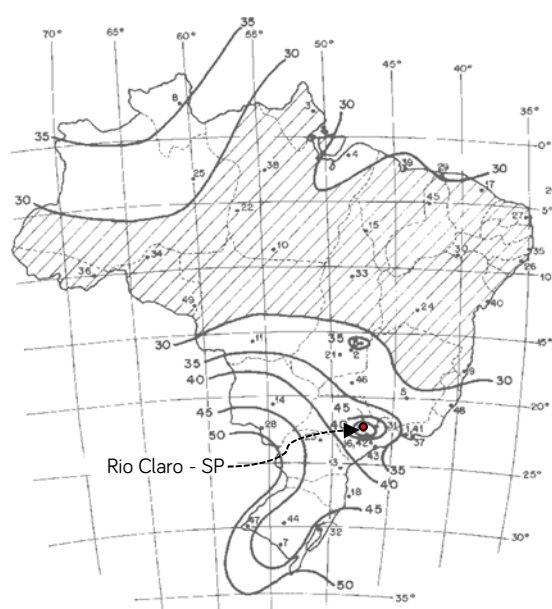


Figura 6.5: Isopletas da velocidade básica  $V_0$  (m/s). Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6123:1988

$S_1$ : Fator topográfico igual a 1,0, considerando o terreno plano com poucas ondulações;  
 $S_2$ : Fator dependente da rugosidade do terreno e das dimensões da edificação. Foi obtido com formulação apresentada na norma ABNT NBR 6123:1988, para uma altura da edificação  $z = 11,45$  m. Além disso, o terreno foi considerado da Categoria IV – Área industrial plena ou parcialmente desenvolvida. Obtiveram-se, assim:

- Vento a  $90^\circ$ : Classe C  $\rightarrow S_2 = 0,813$ ;
- Vento a  $0^\circ$ : Classe B  $\rightarrow S_2 = 0,847$ ;

$S_3$ : Fator estatístico igual a 0,95, considerando instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósito).

Nestas condições, os resultados obtidos para as pressões dinâmicas são dados na Tabela 6.2.

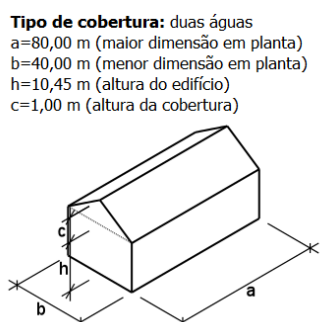
Tabela 6.2: Pressões dinâmicas do vento para a edificação considerada.

	$V_0$ [m/s]	$S_1$	$S_2$	$S_3$	$V_k$ [m/s]	$q$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Vento 0°	45	1,0	0,85	0,95	36,2	0,80
Vento 90°	45	1,0	0,81	0,95	34,8	0,74

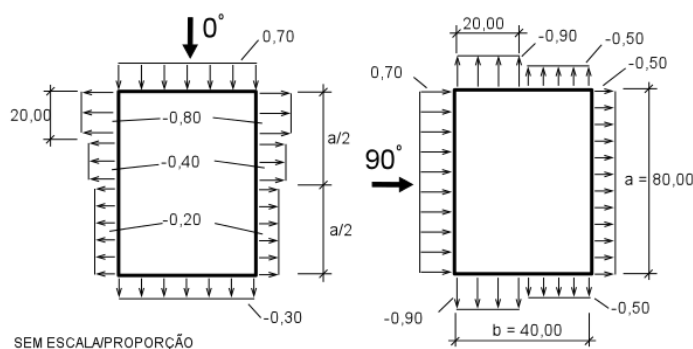
Fonte: Elaborado pelo Autor

b) *Coefficiente de pressão externa*

Foi obtido com o auxílio do software *CICLONE v.5.0.1 beta*<sup>4</sup>, com a introdução dos seguintes parâmetros:

Figura 6.6: Parâmetros geométricos da edificação. Fonte: Adaptado do *CICLONE v.5.0.1 beta*

Assim, os coeficientes de pressão externa nas paredes e na cobertura são indicados na Figura 6.7 e Figura 6.8.

Figura 6.7: Coeficiente de forma ( $C_e$ ) das paredes para vento 0° e 90°.Fonte: Adaptado do *CICLONE v.5.0.1 beta*

<sup>4</sup> O *CICLONE v.5.0.1 beta* é um software acadêmico que permite considerar o efeito do vento em edificações, contemplando alguns dos casos típicos abordados na norma brasileira ABNT NBR 6123:1988. Mais informações em: <http://www.set.eesc.usp.br/portal/pt/27pesquisa/software/163-ciclone-acao-dovento-nas-edificacoes>

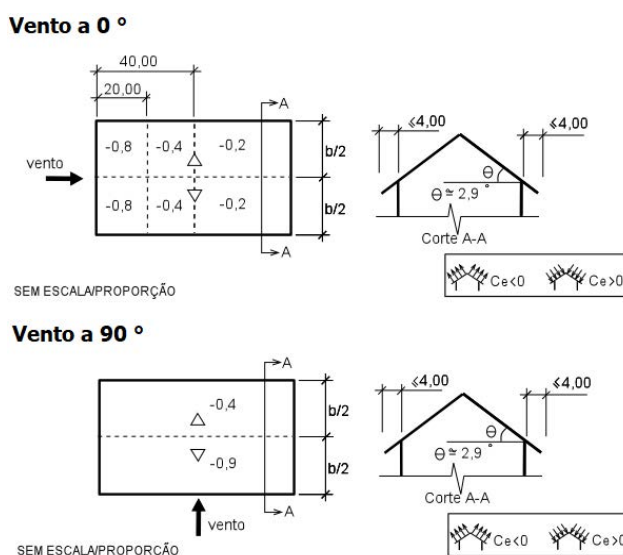


Figura 6.8: Coeficiente de forma ( $C_e$ ) da cobertura para vento 0° e 90°.

Fonte: Adaptado do *CICLONE v.5.0.1 beta*

### c) Coeficiente de pressão interna

A ABNT NBR 6123:1988 apresenta diversas hipóteses para a determinação do coeficiente de pressão interna. Primeiramente, destaca-se que não há aberturas dominantes em faces de barlavento/sotavento e considera-se que a cobertura é impermeável. A norma define que a abertura dominante é aquela cuja área é igual ou superior à área total das outras aberturas que constituem a permeabilidade considerada sobre a superfície externa da edificação. A fachada lateral com as portas e portões teria potencial para ser uma abertura dominante. No entanto, isto não ocorre, como se observa:

$$A_{\text{possível abertura dominante}} = \underbrace{4,5 \cdot 5 \cdot 4}_{\text{portões}} + \underbrace{4 \cdot 2,2 \cdot 1,2}_{\text{portas}} + \underbrace{(80 - 4 \cdot 4,5) \cdot 1,2}_{\text{venezianas}} = 175 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{demais faces}} = \underbrace{1,2 \cdot (80 + 40 + 40)}_{\text{venezianas}} = 192 \text{ m}^2$$

Neste cálculo, não se considerou as saídas de emergência, uma vez que estas portas permanecem fechadas, sendo utilizadas apenas em caso de necessidades especiais. A relação entre as duas áreas é igual a  $175/192 = 0,9 < 1,0$ . Assim, as hipóteses consideradas neste projeto são:

- Hipótese 1 - Quatro faces igualmente permeáveis para Vento 90°:  
Possível na situação em que portas e portões estejam fechados ou abertos, uma vez que não há abertura dominante. Ocorre devido à presença de venezianas industriais fixas em todas as faces. Considera-se:  $C_{pi} = -0,3$  ou  $C_{pi} = 0$ .
- Hipótese 2 - Quatro faces igualmente permeáveis para Vento 0°:  
Mesma justificativa da hipótese anterior. Considera-se:  $C_{pi} = -0,3$  ou  $C_{pi} = 0$ .

d) *Coefficiente de pressão resultante*

O coeficiente de pressão resultante é obtido a partir da diferença  $C_{pe} - C_{pi}$ , considerando os sinais da convenção adotada. Para cada combinação de coeficientes, tem-se os valores resultantes nos pórticos transversais na Figura 6.9 e Figura 6.10. Em casos em que mais de um coeficiente ocorre ao longo da dimensão considerada, adotou-se o maior, por simplicidade, procedimento que resulta a favor da segurança.

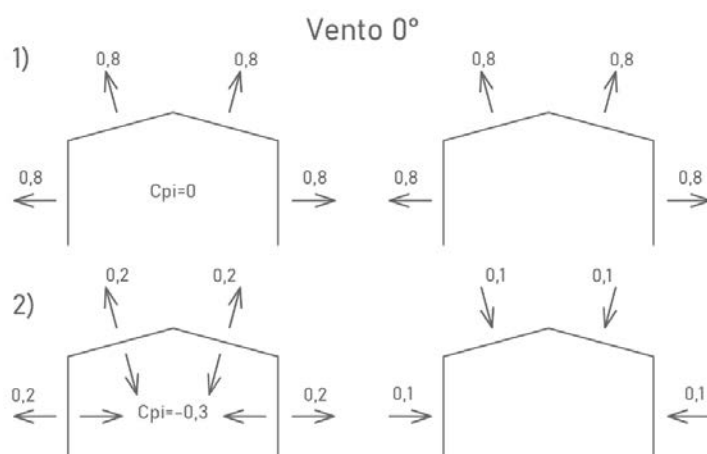


Figura 6.10: Coeficientes de pressão resultante para Vento 0°. Fonte: Elaborado pelo Autor

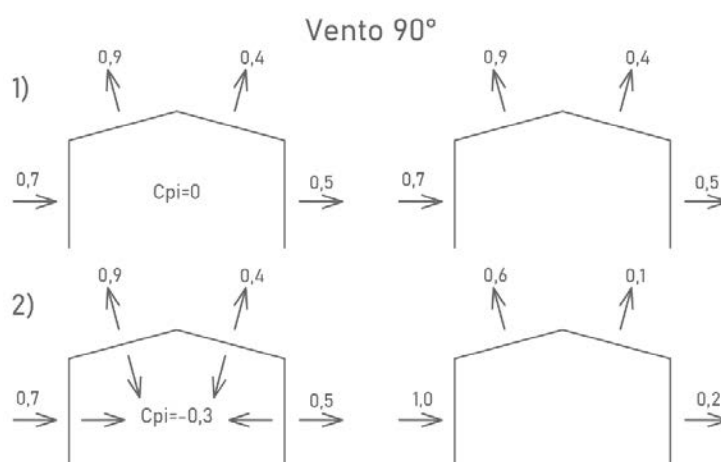


Figura 6.9: Coeficientes de pressão resultante para vento 90°. Fonte: Elaborado pelo Autor

Com base nos casos avaliados, observam-se algumas condições críticas. Para Vento 0°, a combinação 1 pode conduzir à um caso crítico para a sucção da cobertura e a combinação 2 resulta em sobrepressão. Para o vento 90°, a combinação 1 também pode conduzir à um caso crítico para a sucção da cobertura, que neste caso é assimétrica. Todos os casos descritos são importantes para avaliar os esforços nas vigas de cobertura. Já as combinações 1 e 2 para vento 90° apresentam as maiores ações laterais, sendo importantes para a verificação dos pilares. Nestas condições, considerou-se estes 4 casos de ventos, designados por: Vento 0 - Caso 1, Vento 0 - Caso 2, Vento 90 - Caso 1 e Vento 90 - Caso 2. Cada um destes ventos representa um caso de carga, como definido no

início deste item 6.3. As ações longitudinais dos ventos também foram consideradas em todas estas combinações. Tem-se os coeficientes resultantes:

$$\begin{array}{l} \text{Vento 0 - Caso 1} \\ \text{Vento 0 - Caso 2} \\ \text{Vento 90 - Caso 1} \\ \text{Vento 90 - Caso 2} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{Barlavento: } C_{Pe} - C_{Pi} = 0, \\ \text{Sotavento: } C_{Pe} - C_{Pi} = 0,3 \\ \text{Barlavento: } C_{Pe} - C_{Pi} = 1,0 \\ \text{Sotavento: } C_{Pe} - C_{Pi} = 0,0 \\ \text{Laterais: } C_{Pe} - C_{Pi} = -0,9 \\ \text{Laterais: } C_{Pe} - C_{Pi} = -0,6 \end{array} \right.$$

No caso do vento 90°, em que a distribuição de pressão varia na menor dimensão, adotou-se o maior valor, por simplicidade.

e) *Cálculo da pressão resultante*

A carga distribuída nas faces laterais, atuando perpendicularmente às superfícies (pressão resultante  $\Delta P$ ), é obtida por meio da Equação (6.3):

$$\Delta P = (C_{Pe} - C_{Pi}) \cdot q \quad (6.3)$$

Na cobertura e nas fachadas laterais, estas ações são aplicadas com ações distribuídas em superfícies, nos painéis de carga. A Figura 6.11 exemplifica o procedimento para o LC4 – Vento 0 - Caso 1.

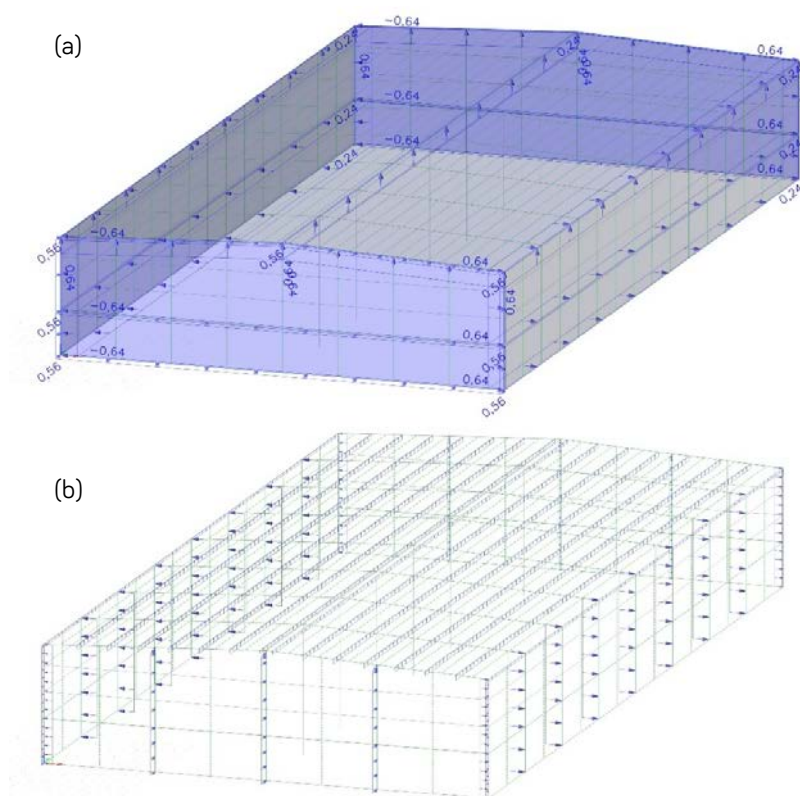


Figura 6.11: Ações do caso LC4 nos painéis de carga (a) e esquema de distribuição nos elementos (b).

Fonte: Adaptado do *SCIA Engineer*

O resumo das pressões resultantes obtidas em todas as faces, para cada caso de carga, é apresentado na Tabela 6.3.

Tabela 6.3: Pressões resultantes nas faces do galpão.

Caso de carga	Pressão resultante [kN/m <sup>2</sup> ]					
	Lateral esquerda	Lateral direita	Fachada frontal	Fachada posterior	Cobertura esquerda	Cobertura direita
LC4	-0,64	0,64	0,56	0,24	0,64	0,64
LC5	0,08	-0,08	0,80	0,00	-0,08	-0,08
LC6	0,52	0,37	-0,67	0,67	0,67	0,30
LC7	0,74	0,15	-0,44	0,44	0,44	0,07

Obs.: Sinais conforme convenção do modelo no *SCIA Engineer*.

Fonte: Elaborado pelo Autor

### 6.3.3 Combinações de ações

As verificações de segurança e de serviço devem ser feitas considerando as combinações desfavoráveis das ações e respectivos coeficientes de ponderação, de acordo com ABNT NBR 6118:2014 e com a ABNT NBR 8681:2003.

#### 6.3.3.1 Coeficientes das combinações do estado limite último (ELU)

Os coeficientes de ponderação e os fatores de combinação das ações no ELU são:

- Ações permanentes (peso próprio de estruturas pré-moldadas):  $\gamma_g = 1,3$  ou  $1,0$ ;
- Protensão:  $\gamma_p = 1,2$  ou  $0,9$ ;
- Ações variáveis:  $\gamma_q = 1,4$  (vento) e  $1,4$  (sobrecarga);  
 $\psi_0 = 0,6$  (vento) e  $0,5$  (sobrecarga);

#### 6.3.3.2 Coeficientes das combinações do estado limite de serviço (ELS)

Os fatores de redução das ações considerados no ELS são:

$$\psi_1 = 0,3 \text{ (vento) e } 0,4 \text{ (sobrecarga)} \quad | \quad \psi_2 = 0,0 \text{ (vento) e } 0,3 \text{ (sobrecarga)}$$

#### 6.3.3.3 Combinações consideradas nas análises

O software define automaticamente todas as combinações de ações possíveis para o ELU e ELS, desde que sejam criados corretamente os casos de carga e os grupos de carga. Com relação a estes últimos, foram criados três grupos, nos quais foram agrupados os casos de carga descritos anteriormente: LG1 (ações permanentes), LG2 (sobrecarga) e LG3 (vento). Para o grupo LG3, deve ser imposta a possibilidade de ocorrência de um único vento por combinação. Os coeficientes de combinação de norma já são integrados ao *SCIA Engineer*, a única alteração feita foi para o coeficiente de ações permanentes (de 1,4 para 1,3). A Tabela 6.4 indica todas as combinações possíveis gerados pelo software para o ELU.

Tabela 6.4: Combinações para ELU geradas automaticamente no SCIA Engineer.

Nome	Tipo	Casos de carga	Coef. [1]	Nome	Tipo	Casos de carga	Coef. [1]
ELU-Norm (auto)1	Linear - última	LC1 - Peso próprio	1,30	ELU-Norm (auto)15	Linear - última	LC1 - Peso próprio	1,30
		LC2 - Demais ações permanentes	1,30			LC2 - Demais ações permanentes	1,30
ELU-Norm (auto)2	Linear - última	LC1 - Peso próprio	1,00			LC6 - Vento 90 - Caso 1	1,40
		LC2 - Demais ações permanentes	1,00	ELU-Norm (auto)16	Linear - última	LC1 - Peso próprio	1,30
ELU-Norm (auto)3	Linear - última	LC1 - Peso próprio	1,30			LC2 - Demais ações permanentes	1,30
		LC2 - Demais ações permanentes	1,30			LC7 - Vento 90 - Caso 2	1,40
		LC3 - Sobrecarga de cobertura	1,40	ELU-Norm (auto)17	Linear - última	LC1 - Peso próprio	1,30
ELU-Norm (auto)4	Linear - última	LC1 - Peso próprio	1,30			LC2 - Demais ações permanentes	1,30
		LC2 - Demais ações permanentes	1,30			LC3 - Sobrecarga de cobertura	0,70
		LC3 - Sobrecarga de cobertura	1,40			LC4 - Vento 0 - Caso 1	1,40
		LC4 - Vento 0 - Caso 1	0,84	ELU-Norm (auto)18	Linear - última	LC1 - Peso próprio	1,30
ELU-Norm (auto)5	Linear - última	LC1 - Peso próprio	1,30			LC2 - Demais ações permanentes	1,30
		LC2 - Demais ações permanentes	1,30			LC3 - Sobrecarga de cobertura	0,70
		LC3 - Sobrecarga de cobertura	1,40			LC5 - Vento 0 - Caso 2	1,40
		LC5 - Vento 0 - Caso 2	0,84	ELU-Norm (auto)19	Linear - última	LC1 - Peso próprio	1,30
ELU-Norm (auto)6	Linear - última	LC1 - Peso próprio	1,30			LC2 - Demais ações permanentes	1,30
		LC2 - Demais ações permanentes	1,30			LC3 - Sobrecarga de cobertura	0,70
		LC3 - Sobrecarga de cobertura	1,40			LC6 - Vento 90 - Caso 1	1,40
		LC6 - Vento 90 - Caso 1	0,84	ELU-Norm (auto)20	Linear - última	LC1 - Peso próprio	1,30
ELU-Norm (auto)7	Linear - última	LC1 - Peso próprio	1,30			LC2 - Demais ações permanentes	1,30
		LC2 - Demais ações permanentes	1,30			LC3 - Sobrecarga de cobertura	0,70
		LC3 - Sobrecarga de cobertura	1,40			LC7 - Vento 90 - Caso 2	1,40
		LC7 - Vento 90 - Caso 2	0,84	ELU-Norm (auto)21	Linear - última	LC1 - Peso próprio	1,00
ELU-Norm (auto)8	Linear - última	LC1 - Peso próprio	1,00			LC2 - Demais ações permanentes	1,00
		LC2 - Demais ações permanentes	1,00			LC4 - Vento 0 - Caso 1	1,40
		LC3 - Sobrecarga de cobertura	1,40	ELU-Norm (auto)28	Linear - última	LC1 - Peso próprio	1,00
ELU-Norm (auto)9	Linear - última	LC1 - Peso próprio	1,00			LC2 - Demais ações permanentes	1,00
		LC2 - Demais ações permanentes	1,00			LC5 - Vento 0 - Caso 2	1,40
		LC3 - Sobrecarga de cobertura	1,40	ELU-Norm (auto)22	Linear - última	LC1 - Peso próprio	1,00
		LC4 - Vento 0 - Caso 1	0,84			LC2 - Demais ações permanentes	1,00
ELU-Norm (auto)10	Linear - última	LC1 - Peso próprio	1,00			LC6 - Vento 90 - Caso 1	1,40
		LC2 - Demais ações permanentes	1,00	ELU-Norm (auto)23	Linear - última	LC1 - Peso próprio	1,00
		LC3 - Sobrecarga de cobertura	1,40			LC2 - Demais ações permanentes	1,00
		LC5 - Vento 0 - Caso 2	0,84			LC7 - Vento 90 - Caso 2	1,40
ELU-Norm (auto)11	Linear - última	LC1 - Peso próprio	1,00	ELU-Norm (auto)24	Linear - última	LC1 - Peso próprio	1,00
		LC2 - Demais ações permanentes	1,00			LC2 - Demais ações permanentes	1,00
		LC3 - Sobrecarga de cobertura	1,40			LC3 - Sobrecarga de cobertura	0,70
		LC6 - Vento 90 - Caso 1	0,84			LC4 - Vento 0 - Caso 1	1,40
ELU-Norm (auto)12	Linear - última	LC1 - Peso próprio	1,00	ELU-Norm (auto)25	Linear - última	LC1 - Peso próprio	1,00
		LC2 - Demais ações permanentes	1,00			LC2 - Demais ações permanentes	1,00
		LC3 - Sobrecarga de cobertura	1,40			LC3 - Sobrecarga de cobertura	0,70
		LC7 - Vento 90 - Caso 2	0,84			LC5 - Vento 0 - Caso 2	1,40
ELU-Norm (auto)13	Linear - última	LC1 - Peso próprio	1,30	ELU-Norm (auto)26	Linear - última	LC1 - Peso próprio	1,00
		LC2 - Demais ações permanentes	1,30			LC2 - Demais ações permanentes	1,00
		LC4 - Vento 0 - Caso 1	1,40			LC3 - Sobrecarga de cobertura	0,70
ELU-Norm (auto)14	Linear - última	LC1 - Peso próprio	1,30			LC6 - Vento 90 - Caso 1	1,40
		LC2 - Demais ações permanentes	1,30	ELU-Norm (auto)27	Linear - última	LC1 - Peso próprio	1,00
		LC5 - Vento 0 - Caso 2	1,40			LC2 - Demais ações permanentes	1,00
						LC3 - Sobrecarga de cobertura	0,70
						LC7 - Vento 90 - Caso 2	1,40

Fonte: SCIA Engineer

### 6.3.3.4 Esforços solicitantes na situação final da estrutura

Tendo por base o modelo desenvolvido, efetua-se o cálculo da estrutura com análise linear. O *SCIA Engineer* calcula os esforços conforme procedimento descrito no item 6.1. A Figura 6.12 apresenta os esforços cortante, normal e momento fletor para combinação normal do ELU. Estes esforços são apresentados na forma de envoltória, com o valor máximo global indicado. Os diagramas apresentados para cada seção não necessariamente estão associados à mesma combinação de ações. Vale ressaltar que se optou por apresentar apenas alguns diagramas neste item, sendo que os demais esforços relevantes serão apresentados nas seções de interesse.

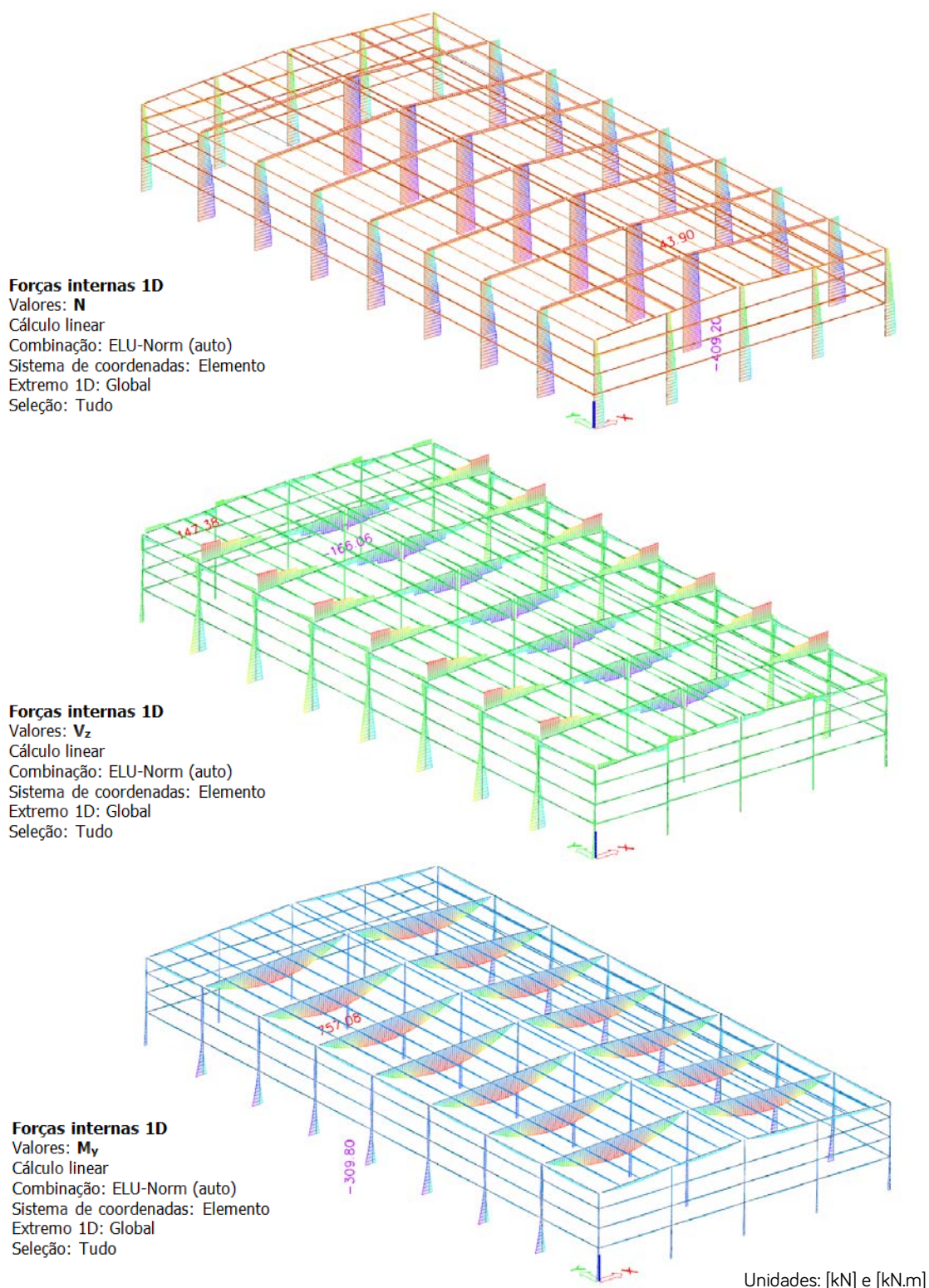


Figura 6.12: Envoltória de esforços máximos e mínimos do ELU. Fonte: Adaptado do *SCIA Engineer*

Os deslocamentos verticais das vigas calculados com o software, nesta etapa, não são representativos, uma vez que devem ser considerados os efeitos da protensão. Como ainda não foram definidos estes efeitos, a análise de deslocamentos verticais é apresentada na Seção 9, apenas para os elementos que são dimensionados.

### 6.3.4 Considerações sobre as situações transitórias

As verificações de segurança estrutural dos elementos em situações transitórias devem ser feitas desde a fase de desmoldagem das peças na indústria até o momento em que as ligações definitivas são efetuadas. No caso deste trabalho, considerou-se apenas as situações transitórias dos elementos isolados, uma vez que não será definido o plano de montagem. Este plano permite a avaliação de fases intermediárias que podem exigir ligações ou escoramentos provisórios.

Dentre as situações consideradas, destacam-se: desmoldagem, transporte, armazenamento e içamento. Nesta seção, apresentam-se apenas os aspectos gerais considerados para as situações transitórias de todos os elementos isolados. O cálculo das ações, efetivamente, foi efetuado apenas para os elementos que são dimensionados, sendo apresentado na Seção 9.

#### 6.3.4.1 Situações transitórias das vigas

Considera-se que o transporte interno na fábrica, na operação de desmoldagem e saque do elemento da fôrma na pista de fabricação, seja efetuado com condições semelhantes à de transporte para montagem, de modo que o esquema estrutural resultante seja praticamente o mesmo. Neste caso, um aspecto importante a se considerar é a diferença de resistência do elemento, que geralmente é mais baixa na operação de desmoldagem do que na montagem.

Esta operação de manuseio e içamento é efetuada considerando a presença de alças de içamento. No caso da viga de cobertura dimensionada neste trabalho, considerou-se a posição  $x = 65$  cm a partir de cada extremidade. Caso o valor adotado fosse muito maior, verificou-se que seria necessária protensão superior em decorrência dos esforços nesta situação transitória. Neste caso, também se considerou que o transporte seja efetuado com dois equipamentos de içamento, em função das dimensões dos elementos, de modo que se observa o esquema estrutural resultante da Figura 6.13.

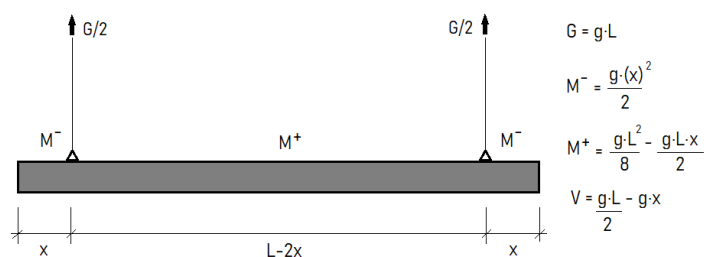


Figura 6.13: Esquema estrutural e esforços em elemento na etapa de içamento.

Fonte: Elaborado pelo Autor

Na etapa de içamento, a consideração da solicitação dinâmica pode ser efetuada de forma aproximada, com uma análise estática equivalente, adotando-se um coeficiente de amplificação dinâmica ( $\beta_a$ ) da ação permanente ( $g_k$ ). A carga estática equivalente ( $g_{eq,d}$ ) é dada pela Equação (6.4) apresentada na ABNT NBR 9062:2017, com  $\gamma_f = 1,3$ .

$$g_{eq,d} \geq \gamma_f \cdot \beta_a \cdot g_k \quad (6.4)$$

Os coeficientes considerados são  $\beta_a = 1,3$  (carga permanente em situação desfavorável) e  $\beta_a = 0,8$  (carga permanente em situação favorável) nas ocasiões de transporte, saque da fôrma, manuseio no canteiro e montagem do elemento.

Considerou-se que o armazenamento das vigas no pátio da fábrica e no local da obra apresentem as mesmas características dos dispositivos de apoio (em madeira), assentes sobre terrenos planos e firmes. É recomendado não utilizar mais que duas linhas de apoio e armazenar os elementos na posição correspondente à de sua utilização definitiva (EL DEBS, 2017). Desta forma, definiu-se que as vigas do projeto serão dispostas com duas linhas de apoio, resultando em esquema biapoiado, como indicado na Figura 6.14. No estoque e transporte, estes elementos de apoio devem ser dispostos alinhados com o eixo das alças (MELO, 2007).

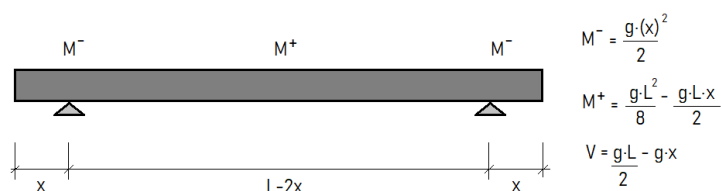


Figura 6.14: Esquema estrutural e esforços em elemento na etapa de armazenamento.  
Fonte: Elaborado pelo Autor

Na definição da posição de apoios dos elementos durante o transporte, também se aplicam, em geral, as mesmas regras utilizadas para o armazenamento (EL DEBS, 2017). No transporte com veículos até o local de montagem, deve-se atentar para que os elementos sejam devidamente escorados, a fim de impedir tombamentos e deslizamentos longitudinais e transversais, com a garantia de estabilidade lateral.

#### 6.3.4.2 Situações transitórias dos pilares

Os pilares exigem atenção especial, pelo fato de serem armazenados e transportados à obra em posição diferente do arranjo de serviço (EL DEBS, 2017). Neste caso, é comum a necessidade de rotacionar o elemento.

De acordo com Elliot (2002), a posição ideal das alças de içamento é de  $0,208L$  a partir de cada extremidade, que resulta em uma distribuição de momentos ótima no elemento. Melo (2007) recomenda a posição  $0,2L$ , sendo  $L$  o comprimento do pilar. Neste projeto considerou-se a alça localizada a  $x = 2,7$  m da extremidade do elemento ( $x/L = 0,21$ ). O saque da fôrma e transporte do elemento apresentam o mesmo esquema estrutural da Figura 6.13.

Assim como para as vigas, os coeficientes de amplificação dinâmica considerados são de  $\beta_a = 1,3$  (carga permanente em situação desfavorável) e  $\beta_a = 0,8$  (carga permanente em situação favorável) nas ocasiões de transporte, saque da fôrma, manuseio no canteiro e

montagem do elemento. Para o caso de transporte e içamento dos pilares, deve-se limitar a tensão da armadura longitudinal do elemento a  $0,50 f_{yk}$  (ABNT NBR 9062:2017).

O levantamento dos elementos para a posição vertical é realizado com um pino metálico, introduzido em um furo previsto para tal procedimento, com a base do pilar servindo de apoio. De acordo com Elliot (2002), a posição do furo que resulta em momento mínimo é de  $0,3 L$ . Melo (2007) indica a posição de  $L/6$  a partir do topo do pilar, sem exceder  $3,5$  m e distante pelo menos  $0,90$  m do topo. O furo é posicionado no centro do pilar, mas pode ser deslocado para a lateral da seção nos casos em que existe tubo de água pluvial. No caso do pilar dimensionado neste trabalho, optou-se por uma posição intermediária às recomendadas para o furo de levantamento ( $\beta l = 2,4$  m). O esquema estrutural resultante para a rotação dos pilares pode ser observado na Figura 6.15.

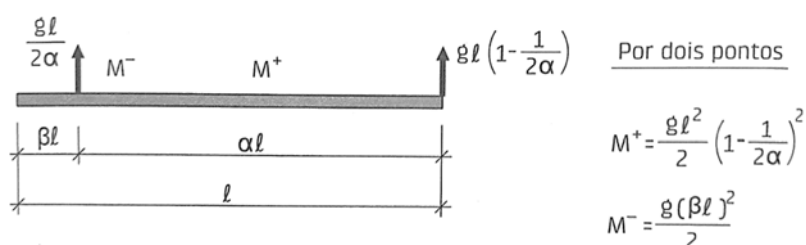


Figura 6.15: Momento fletores em elementos na etapa de rotação por dois pontos.  
Fonte: EL DEBS (2017)

O armazenamento dos pilares no pátio da fábrica e no local da obra foi considerado com as mesmas características dos dispositivos de apoio (em madeira), assentes sobre terrenos planos e firmes. Neste caso, não é possível reproduzir as condições de utilização definitiva, sendo prudente prever o aumento no número de apoios sob o pilar disposto na horizontal, além daqueles obrigatórios sob as alças (MELO, 2007). Para pilares de  $13$  a  $15$  m, caso deste projeto, o autor indica a introdução de um novo apoio no centro do vão, como indicado na Figura 6.16.

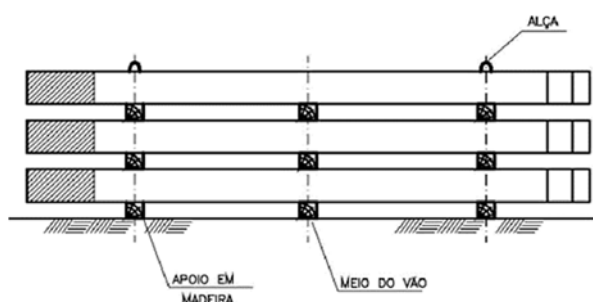


Figura 6.16: Esquema de apoios para pilares entre 13 e 15 m. Fonte: MELO, 2007

## 7 DESLOCAMENTO HORIZONTAL GLOBAL

De acordo com a ABNT NBR 9062:2017, os deslocamentos horizontais globais da estrutura de elementos pré-moldados devem obedecer ao limite de  $H/400$  para galpões, sendo  $H$  a altura total da edificação. Esta análise é feita considerando combinação frequente e o módulo de elasticidade secante do concreto ( $E_{cs}$ ), em análise linear.

O deslocamento horizontal global é obtido do modelo no *SCIA Engineer*, para as duas direções principais. A combinação frequente considerada em cada caso é a  $LC1 + LC2 + 0,3 \cdot LC3 + 0,3 \cdot LC7$  (em  $x$ ) e a  $LC1 + LC2 + 0,3 \cdot LC3 + 0,3 \cdot LC5$  (em  $y$ ), que resultam nos maiores deslocamentos. Os valores dos deslocamentos podem ser observados na Figura 7.1.

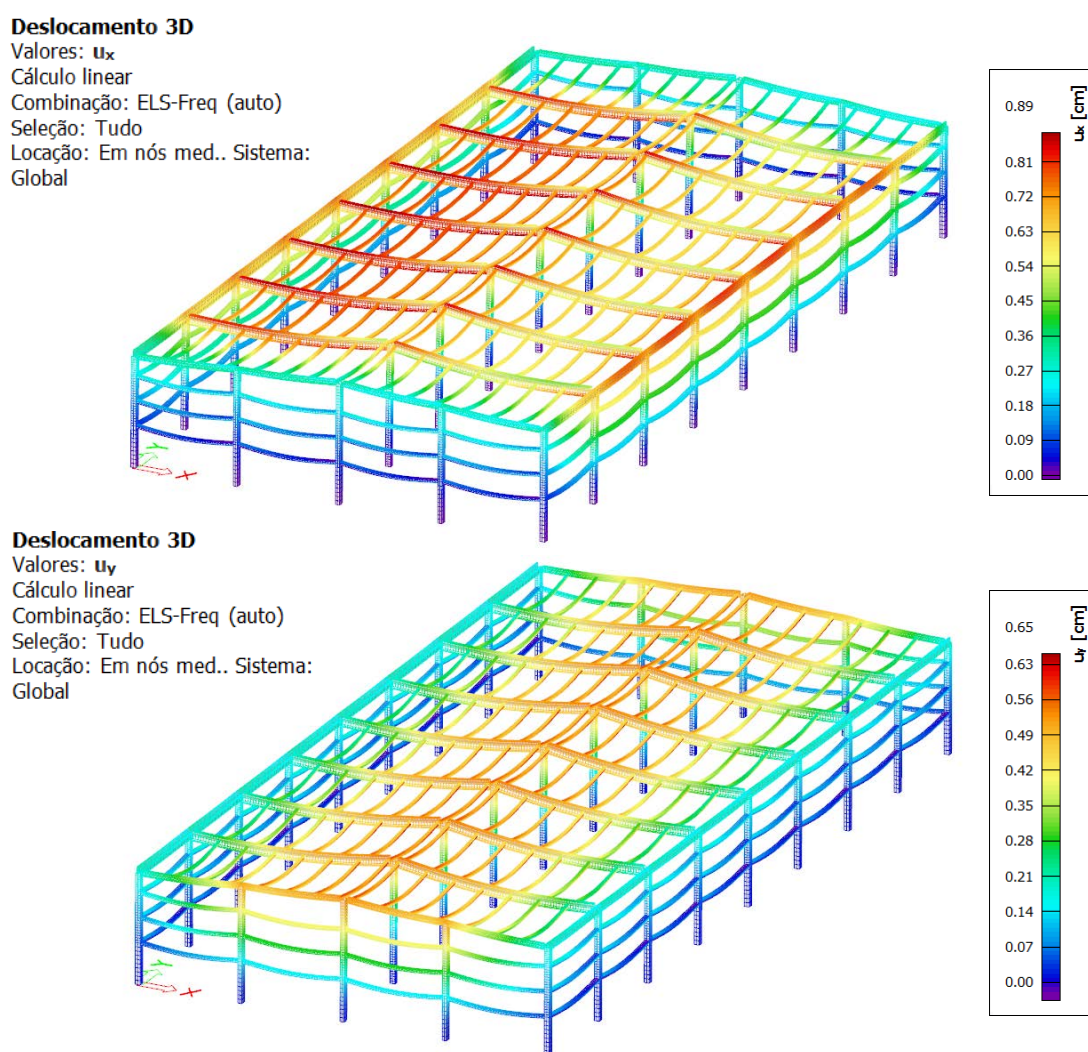


Figura 7.1: Deslocamentos horizontais da estrutura para combinação frequente.

Fonte: Adaptado do *SCIA Engineer*

Verifica-se que o deslocamento horizontal máximo ( $\Delta_h \approx 0,9$  cm) é bem inferior ao limite calculado com base na altura total do galpão, representada pelo pilar central:  $1145/400 = 2,86$  cm. Há que se considerar, contudo, que diminuir as seções dos pilares pode ser problemático para a estabilidade, como avaliado na próxima seção.

## 8 AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL

A análise estrutural de primeira ordem considera o equilíbrio da estrutura na configuração geométrica inicial, obtido por meio da análise linear indicada na Seção 6. Por outro lado, a análise considerando os efeitos de segunda ordem envolve o equilíbrio na configuração deformada da estrutura, sendo importante para avaliação da estabilidade global em função das ações horizontais. A estabilidade global das estruturas é definida pela sua sensibilidade aos efeitos de 2º ordem, sendo esta relação proporcionalmente inversa, ou seja, quanto mais sensível aos efeitos de 2º ordem, menos estável (PASSOS et al, 2016). Como discutido no item 3.1, o fato da estrutura não apresentar contraventamento e não possuir ligações rígidas entre vigas e pilares aumenta sua deslocabilidade. Nestas condições, a análise da estabilidade da estrutura nas duas direções torna-se bastante importante, uma vez que se observa a configuração da Figura 8.1.

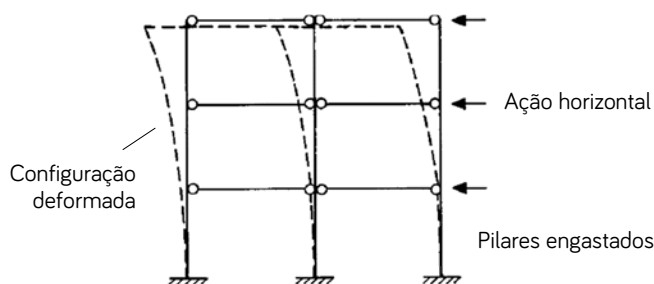


Figura 8.1: Deformação esquemática em pórtico com pilares não contraventados.

Fonte: Adaptado do *fib Bulletin 74* (2014)

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, na análise global da estrutura, seja ela contraventada ou não, deve ser considerado um desaprumo dos elementos verticais, referente a imperfeições globais. Para a altura total do galpão, verifica-se que o desaprumo a ser considerado é de  $\theta_{\min} = 1/300$ . É possível introduzir esta imperfeição geométrica no modelo do software *SCIA Engineer*. Efetuou-se este procedimento, constatando que 30% da ação do vento aplicado no modelo é superior à ação do desaprumo. Nestas condições, considerou-se apenas a ação do vento, em concordância com as disposições da ABNT NBR 6118:2014.

Ao avaliar os efeitos de segunda ordem, deve-se considerar a não linearidade geométrica (NLG) e a não linearidade física (NLF). A ABNT NBR 9062:2017 estabelece como critério de projeto da avaliação da estabilidade global que:

“no caso dos sistemas estruturais onde a estabilidade é proporcionada pela ação de pilares engastados na fundação com vigas articuladas, onde o fator de restrição à rotação é menor que 0,15, devem ser verificados os efeitos de 2º ordem, considerando a não linearidade física.”

Assim como na análise linear desenvolvida na Seção 6, o estudo da estabilidade global foi efetuado com o pórtico espacial. Deste modo, considerou-se os efeitos de 2º ordem utilizando o método de cálculo integrado ao *SCIA Engineer*, descrito no item 6.1.

Para fins comparativos, também se apresenta o cálculo do coeficiente  $\gamma_z$ , definido na ABNT NBR 6118:2014 e na ABNT NBR 9062:2017, que permite a estimativa dos esforços de segunda ordem, caso devam ser considerados. Na versão mais recente da ABNT NBR 9062:2017, foi estabelecido que o coeficiente  $\gamma_z$  também pode ser utilizado para avaliar a estabilidade de estruturas pré-moldadas com menos de quatro pavimentos, desde que a geometria da estrutura apresente regularidade, sem discrepâncias significativas entre pavimentos sucessivos. De acordo com as normas citadas, os efeitos de 2ª ordem podem ser desprezados sempre que não representarem acréscimo superior a 10% nas reações e nas solicitações relevantes na estrutura.

É válido ressaltar que os métodos apresentados pelas normas (coeficiente  $\gamma_z$  e parâmetro  $\alpha$ ) são utilizados para avaliar a estabilidade global da edificação. Por sua vez, o procedimento adotado no *SCIA Engineer*, por ser uma análise não-linear, resulta nos esforços finais considerando os efeitos da NLG, e a avaliação da estabilidade global pode ser realizada pós-análise (MONCAYO, 2011).

A NLF citada acima se deve às mudanças de comportamento do concreto, em decorrência dos níveis de solicitação, apresentando um comportamento não-linear (EL DEBS, 2017). No caso deste projeto, utilizou-se a consideração aproximada da NLF na análise global de 2º ordem. Este procedimento é previsto na ABNT NBR 9062:2017, em que são considerados coeficientes redutores da rigidez integral da seção:

- Vigas em concreto protendido:

$$(EI)_{sec} = 0,8 \cdot E_{ci} \cdot I_c \quad (8.1)$$

- Pilares, valores médios ao longo da altura, para estruturas com ligação viga-pilar articulada com um pavimento ou galpões:

$$(EI)_{sec} = 0,4 \cdot E_{ci} \cdot I_c \quad (8.2)$$

Sendo:

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

$E_{ci}$ : módulo de deformação tangente inicial;

Vale ressaltar que tal consideração é válida apenas para estruturas com deslocabilidade moderada ( $\gamma_z < 1,3$ ). Sendo assim, é necessário verificar se esta hipótese é válida. Para isto, calcula-se o coeficiente  $\gamma_z$ , dado pela Equação (8.3).

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (8.3)$$

Sendo:

$\Delta M_{tot,d}$ : soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais obtidos da análise de 1º ordem;

$M_{1,tot,d}$ : momento de tombamento referente ao pilar equivalente da estrutura, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

Os valores de  $M_{1,tot,d}$  e  $\Delta M_{tot,d}$  podem ser estimados avaliando-se os deslocamentos horizontais da estrutura através de um modelo simplificado, com um pilar equivalente engastado na base e livre no topo. Para determinar a rigidez deste pilar, utilizou-se o modelo estrutural no *SCIA Engineer*, com rigidez reduzida para consideração da NLF e com uma carga unitária de superfície nas duas direções: transversal e longitudinal, designadas por x e y, respectivamente. Assim, calculou-se um valor médio dos deslocamentos horizontais ( $\delta$ ) do galpão em cada uma das direções, em 3 pontos da estrutura. Na direção transversal, considerou-se uma média dos deslocamentos dos nós extremos dos pilares do pórtico central. No caso da direção longitudinal, considerou-se uma média dos deslocamentos dos pórticos no início, meio e fim do galpão. Admite-se, por simplicidade, que o pilar equivalente em balanço apresenta altura  $H = 11,45$  m, correspondente à altura do pilar central. A carga considerada é linearmente distribuída e representativa da mesma resultante global no galpão, ou seja, tem-se  $q = 1 \cdot 80 = 80$  kN/m para a direção transversal e  $q = 1 \cdot 40 = 40$  kN/m para a direção longitudinal. Faz-se com que este pilar, sob a ação da mesma carga, apresente o mesmo deslocamento médio  $\delta_m$  na sua extremidade em balanço. Nestas condições, obtém-se a rigidez equivalente com a Equação (8.4).

$$EI = \frac{q \cdot H^4}{8 \cdot \delta} \quad (8.4)$$

Os valores obtidos são:  $EI_x = 2633414$  kN.m<sup>2</sup> e  $EI_y = 2320669$  kN.m<sup>2</sup>

Com o valor de rigidez equivalente para cada direção, criou-se um modelo de barra engastada-livre no *Ftool*<sup>5</sup>. A ação do vento é aplicada na barra como uma carga distribuída equivalente, que considera a ação global do vento nas duas superfícies (barlavento e sotavento), como indicado na Figura 8.2. A ação vertical é obtida por meio do *SCIA Engineer*, que calcula automaticamente os valores resultantes para cada combinação considerada. As combinações críticas avaliadas são aquelas com os maiores deslocamentos horizontais e ações verticais:

Direção x (vento 90°) - Comb. 1: 1,3 LC1 + 1,3 LC2 + 0,7 LC3 + 1,4 LC7  
 Direção x (vento 90°) - Comb. 2: 1,3 LC1 + 1,3 LC2 + 1,4 LC3 + 0,84 LC7  
 Direção y (vento 0°) - Comb. 1: 1,3 LC1 + 1,3 LC2 + 0,7 LC3 + 1,4 LC5  
 Direção y (vento 0°) - Comb. 2: 1,3 LC1 + 1,3 LC2 + 1,4 LC3 + 0,84 LC5

Os modelos desenvolvidos no *Ftool* são apresentados na Figura 8.2.

<sup>5</sup> *Ftool* é um software de livre distribuição para a análise estrutural de pórticos planos. Mais informações em: <https://www.ftool.com.br/Ftool/>

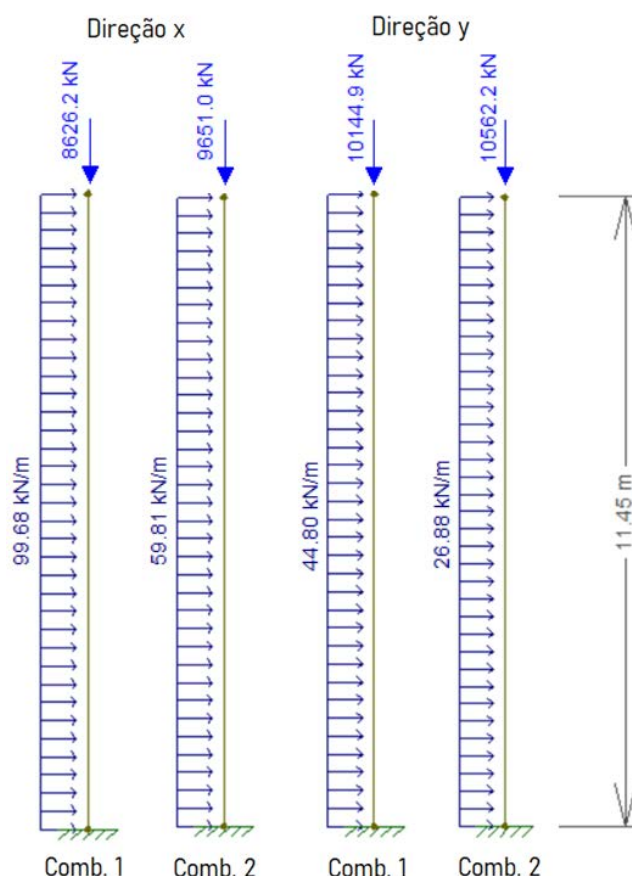


Figura 8.2: Modelos de pilar equivalente para determinação do coeficiente  $\gamma_z$  no Ftool.  
Fonte: Adaptado do Ftool

O procedimento de cálculo do coeficiente  $\gamma_z$  é apresentado na Tabela 8.1, baseado nos dados obtidos do modelo no Ftool e da Equação (8.3).

Tabela 8.1: Cálculo do coeficiente  $\gamma_z$  em cada direção para as combinações críticas.

Direção	Combinação	$R_z$ [kN]	$M_{1,base}$ [kN.m]	$\delta_{horizontal}$ [m]	$\Delta M$ [kN.m]	$\gamma_z$
x	1	8626,2	6534,1	0,081	702,3	1,12
	2	9651,0	3920,6	0,049	471,5	1,14
y	1	10144,9	2936,7	0,042	421,3	1,17
	2	10562,2	1762,0	0,025	263,2	1,18

Fonte: Elaborado pelo Autor

Como se espera para esta tipologia de edificação, nota-se que a estrutura é de nós móveis, uma vez que em ambas direções se obteve  $\gamma_z > 1,10$ . Como  $\gamma_z < 1,3$ , a ABNT NBR 9062:2017 permite a consideração aproximada da não-linearidade física. No *SCIA Engineer*, esta consideração foi efetuada alterando o valor de  $E_{cs}$  para  $0,8 E_{ci}$  no caso das vigas e  $0,4 E_{ci}$  para os pilares.

Se forem observadas as relações entre os momentos na base dos pilares para as análises efetuadas com o *SCIA Engineer*, também é possível avaliar a ordem de grandeza da relação entre os esforços de primeira e segunda ordem. A nomenclatura considerada para as bases dos pilares é indicada na Figura 8.3.

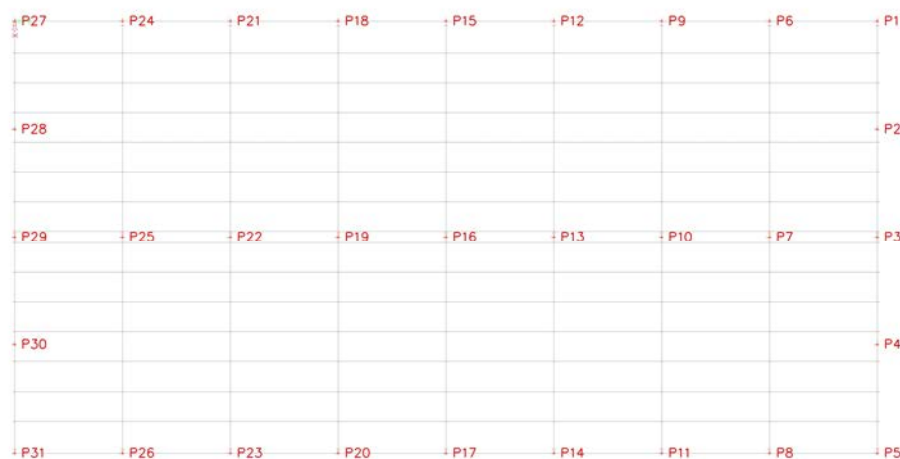


Figura 8.3: Nomenclatura da base dos pilares (apoios do modelo). Fonte: SCIA Engineer

Os momentos resultantes das combinações críticas na base dos pilares, bem como a relação entre os momentos de 1° e 2° ordem, para análise considerando a NLG e a NLF aproximada obtidas no software, são indicados na Tabela 8.2.

Tabela 8.2: Relação entre os momentos de 1° e 2° ordem para as combinações críticas.

Apoio	$M_{x1}$ [kN.m] Comb. 1	$M_{x2}$ [kN.m] Comb. 1	$M_{x2}/M_{x1}$ Comb. 1	$M_{y1}$ [kN.m] Comb. 1	$M_{y2}$ [kN.m] Comb. 1	$M_{y2}/M_{y1}$ Comb. 1
P1	-104,2	-113,0	1,09	52,9	59,2	1,12
P2	-59,0	-64,4	1,09	122,7	141,2	1,15
P3	-58,5	-63,8	1,09	140,7	169,4	1,20
P4	-58,3	-63,6	1,09	122,7	141,2	1,15
P5	-95,6	-104,4	1,09	52,9	59,2	1,12
P6	-278,2	-295,2	1,06	53,0	59,2	1,12
P7	-91,0	-99,6	1,09	52,2	59,2	1,13
P8	-203,4	-219,2	1,08	53,0	59,2	1,12
P9	-296,2	-317,3	1,07	53,2	59,4	1,12
P10	-103,1	-114,2	1,11	52,2	59,3	1,13
P11	-221,3	-241,1	1,09	53,2	59,4	1,12
P12	-300,3	-322,9	1,07	53,6	59,7	1,11
P13	-105,9	-117,9	1,11	52,3	59,4	1,13
P14	-225,4	-246,7	1,09	53,6	59,7	1,11
P15	-301,1	-323,9	1,08	54,0	60,1	1,11
P16	-106,4	-118,6	1,11	52,4	59,4	1,13
P17	-226,2	-247,8	1,10	54,0	60,1	1,11
P18	-300,3	-322,9	1,07	54,6	60,8	1,11
P19	-105,9	-117,9	1,11	52,5	59,6	1,13
P20	-225,4	-246,7	1,09	54,6	60,8	1,11
P21	-296,2	-317,3	1,07	55,4	61,6	1,11
P22	-103,1	-114,2	1,11	52,7	59,7	1,13
P23	-221,3	-241,1	1,09	55,4	61,6	1,11
P24	-278,2	-295,2	1,06	56,5	62,7	1,11
P25	-91,0	-99,6	1,09	52,8	59,8	1,13
P26	-203,4	-219,2	1,08	56,5	62,7	1,11

Tabela 8.2: Relação entre os momentos de 1° e 2° ordem para as combinações críticas (continuação).

Apoio	$M_{x1}$ [kN. m] Comb. 1	$M_{x2}$ [kN. m] Comb. 1	$M_{x2}/M_{x1}$ Comb. 1	$M_{y1}$ [kN. m] Comb. 1	$M_{y2}$ [kN. m] Comb. 1	$M_{y2}/M_{y1}$ Comb. 1
P27	-104,2	-113,0	1,09	66,2	72,5	1,10
P28	-59,0	-64,4	1,09	303,9	323,2	1,06
P29	-58,5	-63,8	1,09	325,7	355,5	1,09
P30	-58,3	-63,6	1,09	303,9	323,2	1,06
P31	-95,6	-104,4	1,09	66,2	72,5	1,10

Fonte: Elaborado pelo Autor

Nota-se que as relações são superiores a 10% em grande parte dos pilares, indicando ser necessária e relevante a consideração dos efeitos de 2° ordem, em particular na direção longitudinal, como já discutido anteriormente. As maiores relações entre os momentos são observadas para os pilares de fechamento. Na Figura 8.4 e na Figura 8.5, apresentam-se as diferenças entre os momentos obtidos na análise não-linear do *SCIA Engineer* e os obtidos com o coeficiente  $\gamma_z$ , considerando as combinações com maiores esforços, que são utilizadas no dimensionamento dos pilares: Comb.1 - 1,3 LC1 + 1,3 LC2 + 0,7 LC3 + 1,4 LC7 (em x) e Comb.2 - 1,3 LC1 + 1,3 LC2 + 0,7 LC3 + 1,4 LC5 (em y).

No cálculo com o coeficiente  $\gamma_z$ , considerou-se os momentos de primeira ordem majorados por  $0,95 \gamma_z$  na direção x e y, conforme indicação da ABNT NBR 9062:2017. Como o vento pode atuar nos dois sentidos, considerou-se a pior situação para os pilares simétricos.

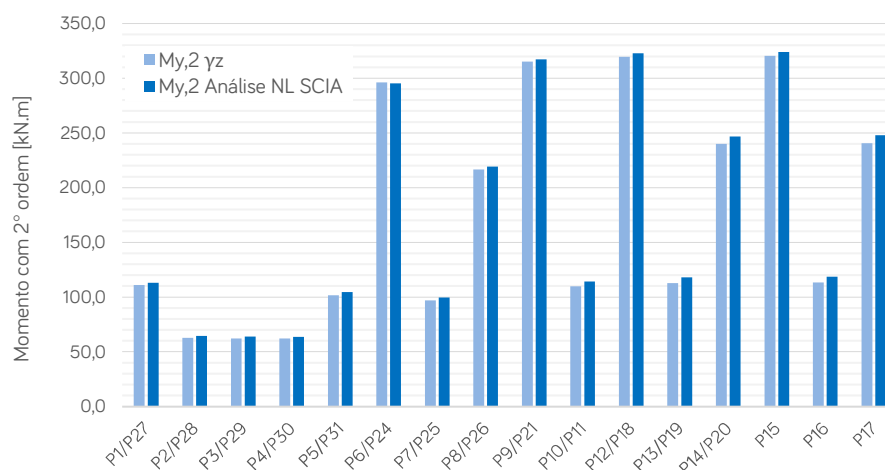


Figura 8.4: Momentos na base dos pilares para a direção x, considerando efeitos de 2° ordem.

Fonte: Elaborado pelo Autor

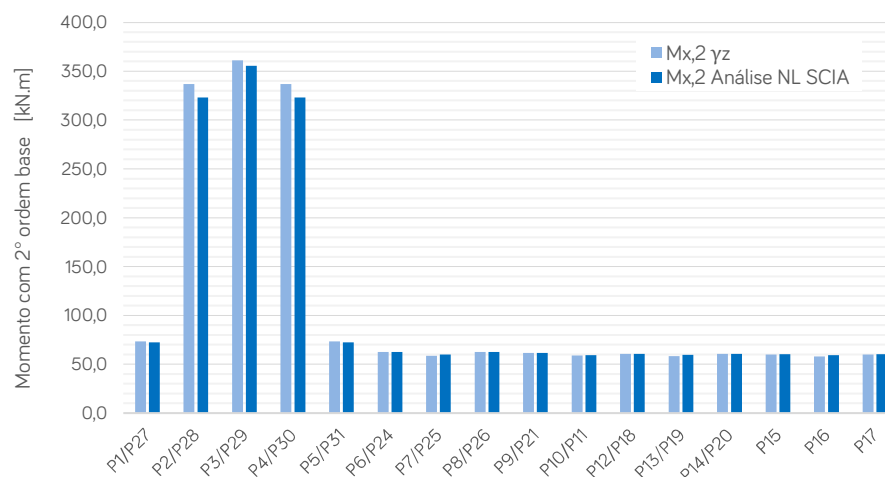


Figura 8.5: Momentos na base dos pilares para a direção y, considerando efeitos de 2º ordem.  
Fonte: Elaborado pelo Autor

Para a direção x, nota-se que os valores são bem próximos, com diferença percentual máxima da ordem de 5%, sendo que a análise não-linear resultou com esforços pouco superiores aos obtidos com o coeficiente  $\gamma_z$ . Na direção y, notam-se diferenças consideráveis para os pilares de fechamento frontal/posterior. Há que se considerar que o comportamento destes pilares é realmente diferente do comportamento global da estrutura. Para os demais pilares, a diferença percentual máxima é da ordem de 2%. Destaca-se que, neste caso, a análise com o coeficiente  $\gamma_z$  resultou com momentos superiores aos obtidos pela análise não-linear. Sendo assim, apesar da análise efetuada no software ser obviamente mais refinada do que o processo simplificado, ressalta-se que o coeficiente  $\gamma_z$  apresentou resultados consistentes para a maior parte dos pilares.

Vale ressaltar que os esforços nas vigas são praticamente os mesmos nas análises de 1º e 2º ordem, sendo as diferenças muito mais evidentes para os pilares, como se espera nestes casos. Nestas condições, optou-se por efetuar o dimensionamento da viga de cobertura considerando os esforços provenientes da análise linear, uma vez que a análise não-linear demanda um tempo de processamento que não se justifica necessário. No caso do pilar central, o dimensionamento é efetuado considerando os esforços da análise não-linear do *SCIA Engineer* para as combinações críticas.

## 9 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Nesta seção, é apresentado o cálculo e dimensionamento da viga de cobertura VCC01 e do pilar central P16, indicados na Figura 9.1.

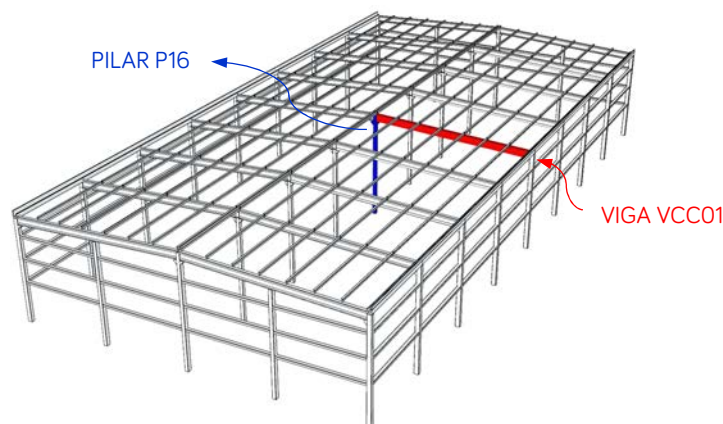


Figura 9.1: Elementos considerados para o dimensionamento. Fonte: Elaborado pelo autor

### 9.1 DIMENSIONAMENTO DA VIGA DE COBERTURA

O sistema de protensão adotado para as vigas de cobertura é a protensão com aderência inicial (pré-tração), muito utilizado em pré-fabricados. Neste sistema, é usual o traçado retilíneo dos cabos, que foi considerado neste trabalho.

Na situação final da estrutura, além dos esforços de flexão, as vigas inclinadas estão submetidas à esforços axiais. Sendo assim, estes esforços também devem ser avaliados. Destaca-se que não foi avaliada a estabilidade lateral da peça neste estudo. No entanto, esta verificação também é exigida pela ABNT NBR 9062:2017.

#### 9.1.1 Propriedades dos materiais

Com relação ao concreto, tem-se:

a) *Resistência característica à compressão e à tração aos 28 dias*

- Resistência característica à compressão aos 28 dias:  $f_{ck} = 40$  MPa
- Resistências características à tração aos 28 dias:  $f_{ct,m} = 0,3 \cdot 40^{2/3} = 3,51$  MPa,  $f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} = 2,46$  MPa e  $f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ct,m} = 4,56$  MPa.

Para determinar as resistências de cálculo, considera-se o coeficiente de minoração do concreto para elementos pré-fabricados (ABNT NBR 9062:2017):  $\gamma_c = 1,3$ .

b) *Resistência característica à compressão e à tração na data da protensão*

O ciclo de produção das peças pré-fabricadas é da ordem de 24 horas. Assim, a protensão é aplicada na peça algumas horas após a concretagem do elemento, sendo usual que a liberação dos cabos seja efetuada em um concreto com idade de 16 h (HANAI, 2005).

Neste trabalho, considerou-se que a viga é submetida ao processo de cura térmica. De acordo com a ABNT NBR 9062:2017, a temperatura máxima no elemento pode ser de 70°C, com incremento e decréscimo máximo de temperatura iguais, respectivamente, a 20°C/h e 30°C/h. Nestas condições, considerou-se o ciclo indicado na Figura 9.2.

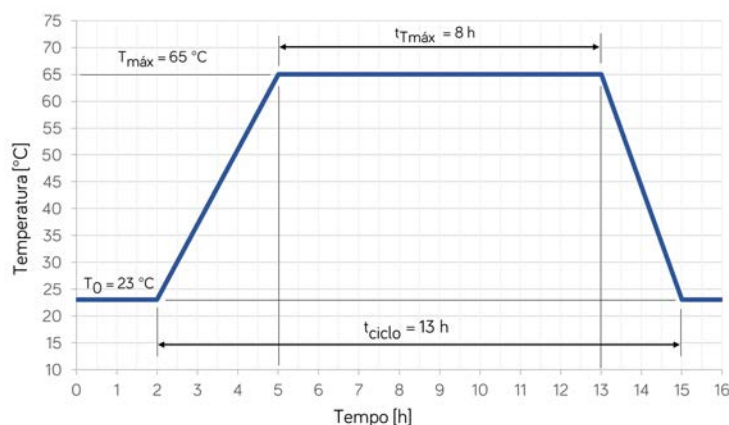


Figura 9.2: Diagrama temperatura versus tempo, em ciclo de cura térmica.  
Fonte: Elaborado pelo Autor

A ABNT NBR 6118:2014 estabelece um procedimento de cálculo para estimativa da resistência à compressão de concretos com idade  $j$  inferior a 28 dias. No entanto, este cálculo não considera a produção do concreto em ambiente industrial, com processos de cura que aceleram o ganho de resistência do material. Para avaliar a resistência do concreto considerando os efeitos deste processo, pode-se considerar o conceito de maturidade, uma vez que concretos com mesma maturidade apresentam resistências aproximadamente iguais (HANAI, 2005). Para concretos com cura à temperatura ambiente, tem-se a Equação (9.1) para o cálculo da maturidade ( $M$ ), definida como a somatória dos produtos dos intervalos de tempo ( $\Delta t_i$ ) pelas respectivas temperaturas ( $T_i$ ), acrescidas de 10 °C.

$$M = \sum \Delta t_i \cdot (T_i + 10) \quad (9.1)$$

Para o cálculo da maturidade considerando a cura térmica, Vasconcelos (1980) sugere a seguinte expressão:

$$M = \frac{t_c + t_{máx}}{2} \cdot \frac{(T_{máx} + 10)^3}{(T_0 + 10)^2} \quad (9.2)$$

Sendo:

$t_c$ : duração do ciclo de cura;

$t_{máx}$ : tempo sob temperatura  $T_{máx}$ ;

$T_{máx}$ : temperatura máximo do concreto [°C];

$T_0$ : temperatura ambiente [°C];

Para o ciclo da Figura 9.2 e considerando a Equação (9.2), calcula-se uma maturidade igual à 4067,7 °C · h para o concreto. Com a Equação (9.1), pode-se calcular a

idade de um concreto equivalente, com mesma maturidade, porém submetido à cura normal à uma temperatura ambiente de 23°C:

$$\Delta t = \frac{4067,7}{23 + 10} = 123,3 \text{ h} \cong 5,1 \text{ dias}$$

De acordo com Hanai (2005), quando se utilizam cimentos do tipo ARI (alta resistência inicial), é possível que a expressão de maturidade seja um pouco diferente da proposta por Vasconcelos (1980). No entanto, admitiu-se que a expressão seja válida para as estimativas deste trabalho, lembrando que estas condições devem ser sempre verificadas.

Sendo assim, considerando o procedimento apresentado pela ABNT NBR 6118:2014 para um concreto com cimento CPV-ARI e idade de 5,1 dias, obter-se-ia uma resistência, na data da protensão, da ordem de 77% da resistência correspondente aos 28 dias. No entanto, considerou-se que a resistência do concreto na data da protensão seja da ordem de 70% da resistência aos 28 dias, caso usual de projeto. Assim, tem-se:

$$f_{ckj} = 28 \text{ MPa} \Rightarrow f_{ctj,m} = 2,77 \text{ MPa}$$

$$f_{ctj,inf} = 0,7 \cdot f_{ctj,m} = 1,94 \text{ MPa} \text{ e } f_{ctj,sup} = 1,3 \cdot f_{ctj,m} = 3,60 \text{ MPa}$$

*c) Módulo de elasticidade*

Estes valores já foram apresentados na Seção 6.

Com relação ao aço, tem-se:

*d) Resistência característica à ruptura e ao escoamento*

O aço de protensão escolhido neste projeto foi o CP-190 RB, ou seja, com relaxação baixa, produzido com tratamento termomecânico. A resistência característica à ruptura por tração do aço de protensão é de  $f_{ptk} = 1900 \text{ MPa}$ . O limite de escoamento convencional deste aço é de  $f_{pyk} = 0,90 \cdot f_{ptk} = 1710 \text{ MPa}$ . A armadura passiva é produzida com aço CA-50, que apresenta resistência característica ao escoamento de  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ .

Para determinar as resistências de cálculo, considera-se o coeficiente de minoração do aço para elementos pré-fabricados (ABNT NBR 9062:2017):  $\gamma_s = 1,10$ .

*e) Módulo de elasticidade*

Os valores do módulo de elasticidade para aços de protensão são usualmente fornecidos pelo fabricante, sendo aproximadamente iguais a  $E_p = 195 \text{ GPa}$  para cordoalhas (HANAI, 2005). Este módulo de deformação é aparente, pois engloba uma certa acomodação dos fios enrolados. Na falta de especificações mais precisas, considerou-se o

valor de 200 GPa previsto na ABNT NBR 6118:2014. De acordo com a mesma norma, o módulo de elasticidade do aço de armadura passiva pode ser considerado igual a 210 GPa.

### 9.1.2 Cálculo da força de protensão e da armadura ativa

A força de protensão deve ser determinada considerando a força inicial aplicada e as perdas imediatas e progressivas. O cálculo desta força é usualmente realizado tendo por base as condições de serviço (ELS), sendo posteriormente verificado para os estados últimos (ELU).

#### 9.1.2.1 Definição do tipo de protensão

Com base na localidade do projeto, caracterizada como uma região urbana, definiu-se a classe de agressividade ambiental CAA II. Trata-se de um nível de agressividade ambiental moderado, com pequenos riscos de deterioração da estrutura. Deste modo, de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, o tipo de protensão deve ser do nível 2, ou seja, protensão limitada. Para este tipo de protensão, admitem-se tensões de tração que não ultrapassem uma tensão admissível e a peça trabalha livre de fissuras.

#### 9.1.2.2 Estimativa da força de protensão $P_{\infty}$

A ABNT NBR 6118:2014 exige duas verificações no caso da protensão limitada:

- ELS de Descompressão (ELS-D), verificado com combinação quase-permanente.
- ELS de Formação de Fissuras (ELS-F), verificado com combinação frequente.

##### a) Verificação do Estado Limite de Serviço de Descompressão (ELS-D)

É necessário considerar as combinações quase-permanentes críticas da situação final da estrutura, a fim de calcular a tensão proveniente da força de protensão, após as perdas imediatas e progressivas ( $\sigma_{1,P\infty est}$ ), que satisfaça a igualdade da Equação (9.3).

$$\underbrace{\sigma_g + \psi_2 \cdot \sigma_q}_{\text{tensão na comb. quase-permanente}} + \sigma_{1,P\infty est} = 0 \quad (9.3)$$

Neste caso, como a ação do vento não é considerada ( $\psi_2 = 0$ ), a condição crítica ocorre com as ações permanentes (LC1 e LC2) e a sobrecarga (LC3). Calculam-se as tensões para cada caso de carga, considerando as forças normais, e determina-se  $\sigma_{1,P\infty est}$ . Como os esforços normais variam ao longo da viga, assim como os momentos, calculou-se as tensões ao longo de todo o elemento. Na Tabela 8.1, são apresentados apenas os valores críticos considerados para determinação de  $\sigma_{1,P\infty est}$ , que ocorrem na fibra inferior ( $\sigma_{c,1}$ ) na seção  $x = 9,90$  m. O valor máximo não ocorre no meio do vão devido à posição das terças não ser simétrica.

Tabela 9.1: Cálculo da tensão estimada para  $P_{\infty}$  em combinação do ELS-D (compressão negativa).

Casos	$N_{Sk}$ [kN]	$M_{Sk}$ [kN.m]	$\sigma_{c,1}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]
LC1	-3,9	341,2	0,81
LC2	-1,1	101,5	0,24
LC3	-1,2	113,9	0,27
Comb. Quase-Permanente	-	-	1,13
		$\sigma_{1,P_{\infty}est}$	-1,13

Fonte: Elaborado pelo Autor

b) *Verificação do Estado Limite de Serviço de Formação de Fissuras (ELS-F)*

No caso do ELS-F, consideram-se as combinações frequentes críticas da situação final da estrutura, a fim de calcular a tensão proveniente da força de protensão, após as perdas imediatas e progressivas ( $\sigma_{1,P_{\infty}est}$ ), que satisfaça a igualdade da Equação (9.4).

$$\underbrace{\sigma_g + \psi_1 \cdot \sigma_{qi} + \psi_2 \cdot \sigma_{qj}}_{\text{tensão na comb. frequente}} + \sigma_{1,P_{\infty}est} = \alpha \cdot f_{ctk,inf} \quad (9.4)$$

Sendo  $\alpha = 1,3$  no caso de seções I.

Para esta verificação, o *SCIA Engineer* indica que a combinação crítica considera a ação do vento:  $LC1 + LC2 + 0,3 \cdot LC3 + 0,3 \cdot LC5$ . Nestas condições, calculam-se as tensões para cada caso de carga, considerando as força normais, e determina-se o  $\sigma_{1,P_{\infty}est}$  crítico, que ocorre na fibra inferior ( $\sigma_{c,1}$ ) na seção  $x = 9,90$  m.

Tabela 9.2: Cálculo da tensão estimada para  $P_{\infty}$  em combinação para o ELS-F (compressão negativa).

Casos	$N_{Sk}$ [kN]	$M_{Sk}$ [kN.m]	$\sigma_{c,1}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]
LC1	-3,9	341,2	0,81
LC2	-1,1	101,5	0,24
LC3	-1,2	113,9	0,27
LC5	-3,9	36,5	0,08
Comb. Frequente	-	-	1,17
		$\sigma_{1,P_{\infty}est}$	-0,85

Fonte: Elaborado pelo Autor

Com base nos valores de tensões  $\sigma_{1,P_{\infty}est}$  obtidos, adota-se o de maior valor absoluto, a fim de atender ambas as verificações. Sendo assim, tem-se  $\sigma_{1,P_{\infty}est} = -1,13 \text{ kN/cm}^2 = -11,3 \text{ MPa}$ . Para o cálculo da força de protensão  $P_{\infty,est}$ , deve-se determinar o valor da excentricidade prevista entre o ponto de aplicação da força de protensão e o centro geométrico da seção transversal da peça protendida. Admitindo-se um cobrimento de concreto de 3,0 cm (relativo à CAA II), diâmetro dos estribos de 6,3 mm e diâmetro das cordoalhas de 12,7 mm e supondo que as cordoalhas serão dispostas em camada única, tem-se o valor aproximado da excentricidade ( $e_{p,est}$ ):

$$y_p = 3,0 + (6,3/10) + (12,7/20) = 4,27 \text{ cm}$$

$$e_{p,est} = \underbrace{47,5}_{y_1 - \text{Tabela 6.1}} - 4,27 = 43,2 \cong 43,0 \text{ cm}$$

No entanto, esta excentricidade foi reduzida para  $e_{p,est} = 40 \text{ cm}$ , a fim de permitir o isolamento dos cabos de protensão, descrito no item 9.1.4, em uma única seção. Vale ressaltar que a área de armadura efetiva não foi afetada por esta alteração, uma vez que o mesmo número de cordoalhas satisfaz as condições de ambas as situações. No entanto, para uma excentricidade menor, tem-se que a área de protensão deve ser maior, de modo que a relação entre a área necessária e a área efetiva de armadura aumenta. Assim, com base na Equação (9.5), determina-se a força de protensão.

$$\sigma_{1,P_{\infty est}} = \frac{P_{\infty,est}}{A_{seção}} + \frac{P_{\infty,est} \cdot e_p}{I_x} \cdot y_1 \quad (9.5)$$

$$P_{\infty,est} = 776,6 \text{ kN}$$

### 9.1.2.3 Cálculo da força de protensão $P_i$

A força  $P_i$  corresponde à força máxima aplicada na armadura pelos macacos hidráulicos na pista de fabricação. Esta força diminui devido às perdas de protensão imediatas e progressivas, atingindo o valor final  $P_{\infty}$ . A força  $P_i$  pode ser estimada considerando o valor de  $P_{\infty,est}$  calculado no item 9.1.2.2 e admitindo uma perda total de 30%, conforme recomendação do Hanai (2005).

$$P_{i,est} = \frac{P_{\infty,est}}{1 - 0,30} = 1109,5 \text{ kN}$$

A ABNT NBR 6118:2014 apresenta limites para as tensões máximas que podem ser aplicadas na armadura ( $\sigma_{pi}$ ) com aço de relaxação baixa (CP-190 RB) e pré-tração:

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,77 \cdot f_{ptk} = 0,77 \cdot 1900 = 1463 \text{ MPa} \\ 0,85 \cdot f_{pyk} = 0,85 \cdot 1710 = 1453,5 \text{ MPa} \end{cases}$$

Assim, considerando a força  $P_{i,est}$  e o limite de tensão, determina-se a área da armadura de protensão necessária:

$$A_{p,est} = \frac{P_{i,est}}{\sigma_{pi}} = \frac{1109,5}{145,35} = 7,6 \text{ cm}^2$$

Consultando o catálogo da *Arcelor Mittal*, propõe-se a utilização de 8 cordoalhas de 7 fios, com diâmetro nominal 12,7 mm e área mínima de 99 mm<sup>2</sup>. Nestas condições, o valor efetivo da área da seção da armadura ativa  $A_{p,ef}$  é de 7,92 cm<sup>2</sup>. Com o objetivo de aproveitar ao máximo a capacidade resistente do aço empregado, determina-se o valor efetivo para a estimativa de  $P_i$ :

$$P_{i,est,ef} = A_{p,est,ef} \cdot \sigma_{pi} = 7,92 \cdot 145,35 = 1151,2 \text{ kN}$$

A princípio, este é o valor a ser adotado no projeto. Nos próximos itens, são apresentadas as verificações relativas à perda de protensão, a fim de avaliar se a hipótese das perdas totais considerada inicialmente é válida.

#### 9.1.2.4 Cálculo da força de protensão $P_a$

A força de protensão  $P_a$  corresponde ao valor da força imediatamente anterior à transferência de tensões ao concreto, com a liberação da ancoragem externa. É dada pelo valor da força de protensão  $P_i$  reduzido das perdas de tensão decorrentes do escorregamento das cordoalhas nas ancoragens provisórias das cabeceiras da pista, da relaxação inicial do aço e da retração inicial do concreto. Estas parcelas de perdas são destacadas a seguir:

##### a) *Escorregamento das cordoalhas na ancoragem*

A acomodação das ancoragens acarreta um deslocamento do ponto de ancoragem da ordem de 4 a 6 mm (HANAI, 2005). Neste projeto, adotou-se um recuo de 6 mm. Considerando que o comprimento da pista de protensão é de 160 m (suficiente para produção de 8 peças), calcula-se a deformação da armadura de protensão por ocasião do estiramento na pista:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{P_i}{A_p \cdot E_p} = \frac{1151,2}{7,92 \cdot 20000} = 0,73\%$$

Assim, o alongamento do cabo na pista de 160 m é de  $\Delta L = \varepsilon \cdot L = (0,73/100) \cdot 160000 = 1162,8 \text{ mm}$ . Portanto,  $\Delta P_{anc} = 6/1162,8 = 0,52\%$ .

##### b) *Relaxação inicial do aço*

A partir do instante em que os cabos são tracionados na pista de protensão, o aço já começa a sofrer os efeitos da relaxação. A perda por relaxação inicial ocorre, portanto, no intervalo entre o estiramento da armadura e a transferência da protensão ao concreto. Assim, deve-se também considerar os efeitos da variação de temperatura na relaxação do aço, decorrentes da cura térmica. Segundo a ABNT NBR 6118:2014, o coeficiente de relaxação do aço, no instante  $t$  (em dias), desde o instante  $t_0$  (em dias) do estiramento da armadura, sempre a 20 °C, pode ser determinado com a Equação (9.6):

$$\psi(t, t_0) = \psi_{1000} \cdot \left( \frac{t - t_0}{41,67} \right)^{0,15} \quad (9.6)$$

Sendo:

$\psi_{1000}$ : relaxação de fios e cordoalhas, após 1000 h a 20 °C.

A norma brasileira não oferece nenhuma indicação para o tratamento da variação de temperatura na cura térmica, que tende a aumentar a relaxação do aço. Para considerar este efeito, recorre-se à expressão apresentada no Eurocode 2 (2004), item 10.3.2.2, para o cálculo de um tempo equivalente ( $t_{eq}$ , em horas):

$$t_{eq} = \frac{1,14^{T_{m\acute{a}x}-20}}{T_{m\acute{a}x} - 20} \cdot \sum (T_{\Delta t_i} - 20) \cdot \Delta t_i \quad (9.7)$$

É importante notar que a parcela  $\sum (T_{\Delta t_i} - 20) \cdot \Delta t_i$  corresponde à área do diagrama da cura térmica acima da temperatura de 20°C e que  $T_{m\acute{a}x} = 65^\circ\text{C}$ . Assim, tem-se:

$$t_{eq} = \frac{(1,14^{65-20})}{65 - 20} \cdot \left[ (8 + 13) \cdot \frac{65 - 20}{2} \right] = 3818,6 \text{ h} = 159,1 \text{ dias}$$

O valor de  $\psi_{1000}$  é dado na Tabela 8.4 da ABNT NBR 6118:2014 para valores básicos da tensão inicial ( $\sigma_{Pi}$ ) em relação à resistência característica do aço ( $f_{ptk}$ ). No caso avaliado, tem-se  $\sigma_{Pi} = 145,35 \text{ kN/cm}^2$  e  $\sigma_{Pi}/f_{ptk} = 0,77$ . Considerando os valores da Tabela 8.4 da ABNT NBR 6118:2014 para cordoalhas de relaxação baixa (RB), obtém-se, por interpolação linear entre os valores  $0,7 f_{ptk}$  e  $0,8 f_{ptk}$ ,  $\psi_{1000} = 3,15\%$ . Assim, a perda por relaxação inicial do aço é calculada por:

$$\psi(t, t_0) = 3,15 \cdot \left( \frac{159,1}{41,67} \right)^{0,15} = 3,85\%$$

### c) *Retração inicial do concreto*

Como se trata da produção de elementos pré-fabricados, admite-se que os procedimentos de cura do concreto sejam iniciados logo após o seu adensamento e que o elemento estrutural seja acondicionado em ambiente úmido e saturado. Nestas condições, é razoável desprezar o efeito da retração inicial, principalmente quando o intervalo de tempo entre a concretagem e a transferência da protensão é pequeno (HANAI, 2005).

Portanto, o valor de  $P_a$  é calculado por:

$$\begin{aligned} \Delta P_a &= 0,52 + 3,85 + 0,00 = 4,37 \% \\ P_a &= P_i \cdot (1 - \Delta P_a) = 1151,2 \cdot \left( 1 - \frac{4,37}{100} \right) = 1100,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### 9.1.2.5 Cálculo da força de protensão $P_0$

Para o cálculo da força de protensão  $P_0$ , definida pela força  $P_a$  descontando-se as perdas causadas pela deformação imediata do concreto, deve-se considerar as propriedades da seção transversal homogeneizada. Para o cálculo destas propriedades, considera-se a relação entre os

módulos de elasticidade dos materiais ( $\alpha_E = E_s/E_c$ ). Segundo a ABNT NBR 6118:2014, pode-se utilizar o módulo  $E_{ci}$  para o cálculo das perdas de protensão. Neste caso, deve-se considerar o módulo de elasticidade do concreto na data de protensão, em que o concreto apresenta 70% da resistência final. Sendo assim,  $\alpha_E = 200000/(42501 \cdot \sqrt{0,7}) = 5,62$ . Calculam-se os parâmetros da seção homogeneizada, apresentados na Tabela 9.3.

Tabela 9.3: Parâmetros geométricos da seção homogeneizada.

$\alpha_p$	5,62
$y_{cg,h}$ [cm]	46,6
$A_{c,h}$ [cm <sup>2</sup> ]	2012,1
$I_{x,h}$ [cm <sup>4</sup> ]	2052416,5
$e_{p,h}$ [cm]	39,1

Fonte: Elaborado pelo Autor

Determinadas as propriedades geométricas da seção transversal homogeneizada, calcula-se a tensão aplicada ao concreto na posição da armadura, com a Equação (9.8):

$$\sigma_{cp} = \frac{P_a}{A_{c,h}} + \frac{(P_a \cdot e_{p,h}^2)}{I_{x,h}} \quad (9.8)$$

$$\sigma_{cp} = -1,37 \text{ kN/cm}^2 \text{ (compressão)}$$

A deformação imediata do concreto causa uma diminuição de mesma magnitude na deformação imposta na armadura ativa. Isto ocasiona uma diminuição das tensões nas cordoalhas e, por consequência, uma diminuição da força de protensão. Assim, a tensão existente na armadura ativa, decrescida da originada pela deformação imediata do concreto ( $\sigma_{P_0}$ ), pode ser obtida pela Equação (9.9):

$$\sigma_{P_0} = \sigma_{P_a} + \left( \frac{\sigma_{cp}}{E_{cj}} \right) \cdot E_p = \sigma_{P_a} + \sigma_{cp} \cdot \alpha_E \quad (9.9)$$

$$\sigma_{P_0} = 131,31 \text{ kN/cm}^2 \text{ (tração)}$$

Logo, a força de protensão  $P_0$  é dada por:  $P_0 = \sigma_{P_0} \cdot A_p = 1040,0 \text{ kN}$ .

#### 9.1.2.6 Cálculo da força de protensão $P_\infty$

O valor de  $P_\infty$  corresponde ao valor final da força de protensão, após todas as perdas. Pode ser calculado a partir da força  $P_0$ , subtraindo-se as perdas progressivas, decorrentes da retração e fluência do concreto e da relaxação do aço de protensão. Nestas condições, como estes processos são interdependentes, considera-se o método simplificado de cálculo para o caso de fases únicas de operação proposto pela ABNT NBR 6118:2014 para determinar a perda progressiva total:  $\Delta\sigma_p(t, t_0)$ .

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p - \alpha_p \cdot \sigma_{c,p0g} \cdot \varphi(t, t_0) - \sigma_{p0} \cdot \chi(t, t_0)}{\chi_p + \chi_c \cdot \alpha_p \cdot \eta \cdot \rho_p} \quad (9.10)$$

$$\chi(t, t_0) = -\ln [1 - \psi(t, t_0)] \quad (9.11)$$

$$\sigma_{c,p0g} = \frac{|P_0|}{A_c} + \frac{|P_0| \cdot e_p - M_g}{I_x} \cdot e_p \quad (9.12)$$

$$\chi_p = 1 + \chi(t, t_0) \quad (9.13)$$

$$\chi_c = 1 + 0,5 \cdot \varphi(t, t_0) \quad (9.14)$$

$$\eta = 1 + e_p^2 \cdot \frac{A_c}{I_c} \quad (9.15)$$

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_c} \quad (9.16)$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{ci28}} \quad (9.17)$$

Sendo:

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

$\sigma_{c,p0g}$ : tensão no concreto adjacente ao cabo resultante, provocada pela protensão e pela carga permanente ( $M_g$  – peso próprio da peça) mobilizada no instante  $t_0$ , sendo positiva para compressão;

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

O cálculo dos parâmetros apresentados é efetuado nos seguintes itens:

*a) Idade e espessura fictícias*

A espessura fictícia da viga é calculada de acordo com a expressão da ABNT NBR 6118:2014:

$$h_{fic} = \gamma \cdot \frac{2 A_c}{u_{ar}} \quad (9.18)$$

$$\gamma = 1 + e^{-7,8+0,1 U} \quad (9.19)$$

Considera-se que o perímetro total da peça pode estar em contato com o ar ( $u_{ar} = 297,5$  cm) e que a umidade relativa do ambiente é de  $U = 65\%$ . Nestas condições, a partir da Equação (9.18), tem-se  $h_{fic} = 16,90$  cm.

A idade fictícia ( $t$ ) da peça é diferente para o cálculo da retração e da fluência:

$$t = \alpha \cdot t_{ef} \quad (9.20)$$

Sendo  $\alpha = 1$  (retração) e  $\alpha = 3$  (fluência com cimento CPV ARI).

O valor de  $t_{ef}$  corresponde à data da protensão e foi determinado no item 9.1.1, em que foi calculada a idade do concreto considerando o conceito de maturidade e os efeitos da cura térmica. Sendo assim, tem-se:

Na retração:  $t = 5,1 \cdot 1 = 5,1$  dias

Na fluência:  $t = 5,1 \cdot 3 = 15,3$  dias

*b) Retração do concreto*

Para o cálculo das perdas totais, é necessário calcular a retração de acordo com a ABNT NBR 6118:2014:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs\infty} \cdot [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)] \quad (9.21)$$

Primeiramente, calcula-se o valor final da retração:

$$\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{1s} \cdot \varepsilon_{2s} \quad (9.22)$$

$$10^4 \varepsilon_{1s} = -8,09 + \left(\frac{U}{15}\right) - \left(\frac{U^2}{2284}\right) - \left(\frac{U^3}{133765}\right) + \left(\frac{U^4}{7608150}\right) \quad (9.23)$$

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2 \cdot h_{fic}}{20,8 + 3 \cdot h_{fic}} \quad (9.24)$$

Vale ressaltar que a ABNT NBR 6118:2014 estabelece que os valores de  $\varepsilon_{1s}$  para  $U \leq 90\%$  e abatimentos entre 10 cm e 15 cm, são 25% maiores. Os valores de  $\beta_s$  foram obtidos do ábaco da Figura A.3 da ABNT NBR 6118:2014. Sendo assim, apresenta-se o cálculo da retração do concreto na Tabela 9.4.

Tabela 9.4: Cálculo da retração do concreto da viga.

$\varepsilon_{1s}$	-0,00066
$\varepsilon_{2s}$	0,93429
$\varepsilon_{cs\infty}$	-0,00062
$\beta_s(t_0)$	0,09
$\beta_s(t_\infty)$	1,00
$\varepsilon_{cs}(t_0, t_\infty)$	-0,00056

Fonte: Elaborado pelo Autor

*c) Fluência do concreto*

Para o cálculo das perdas totais, é necessário calcular o coeficiente de fluência de acordo com a ABNT NBR 6118:2014:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_a + \varphi_{f\infty} \cdot [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] + \varphi_{d\infty} \cdot \beta_d \quad (9.25)$$

O coeficiente de fluência rápida ( $\varphi_a$ ) é calculado com base na Equação (9.26), definida para concretos de classe C20 a C45. Notar que  $f_c(t_0)/f_c(t_\infty)$  é admitido igual a 0,7, conforme discutido no item 9.1.1.

$$\varphi_a = 0,8 \cdot \left[ 1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \right] \quad (9.26)$$

O coeficiente de fluência lenta irreversível ( $\varphi_{f\infty}$ ) é calculado com base na Equação (9.27), definida para concretos de classe C20 a C45.

$$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \cdot \varphi_{2c} \quad (9.27)$$

$$\varphi_{1c} = 4,45 - 0,035 \cdot U \quad (9.28)$$

$$\varphi_{2c} = \frac{42 + h_{fic}}{20 + h_{fic}} \quad (9.29)$$

Vale ressaltar que os valores de  $\varphi_{1c}$  para  $U \leq 90\%$  e abatimentos entre 10 cm e 15 cm são 25 % maiores.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, o coeficiente de fluência lenta reversível ( $\varphi_{d\infty}$ ) é igual a  $\varphi_{d\infty} = 0,4$ .

Para o valor final da fluência, tem-se  $\beta_d = 1$  e  $\beta_f(t)$  obtido a partir do ábaco da Figura A.2 da ABNT NBR 6118:2014. Sendo assim, apresenta-se o cálculo do coeficiente de fluência do concreto na Tabela 9.5.

Tabela 9.5: Cálculo do coeficiente de fluência do concreto da viga.

$\varphi_a$	0,24
$\varphi_{1c}$	2,72
$\varphi_{2c}$	1,60
$\varphi_{f\infty}$	4,34
$\beta_f(t_0)$	0,29
$\beta_f(t_\infty)$	1,00
$\varphi_{d\infty}$	0,40
$\beta_d$	1,00
$\varphi(t_\infty, t_0)$	3,72

Fonte: Elaborado pelo Autor

#### d) Relaxação do aço

Para o cálculo das perdas totais, é necessário calcular o coeficiente de relaxação do aço no tempo infinito, de acordo com a ABNT NBR 6118:2014:

$$\psi(t_\infty, t_0) \cong 2,5 \cdot \psi_{1000} \quad (9.30)$$

Neste caso,  $\psi_{1000}$  é avaliado para valores básicos da tensão inicial ( $\sigma_{P_0}$ ) em relação à resistência característica do aço  $f_{ptk}$ . Nestas condições, apresenta-se o cálculo do coeficiente de relaxação do aço na Tabela 9.6.

Tabela 9.6: Cálculo do coeficiente de relaxação do aço de protensão da viga.

$\sigma_{P_0}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	131,31
$\sigma_{P_0}/f_{ptk}$	0,69
$\Psi_{1000}$	2,39%
$\Psi(t_{\infty}, t_0)$	0,060

Fonte: Elaborado pelo Autor

### e) Perda progressiva total

Finalmente, determinado o coeficiente de fluência e a retração do concreto, tem-se o cálculo da perda progressiva total apresentado na Tabela 9.7.

Tabela 9.7: Cálculo da perda progressiva total do aço de protensão da viga.

$\alpha_p$	4,71
$g_{pp}$ [kN/m]	4,94
$M_g$ [kN.m]	232,34
$\sigma_{c,p0g}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	0,89
$\chi(t_{\infty}, t_0)$	0,062
$\chi_p$	1,06
$\chi_c$	2,86
$\eta$	2,58
$\rho_p$	0,40%
$\Delta\sigma_p(t_{\infty}, t_0)$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	-29,19

Fonte: Elaborado pelo Autor

$$\text{Logo: } \sigma_{P_{\infty}} = \sigma_{P_0} + \Delta\sigma_p(t_{\infty}, t_0) = 131,31 - 29,19 = 102,12 \text{ kN/cm}^2$$

$$P_{\infty} = 808,8 \text{ kN}$$

É importante observar que  $P_{\infty} = 808,8 \text{ kN} > P_{\infty,est} = 776,6 \text{ kN}$ . Sendo assim, os valores apresentados podem ser adotados no projeto. Vale ressaltar que a perda total obtida é de 29,7%, bem próxima da adotada inicialmente.

### 9.1.3 Verificação de tensões na seção mais solicitada (ELS)

Determinados os valores representativos da força de protensão ( $P_i, P_a, P_0$  e  $P_{\infty}$ ), é necessário efetuar uma verificação completa das tensões normais no concreto, considerando outras combinações de ações ainda não verificadas, por exemplo, associadas à produção, transporte, armazenamento, entre outras. Primeiramente, esta verificação é efetuada na seção mais solicitada pelo carregamento externo.

A ABNT NBR 6118:2014 não especifica valores para tensões admissíveis em situações transitórias, apenas fixa o valor limite de compressão ( $0,7 f_{ckj}$ ) e tração ( $1,2 f_{ctm}$ ) para verificação do ELU no ato da protensão. O Eurocode 2 (2004) recomenda este mesmo valor de compressão no instante de aplicação, e indica o valor limite de  $0,45 f_{ck}$  para as condições de serviço. El Debs (2017) apresenta um limite para tensão na borda mais comprimida semelhante, igual à  $0,5 f_{ck}$ , que foi adotado neste projeto para todas as verificações, inclusive as transitórias. O limite de tração indicado pelo Eurocode 2 (2004) é de  $f_{ctm}$ . No caso deste projeto, considerou-se o limite correspondente à formação de fissura na peça, ou seja,  $\alpha \cdot f_{ctk,inf}$ .

Assim, as tensões admissíveis adotadas para verificação da peça foram:

$$\sigma_c \leq 0,5 \cdot f_{ck,j} \text{ , na idade } j \text{ considerada.}$$

$$\sigma_t \leq 1,3 \cdot f_{ctk,j} \text{ , na idade } j \text{ considerada.}$$

Dentre as combinações de ações possíveis, destacam-se:

*a) Etapa de transferência da força de protensão ao concreto*

A aplicação da protensão provoca um deslocamento ascendente do trecho central da peça na pista. Deste modo, a viga resulta apoiada nas suas extremidades. Nesta condição, considera-se a combinação do peso próprio do elemento com a força de protensão após as perdas imediatas ( $g + P_o$ ). Neste caso, tem-se o momento  $M_{gpp} = 232,3 \text{ kN.m}$ .

*b) Etapa de transporte/içamento do elemento pré-fabricado*

Consideram-se as combinações do peso próprio do elemento em movimento, com a força de protensão após as perdas imediatas ( $0,8 g_{pp} + P_o$  e  $1,3 g_{pp} + P_o$ ). Os esforços obtidos a partir das considerações apresentadas no item 6.3.4 (com  $\gamma_f = 1$ , pois se trata de verificação em serviço) são indicados na Tabela 9.8.

Tabela 9.8: Esforços solicitantes na etapa de içamento da viga.

<b>Içamento</b>	<b><math>M_{\text{meio do vão}}^+</math> [kN.m]</b>	<b><math>M_{\text{apoio } x=0,65 \text{ m}}^-</math> [kN.m]</b>	<b><math>V_{\text{apoio}}</math> [kN]</b>
Carga $0,8 g_{pp} = 3,95 \text{ kN/m}$	161,0	-0,8	35,8
Carga $1,3 g_{pp} = 6,42 \text{ kN/m}$	261,6	-1,4	58,1

Fonte: Elaborado pelo Autor

*c) Etapa de armazenamento*

Nesta etapa os elementos encontram-se biapoiados na posição  $x = 0,65 \text{ m}$  a partir de cada extremidade, com a atuação do peso próprio e da força de protensão após as perdas imediatas ( $g_{pp} + P_o$ ). Os esforços obtidos a partir das considerações apresentadas no item 6.3.4 são indicados na Tabela 9.9.

Tabela 9.9: Esforços solicitantes na etapa de armazenamento da viga.

Armazenamento	$M^+$ meio do vão [kN.m]	$M^-$ apoio $x=0,65$ m [kN.m]	$V_{\text{apoio}}$ [kN]
Peso Próprio ( $g_{pp} = 4,94$ kN/m)	201,2	-1,0	44,7

Fonte: Elaborado pelo Autor

d) *Estado em vazio com utilização do elemento cedo*

Neste caso, a combinação é dada por todas as ações permanentes e a força de protensão após as perdas imediatas ( $LC1 + LC2 + P_0$ ).

e) *Estado em vazio com utilização do elemento tarde*

Neste caso, a combinação é dada por todas as ações permanentes e a força de protensão após todas as perdas ( $LC1 + LC2 + P_{\infty}$ ).

f) *Estado em serviço com combinação frequente*

Este estado de serviço requer verificação para a protensão limitada. A combinação é dada por uma parcela das ações variáveis, além do peso próprio e da protensão após todas as perdas ( $LC1 + LC2 + 0,4 \cdot LC3 + P_{\infty}$ ).

g) *Estado em serviço com combinação quase-permanente*

Este estado de serviço requer verificação para a protensão limitada. A combinação é dada por frações das ações variáveis, além do peso próprio e da protensão após todas as perdas ( $LC1 + LC2 + 0,3 \cdot LC3 + 0,3 \cdot LC5 + P_{\infty}$ ).

Os cálculos efetuados nesta etapa consideram o concreto nas hipóteses do Estádio I, admitindo-se as características geométricas da seção não homogeneizada, por simplicidade. De acordo com Bastos (2019), neste caso, obtém-se tensões um pouco maiores nos bordos da seção, resultando em um procedimento conservador e aceitável.

A Tabela 9.10 apresenta todas as tensões calculadas para as diferentes situações, bem como os limites considerados (compressão negativa).

Tabela 9.10: Verificação das tensões na seção mais solicitada (ELS).

Situações	$\sigma_{\text{ext},2}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{\text{ext},1}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{p,2}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{p,1}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{c,2}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{c,1}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	Tensões limites [kN/cm <sup>2</sup> ]	
a ( $f_{ckj} = 0,7 f_{ck}$ )	-0,50	0,55	0,36	-1,52	-0,14	-0,96	-1,40	0,25
b ( $f_{ckj} = 0,7 f_{ck}$ )	-0,34	0,38	0,36	-1,52	0,02	-1,13	-1,40	0,25
	-0,56	0,62	0,36	-1,52	-0,20	-0,89	-1,40	0,25
c ( $f_{ckj} = 0,7 f_{ck}$ )	-0,43	0,48	0,36	-1,52	-0,07	-1,04	-1,40	0,25
d ( $f_{ckj} = 0,7 f_{ck}$ )	-0,95	1,05	0,36	-1,52	-0,59	-0,47	-1,40	0,25
e ( $f_{ck}$ )	-0,95	1,05	0,28	-1,18	-0,67	-0,13	-2,00	0,32
f ( $f_{ck}$ )	-1,02	1,13	0,28	-1,18	-0,74	-0,05	-2,00	0,00
g ( $f_{ck}$ )	-1,05	1,17	0,28	-1,18	-0,77	-0,01	-2,00	0,32

( $\sigma_{\text{ext}}$  - carregamento externo,  $\sigma_p$  - protensão,  $\sigma_c$  - resultante no concreto)

Fonte: Elaborado pelo Autor

Nota-se que todos os limites de tensão são atendidos para as combinações na seção mais solicitada, não sendo necessária protensão na fibra superior.

### 9.1.4 Verificação de tensões ao longo do vão

A verificação das tensões normais no concreto deve ser efetuada ao longo do vão, não apenas na seção mais solicitada pelo carregamento externo. Isto é necessário pois a armadura ativa pode provocar esforços bastante elevados em regiões pouco solicitadas por ações externas. Neste trabalho, utiliza-se um método gráfico de verificação, o processo das curvas limites. Tal procedimento estabelece limitações às tensões provocadas pela protensão ao longo do vão da peça, permitindo a determinação de regiões com necessidade de isolamento dos cabos. As combinações críticas consideradas no projeto são:

- Estado em vazio: transporte/içamento com  $0,8 g_{pp} + P_0$

Situação em que atua somente o peso próprio minorado e a protensão antes das perdas progressivas ("pouca" carga e "muita" protensão).

- Estado em serviço:  $LC1 + LC2 + 0,3 \cdot LC3 + 0,3 \cdot LC5 + P_\infty$

Situação em que atuam as cargas permanentes, as cargas variáveis afetadas pelos fatores de combinação e a protensão após as perdas progressivas ("muita" carga e "pouca" protensão). Vale ressaltar que a combinação frequente poderia resultar crítica, uma vez que apresenta um carregamento externo maior. No entanto, o limite para a tensão de tração é maior. Após traçar as curvas limites para as situações, constatou-se que a combinação quase-permanente é crítica.

O procedimento de determinação e os valores das curvas limites são apresentados no Apêndice A. Assim, traçam-se as curvas indicadas na Figura 9.3.

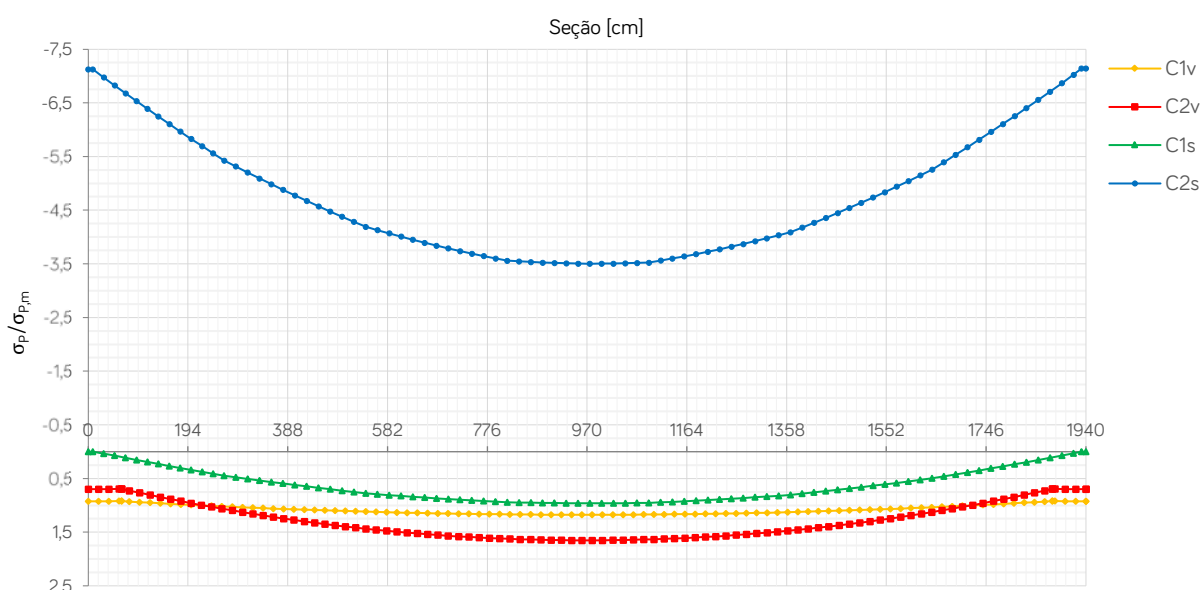


Figura 9.3: Gráfico das curvas limites para as situações críticas dos estados em vazio e em serviço.  
Fonte: Elaborado pelo Autor

A ordenada máxima das tensões relativas ( $\sigma_p/\sigma_{p,m}$ ) provocadas pela protensão é igual a 1, ou seja, no meio do vão, as 8 cordoalhas produzem efeitos totais. Essa ordenada igual a 1 pode ser dividida em partes iguais ao número de cordoalhas. Assim, cada 1/8 representa a contribuição de cada cordoalha nas tensões provocadas pela força de protensão total.

Analisando-se o diagrama da Figura 9.4, verifica-se que as tensões relativas devidas à protensão não podem ser mantidas constantes até o apoio, pois interceptam as curvas limites  $C_{1v}$  e  $C_{2v}$ . Isto significa que os valores limites para as tensões normais no concreto estariam sendo desrespeitados no estado em vazio. Portanto, as tensões devidas à protensão devem ser alteradas, de tal modo que sejam respeitadas as desigualdades apresentadas no Apêndice A. Nota-se que as curvas em serviço não são exatamente simétricas, em função das cargas dos casos LC2, LC3 e LC5 serem aplicadas nos pontos de apoio das terças, que não são distribuídos de forma simétrica na viga.

A solução adotada foi promover a interrupção do efeito de alguns cabos em posições adequadas, variando-se assim a intensidade da força de protensão e mantendo-se constante a excentricidade. No caso de protensão em pistas, como neste trabalho, interromper os cabos significa eliminar a sua aderência com o concreto a partir de uma determinada seção, utilizando mangueiras de plástico flexível. A solução adotada prevê a interrupção de 4 cabos em uma única seção, o que facilita as operações de montagem. Notar que as curvas limites indicam a possibilidade de se interromper apenas 3 cordoalhas. No entanto, para esta condição, não foi encontrado um arranjo simétrico das cordoalhas na seção transversal, que garantisse a excentricidade adotada no cálculo. As interrupções são efetuadas na posição 265 cm/1675 cm, como indicado no esquema da Figura 9.4.

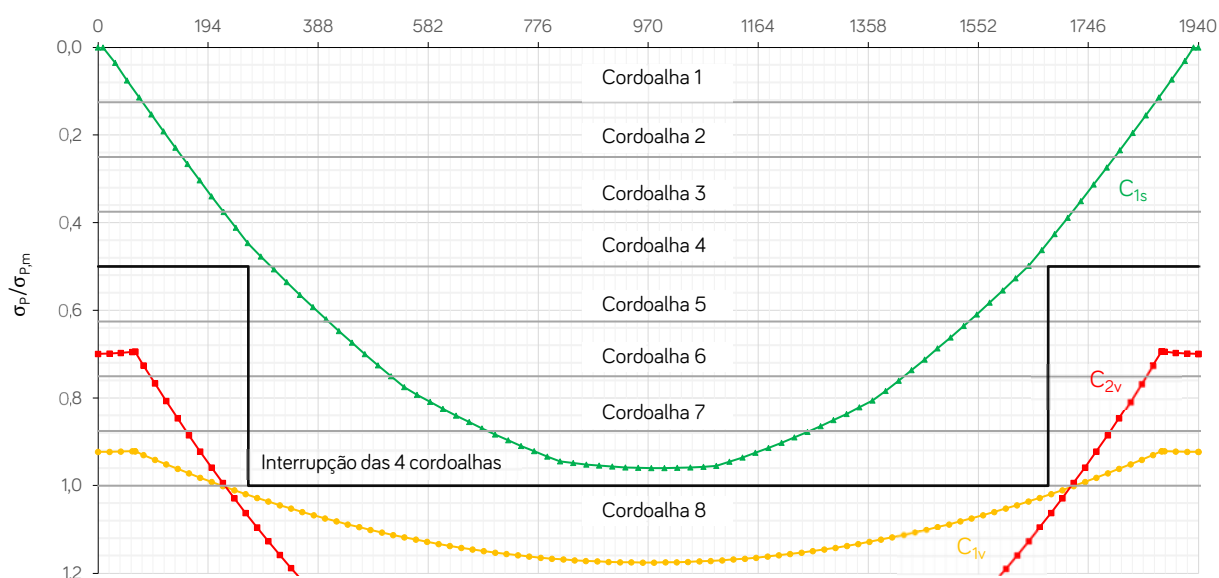


Figura 9.4: Esquema de interrupção das cordoalhas para atender aos limites de tensão estabelecidos.

Fonte: Elaborado pelo Autor

Notar que não há necessidade de protensão superior. É importante destacar que poderia ser interessante avaliar a partir de qual distância da extremidade da peça pode-se considerar a protensão total atuando na seção, uma vez que existe um comprimento de transferência das forças, como indicado na Figura 9.5. Isso é particularmente interessante para verificações em vazio nas extremidades da peça e poderia resultar em um comprimento de isolamento menor para os cabos. Neste trabalho, esta avaliação não foi feita.

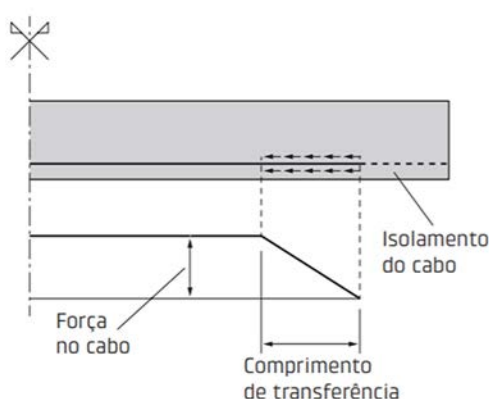


Figura 9.5: Comprimento de transferência da protensão em cabo isolado com mangueira.  
Fonte: EL DEBS (2017)

### 9.1.5 Estado Limite Último - Solicitações normais

Para fins de verificação no ELU, pode-se considerar o estado de neutralização, uma situação fictícia na qual se considera o concreto sem tensões. Neste estado, a deformação na armadura ativa, referente à força de neutralização ( $P_n$ ), é o chamado pré-alongamento ( $\varepsilon_{pnd}$ ). Para anular as tensões no concreto, é preciso impor à armadura ativa uma deformação adicional igual à deformação do concreto, correspondente a  $\sigma_{cp}$ , conforme expressões que seguem.

$$\sigma_{cp} = \frac{P_{\infty}}{A_c} + \frac{P_{\infty} \cdot e_p^2}{I_x} \quad (9.31)$$

$$\Delta P = \Delta \varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p = \frac{\sigma_{cp}}{E_{cs}} \cdot E_p \cdot A_p \quad (9.32)$$

$$P_n = P_{\infty} + \Delta P \quad (9.33)$$

$$P_{nd} = \gamma_f \cdot P_n \quad (9.34)$$

$$\varepsilon_{pnd} = P_{nd} / (E_p \cdot A_p) \quad (9.35)$$

Como se trata de verificação de segurança no ELU, a força de protensão é calculada com o coeficiente de ponderação  $\gamma_f = 0,9$ . O cálculo do pré-alongamento é apresentado na Tabela 9.11.

Tabela 9.11: Cálculo do pré-alongamento para verificação do ELU.

$P_{\infty}$ [kN]	808,8
$\sigma_{cp}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	-1,06
$E_{cs}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	3825,1
$E_p$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	20000,00
$A_p$ [cm <sup>2</sup> ]	7,92
$\Delta P$ [kN]	43,8
$P_n$ [kN]	852,6
$P_{nd}$ [kN]	767,4
$\epsilon_{pnd}$	0,48%

Fonte: Elaborado pelo Autor

### 9.1.5.1 Esforços solicitantes (ELU)

As vigas são submetidas à flexão composta, sendo as tensões causadas pelo momento fletor preponderantes face às originadas pela força normal. Nas situações transitórias, observa-se apenas flexão simples. Os esforços solicitantes máximos para a viga foram calculados considerando as combinações do ELU para situações transitórias e para a situação final. Neste último caso, obtiveram-se os esforços do modelo no *SCIA Engineer*. Estes valores são apresentados na Tabela 9.12.

Tabela 9.12: Esforços solicitantes máximos para verificação do ELU.

Situações transitórias	Posição crítica	$M_{Sd}$ [kN.m]	$N_{Sd}$ [kN]	$V_{Sd}$ [kN]
Transferência da força de protensão	Centro (x=9,70 m)	302,1	-	62,4
Em situação de transporte (içamento)	Centro (x=9,70 m)	209,3	-	0
	Apoio (x=0,70 m)	-1,1	-	46,5
Em situação de transporte (içamento)	Centro (x=9,70 m)	340,1	-	0
	Apoio (x=0,65 m)	-1,8	-	75,5
Em situação de armazenamento	Centro (x=9,70 m)	261,6	-	0,00
	Apoio (x=0,65 m)	-1,4	-	58,1
Situações finais	Posição crítica	$M_{Sd}$ [kN.m]	$N_{Sd}$ [kN]	$V_{Sd}$ [kN]
Comb. 1,3 LC1+1,3 LC2+1,4 LC3+0,84 LC5	x=9,90 m	758,0	-11,4	0
Comb. 1,3 LC1+1,3 LC2+0,7 LC3+1,4 LC5	x=9,90 m	688,0	-14,4	0
Comb. LC1+ LC2+1,4 LC6	x=9,90 m	11,5	-7,5	0
Comb. 1,3 LC1+1,3 LC2+1,4 LC3+0,84 LC5	Apoio (x=0,0 m)	0	-3,5	-167,0

Fonte: Elaborado pelo Autor

O maior esforço de tração observado apresenta valor de 44 kN, mas ocorre na região dos apoios, onde os momentos são nulos. Sendo assim, a flexo-tração não configura situação crítica para avaliação do ELU, por isso não foi apresentada na Tabela 9.12. Os maiores esforços normais de compressão também ocorrem próximos aos apoios, neste caso com valores um pouco menores que os de tração (máximo de 32 kN). Do mesmo modo, os momentos atuantes nestas seções são bem inferiores aos que atuam no centro do vão. Portanto, os esforços normais das vigas, neste caso, influenciam muito pouco no equilíbrio da seção.

Verificou-se que não ocorre inversão de esforços na viga de cobertura, sendo o momento mínimo observado igual a 11,5 kN·m.

### 9.1.5.2 Cálculo do momento resistente da seção

Considerando as dimensões da seção transversal de concreto e a armadura ativa adotada, o cálculo do momento fletor resistente deve ser efetuado por meio de um processo iterativo. No caso deste projeto, assumiu-se inicialmente a distribuição de deformações na seção conforme Domínio 2. Neste caso, é conhecido o valor de  $\varepsilon_{p1d} = 10 \text{ ‰}$ , a deformação da armadura contada a partir do estado de neutralização. A deformação total da armadura é dada por  $\varepsilon_{pd} = \varepsilon_{p1d} + \varepsilon_{pnd} = 10 \text{ ‰} + 4,8 \text{ ‰} = 14,8 \text{ ‰}$ . Com base no diagrama tensão x deformação do aço indicado na Figura 9.6 calcula-se, por interpolação linear,  $\sigma_{pd} = 159,94 \text{ kN/cm}^2$ . Assim, a força  $R_{pt}$  na armadura ativa é conhecida:  $R_{pt} = 159,94 \cdot 7,92 = 1266,7 \text{ kN}$ .

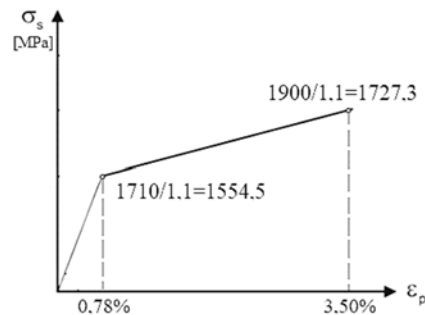


Figura 9.6: Diagrama tensão x deformação para o aço da armadura ativa.  
Fonte: Elaborado pelo Autor

Arbitra-se um valor de tensão no concreto  $\sigma_{cd,arb} = 0,85 \cdot f_{cd}$ , válido para deformações entre 2‰ e 3,5‰. Com base nesta hipótese, é possível determinar a resultante do concreto comprimido ( $R_{cc}$ ), considerando o equilíbrio de forças na seção:

$$R_{cc} + R_{pt} = N_{sd} \quad (9.36)$$

Assim, a área de concreto comprimido ( $A_{cc}$ ) é calculada por:

$$A_{cc} = \frac{R_{cc}}{\sigma_{cd,arb}} \quad (9.37)$$

Calcula-se a posição da linha neutra (LN) supondo que resulte na mesa da seção. Considera-se que a distribuição parabólica de tensões pode ser substituída pela distribuição uniforme com profundidade  $y = \lambda \cdot x$ , sendo  $x$  a posição da linha neutra e  $\lambda$  igual a 0,8 para concretos com  $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ . Assim, sendo  $b$  a largura da mesa, tem-se:

$$y = 0,8 \cdot x = \frac{A_{cc}}{b} \quad (9.38)$$

Então, é verificado se a linha neutra está posicionada na mesa da seção. Caso positivo, calcula-se a deformação no concreto considerando a compatibilidade de deformações na seção:

$$\varepsilon_c = 10 \cdot \frac{x}{(e_p + y_2) - x} \quad (9.39)$$

Se  $\varepsilon_c$  resultar inferior a 3,5‰, a hipótese de Domínio 2 é válida. Caso contrário, deve-se considerar Domínio 3 ou 4. Se  $\varepsilon_c$  resultar entre 2‰ e 3,5‰, a tensão de compressão arbitrada é válida. Se não, deve-se definir um novo valor para a tensão de compressão, a partir do diagrama parábola-retângulo da ABNT NBR 6118:2014 e iniciar um processo iterativo de equilíbrio das forças da seção.

Definido o equilíbrio das forças, calcula-se o momento resistente tendo por base o centro geométrico da seção, com a Equação (9.40).

$$M_{Rd} = R_{pt} \cdot e_p + R_{cc} \cdot \left( y_2 - \frac{y}{2} \right) \quad (9.40)$$

Neste trabalho, o momento resistente foi calculado para o caso mais crítico de  $N_{Sd}$  e  $M_{Sd}$  e para o caso em que  $N_{Sd} = 0$ , sendo apresentado na Tabela 9.13. Nota-se que o momento resistente é superior aos solicitantes. Em ambos os casos, se nota que os requisitos de ductilidade também são atendidos, uma vez que  $x/d < 0,45$  com a viga no Domínio 2.

Tabela 9.13: Cálculo do momento resistente positivo da seção.

1° Iteração Comb. 1,3 LC1+1,3 LC2+1,4 LC3+0,84 LC5		1° Iteração $N_{Sd} = 0$	
$\varepsilon_{pd}$	1,48%	$\varepsilon_{pd}$	1,48%
$\sigma_{pd}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	159,94	$\sigma_{pd}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	159,94
$R_{pt}$ [kN]	1266,7	$R_{pt}$ [kN]	1266,7
$\sigma_{cd,arb}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	2,62	$\sigma_{cd,arb}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	2,62
$A_{cc}$ [cm <sup>2</sup> ]	488,7	$A_{cc}$ [cm <sup>2</sup> ]	484,3
y [cm] - LN na mesa superior	12,2	y [cm] - LN na mesa superior	12,1
x [cm]	15,3	x [cm]	15,1
$\varepsilon_c$ (2‰ < $\varepsilon_c$ < 3,5‰)	2,27‰	$\varepsilon_c$ (2‰ < $\varepsilon_c$ < 3,5‰)	2,25‰
Verificação - Equilíbrio de Forças		Verificação - Equilíbrio de Forças	
$\varepsilon_c$	2,27‰	$\varepsilon_c$	2,25‰
$\sigma_{cd}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	2,62	$\sigma_{cd}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	2,62
y [cm]	12,2	y [cm]	12,1
$A_{cc}$ [cm <sup>2</sup> ]	488,7	$A_{cc}$ [cm <sup>2</sup> ]	484,3
$R_{cc}$ [kN]	-1278,1	$R_{cc}$ [kN]	-1266,7
$R_{pt}$ [kN]	1266,7	$R_{pt}$ [kN]	1266,7
$N_{Sd}$ [kN]	-11,40	$N_{Sd}$ [kN]	0
$R_{cc} + R_{pt} - N_{Sd}$	0	$R_{cc} + R_{pt} - N_{Sd}$	0
x/d	0,185	x/d	0,183
$M_{Rd}$ [kN.m]	972,0	$M_{Rd}$ [kN.m]	968,5

### 9.1.5.3 Armadura longitudinal mínima

A armadura mínima de tração deve ser determinada pelo dimensionamento da seção considerando um momento fletor mínimo ( $M_{d,mín}$ ), dado pela Equação (9.41) da ABNT NBR 6118:2014, respeitada a taxa mínima absoluta de 0,150%:

$$M_{d,mín} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,sup} \quad (9.41)$$

Sendo:

$W_0$ : módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto relativo à fibra mais tracionada;

$f_{ctk,sup}$ : resistência característica superior do concreto à tração;

Assim, tem-se:

$$W_0 = \frac{I_c}{y_1} = 42004,8 \text{ cm}^3 \quad (\text{Tabela 6.1, item 6.2})$$

$$f_{ctk,sup} = 0,456 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{item 9.1.1})$$

$$M_{d,mín} = 0,8 \cdot 42004,8 \cdot \frac{0,456}{100} = 153,23 \text{ kN.m}$$

Observando que  $M_{Rd} > M_{d,mín}$ , verifica-se que a armadura de protensão já é superior à armadura mínima exigida. Para verificar se a taxa mínima absoluta é respeitada, faz-se:  $0,150\% \cdot A_c = 2,96 \text{ cm}^2$ . Como  $A_p = 7,92 \text{ cm}^2$ , verifica-se que a armadura de protensão já é superior à armadura mínima exigida.

### 9.1.6 Estado Limite Último - Ruptura no ato da protensão

Neste estado limite, considera-se a resistência característica do concreto no ato da protensão (70% de  $f_{ck}$ ). Faz-se o procedimento de verificação simplificado proposto pela ABNT NBR 6118:2014, avaliando a segurança no Estádio I. No ato da protensão, as únicas forças atuantes são as provenientes do peso próprio do elemento e da força de protensão ( $P_0$ ). A tensão máxima de compressão na seção de concreto, obtida através das solicitações ponderadas de  $\gamma_p = 1,1$  e  $\gamma_f = 1,0$ , não deve ultrapassar 70% da resistência característica  $f_{ck,j}$  prevista para a idade de aplicação da protensão. Por sua vez, a tensão máxima de tração do concreto não pode ultrapassar 1,2 vez a resistência à tração  $f_{ctm}$ , correspondente ao valor  $f_{ck,j}$  especificado.

$$\sigma_{c,lim,ato} = -0,7 \cdot 0,7 \cdot 4 = -1,96 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{t,lim,ato} = 1,2 \cdot \frac{0,3 \cdot (0,7 \cdot 40)^{2/3}}{10} = 0,33 \text{ kN/cm}^2$$

Efetuuou-se a verificação para a seção no meio do vão (protensão total e momento externo máximo) e para a seção na extremidade da viga (4/8 da força de protensão total e

momento externo nulo). Apresenta-se, na Tabela 9.14, as tensões no concreto no ato da protensão.

Tabela 9.14: Tensões atuantes no concreto no ato da protensão (compressão negativa).

Posição	Tensões [kN/cm <sup>2</sup> ]					
	$\sigma_{1c,gk}$	$\sigma_{2c,gk}$	$\sigma_{1c,P0k}$	$\sigma_{2c,P0k}$	$\sigma_{1c,d}$	$\sigma_{2c,d}$
Meio	+0,55	-0,50	-1,52	+0,36	-1,12	-0,14
Extremidade	0	0	-0,76	+0,18	-0,83	+0,18

Índice 1 – fibra inferior  
Índice 2 – fibra superior

Fonte: Elaborado pelo Autor

Verifica-se que os limites foram atendidos, porém há tensão de tração na seção de extremidade no ato da protensão. Sendo assim, deve haver armadura de tração. Segundo a ABNT NBR 6118:2014, esta armadura pode ser calculada considerando a resultante das tensões de tração no concreto no Estádio I e  $f_s = 250$  MPa (barras nervuradas). Conhecendo-se as tensões na seção, calcula-se a posição  $x$  da linha neutra e a resultante de tração  $R_{st}$ . Finalmente, calcula-se a área de armadura necessária a partir de  $f_s$  e da posição da linha neutra ( $x$ ):

$$\text{Equilíbrio da seção no Estádio I: } 0,76 \cdot x = 0,18 \cdot (90 - x) \Rightarrow x = 17,2 \text{ cm}$$

$$R_{st} = 40 \cdot 17,2 \cdot 0,18/2 = 62,2 \text{ kN}$$

$$A_{st} = 62,2/25 = 2,49 \text{ cm}^2$$

Como a resultante de tração é na fibra superior, pode-se considerar esta armadura como porta-estribos. Adotando 4 barras de 10 mm, tem-se  $A_{st,ef} = 3,14 \text{ cm}^2$ .

### 9.1.7 Estado Limite Último - Solicitações Tangenciais

Adotou-se o modelo I da ABNT NBR 6118:2014, em que se admitem diagonais de compressão inclinadas de  $\theta = 45^\circ$  em relação ao eixo longitudinal do elemento e que a parcela complementar  $V_c$  possui valor constante, independentemente de  $V_{sd}$ . O esforço cortante máximo ocorre em seção próxima ao apoio, como apresentado na Tabela 9.12.

#### 9.1.7.1 Verificação da compressão diagonal do concreto

A verificação da ruptura da diagonal comprimida do concreto é realizada com base na Equação (9.42) apresentada pela ABNT NBR 6118:2014.

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \geq V_{Sd,m\acute{a}x} \quad (9.42)$$

$$\alpha_{v2} = 1 - f_{ck}/250 \quad (9.43)$$

$$d = y_2 + e_p \quad (9.44)$$

Sendo a alma da seção  $b_w = 10$  cm, calcula-se a força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto ( $V_{Rd2}$ ) na Tabela 9.15.

Tabela 9.15: Cálculo da força cortante resistente de cálculo  $V_{Rd2}$ .

$b_w$ [cm]	10,0
$d$ [cm]	82,5
$\alpha_{v2}$	0,84
$f_{cd}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	3,08
$V_{Rd2}$ [kN]	575,8

Fonte: Elaborado pelo Autor

Nota-se que  $V_{Rd2} > 167$  kN.

### 9.1.7.2 Cálculo da armadura transversal

No caso da flexo-compressão, o efeito favorável da força normal de compressão na resistência ao esforço cortante é considerado por meio de um fator de majoração ( $\beta$ ) definido pela ABNT NBR 6118:2014.

$$\beta = 1 + \frac{M_0}{M_{Sd,m\acute{a}x}} \leq 2 \quad (9.45)$$

Sendo  $M_0$  o momento de descompressão da seção, calculado com:

$$M_0 = -\sigma_{1,P_{\infty d}} \cdot \frac{I_c}{y_1} = -0,9 \cdot \sigma_{1,P_{\infty}} \cdot \frac{I_c}{y_1} \quad (9.46)$$

Pode-se calcular a parcela da força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo de treliça ( $V_c$ ), com a Equação (9.47).

$$V_c = \beta \cdot V_{c0} = \beta \cdot 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (9.47)$$

Para verificar se a armadura transversal mínima é suficiente, calcula-se  $V_{Rd3,min} = V_c + V_{sw,min} \geq V_{Sd}$ . A ABNT NBR 6118:2014 especifica a taxa mínima ( $\rho_{sw,min}$ ) dada na Equação (9.48). O cálculo da parcela resistida pela armadura transversal ( $V_{sw}$ ), considerando estribos a  $90^\circ$ , é feito com a Equação (9.49).

$$\rho_{sw,min} = 0,2 \cdot \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}} = \frac{A_{sw,min}}{s \cdot b_w} \quad (9.48)$$

$$V_{sw} = A_{sw} / s \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \quad (9.49)$$

Sendo  $f_{ywk}$  a resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal e  $s$  o espaçamento entre estribos. De acordo com a ABNT NBR 6118:2014,  $f_{ywd}$  não deve ser superior a 435 MPa. Assim, não se pode adotar  $\gamma_s = 1,1$  neste caso.

Caso a armadura mínima não seja suficiente, calcula-se a armadura necessária considerando a mesma expressão. O espaçamento máximo dos estribos deve ser avaliado a partir da relação  $V_{Sd,máx}/V_{Rd2}$ . Neste caso, tem-se que  $V_{Sd,máx} < 0,67 \cdot V_{Rd2}$ , então:

$$s_{máx} = 0,6 \cdot d \leq 300 \text{ mm} \quad (9.50)$$

O diâmetro da barra que constitui o estribo deve ser maior ou igual a 5 mm, sem exceder 1/10 da largura da alma da viga. O espaçamento calculado, considerando o número de ramos (n) de determinada bitola, é dado por:

$$s_{cal} = A_{1\emptyset} / \left( \frac{A_{sw}}{n \cdot s} \right) \quad (9.51)$$

Caso  $s_{cal}$  seja maior que  $s_{máx}$ , deve-se adotar  $s_{máx}$ .

Sendo L o comprimento do elemento, o número total de estribos ( $n_{estribos}$ ) é calculado com a Equação (9.52).

$$n_{estribos} = \left( \frac{L}{s_{adotado}} + 1 \right) \quad (9.52)$$

O cálculo da armadura transversal é apresentado na Tabela 9.16. Notar que é possível adotar armadura mínima.

Tabela 9.16: Cálculo de  $V_c$  e da armadura transversal mínima.

1) Cálculo de $V_c$		2) Cálculo de $V_{Rd3,mín}$	
$V_{c0}$ [kN]	93,5	$\rho_{sw,min}$ [cm <sup>2</sup> /cm <sup>2</sup> ]	0,14%
$\sigma_{1,P_{\infty d}}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	-1,06	$A_{sw,min}/s$ [cm <sup>2</sup> /m]	1,40
$M_0$ [kN.m]	445,9	$V_{sw,min}$ [kN]	45,3
$1 + M_0/M_{Sd,máx}$	1,59	$V_{Rd3,mín}$ [kN]	193,9
$V_c$ [kN]	148,6		
3) Espaçamento máximo		4) Armadura mínima	
$V_{Sd,máx}$ [kN]	167,0	n	2
$V_{Rd2}$ [kN]	575,8	$A_{sw}/(n \cdot s)$ [cm <sup>2</sup> /m]	0,70
$V_{Sd,máx}/V_{Rd2}$	0,29	$\emptyset$ [mm]	6,30
$s_{máx}$ [cm]	30	$A_{1\emptyset}$ [cm <sup>2</sup> ]	0,31
		$s_{cal}$ [cm]	44,4
		$s_{adotado}$ [cm]	30
		$A_{sw}/(n \cdot s)$ efetivo [cm <sup>2</sup> /m]	2,08
		L [m]	19,40
		$n_{estribos}$	66

Fonte: Elaborado pelo Autor

### 9.1.8 Estado Limite de Serviço – Deformação excessiva

Como o dimensionamento foi feito para protensão limitada, não há tração na peça para a combinação quase-permanente. Nestas condições, o momento de fissuração é maior que o

momento externo atuante e a viga trabalha no Estádio I. No entanto, deve se considerar a possibilidade de ocorrência de outras combinações de ações na vida da estrutura. Desta forma, poderia haver fissuração do concreto, por exemplo, para a combinação rara. No caso do concreto protendido, Inforsato (2009) afirma que é possível avaliar o estado de deformação para a combinação quase-permanente, verificando o nível de tensão nesta situação. Esta condição é válida pois o efeito desta pequena fissuração, caso exista, não é tão nocivo pela existência da protensão. Desconsiderando a fissuração do concreto, a viga é admitida com comportamento elástico.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, nos elementos estruturais com armaduras ativas, é suficiente considerar  $(EI)_{eq} = E_{cs}I_c$ , desde que não seja ultrapassado o ELS - Formação de Fissuras, o que não ocorre para protensão limitada. Para consideração da deformação diferida no tempo, basta multiplicar a parcela permanente da flecha imediata por  $(1 + \varphi)$ , sendo  $\varphi$  o coeficiente de fluência.

Neste trabalho, avaliaram-se duas situações críticas. A primeira é considerada para verificação da contra-flecha, quando a viga ainda está na pista de fabricação, em que os efeitos da protensão são acentuados e a resistência do concreto é de  $f_{ckj} = 28$  MPa. A segunda situação é para a condição de serviço, com combinação quase-permanente. Para o cálculo das flechas na viga, considerou-se momentos concentrados nas extremidades ( $M_p = P \cdot e_p$ ), resultantes da aplicação da protensão como ação externa. Os modelos utilizados para cálculo da flecha no Ftool são apresentados na Figura 9.7, considerando a interrupção das cordoalhas.

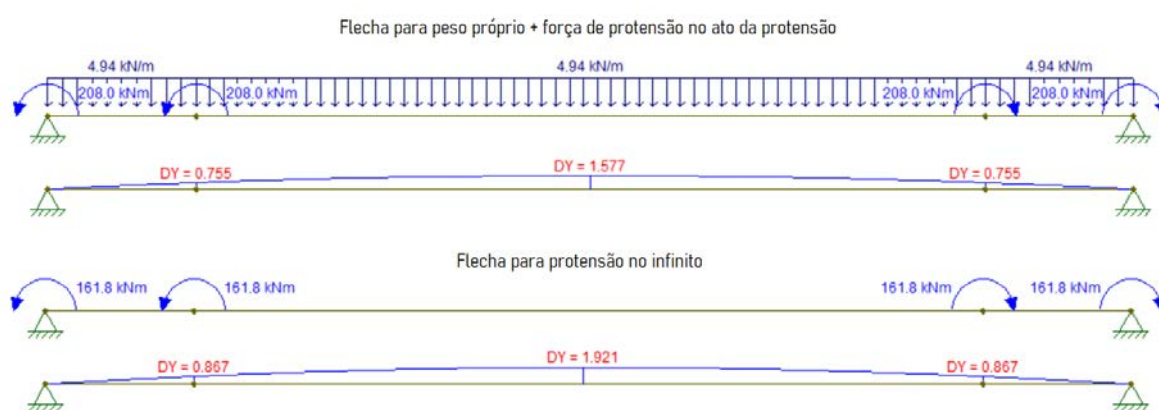


Figura 9.7: Modelos e deslocamentos obtidos para carregamento de peso próprio e força de protensão  $P_0$  e para a força de protensão  $P_\infty$  como momento externo. Fonte: Adaptado do Ftool

Com base nestas expressões, tem-se os cálculos para cada situação indicados na Tabela 9.17. A flecha imediata para combinação quase-permanente foi obtida diretamente do modelo no *SCIA Engineer*.

Tabela 9.17: Verificação das flechas na viga de cobertura.

Verificação da contra-flecha		Verificação comb. quase-permanente	
$E_{cs} I_c$ [kN. m <sup>2</sup> ]	617126,0	$E_{cs} I_c$ [kN. m <sup>2</sup> ]	763041,4
$P_0$ [kN]	1040,0	$P_\infty$ [kN]	808,8
Contra-flecha [cm]	-3,05	Coefficiente de fluência $\varphi$	3,72
Flecha $g_{pp}$ [cm]	1,48	Contra-flecha [cm]	-1,92
Flecha resultante [cm]	-1,58	Flecha comb. quase permanente [cm]	2,48
		Flecha resultante [cm]	2,64

Fonte: Elaborado pelo Autor

A ABNT NBR 6118:2014 estabelece um limite de  $l/250 = 1940/250 = 7,8$  cm para deformação das vigas de cobertura, condição que é atendida para situação em serviço. A ABNT NBR 9062:2017 define que a contra-flecha imediata de fabricação não pode ocasionar um desvio do plano maior que  $l/300 = 1940/300 = 6,5$  cm, condição que também é atendida.

### 9.1.9 Cálculo da armadura de pele

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, item 17.3.5.2.3, vigas com altura superior a 60 cm devem possuir uma armadura de pele computada como 0,10%  $A_{c,alma}$  em cada face da alma da viga. Deve ser composta por barras de CA-50 ou CA-60, com espaçamento não maior que 20 cm e devidamente ancorada nos apoios, não sendo necessária uma armadura superior à 5 cm<sup>2</sup>/m por face. Logo:

$$A_{s,pele} = 0,1/100 \cdot (10 \cdot 90) = 0,9 \text{ cm}^2$$

Adotando o diâmetro  $\emptyset$  6,3 mm:

$$A_{1 \text{ barra}} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$n_{barras} = 0,9/0,31 \approx 3 \text{ barras } \emptyset 6,3 \text{ mm/face}$$

A armadura de pele deve ser disposta de modo que o afastamento entre as barras não ultrapasse  $d/3 = 25$  cm e 20 cm.

### 9.1.10 Dimensionamento das alças de içamento

De acordo com a ABNT NBR 9062:2017, as alças devem ser verificadas tanto com relação à resistência do aço quanto à sua devida ancoragem no concreto. A norma permite a utilização de cordoalhas de protensão, barras de aço ASTM A36 ou cabos de aço para execução das alças. El Debs (2017) descreve que as cordoalhas são de uso comum em empresas que utilizam protensão, assim optou-se pelo dimensionamento considerando esta solução. O PCI (2010) indica um coeficiente de segurança igual a 4, praticamente o mesmo indicado pela ABNT NBR 9062:2017, que resulta igual a 3,9 considerando o produto entre o coeficiente

dinâmico ( $\beta_a = 3,0$ ) e o coeficiente de ponderação ( $\gamma_f = 1,3$ ) para projeto de dispositivos de içamento ancorados no concreto.

De acordo com Sartorti e Pinheiro (2012), o mecanismo de içamento em uma alça feita com cordoalhas pode ser idealizado como ilustrado na Figura 9.8.

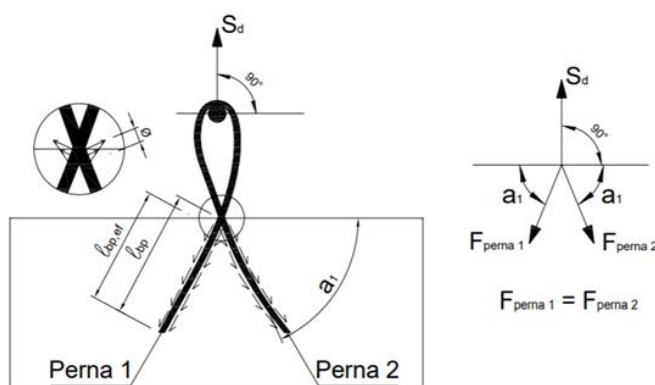


Figura 9.8: Idealização do mecanismo de içamento com alça.  
Fonte: Adaptado de SARTORTI e PINHEIRO (2012)

Sartorti e Pinheiro (2012) citam que o comprimento de ancoragem efetivo ( $l_{bp,ef}$ ) pode ser determinado considerando as disposições da ABNT NBR 6118:2014, porém diminuindo o valor em uma vez o diâmetro da armadura, pois ocorrem tensões de tração no início do comprimento de ancoragem, que tendem a diminuir a força resistente de aderência.

Dada a simetria deste problema, pode-se determinar o comprimento de ancoragem efetivo necessário adaptando a expressão apresentada por Sartorti e Pinheiro (2012):

$$F_{perna,d} = u \cdot f_{bpd} \cdot l_{bp,ef} \quad (9.53)$$

Sendo:

$u$ : perímetro da cordoalha ou do feixe de cordoalhas (dado na Figura 9.9);

	CP-190 RB 12,7 7 fios de Ø4,5mm cada	CP-190 RB 3x5,0 3 fios de Ø5mm cada
Laço Simples	 $u = 5,65\text{cm}$	 $u = 3,93\text{cm}$
Laço Duplo	 $u = 9,87\text{cm}$	 $u = 6,28\text{cm}$
Laço Triplo	 $u = 14,14\text{cm}$	 $u = 8,64\text{cm}$

Figura 9.9: Perímetros das cordoalhas e dos feixes. Fonte: SARTORTI e PINHEIRO (2012)

$f_{bpd}$ : tensão resistente de aderência para armaduras ativas. Apesar da cordoalha de içamento ser uma armadura passiva, não teria sua resistência de aderência corretamente avaliada pelos

critérios estabelecidos para este tipo de armadura. Por isso, Sartorti e Pinheiro (2012) adotam os critérios relativos à armadura ativa.

No caso, tem-se  $\eta_{p1} = 1,2$  (cordoalhas de três e sete fios) e  $\eta_{p2} = 1,0$  (boa aderência, com inclinação maior que  $45^\circ$  sobre a horizontal). Considerou-se a condição crítica para saque da fôrma com  $f_{ck,j} = 28$  MPa. Assim:

$$f_{bpd} = \eta_{p1} \cdot \eta_{p2} \cdot f_{ctd} = 1,2 \cdot 1,0 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 28^{2/3} / 1,3 = 1,79 \text{ MPa}$$

Adotando  $a_1 = 60^\circ$ , calcula-se:

$$F_{perna,d} = \frac{S_d}{2 \cdot \cos(30^\circ)} = \frac{1,3 \cdot 3 \cdot (4,94 \cdot 19,40/2)}{2 \cdot \cos(30^\circ)} = 107,9 \text{ kN}$$

É necessário utilizar laço duplo, caso contrário não há comprimento suficiente na viga para ancoragem. Assim, adotando duas cordoalhas CP190 RB com diâmetro 12,7 mm, calcula-se:

$$l_{bp,ef} = \frac{107,9}{9,87 \cdot 0,179} = 61,1 \text{ cm} \Rightarrow l_{bp} = l_{bp,ef} + \emptyset_n = 62,9 \text{ cm}$$

Sendo assim, adotou-se  $l_{bp} = 65$  cm.

É necessário verificar se ocorre o escoamento do aço. O diâmetro equivalente  $\emptyset_n$  para feixes com  $n$  cordoalhas é dado pela expressão  $\emptyset_n = \emptyset \cdot \sqrt{n}$ , de acordo com a ABNT NBR 6118:2014. Assim, tem-se  $\emptyset_n = 12,7 \cdot \sqrt{2} = 18$  mm e a tensão atuante pode ser calculada por:

$$f_s = F_{perna,d} / \left( \frac{\pi \cdot \emptyset_n^2}{4} \right) = 42,6 \text{ kN/cm}^2 < f_{pyk} = 170 \text{ kN/cm}^2$$

Verifica-se que a condição crítica ocorre para garantir a ancoragem no concreto, já que a resistência considerada é referente às primeiras idades e a ancoragem do feixe de barras é reta. Com relação ao detalhamento da alça, destaca-se que esta deve estar pelo menos 100 mm acima do elemento estrutural e com o raio da dobra maior ou igual a  $2 \emptyset$  (EL DEBS, 2017).

### 9.1.11 Disposições sobre o detalhamento da peça

Neste item, destacam-se alguns aspectos considerados no detalhamento da viga, apresentado no Apêndice C.

- Conforme discutido no item 9.1.6, adotou-se porta-estribo com 4 barras  $\emptyset 10$  mm que se prolongam de apoio a apoio e são ancorados com gancho. Na parte inferior, os porta-estribos também são necessários, visto que a armadura ativa teve sua excentricidade reduzida. Assim, adotou-se 2 barras  $\emptyset 8$  mm.

- Com relação aos espaçamentos entre cordoalhas, consideram-se as disposições da ABNT NBR 6118:2014, indicadas na Figura 9.10.

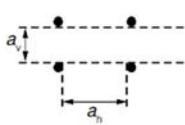
Disposição dos fios ou cordoalhas	Espaço livre	
	$a_h$ (horizontal)	$a_v$ (vertical)
	$\geq 2 \phi$	$\geq 2 \phi$
	$\geq 1,2 d_{m\acute{a}x}$	$\geq 1,2 d_{m\acute{a}x}$
	$\geq 2 \text{ cm}$	$\geq 2 \text{ cm}$

Figura 9.10: Disposições para espaçamento entre cordoalhas.

Fonte: Adaptado da NBR 6118:2014

Considerando Brita 1 ( $d_{m\acute{a}x} = 19 \text{ mm}$ ), tem-se  $a_h = a_v = 2,54 \text{ cm}$ . Notou-se que não seria possível dispor todas as cordoalhas em uma mesma camada. Deste modo, adotou-se uma distribuição em camada dupla, que resulta na excentricidade assumida no dimensionamento. Para as cordoalhas que não são isoladas, a excentricidade resultante próxima ao apoio é diferente. Optou-se por interromper as cordoalhas da camada inferior, a fim de reduzir a excentricidade neste trecho, o que é positivo para verificações em vazio.

- Os porta-estribos e a armadura de pele precisam de emendas em função da extensão da viga, pois o comprimento comercial das barras de aço é de 12 m. O tipo de emenda escolhido foi por traspasse em barras tracionadas. O comprimento de sobreposição necessário é dado por:

$$l_{ot} = \alpha_{ot} \cdot l_{b,nec} \geq l_{ot,min} \quad (9.54)$$

Sendo:

$l_{ot,min}$ : maior valor entre  $0,3 \cdot \alpha_{ot} \cdot l_{b,nec}$ ,  $15 \phi$  e  $200 \text{ mm}$ ;

$\alpha_{ot}$ : é o coeficiente função da porcentagem de barras emendadas na mesma seção, conforme Tabela 9.4 da ABNT NBR 6118:2014.

Por simplicidade, neste trabalho, todas as barras foram consideradas com o mesmo  $l_{ot}$ , calculado para o caso mais crítico (diâmetro de  $\phi 10 \text{ mm}$  em região de má aderência) e assumindo  $\alpha_{ot} = 2$ . Assim, obteve-se:  $l_{ot} = 60 \text{ cm}$ .

- Considera-se estribos de 2 ramos e uma disposição aberta das barras. Deste modo, busca-se evitar o possível rompimento do concreto na alma, em decorrência da tendência de retificação dos estribos que formam ciclos fechados, com trechos inclinados.
- Não foi avaliada a necessidade de armadura de fretagem. Em alguns casos, nos pontos de ancoragem dos cabos de protensão, estas armaduras são necessárias para evitar ruptura local do concreto sujeito a tensões muito elevadas.

## 9.2 DIMENSIONAMENTO DO PILAR CENTRAL

O procedimento para dimensionar pilares pré-fabricados não é diferente do adotado para os pilares moldados *in loco*, com exceção da necessidade de consideração das situações transitórias do elemento e dos aspectos relacionados aos tipos de ligação.

Especificamente, os pilares de galpões apresentam algumas particularidades no dimensionamento. Em alguns casos, é possível considerar que o travamento promovido pela cobertura diminui o comprimento de flambagem do pilar. Isto pode ou não ser real, em função do tipo de cobertura adotado. Para o caso em que as vigas são articuladas nos pilares, esta consideração não é totalmente válida. De acordo com Hogeslag (1990 apud El Debs, 2017), no caso de pórticos transversais de um pavimento com pilares engastados e vigas articuladas em 2 vãos, o comprimento de flambagem do pilar é de  $1,6 l$ . Na direção longitudinal do galpão, destaca-se que não existem vigas ligando os pilares centrais. Sendo assim, considerou-se o pilar como engastado-livre para o dimensionamento nas duas direções. Ressalta-se que a ABNT NBR 6118:2014 indica apenas duas hipóteses para o comprimento equivalente de pilares ( $l$  e  $2 l$ ), sendo a segunda, portanto, mais apropriada para o caso avaliado.

Na hipótese de pilares em balanço, é comum a necessidade de aumento expressivo das seções transversais com único intuito de diminuir a deslocabilidade lateral do conjunto, uma vez que o nível das tensões de compressão é relativamente baixo (MARCOS N., 1998). Os pilares, nestes casos, apresentam esbeltez elevada, momentos altos nas extremidades e pequenas forças normais, principalmente os pilares de pórtico externo e de fechamento. Sendo assim, assemelham-se bastante a vigas em balanço, porém com efeitos importantes das forças normais na seção. Em algumas combinações, os momentos não são tão elevados e as forças normais passam a ter mais influência na resposta do pilar. Por isso, optou-se por efetuar o dimensionamento deste elemento considerando os procedimentos descritos para pilares, apesar de alguns trabalhos adotarem o cálculo como viga. É válido ressaltar que os momentos tracionam parte importante da seção do pilar, dada a baixa taxa de compressão e as grandes excentricidades, o que implica em armaduras mais robustas.

### 9.2.1 Esbeltez e método de cálculo

Como previamente apresentado, a ABNT NBR 6118:2014 define que o comprimento equivalente do elemento comprimido engastado na base e livre no topo é de  $2 l$ , sendo  $l$  a distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado. Como o pilar central possui  $l = 1145$  cm, calcula-se a esbeltez nas duas direções:

$$r_x = \sqrt{\frac{413965,0}{1995,5}} = 14,4 \text{ cm} \Rightarrow \lambda_x = \frac{2 \cdot 1145}{14,4} = 159 \text{ (pilar muito esbelto)}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{264955,0}{1995,5}} = 11,5 \text{ cm} \Rightarrow \lambda_y = \frac{2 \cdot 1145}{11,5} = 198 \text{ (pilar muito esbelto)}$$

Nota-se que  $\lambda_y$  está bem próximo ao limite máximo indicado pela norma, mas ainda assim é inferior a 200. Vale ressaltar, contudo, que a ABNT NBR 6118:2014 permite que os pilares apresentem esbelteza superior a 200, quando estes elementos são pouco comprimidos, com força normal menor que  $0,10 f_{cd} \cdot A_c$ . No caso, tem-se  $0,10 f_{cd} \cdot A_c = 615,4 \text{ kN}$  que é superior aos esforços normais do pilar central. Ou seja, este elemento poderia apresentar esbelteza superior a 200, porém isto não ocorre. Nota-se também que os efeitos locais de segunda ordem devem ser considerados nas duas direções, independentemente das solicitações, uma vez que  $\lambda > 90$ .

Neste ponto, convém apresentar um comentário importante. A análise global de 2º ordem fornece os esforços nas extremidades dos pilares e a ABNT NBR 6118:2014 indica que, em princípio, os efeitos de 2º ordem local afetam principalmente os esforços solicitantes ao longo do tramo do pilar. Ou seja, em geral, os efeitos de 2º ordem global definem os esforços na extremidade do pilar e os efeitos de 2º ordem local definem os esforços ao longo do pilar. Com base nesta afirmação, o procedimento apresentado pela ABNT NBR 6118:2014 é a avaliação dos dois efeitos de forma separada. Para o caso avaliado, no entanto, estes efeitos resultam em acréscimos de momento na base do pilar. Tal norma não é clara sobre o procedimento para este caso particular. No entanto, no item 15.7.3, cita que não é possível considerar a não-linearidade física aproximada para avaliar efeitos locais. Neste caso, existe uma forma mais realista para consideração destes efeitos, aplicada em softwares como o *TQS PREO*<sup>6</sup>. Neste procedimento de cálculo, todos os elementos da estrutura, tanto vigas quanto pilares, são discretizados convenientemente e considera-se conjuntamente a NLG (de forma não aproximada) e a NLF, com base nos diagramas normal-momento-curvatura ( $N \times M \times 1/r$ ) reais em cada seção. Nestes casos, os efeitos de 2º ordem são determinados de forma conjunta. Na ausência destes recursos computacionais, considerou-se um procedimento a favor da segurança, baseado em um método simplificado que considera análises parciais destes efeitos, o que é bastante razoável. No caso dos pilares deste trabalho, esta consideração dos efeitos isolados resulta em momentos na base dos pilares elevados, como apresentado no item 9.2.2.

Para pilares com  $\lambda > 140$ , a avaliação da estabilidade local deve ser realizada com o método geral. Este método é realizado com discretização adequada do pilar, consideração da relação momento-curvatura ( $M \times 1/r$ ) real em cada seção e da NLG de modo não aproximado. Trata-se de um processo que avalia o comportamento do pilar à medida que se dá o aumento do carregamento ou de sua excentricidade. O cálculo é feito considerando um processo iterativo que busca uma configuração deformada estável do pilar, sem haver, na seção crítica, deformação convencional de ruptura do concreto ou deformação plástica excessiva do aço (PINHEIRO, 2010). Como descrito, considera-se a NLF do material por meio da construção da relação momento-curvatura em cada seção, com armadura suposta conhecida e para o valor da força normal atuante. De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, a construção deste diagrama

---

<sup>6</sup> O *TQS PREO* é um software destinado à elaboração de projetos estruturais de edificações pré-moldadas de concreto armado e protendido. Mais informações em: <https://www.tqs.com.br/Produtos/PREO/>

deve considerar a formulação de segurança, em que se calculam os efeitos de 2ª ordem com as cargas majoradas de  $\gamma_f/\gamma_{f3}$  e posteriormente multiplica-se por  $\gamma_{f3}$  ( $\gamma_{f3} = 1,1$ ). Este diagrama é apresentado na Figura 9.11.

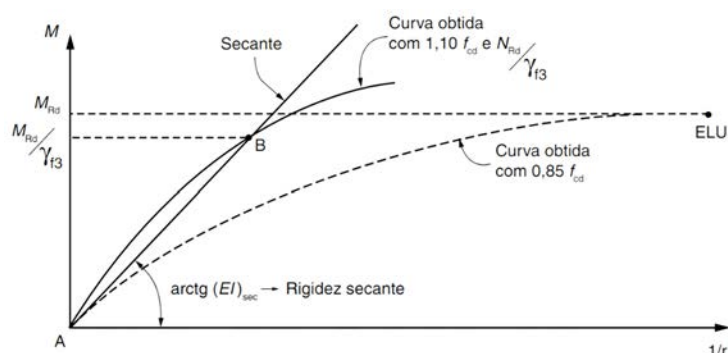


Figura 9.11: Relação momento-curvatura e rigidez secante da seção. Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Como se observa, o método geral envolve cálculos repetitivos e métodos numéricos trabalhosos. Por isso, optou-se pela utilização do software *P-Calc 1.4*<sup>7</sup> para o cálculo dos momentos de 2º ordem locais, bem como para a determinação da envoltória resistente.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, nos casos em que  $\lambda > 90$  a consideração da fluência no dimensionamento é obrigatória. A referida norma propõe um método simplificado com a utilização de uma excentricidade adicional associada à fluência, procedimento mais apropriado para os cálculos envolvendo o pilar-padrão. No caso do software *P-Calc 1.4*, a consideração da fluência também é aproximada, mas por meio de um ajuste no diagrama tensão x deformação. Este ajuste reflete na construção do diagrama normal-momento-curvatura ( $N \times M \times 1/r$ ), modificando diretamente o valor da rigidez obtida. Para considerar que o carregamento aplicado possui uma parcela de curta e outra de longa duração, esta última responsável pela fluência do concreto, o software corrige o diagrama com base no coeficiente  $\varphi_{ef}$ :

$$\varphi_{ef} = \varphi(t_{\infty}, t_0) \cdot \frac{N_{CQP}}{N_{Sd}} \quad (9.55)$$

Sendo:

$N_{CQP}$ : força normal para combinação quase-permanente [kN];

$N_{Sd}$ : força normal solicitante na combinação última considerada [kN];

Deste modo, o efeito da fluência é considerado por meio de uma correção direta das deformações no diagrama tensão x deformação, sendo adicionado o valor  $\varphi_{ef}$ . Para o caso do pilar central, calculou-se o coeficiente  $\varphi(t_{\infty}, t_0)$  conforme formulação já apresentada no item 9.1.2.6, considerando a aplicação das cargas no pilar após 10 dias da produção do elemento. O resultado é indicado na Tabela 9.18.

<sup>7</sup> O *P-Calc 1.4* é um aplicativo disponibilizado livremente pela TQS para análise de pilares de concreto armado submetidos à flexão composta oblíqua. Mais informações em: <https://www.tqs.com.br/apps/p-calc/ejm1se496l>

Tabela 9.18: Cálculo do coeficiente de fluência do pilar central.

<b>t (dias)</b>	45,42
<b><math>f_c(t_0)/f_c(t_\infty)</math></b>	1,00
<b><math>\varphi_a</math></b>	0,00
<b>U (%)</b>	65,00
<b><math>\gamma</math></b>	1,27
<b><math>u_{ar}</math> (cm)</b>	176,49
<b><math>h_{fic}</math> (m)</b>	0,29
<b><math>\varphi_{1c}</math></b>	2,18
<b><math>\varphi_{2c}</math></b>	1,45
<b><math>\varphi_{f\infty}</math></b>	3,16
<b><math>\beta_f(t_0)</math></b>	0,42
<b><math>\beta_f(t_\infty)</math></b>	1,00
<b><math>\varphi_{d\infty}</math></b>	0,40
<b><math>\beta_d</math></b>	1,00
<b><math>\varphi(t_\infty, t_0)</math></b>	2,23

Fonte: Elaborado pelo Autor

Com base neste valor e considerando o esforço  $N_{CQP} = 265,8$  kN obtido no *SCIA Engineer*, pode-se calcular o  $\varphi_{ef}$  para cada combinação de interesse.

### 9.2.2 Dimensionamento para situação final

Conforme discutido no item 9.2.1, o cálculo dos efeitos de 2º ordem local pode ser realizado para elementos isolados.

Os pilares deste projeto são elementos das subestruturas de contraventamento de nós móveis. Nestas condições, tal consideração é válida se forem aplicados os esforços finais da análise global de 2º ordem nas extremidades dos pilares. Esta análise de 2º ordem global foi apresentada na Seção 8.

#### 9.2.2.1 Esforços solicitantes máximos

Considera-se 4 combinações críticas, com os esforços normais e momentos nas duas direções dos pilares, obtidos da análise não-linear do *SCIA Engineer*. Notar que para o caso dos pilares centrais, ocorre apenas flexão composta. A favor da segurança, a força normal foi adotada como constante ao longo do pilar e com seu valor máximo, que ocorre na região do apoio. O momento no topo do pilar é decorrente da excentricidade dos consolos, como discutido no item 6.2. Segundo a ABNT NBR 6118:2014, para pilares com  $\lambda > 140$ , na análise dos efeitos locais de 2º ordem, deve-se multiplicar os esforços solicitantes finais de cálculo por um coeficiente adicional  $\gamma_{n1} = 1 + [0,01 \cdot (\lambda - 140)/1,4]$ . Sendo assim, tem-se  $\gamma_{n1,x} = 1,14$  e  $\gamma_{n1,y} = 1,41$ . Os esforços solicitantes de cálculo do software e os corrigidos com o coeficiente  $\gamma_{n1}$  são indicados na Tabela 9.19.

Tabela 9.19: Combinações de esforços críticos para o pilar central.

Combinação	N <sub>Sd</sub> [kN]	Base [kN. m]		Topo [kN. m]	
		M <sub>Sd,x</sub>	M <sub>Sd,y</sub>	M <sub>Sd,x</sub>	M <sub>Sd,y</sub>
1 - 1.3 LC1+1.3 LC2+1.4 LC3+0.84 LC5	409,2	0	36,0	0	0
2 -1.3 LC1+1.3 LC2+0.7 LC3+1.4 LC5	382,9	0	59,4	0	0
3 -1.3 LC1+1.3 LC2+0.7 LC3+1.4 LC7	262,3	118,6	0	20,8	0
4 -1.3 LC1+1.3 LC2+1.4 LC3+0.7 LC7	351,7	72,5	0	12,5	0
Combinação com $\gamma_{n1}$	N <sub>Sd</sub> [kN]	Base [kN. m]		Topo [kN. m]	
		M <sub>Sd,x</sub>	M <sub>Sd,y</sub>	M <sub>Sd,x</sub>	M <sub>Sd,y</sub>
1 - 1.3 LC1+1.3 LC2+1.4 LC3+0.84 LC5	578,6	0	50,9	0	0
2 -1.3 LC1+1.3 LC2+0.7 LC3+1.4 LC5	541,5	0	84,0	0	0
3 -1.3 LC1+1.3 LC2+0.7 LC3+1.4 LC7	297,8	134,7	0	23,6	0
4 -1.3 LC1+1.3 LC2+1.4 LC3+0.7 LC7	399,3	82,3	0	14,2	0

Fonte: Elaborado pelo Autor

Importante notar que os esforços na direção da menor inércia aumentam consideravelmente em função do coeficiente  $\gamma_{n1}$ , tornando-se até mesmo mais críticos que os maiores esforços da direção de maior inércia.

#### 9.2.2.2 Segunda ordem local e definição da armadura longitudinal

Introduzindo os esforços solicitantes máximos no software e os parâmetros de projeto previamente estabelecidos, a definição da armadura se torna basicamente um processo de otimização. Dadas as limitações de capacidade de processamento do software, em alguns casos, a solução final não converge para o número máximo de iterações. Como o software calcula diretamente os momentos de 2º ordem local, tendo por base uma armadura previamente definida, deve-se determinar um arranjo que resulte em uma solução válida. Dentre as condições para esta solução ser válida, impôs-se também a avaliação dos deslocamentos máximos absolutos do pilar como critério da análise. No entanto, é inevitável que o elemento apresente um deslocamento razoável, em função da hipótese de vinculação adotada. Além disso, ressalta-se que, devido aos momentos solicitantes elevados no pilar, as envoltórias mínimas de primeira e segunda ordem não são críticas.

Melo (2007) destaca que é comum a utilização de bitolas de 16, 20 e 25 mm para pilares pré-fabricados, sendo geralmente distribuídas nos cantos da seção. Neste projeto, adotou-se barras com diâmetro de 25 mm. No início, considerou-se 4 barras em cada lado da maior dimensão. Na menor dimensão, optou-se por não introduzir barras para evitar conflitos com o detalhamento das armaduras do tirante do consolo. No entanto, a distância máxima entre armaduras (40 cm) é respeitada. Este aspecto pode ser observado no detalhamento apresentado no Apêndice C. Considerou-se, ainda, estribos com diâmetro de 8 mm e um cobrimento de 3 cm para o posicionamento da armadura. O espaçamento entre barras foi adotado igual a 3 cm, satisfazendo os critérios da ABNT NBR 6118:2014. O resultado, entretanto, apresentou um deslocamento bem alto no topo do pilar, e não convergiu para uma solução estável na

combinação 2. Assim, optou-se por introduzir mais 1 barra de 25 mm em cada lado do centro do pilar para aumentar a rigidez da seção, o que já contribuiu para uma diminuição considerável dos efeitos de 2º ordem local na direção da menor inércia, que apresentava problema de conversão. É claro que este procedimento é menos eficiente que aumentar, por exemplo, as dimensões da seção do pilar. No entanto, como as outras verificações já foram feitas e apresentaram bons resultados, não se julgou pertinente modificar as dimensões da seção, que são usuais na prática. Ressalta-se que foram avaliadas diferentes disposições de armaduras, variando a posição e a taxa de aço, com o objetivo de constatar diferenças entre o momento solicitante total, o momento resistente e o deslocamento do topo do pilar. Em alguns casos, o pilar até mesmo não atingia uma configuração estável no cálculo da 2º ordem local, como descrito para o caso de 4 barras na seção. Sendo assim, a solução apresentada é a que se julgou mais plausível do ponto de vista da segurança, do deslocamento do pilar e da taxa de armadura utilizada para a seção e material especificados no pré-dimensionamento, que são usuais na prática.

A seguir, apresentam-se os cálculos para a combinação crítica em cada direção, considerando a armadura adotada, indicada na Figura 9.12.

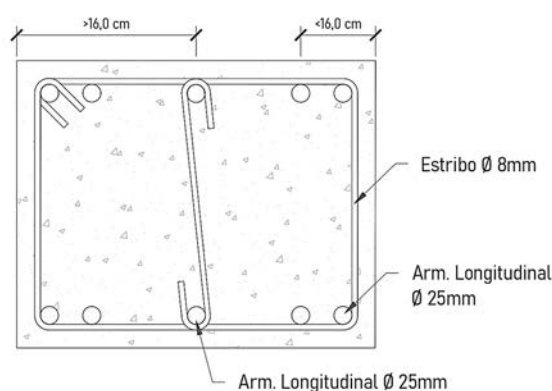


Figura 9.12: Armadura adotada para o pilar central.  
Fonte: Elaborado pelo Autor

a) *Combinação crítica na direção da menor inércia*

Esta avaliação é feita com os esforços da combinação 2, na direção da menor inércia, sendo o coeficiente de fluência  $\varphi_{ef} = 1,1$ . Na Figura 9.13, indica-se os resultados do cálculo da rigidez secante em cada seção e os momentos solicitantes totais, considerando os efeitos de 2º ordem local. Notar que se utilizou no software uma convenção do sistema de coordenadas diferente da adotada neste trabalho, alterando os eixos x e y.

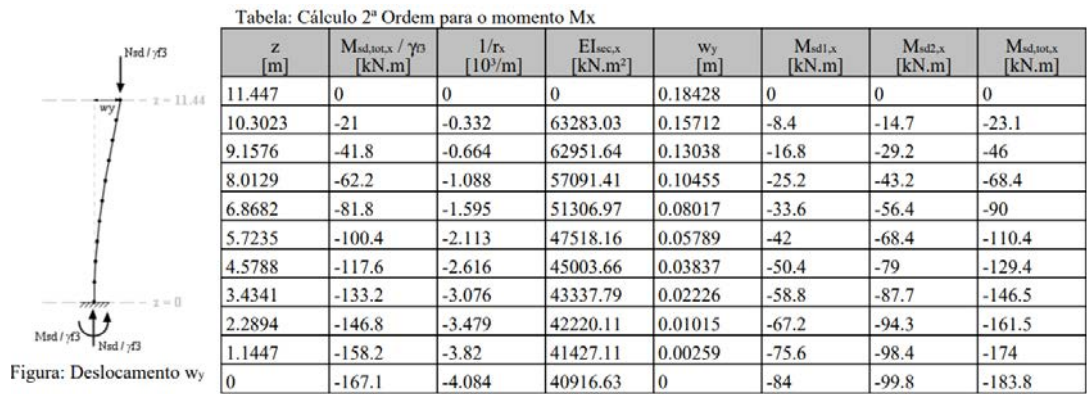


Figura 9.13: Resultados do cálculo dos momentos de 2º ordem local para o pilar central na direção y e combinação 2. Fonte: P-Calc 1.4

Sendo assim, os esforços considerados no dimensionamento são apresentados na Figura 9.14.

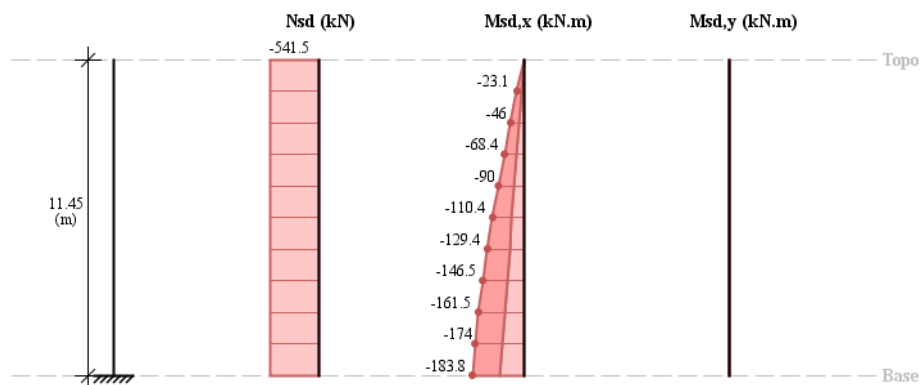


Figura 9.14: Esforços finais para o dimensionamento dos pilares na combinação 2. Fonte: P-Calc 1.4

Finalmente, tem-se o diagrama de interação com os esforços solicitantes e a envoltória resistente da armadura. No caso, a envoltória cobriu os esforços com bastante folga, uma vez que se introduziu mais armadura no pilar considerando outros critérios de análise. Notar que as envoltórias mínimas praticamente não aparecem no diagrama.

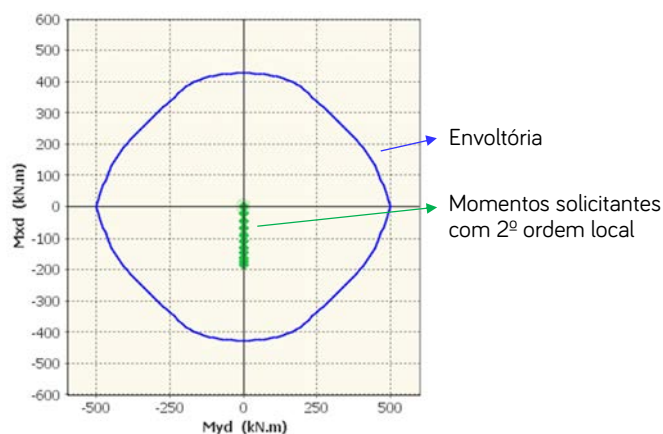


Figura 9.15: Diagrama de interação normal-momento para a combinação 2 com a armadura adotada para o pilar central. Fonte: Adaptado do P-Calc 1.4

Se a escala for aumentada, pode-se observar as envoltórias mínimas de 1º e 2º ordem, que no caso são bastante inferiores aos esforços máximos, uma vez que o pilar apresenta momentos solicitantes bastante elevados.

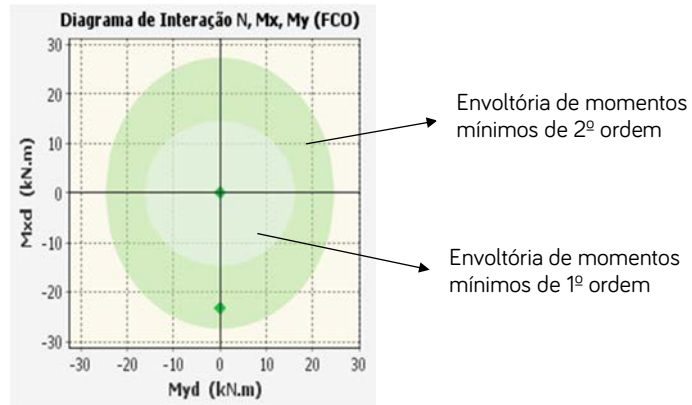


Figura 9.16: Envoltórias de momentos mínimos de 1º e 2º ordem para combinação 2.  
 Fonte: Adaptado do *P-Calc 1.4*

b) *Combinação crítica na direção da maior inércia*

Esta avaliação é feita com os esforços da combinação 3, na direção da maior inércia, sendo o coeficiente de fluência  $\varphi_{ef} = 2,00$ . Na Figura 9.17, indica-se os resultados do cálculo da rigidez secante em cada seção e os momentos solicitantes totais, considerando os efeitos de 2º ordem local.

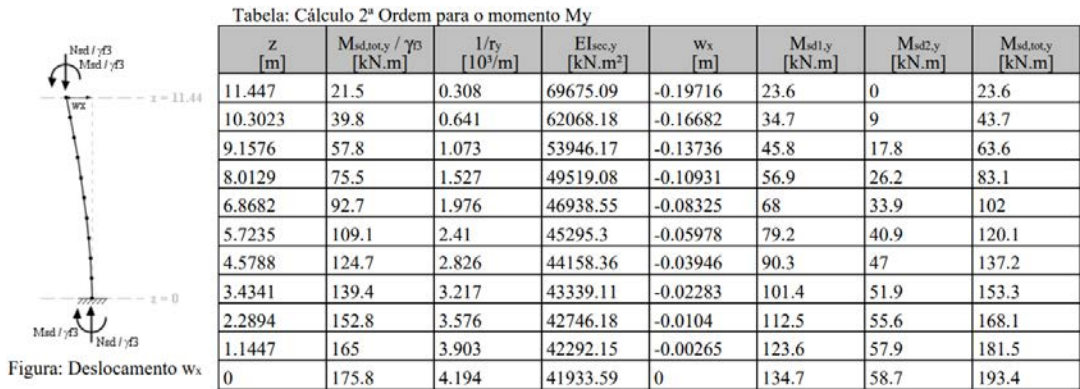


Figura 9.17: Resultados do cálculo dos momentos de 2º ordem local para o pilar central na direção x e combinação 3. Fonte: *P-Calc 1.4*

Sendo assim, os esforços considerados no dimensionamento são apresentados na Figura 9.18.

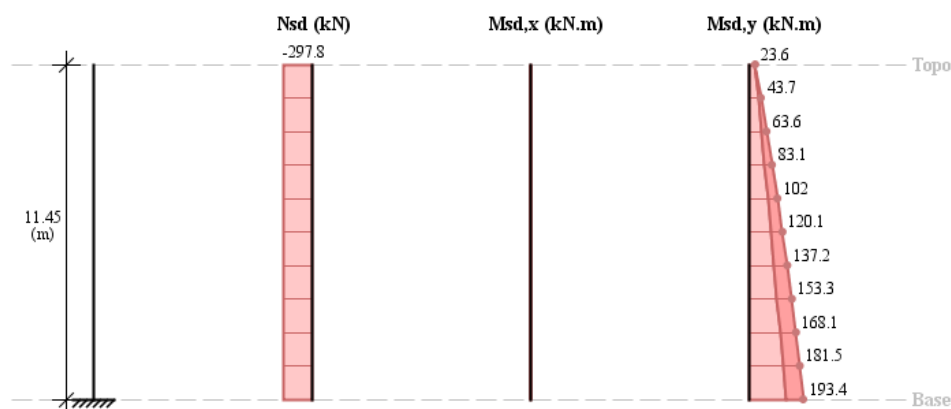


Figura 9.18: Esforços finais para o dimensionamento dos pilares na combinação 3.

Fonte: *P-Calc 1.4*

Finalmente, tem-se o diagrama de interação com os esforços solicitantes e a envoltória resistente da armadura. Como no caso anterior, o aumento da armadura resultou em uma envoltória resistente com bastante folga e as envoltórias mínimas praticamente não aparecem no diagrama.

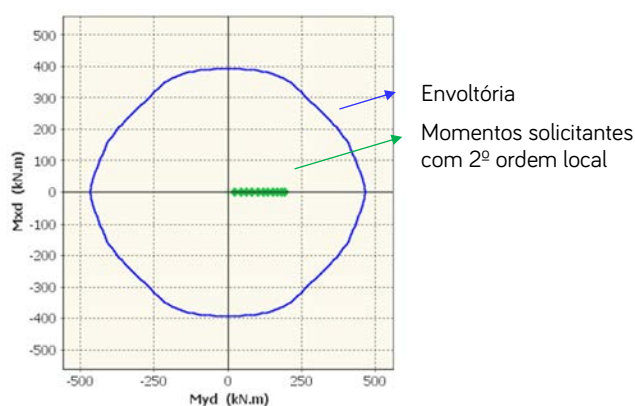


Figura 9.19: Diagrama de interação normal-momento para a combinação 3 com a armadura adotada para o pilar central. Fonte: Adaptado do *P-Calc 1.4*

Em alguns pilares com as características descritas, há a possibilidade de realizar o escalonamento da armadura longitudinal, interrompendo certas barras antes da extremidade superior. Este escalonamento deve também respeitar as situações transitórias do elemento. Neste trabalho, não se considerou o escalonamento da armadura longitudinal, de modo que a armadura é disposta da base até o topo do pilar, sem interrupção.

### 9.2.2.3 Armadura longitudinal mínima

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, a armadura longitudinal mínima para os pilares é calculada com a expressão:

$$A_{s,\text{mín}} = (0,15 N_d / f_{yd}) \geq 0,004 A_c \quad (9.56)$$

Sendo  $N_d$  o esforço normal máximo,  $f_{yd}$  a tensão de escoamento da armadura longitudinal e  $A_c$  a área de concreto. Assim, a taxa de armadura mínima resultou, neste caso, igual a 0,4%. A taxa de armadura adotada é de 2,45%, sendo superior à mínima. Vale ressaltar que a taxa de armadura é inferior à máxima, correspondente a 4% uma vez que haverá emenda das barras.

#### 9.2.2.4 Definição da armadura transversal (estribos)

Adotou-se barras de 8 mm para a armadura transversal dos pilares. De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, o espaçamento longitudinal entre os estribos, para garantir o posicionamento, impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores: 200 mm, menor dimensão da seção e  $12 \phi$  para CA-50. Portanto, adotou-se o espaçamento de 200 mm.

A norma também cita a necessidade de estribos suplementares sempre que houver possibilidade de flambagem das barras da armadura, situadas junto à superfície do elemento estrutural. Esta condição ocorre quando houver mais de duas barras à distância de  $20 \phi_t = 16$  mm do canto, ou barras fora deste trecho, como indicado na Figura 9.20.

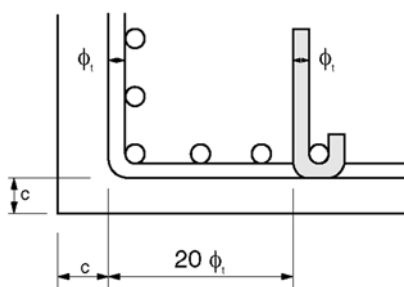


Figura 9.20: Condição de necessidade de estribos suplementares para proteção contra flambagem das barras.  
Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Sendo assim, há necessidade de estribo suplementar, como já indicado na Figura 9.12. Destaca-se que os esforços cortantes observados nos pilares na situação final são inferiores aos observados nas situações transitórias. Por isso, a análise da seção do pilar quanto ao cisalhamento será feita no item 9.2.3.

### 9.2.3 Verificação para situações transitórias

O comprimento nominal de projeto do pilar central é de 1280 cm, dado importante para definir os esforços nesta etapa. As situações transitórias consideradas e os diagramas com os esforços são indicados na Figura 9.21, conforme considerações apresentadas no item 6.3.4. Para o caso do içamento, apresenta-se apenas os diagramas para  $1,3 g_{pp}$ , por ser mais crítico. Destaca-se que as cargas concentradas no modelo são referentes aos consolos.

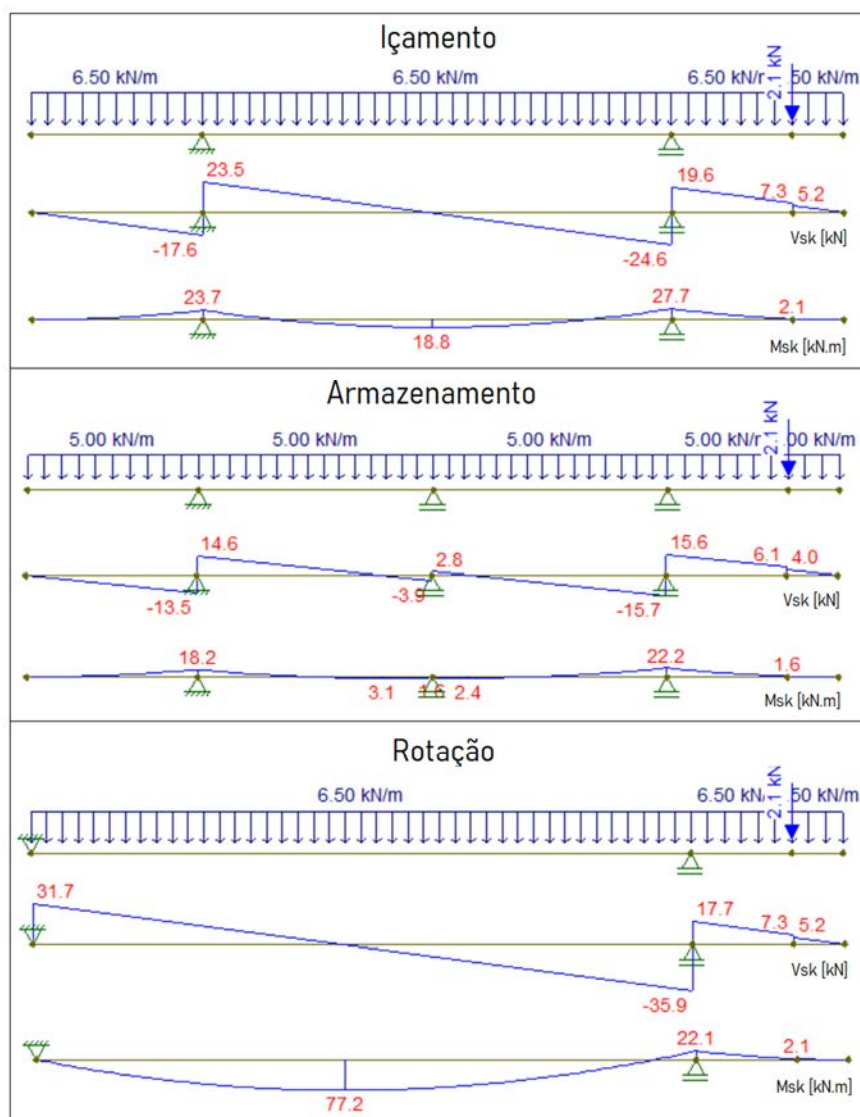


Figura 9.21: Solicitações características para as condições transitórias. Fonte: Adaptado do Ftool

Sendo assim, consideram-se duas condições críticas. O momento máximo ocorre para a rotação do elemento, mas neste caso o concreto já possui a resistência total  $f_{ck}$  aos 28 dias. Por isso, também é apresentada a verificação para saque da fôrma (içamento), em que a resistência do concreto é considerada, assim como no caso da viga, igual a  $0,7 f_{ck}$ . É válido ressaltar que o procedimento de saque é feito solicitando o pilar na menor inércia, uma vez que a presença dos consolos exige que a concretagem seja feita com o pilar nesta posição. Para o procedimento de rotação na montagem também se considerou a flexão na menor inércia, uma vez que o furo para içamento, pelo mesmo motivo citado anteriormente, deve estar posicionado paralelo ao eixo de menor inércia.

Nesta verificação, devem ser considerados os estados limites últimos e de serviço. Ressalta-se que o momento resistente da seção é bem superior aos momentos das situações transitórias, em função da quantidade elevada de armadura e das dimensões da seção transversal. Como a disposição das armaduras e a seção são simétricas, o momento resistente é o mesmo, tanto para o momento negativo quanto para o positivo.

### 9.2.3.1 Verificação para saque da fôrma

Para calcular o equilíbrio da seção de concreto armado solicitada por momento qualquer, utilizou-se o software *SECC-1.1.0*<sup>8</sup>. Introduziu-se os dados da seção, armadura, características dos materiais e esforços solicitantes da situação transitória, obtendo os diagramas de tensão e deformação da seção indicados na Figura 9.22.

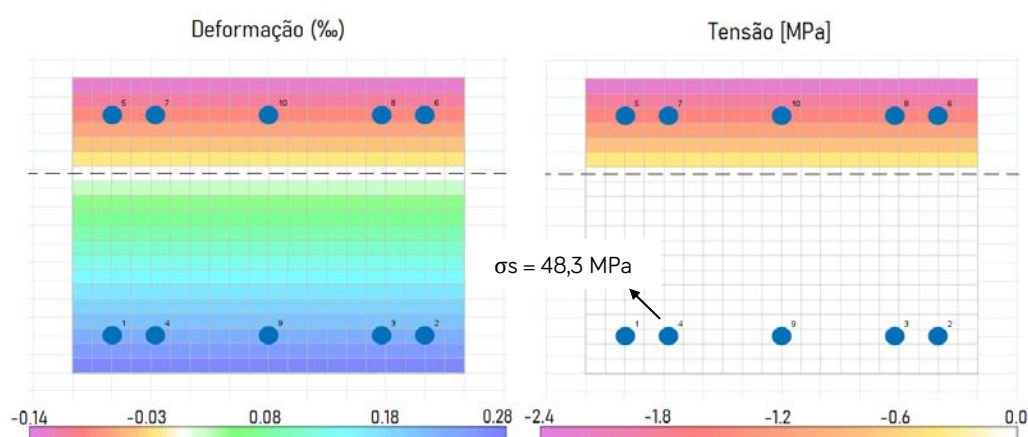


Figura 9.22: Tensões e deformações da seção para  $M_{Sd} = 1,3 \cdot 27,7 = 36,0$  kN.m com  $0,7 f_{ck}$ .  
Fonte: Adaptado do *SECC-1.1.0*

Como citado no item 6.3.4.2, a ABNT NBR 9062:2017 indica que se deve limitar a tensão da armadura longitudinal do elemento a  $0,50 f_{yk}$  para o caso de transporte e içamento dos pilares, o que é verificado.

Com relação ao esforço cortante, considerando o modelo de cálculo I, calcula-se a parcela resistida pelo concreto ( $V_c$ ) e a força cortante resistente de cálculo relativa às bielas ( $V_{Rd2}$ ), de acordo com a ABNT NBR 6118:2014:

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{28}{250}\right) \cdot \frac{2,8}{1,3} \cdot 50 \cdot \left(40 - \underbrace{5,05}_{CG \text{ barras}}\right) = 902,4 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot \frac{0,21 \cdot (28)^{2/3}}{1,3 \cdot 10} \cdot 50 \cdot (40 - 5,05) = 156,2 \text{ kN}$$

Nota-se que  $V_c$  é bem superior a  $V_{Sd} = 1,3 \cdot 24,6 = 32,0$  kN, portanto seria necessária apenas armadura mínima ( $\rho_{sw, \min} = 0,111$  %), que é inferior à adotada  $\rho_{sw} = 0,151$  %. Também se observa que  $V_{Rd2}$  é muito superior a  $V_{Sd}$ . Na verdade, a força cortante não é crítica para a situação transitória.

Com relação à verificação de serviço, calcula-se o momento de fissuração:

<sup>8</sup> O *SECC-1.1.0* é um aplicativo disponibilizado livremente pela TQS para análise de seções de concreto armado e/ou protendido submetidas à flexão composta, normal ou oblíqua. Mais informações em: <https://www.tqs.com.br/apps/secc/lzk6uydlyx>

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} = \frac{1,5 \cdot 0,21 \cdot 28^{2/3} \cdot (50 \cdot 40^3/12)}{20 \cdot 10} = 3872,8 \text{ kN.cm} > 27,7 \text{ kN.m}$$

Portanto, para esta situação, nota-se que a peça trabalha livre de fissuras (Estádio I). Ressalta-se que o software *SECC-1.1.0* desconsidera a contribuição de resistência do concreto tracionado mesmo no Estádio I, já que as tensões no concreto são assumidas nulas para quaisquer solicitações (vide Figura 9.22). Este procedimento resulta em uma análise a favor da segurança para o caso avaliado.

A flecha máxima obtida no Ftool é de  $f_{\text{icamento}} = 1,13 \text{ mm}$ , inferior à tolerância de linearidade  $l/1000 = 12,8 \text{ mm}$  indicada pela ABNT NBR 9062:2017. Na verdade, esta norma não fornece indicações específicas quanto aos limites para situações transitórias, por isso considerou-se as tolerâncias de fabricação para a verificação da deformação. Há que se considerar, no entanto, que os efeitos das situações transitórias poderiam se somar aos de fabricação, o que não foi considerado neste trabalho.

### 9.2.3.2 Verificação para rotação na montagem

Assim como no item 9.2.3.1, utilizou-se o software *SECC-1.1.0* para calcular o equilíbrio da seção. Os diagramas obtidos são indicados na Figura 9.23. Notar que a tensão é inferior a  $0,50 f_{yk}$ .

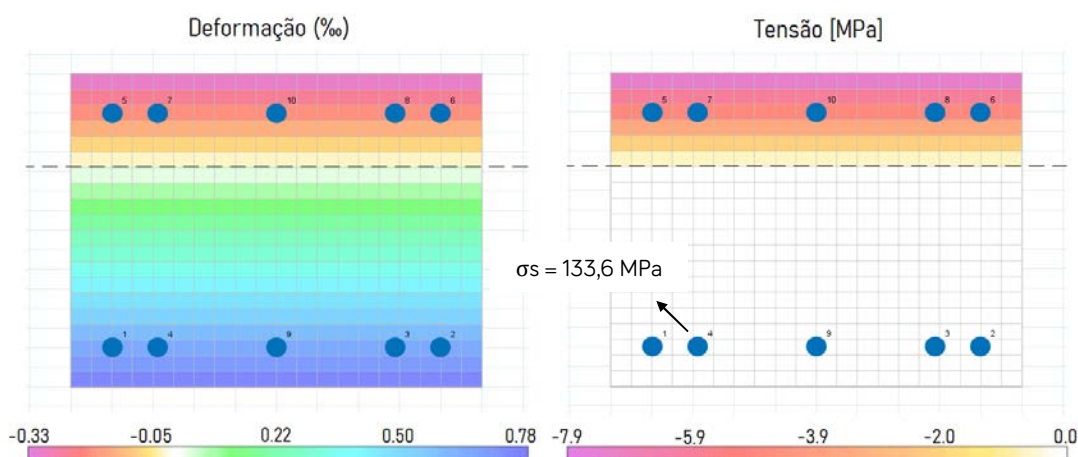


Figura 9.23: Tensões e deformações da seção para solicitação  $M_{Sd} = 1,3 \cdot 77,2 = 100,4 \text{ kN.m}$  com  $f_{ck}$ .  
Fonte: Adaptado do *SECC-1.1.0*

Para este caso tem-se  $V_c = 198,1 \text{ kN}$  e  $V_{Rd2} = 1219,5 \text{ kN}$  superiores a  $V_{Sd} = 1,3 \cdot 35,9 = 46,7 \text{ kN}$ . Neste caso, a armadura mínima seria de  $\rho_{sw,min} = 0,140 \%$ , que também é inferior à adotada. Como no caso anterior, esta verificação não é crítica.

Com relação à verificação de serviço, calcula-se o momento de fissuração:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} = \frac{1,5 \cdot 0,21 \cdot 40^{2/3} \cdot (50 \cdot 40^3/12)}{20 \cdot 10} = 4912,3 \text{ kN.cm} < 77,2 \text{ kN.m}$$

Ou seja, para esta situação, a peça trabalha fissurada. De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, o estado limite de abertura de fissuras pode ser verificado no Estádio II com  $\alpha_E = 15$ . Calculando-se as propriedades geométricas no Estádio II, desconsiderando o concreto tracionado e considerando a seção homogeneizada, determina-se a abertura de fissura sistemática ( $w_k$ ):

$$y_{CG, \text{Estádio II}} = 13,7 \text{ cm} \quad I_{\text{Estádio II}} = 236645,3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{si} = \alpha_E \cdot M \cdot \frac{y_2}{I_{\text{Estádio II}}}$$

$$\sigma_{si} = 15 \cdot 77,2 \cdot 100 \cdot \frac{40 - 13,7 - 5,05}{236645,3} = 10,40 \text{ kN/cm}^2$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

$$w_k = \frac{2,5}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{10,40}{21000} \cdot \frac{3 \cdot 10,40}{0,03 \cdot 40^{2/3}} = 0,004 \text{ cm} < 0,3 \text{ mm (OK)}$$

Considerou-se o limite de abertura de fissura indicada para vigas de classe de agressividade ambiental II, na falta de indicações mais específicas. Ressalta-se que a abertura é bem pequena, uma vez que as tensões na armadura são relativamente baixas para a condição de serviço.

Com relação à deformação, calcula-se primeiramente a rigidez equivalente apresentada pela ABNT NBR 6118:2014. Neste caso, o momento de inércia da seção fissurada de concreto é calculado com a relação  $\alpha_E = E_s/E_{cs} = 210000/38251 = 5,49$ , considerando a seção homogeneizada e o momento  $M_r$  avaliado com  $f_{ctm}$ . Assim, tem-se:

$$y_{CG, \text{Estádio II}} = 10,3 \text{ cm} \quad I_{\text{Estádio II}} = 103798,2 \text{ cm}^4$$

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

$$(EI)_{eq} = 3825,1 \left\{ \left( \frac{70,2}{77,2} \right)^3 \cdot 266666,67 + \left[ 1 - \left( \frac{70,2}{77,2} \right)^3 \right] \cdot 103798,2 \right\}$$

$$(EI)_{eq} = 865062352,3 \text{ kN} \cdot \text{cm}^2 = 86506,24 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

Considerando esta rigidez no modelo do Ftool, obtém-se a flecha máxima de  $f_{\text{rotação}} = 9,7 \text{ mm}$ , inferior à tolerância de linearidade  $l/1000 = 13 \text{ mm}$  indicada pela ABNT NBR 9062:2017.

## 9.2.4 Dimensionamento dos consolos

A ABNT NBR 9062:2017 indica 3 modelos para o cálculo dos consolos:

- Para  $1,0 < a/d < 2,0$ , cálculo como viga.
- Para  $0,5 \leq a/d \leq 1,0$  (consolo curto), cálculo baseado em modelo de biela e tirante.
- Para  $a/d < 0,5$  (consolo muito curto), cálculo baseado em modelo de atrito- cisalhamento.

Sendo  $a$  a distância da força até a face do pilar e  $d$  a altura útil do consolo, conforme indicado na Figura 9.24.

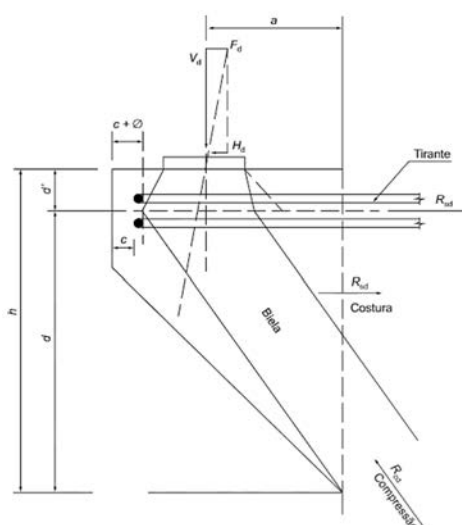


Figura 9.24: Modelo de biela e tirante para consolo curto. Fonte: ABNT NBR 9062:2017

No caso avaliado, estimando a distância da posição do centro geométrico da armadura tracionada até a borda mais próxima em 50 mm, tem-se:  $d = 500 - 50 = 450$  mm. A distância da força vertical até a face do pilar é considerada igual à 3/4 do comprimento do consolo, conforme recomendado por El Debs (2017). Tal recomendação considera o deslocamento da reação do apoio em decorrência da rotação do elemento fletido. Nestas condições, tem-se  $a = 3 \cdot 300/4 = 225$  mm e, portanto,  $a/d = 0,5$  (consolo curto). El Debs (2017) destaca que existem incertezas quanto à transição dos modelos de biela e tirante e atrito-cisalhamento e recomenda expressões para verificação de consolos com relação  $0,4 \leq a/d \leq 1,0$ , que serão utilizadas neste trabalho.

Além da força vertical resultante das vigas, é necessário considerar uma força horizontal, que pode ser estimada em  $H_{Sd} = 0,16 \cdot V_{Sd}$  para aparelhos de apoio de elastômero (ABNT NBR 9062:2017). A norma também indica um fator de ajustamento do coeficiente de ponderação das ações  $\gamma_n$ , neste caso igual 1,0, pois trata-se de um elemento pré-fabricado com carga vertical permanente preponderante.

Do modelo de bielas e tirantes, segue que o consolo é representado por uma barra tracionada (tirante) e por uma diagonal comprimida (biela), como indicado na Figura 9.24.

### 9.2.4.1 Verificação da biela de compressão

A tensão de compressão na biela é calculada com base na Equação (9.57) considerando um modelo simplificado de bielas e tirantes sugerido por Leonhardt e Mönning (1968 apud El Debs, 2017) com largura fixa da biela.

$$\tau_{wd} = V_{sd}/(b \cdot d) \quad (9.57)$$

Sendo  $b$  a largura do consolo.

De acordo com El Debs (2017), há divergência nas recomendações para verificação do esmagamento do concreto. Na falta de estudos mais conclusivos, o autor recomenda para consolos com relação  $0,4 \leq a/d \leq 1,0$ , que a verificação seja feita limitando-se a tensão de referência em  $0,2 f_{cd}$ , com base no ACI 318 (2005 apud El Debs, 2017). Este procedimento também é recomendado no PCI (2010). Nestas condições, tem-se:

$$\tau_{wu} \geq 0,2 f_{cd} \quad (9.58)$$

Na Tabela 9.20, apresenta-se a verificação do esmagamento da biela de concreto para o consolo avaliado.

Tabela 9.20: Verificação do esmagamento da biela de concreto.

$V_{sd}$ [kN]	167
$b$ [cm]	40
$d$ [cm]	45
$\tau_{wd}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	0,09
$\tau_{wu}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	0,62

Fonte: Elaborado pelo Autor

Nota-se que  $\tau_{wu} > \tau_{wd}$ , portanto a condição de resistência é verificada.

### 9.2.4.2 Cálculo das armaduras principais e secundárias

O consolo apresenta armadura principal (tirante) e secundária (armadura de costura), além de estribos verticais, como indicado na Figura 9.25.

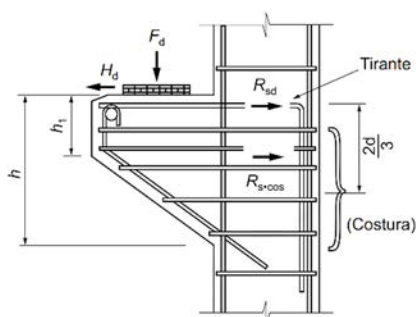


Figura 9.25: Armadura típica de consolo. Fonte: ABNT NBR 9062:2017

A armadura do tirante ( $A_{s,tir}$ ) é calculada conforme indicação de El Debs (2017):

$$A_{s,tir} = \frac{1}{f_{yd}} \cdot \left( \frac{V_{sd} \cdot a}{0,9 \cdot d} + 1,2 \cdot H_{sd} \right) \quad (9.59)$$

Sendo  $f_{yd}$  limitado à 435 MPa.

A ABNT NBR 9062:2017 indica uma taxa mínima de armadura de acordo com a expressão:

$$\omega = \frac{A_{s,tir}}{b \cdot d} \cdot \frac{f_{yk}}{f_{ck}} \geq 0,04 \quad (9.60)$$

De acordo com El Debs (2017) a armadura de costura deve ser igual à metade da armadura do tirante, podendo-se descontar a parcela proveniente da ação horizontal. A ABNT NBR 9062:2017 define que esta armadura seja distribuída em  $2/3 d$ , adjacentes ao tirante, completando-se o terço restante com armadura mínima:  $A_{scost \text{ mín}} = 0,15 \cdot b$  ( $\text{cm}^2/\text{m}$ ). Como estas armaduras resultaram semelhantes, optou-se por armar todo o consolo com a armadura superior à mínima. O espaçamento vertical máximo entre as armaduras de costura é de 10 cm.

Considerou-se uma armadura mínima para os estribos verticais conforme indicado para armadura transversal de vigas na ABNT NBR 6118:2014 e apresentado na Equação (9.48) deste trabalho. El Debs (2017) também recomenda que a armadura dos estribos seja maior ou igual a  $0,2 \cdot A_{s,tir}$ .

Com base nestas indicações, apresenta-se o cálculo das armaduras dos consolos na Tabela 9.21.

Tabela 9.21: Cálculo das armaduras do consolo

Tirante		Costura		Estribo vertical	
$V_{sd}$ [kN]	167	$(A_s/s)_{cost}$ [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ]	6,40	$(A_s/s)_{\text{mín}}$ [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ]	5,61
$H_{sd}$ [kN]	27	$(A_s/s)_{cost \text{ mín}}$ [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ]	6,00	$0,2 \cdot A_{s,tir}$ [ $\text{cm}^2$ ]	1,15
$A_{s,tir}$ [ $\text{cm}^2$ ]	2,88	$(A_s/s)_{cost \text{ adot}}$ [ $\text{cm}^2$ ]	6,40	$(0,2 \cdot A_{s,tir}/s)$ [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ]	3,84
$A_{s,tir \text{ mín}}$ [ $\text{cm}^2$ ]	5,76	$\emptyset_{\text{máx}}$ [mm]	25	$(A_s/s)_{adot}$ [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ]	5,61
$A_{s,tir \text{ adot}}$ [ $\text{cm}^2$ ]	5,76	$\emptyset_{adot}$ [mm]	6,3	$\emptyset_{adot}$ [mm]	6,3
$\emptyset_{\text{máx}}$ [mm]	25	$2/3 d$ [cm]	30	$s_{adot}$ [cm]	10
$\emptyset_{adot}$ [mm]	16	$s_{\text{máx}}$ [cm]	10	$(A_s/s)_{\text{efet}}$ [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ]	6,23
Barras	3	$s_{adot}$ [cm]	9	Barras	4
$A_{s,tir \text{ efet}}$ [ $\text{cm}^2$ ]	6,03	$(A_s/s)_{cost \text{ efet}}$ [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ]	6,93		
		Barras	5		

Fonte: Elaborado pelo Autor

Obs.: O diâmetro ( $\emptyset$ ) das barras do tirante ancorado por barra transversal soldada de mesmo diâmetro, opção considerada neste trabalho, não pode ser maior que  $1/6$  da menor dimensão do consolo na seção de engastamento ou 25 mm. No caso da armadura de costura, o diâmetro não pode ser maior que  $1/15$  da menor dimensão do consolo no engastamento (ABNT NBR 9062:2017).

### 9.2.5 Dimensionamento das alças de içamento

A altura da seção do pilar é inferior à das vigas, o que dificulta a ancoragem das alças. Uma opção, neste caso, seria aumentar o número de alças de içamento no pilar, o que diminuiria a solicitação máxima em cada uma delas. No caso deste trabalho, contudo, optou-se por manter a disposição das alças descrita anteriormente e adotar um laço triplo. O dimensionamento segue o mesmo procedimento descrito no item 9.1.10. Assim, adotando  $\alpha_1 = 45^\circ$ , calcula-se:

$$F_{\text{perna,d}} = \frac{S_d}{2 \cdot \cos(45^\circ)} = \frac{1,3 \cdot 3 \cdot (5 \cdot 12,8/2)}{2 \cdot \cos(45^\circ)} = 88,0 \text{ kN}$$

Considerando laço triplo, com três cordoalhas CP190 RB de diâmetro 12,7 mm, determina-se:

$$l_{\text{bp,ef}} = \frac{88,0}{14,14 \cdot 0,179} = 34,8 \text{ cm} \Rightarrow l_{\text{bp}} = l_{\text{bp,ef}} + \emptyset_n = 37,0 \text{ cm}$$

Sendo assim, adotou-se  $l_{\text{bp}} = 40 \text{ cm}$ .

É necessário verificar se ocorre o escoamento do aço. O diâmetro equivalente  $\emptyset_n$  para feixes com  $n$  cordoalhas é dado pela expressão  $\emptyset_n = \emptyset \cdot \sqrt{n}$ , de acordo com a ABNT NBR 6118:2014. Assim, tem-se  $\emptyset_n = 12,7 \cdot \sqrt{3} = 22 \text{ mm}$  e a tensão atuante pode ser calculada por:

$$f_s = F_{\text{perna,d}} / \left( \frac{\pi \cdot \emptyset_n^2}{4} \right) = 23,2 \text{ kN/cm}^2 < f_{\text{pyk}} = 170 \text{ kN/cm}^2$$

Verifica-se que a condição crítica ocorre para a ancoragem no concreto, uma vez que a resistência considerada é a referente às primeiras idades e a ancoragem do feixe de cordoalhas é reta (ABNT NBR 6118:2014). Com relação ao detalhamento da alça, destaca-se que esta deve estar pelo menos 100 mm acima do elemento estrutural e com o raio da dobra maior ou igual a  $2 \emptyset$  (EL DEBS, 2017).

### 9.2.6 Disposições sobre o detalhamento

Neste item, destacam-se alguns aspectos considerados no detalhamento do pilar, apresentado no Apêndice C.

- O diâmetro do furo para levantamento do pilar é de 4", uma vez que a carga total dos pilares é inferior a 17 tf. Tal informação é apresentada na Tabela 9.22.

Tabela 9.22: Diâmetro dos furos e dos pinos de levantamento em função da carga.

$\phi$ do furo de levantamento	$\phi$ do pino	Carga total máxima de levantamento
$\phi$ 4"	$\phi$ 3,5"	17 tf
$\phi$ 5"	$\phi$ 4"	24 tf

Fonte: MELO (2007)

- Calculou-se o comprimento de embutimento da base do pilar no cálice de fundação, conforme estabelecido pela ABNT NBR 9062:2017 e indicado na Tabela 9.23. Os esforços na base do pilar foram apresentados na Tabela 9.19.

Tabela 9.23: Comprimentos mínimos de embutimento do pilar.

Interfaces	$\frac{M_d}{N_d h} \leq 0,15$	$\frac{M_d}{N_d h} \geq 2$
Lisas ou rugosas (ver NOTA 3)	1,5 $h$	2,0 $h$
Com chaves de cisalhamento	1,2 $h$	1,6 $h$

NOTA 1  $h$  é a dimensão da seção transversal do pilar, paralela ao plano de ação do momento  $M_d$ .  
 NOTA 2 Interpolar valores intermediários da relação  $M_d/(N_d h)$ .  
 NOTA 3 Valores menores de embutimento para interface rugosa podem ser utilizados desde que validados experimentalmente (ver 5.5).

Fonte: ABNT NBR 9062:2017

Por interpolação dos valores da Tabela 9.23, determinou-se o comprimento mínimo crítico, que ocorre para a combinação 3 da Tabela 9.19. O valor encontrado foi de 88 cm, sendo adotado 90 cm.

A cota de apoio do pilar, que corresponde ao nível em que o pilar se apoia dentro do bloco, normalmente coincidente com a face superior da base do bloco, foi definida em -1,2 m em relação ao piso acabado.

- Para o consolo, definiu-se uma armadura construtiva para apoiar a armadura de costura e os estribos verticais, com 2  $\emptyset$  8 mm. Também devem ser previstos pinos para ligação das vigas, que não foram dimensionados neste trabalho, mas foram esquematicamente representados nos detalhes destes elementos.
- As barras precisam de emendas em função da altura do pilar, pois o comprimento comercial é de 12 m. O tipo de emenda escolhido foi por traspasse das barras. O comprimento de sobreposição adotado, calculado conforme disposições da ABNT NBR 6118:2014, é de  $l_{0t} = 140$  cm.
- Não foi avaliada a necessidade de armadura de reforço para o furo de içamento previsto no pilar.

## 10 DIMENSIONAMENTO DO PISO INDUSTRIAL

No Brasil, os projetos recentes de pisos industriais de concreto têm sido desenvolvidos com base nos estudos europeus, que consideram o comportamento plástico dos materiais na ruptura, com o emprego de telas soldadas, fibras e/ou protensão (RODRIGUES; FARIA; SILVA, 2015). O piso industrial abordado neste trabalho é o pavimento em concreto reforçado com fibras de aço (CRFA). O foco principal é a avaliação da estrutura do pavimento rígido. Um esquema deste tipo de estrutura é apresentado na Figura 10.1.

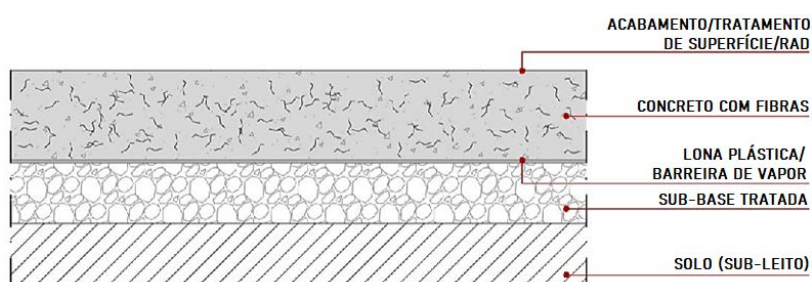


Figura 10.1: Camadas de um pavimento industrial em concreto reforçado com fibras.  
Fonte: CRISTELLI (2010)

### 10.1 CARACTERÍSTICAS DO SUBLEITO

Os dados referentes à geologia do terreno foram obtidos com base em três sondagens realizadas no local. Não se obteve permissão para a reprodução dos relatórios de sondagens neste trabalho. No entanto, utilizou-se as características geotécnicas reais do terreno para proposição da fundação do pavimento.

A análise das sondagens à percussão (SPT) indica a presença de solos moles na camada superficial, o que é muito problemático para o caso de pisos com fundação direta. Existe uma camada de cerca de 1,5 m com argila silto-arenosa muito plástica e com baixa capacidade de suporte ( $N_{spt}$  médio na camada igual a 3). Abaixo deste material, se encontra um silte argiloso com melhor capacidade de suporte ( $N_{spt}$  da ordem de 30). Para os fins deste trabalho, considerou-se um perfil típico das condições do solo, obtido por meio da integração dos três relatórios de sondagem do terreno, indicado na Figura 10.2.

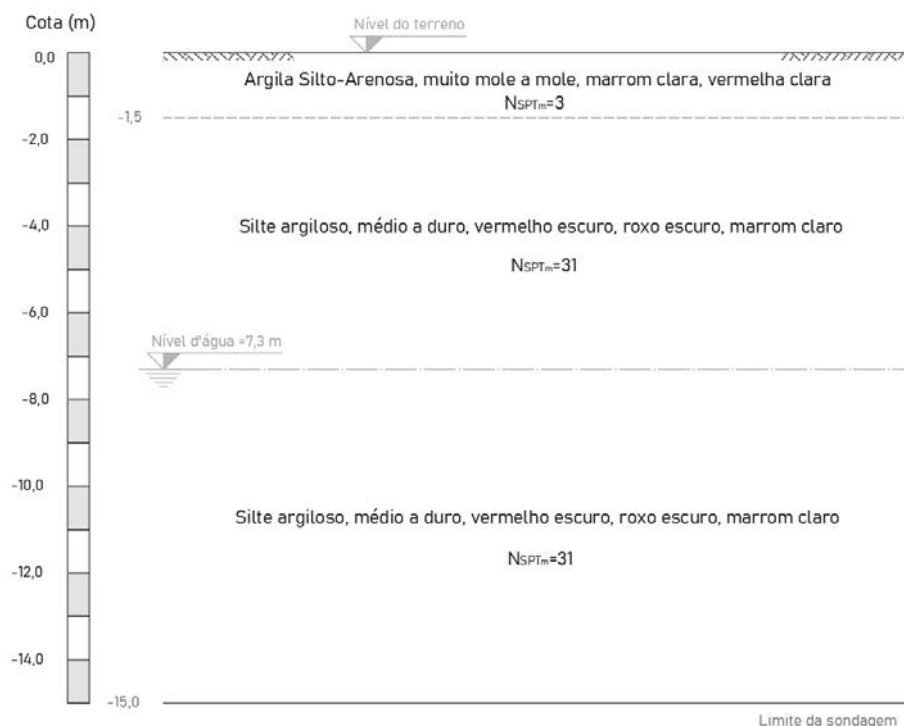


Figura 10.2: Perfil típico do solo local. Fonte: Elaborado pelo Autor

## 10.2 DEFINIÇÃO DA FUNDAÇÃO DO PISO

Como o terreno deverá ser nivelado para construção do centro logístico, considerou-se viável retirar a camada de solo superficial e substituir por solo importado, ou seja, promover um reforço do subleito. Este aterro, após compactado em uma espessura de pelo menos 40 cm, deve resultar em  $CBR > 10\%$ , parâmetro a ser comprovado por ensaio CBR (Índice de Suporte Califórnia). Possivelmente, este procedimento resulta em um custo menor que o obtido com a construção de um piso com fundação profunda, apoiado em vigas estaqueadas. Sendo assim, considera-se que a fundação seja direta, uma vez que o subleito é capaz de absorver os carregamentos aplicados.

A fim de se obter um melhor comportamento estrutural do pavimento, optou-se pela utilização de sub-base, que também permite a correção de eventuais deficiências do terreno de fundação. Considerou-se a utilização de sub-base tratada com cimento, que diminui significativamente as tensões transmitidas ao subleito e, por consequência, as deformações do terreno de fundação. O tipo escolhido é a brita graduada tratada com cimento (BGTC) com espessura de 12,5 cm.

Um parâmetro geotécnico importante para o projeto de pisos industriais é o módulo de reação, também chamado de coeficiente de recalque ( $k$ ). Este parâmetro é obtido por meio de um ensaio de prova de carga em placa, que consiste na avaliação do deslocamento de uma placa apoiada no solo com a aplicação de determinado carregamento. No entanto, por se tratar de ensaio mais caro e complexo que o CBR, é raramente utilizado. Assim, foram estabelecidas correlações entre o coeficiente de recalque e o CBR, este último amplamente utilizado para

avaliação da resistência do solo do subleito de pavimentos. O ábaco da Figura 10.3 apresenta esta correlação para terreno de fundação que apresenta sub-base tratada com cimento. O valor de CBR de entrada se refere ao topo do subleito, sendo o valor de  $k$  obtido para o topo do sistema subleito/sub-base.

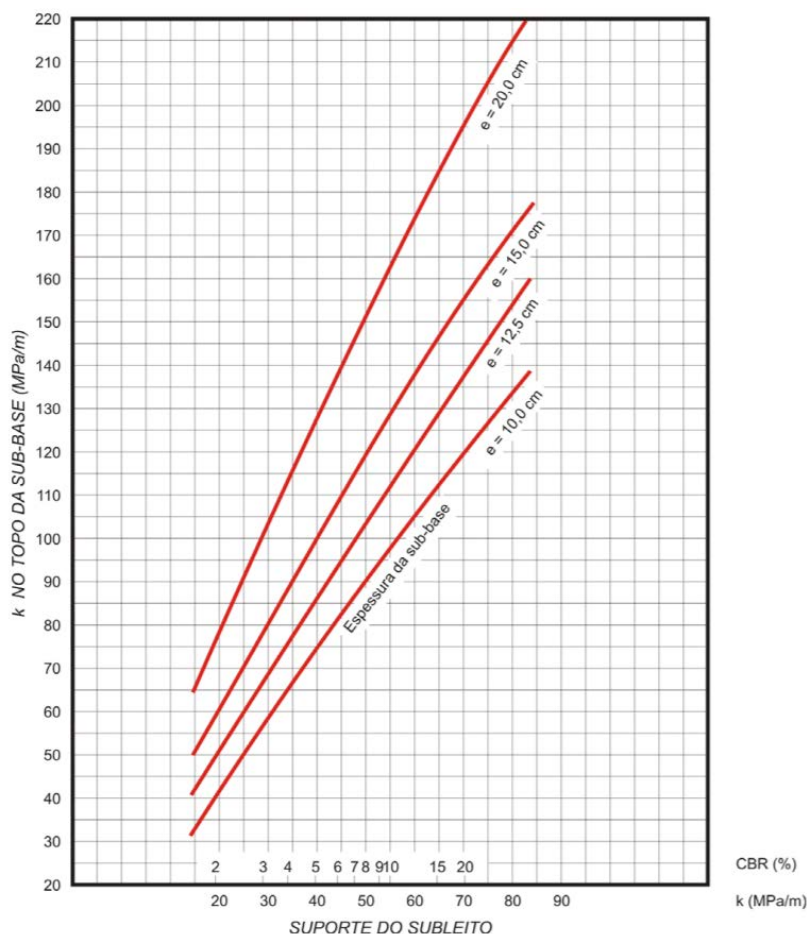


Figura 10.3: Aumento de  $k$  devido à presença de sub-base tratado com cimento (SMC) ou brita graduada.  
Fonte: DNIT (2005)

Apesar do reforço do subleito com  $\text{CBR} > 10\%$ , optou-se por considerar o CBR do subleito com valor inferior, considerando o material presente no terreno de fundação. Não foram efetuados ensaios para avaliação deste parâmetro, que são altamente recomendados, uma vez que a realização de projetos sem estes dados de entrada comumente resulta em projetos mais conservadores. Esta foi a lógica adotada neste trabalho, considerando um  $\text{CBR} = 6\%$ , mínimo valor indicado por Rodrigues, Faria e Silva (2015) para solos do tipo silte-argiloso. Sendo assim, obtém-se o coeficiente de recalque  $k = 94$  MPa/m do ábaco da Figura 10.3.

### 10.3 PROJETO GEOMÉTRICO DO PISO

Os pavimentos são compostos por numerosas placas menores separadas por juntas, que definem o projeto geométrico do piso. A sua função básica é permitir as movimentações de retração/dilatação do concreto, sem que ocorram danos ao piso, permitindo a adequada

transferência de carga entre as placas adjacentes (RODRIGUES; BOTACINI; GASPARETTO, 2006). Assim, induz-se a inevitável fissuração a ocorrer em regiões preestabelecidas. O posicionamento das juntas é definido pela geometria do piso, considerando o *layout* operacional e o espaçamento adequado. Podem ser classificadas de acordo com o método executivo e/ou função em:

- Juntas de construção (associadas às etapas de concretagem do pavimento);
- Juntas serradas (para acomodação das tensões geradas pela retração do concreto);
- Juntas de encontro (para o isolamento do piso dos demais elementos estruturais);

Neste último caso, destaca-se a ocorrência de cantos reentrantes, que devem ser evitados, caso contrário necessitam de reforço com armadura para controle da fissuração. Estas juntas são indicadas na Figura 10.4.

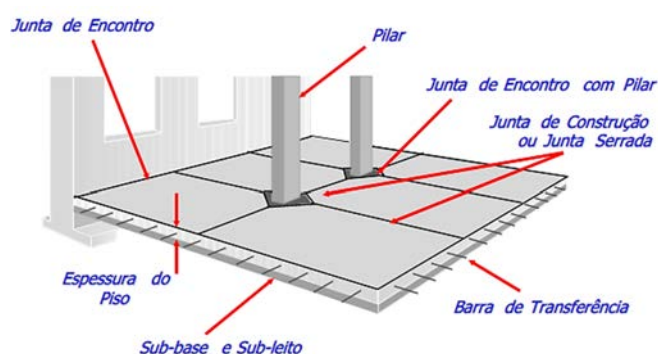


Figura 10.4: Componentes de um piso industrial. Fonte: RODRIGUES (2006)

De acordo com Rodrigues (2010), é possível trabalhar com placas maiores no CRFA do que no concreto simples, apesar de não existir um modelo que relacione o comprimento da placa com o teor de fibras no concreto. O *layout* das juntas deve seguir recomendações práticas, como as propostas pelo TR 34 (2013) e por Rodrigues e Gasparetto (1999):

- O piso deve trabalhar isolado da estrutura, não sendo por ela solicitado, sendo necessária a definição das juntas de encontro em interseções com pilares e paredes.
- As juntas devem dividir o piso em painéis quadrados menores, tipicamente com lado de 6 m, e com limite da razão comprimento/largura de 1:1.5, a fim de melhorar o controle da fissuração.
- Evitar cantos reentrantes e, sempre que necessários, utilizar armadura de reforço para controlar a fissuração que não pode ser evitada nestes locais.
- As juntas devem formar ângulos sempre superiores a 90° em interseções, sendo que as juntas de construção e serradas não podem terminar em outras juntas de construção ou serradas (junta tipo T). Caso isto ocorra, é também necessária a utilização de armadura de reforço para controle da fissuração que tenderá a se propagar para dentro da placa. Neste caso, a

armadura é posicionada perpendicular à junta, na placa em que não ocorre sua continuidade, de modo a absorver os esforços de tração.

Vale ressaltar que o atendimento a todas as recomendações é difícil na prática, de modo que estes requisitos devem ser balanceados. Um problema comum é que os pilares e as docas não se alinham com eixos predeterminados, e exigem a distribuição das juntas em placas que não resultam exatamente iguais. A existência de sistema de armazenamento por porta-paletes também influencia diretamente na posição das juntas. Como em galpões logísticos o *layout* de utilização do piso não é predefinido no projeto, adotou-se uma configuração do sistema de armazenamento para o posicionamento das juntas. Posteriormente, devem ser indicadas as orientações para o carregamento do piso ao locatário, seguindo a recomendação de “esconder” as juntas sob a pilha de paletes (no caso de carga bloqueada) ou sob a estrutura porta-paletes. De preferência, a orientação deve ser para o posicionamento da estrutura conforme hipótese de projeto, de modo que os corredores de tráfego de empilhadeiras resultem com um número reduzido de juntas.

Com base nos aspectos descritos acima e adotando a configuração do sistema porta-paletes conforme dimensões apresentadas no item 9.4.1, propõe-se o projeto geométrico indicado na Figura 10.5.

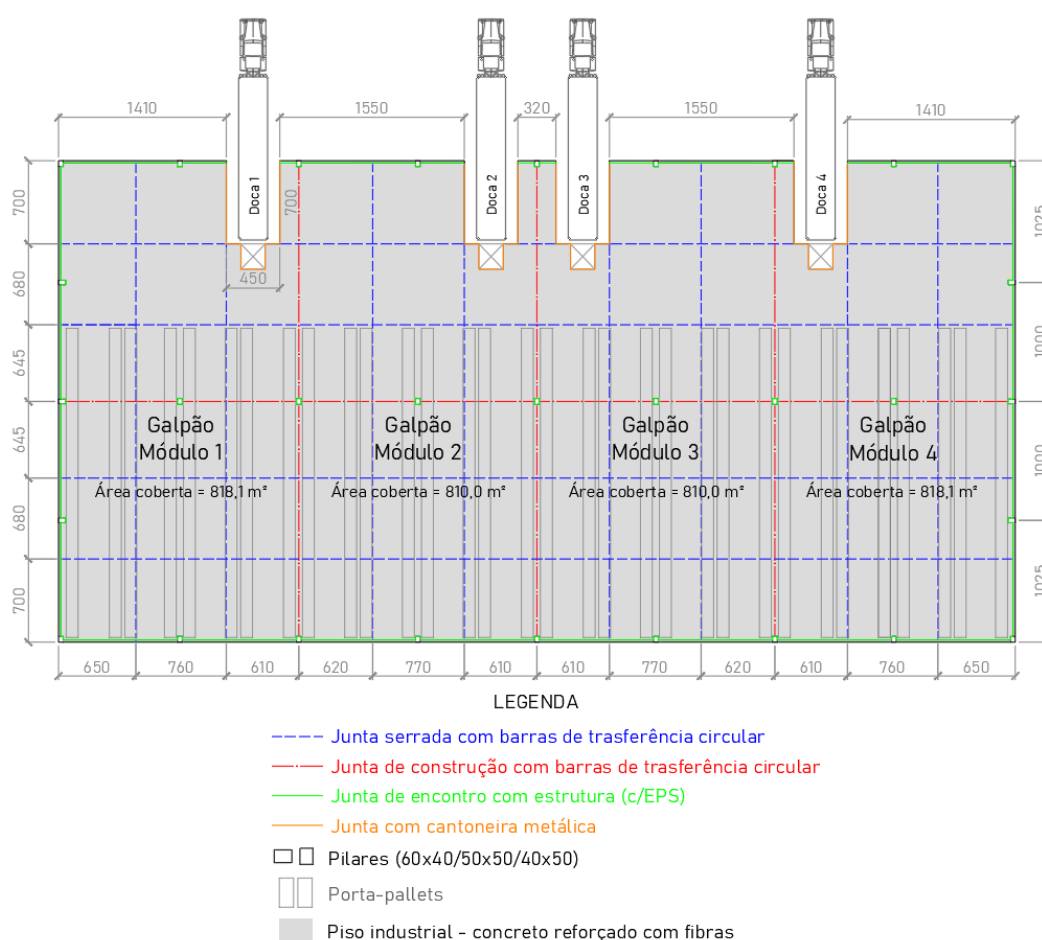


Figura 10.5: Projeto geométrico do piso industrial do galpão. Fonte: Elaborado pelo Autor

## 10.4 DEFINIÇÃO DAS AÇÕES

Neste item, apresentam-se as cargas móveis, distribuídas e concentradas que podem ocorrer em pisos de um galpão logístico e que foram consideradas no cálculo das solicitações. Os métodos de dimensionamento também citam esforços decorrentes do empenamento das placas de concreto, mas são raros os que fornecem alguma diretriz para considerá-los (RODRIGUES, FARIA; SILVA, 2015). O empenamento é a distorção das extremidades do piso, gerado por um gradiente de umidade e/ou temperatura entre as faces superior e inferior da placa. A rigor, este efeito deveria ser somado ao das cargas externas, mas sua consideração não é tão significativa, visto que o piso se localiza em área coberta (RODRIGUES, 2015). Na verdade, a abordagem de dimensionamento para os pisos industriais não considera os efeitos de ações indiretas, como o empenamento e retração. Tais solicitações são minimizadas adotando especificações adequadas para o concreto, limitando o espaçamento entre juntas, evitando vínculos do piso com os elementos da estrutura do galpão (juntas de encontro) e limitando o atrito entre as placas e a sub-base, que podem introduzir tensões de tração nas placas devido à retração (TR 34, 2013). Esta limitação é proporcionada por camadas de deslizamento, por exemplo, com lonas plásticas, como indicado na Figura 10.1. Outra ação que pode ser considerada é a deformação plástica do subleito sob ação de cargas de elevada duração, mas este caso extrapola o escopo deste trabalho.

### 10.4.1 Ações concentradas

As ações concentradas em pisos podem ser estáticas ou dinâmicas. Nos centros logísticos modernos, o armazenamento das mercadorias é usualmente realizado em sistema de porta-paletes, que consiste na maior ação estática no piso. Estas estruturas apresentam alturas elevadas, resultando em cargas concentradas muito altas em pequenos apoios. Além disso, a proximidade destes apoios deve ser considerada, devido à sobreposição de seus efeitos.

Neste trabalho, para fins de dimensionamento, considerou-se a instalação de porta-paletes convencionais, formados por duas estanterias posicionadas lado a lado e alimentadas por corredores frontais, com dimensões padronizadas indicadas na Figura 10.6. A distância entre os montantes de duas estanterias depende da presença dos pilares, como se observa na Figura 10.5. Sendo assim, em alinhamentos com pilares, deve-se considerar uma distância  $N$  maior do que em alinhamentos sem pilares. Considerando que os paletes avançam 100 mm para cada lado dos montantes, adotou-se  $N = 30$  cm para alinhamentos sem pilares e  $N = 60$  cm para alinhamentos com pilares.

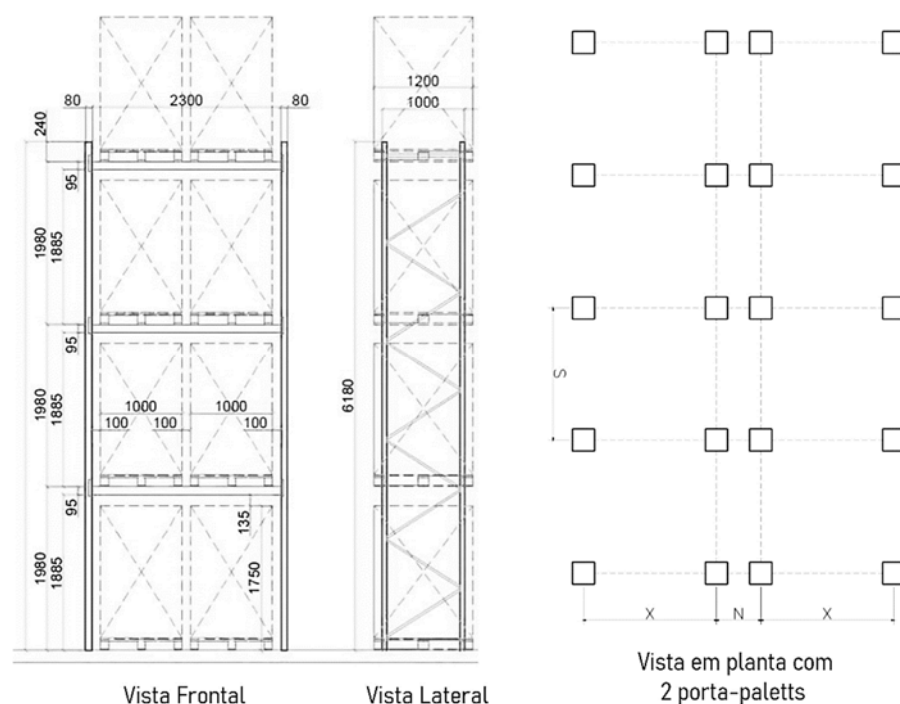


Figura 10.6: Sistema de porta-paletes convencional adotado para dimensionamento do piso.  
Fonte: Elaborado pelo Autor

De acordo com Chodounsky e Viecili (2007 apud Pinheiro, 2009) este sistema de estocagem pode ultrapassar 10 metros de altura, sendo que, para alturas entre 8 e 10 metros, os carregamentos chegam a 5.000 kg por apoio. Como o galpão possui pé-direito livre de 10 m nas extremidades, considerou-se que o sistema de porta paletes apresenta 5 níveis de empilhamento. Considerando uma carga média de 1 tf por apoio, em cada nível de empilhamento, adotou-se uma reação no apoio de cada montante de 5 tf.

Com relação à ação dinâmica, o tipo mais comum de veículo a trafegar em um piso industrial é a empilhadeira. O dimensionamento requer o conhecimento de parâmetros como a carga do eixo mais carregado, o tipo de rodagem (simples ou dupla), a distância entre rodas e a pressão de enchimento dos pneus. Vale ressaltar que, para efeitos de dimensionamento, o eixo traseiro é considerado apenas como direcional, concentrando-se as cargas no eixo dianteiro.

No caso deste projeto, considerou-se um veículo-tipo para o projeto do piso. Trata-se de uma empilhadeira retrátil com rodagem simples e classe II, de acordo com a ABNT NBR 6120:2019. A norma indica uma carga por eixo de 40 kN para tal classe, porém adotou-se uma carga de 6,0 tf no eixo mais carregado (dianteiro), valor usual encontrado em outros projetos de piso. Tal alteração foi efetuada para considerar eventuais mudanças de veículo ou tráfego de empilhadeiras mais pesadas. Considerou-se uma distância de 0,95 m entre rodas, conforme indicação da ABNT NBR 6120:2019. As rodas das empilhadeiras podem ser rígidas ou pneumáticas. Neste projeto, considerou-se rodas rígidas, que são mais críticas para a sollicitação dos pisos, pois apresentam menor área de contato em função da pressão de enchimento elevada. Esta pressão foi adotada igual a 1,75 MPa, conforme indicação de Rodrigues, Faria e Silva (2015).

### 10.4.2 Ações distribuídas

Trata-se do método mais simples para estocagem em galpões, com a disposição diretamente sobre determinada área do piso. Geralmente, distribui-se o estoque em grandes áreas, intercaladas com regiões descarregadas para a movimentação das mercadorias, denominadas corredores de acesso. A carga é função da altura de estocagem que, por questões de estabilidade, dificilmente atinge 9 metros de altura, geralmente ficando bastante abaixo deste limite. A ABNT NBR 6120:2019 especifica valores característicos nominais mínimos de cargas distribuídas para projetos de piso com aplicação logística. O valor apresentado é de 40 kN/m<sup>2</sup>. Neste projeto, considerou-se um valor de 6 tf/m<sup>2</sup>.

## 10.5 CÁLCULO DAS SOLICITAÇÕES DO PISO

Neste item, apresenta-se o procedimento de cálculo e os resultados de esforços à flexão das placas de concreto para as cargas concentradas e distribuídas.

### 10.5.1 Solicitações decorrentes de ações concentradas

Para avaliação das solicitações nas placas de concreto, adota-se o método tradicional europeu. Considera-se a análise plástica do pavimento baseada na teoria das linhas de ruptura (charneiras plásticas). Estes estudos desenvolvidos pelos europeus avaliam a atuação das cargas pontuais em três regiões distintas, como indicado na Figura 10.7.

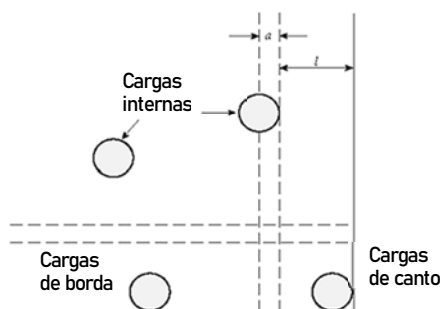


Figura 10.7: Posições das cargas consideradas por Meyerhof (1962).  
Fonte: Adaptado do TR 34 (2013)

Neste modelo, as cargas pontuais são admitidas atuando em áreas circulares. Deste modo, algumas adaptações devem ser efetuadas para avaliação das solicitações considerando cargas com outros formatos, calculando uma área de contato equivalente. As expressões de Meyerhof (1962 apud Carnio, 1998) indicadas para projeto provém da linearização das equações originais, resultando em soluções conservadoras segundo Carnio (1998). A carga de colapso da estrutura é função da soma de dois momentos máximos que se desenvolvem na região de aplicação da carga no piso, conforme discutido no item 10.6.1. Adaptando a expressão para o cálculo dos momentos a partir da carga aplicada, tem-se:

$$\text{Carga no interior da placa:} \quad M_p + M_n = \frac{P}{6 \cdot \left(1 + \frac{2a}{l}\right)} \quad (10.1)$$

$$\text{Carga na borda da placa:} \quad M_p + M_n = \frac{P}{3,5 \cdot \left(1 + \frac{3a}{l}\right)} \quad (10.2)$$

$$\text{Carga no canto da placa:} \quad M_p + M_n = \frac{P}{2 \cdot \left(1 + \frac{4a}{l}\right)} \quad (10.3)$$

Sendo:

$M_p + M_n$ : momento positivo e negativo [kN.m/m] gerado pelo carregamento P [kN];

a: raio da área circular equivalente de aplicação da carga [m];

l: raio de rigidez da placa de concreto [m], determinado por:

$$l = \sqrt[4]{\frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot k}} \quad (10.4)$$

Sendo:

E: módulo de elasticidade inicial do concreto (*short term*) [MPa];

h: espessura da placa de concreto [m];

$\mu$ : coeficiente de Poisson do concreto;

k: coeficiente de recalque no topo do sistema subleito/sub-base [MPa/m];

O raio de rigidez ( $l$ ) tem significado físico, sendo a distância entre o ponto de momento positivo máximo e o ponto de momento nulo, como indicado na Figura 10.8. Quando uma carga pontual está a uma distância superior à  $l$  de um certo ponto da placa, é notório que apresenta pouca influência na sollicitação deste ponto (TR 34, 2013).

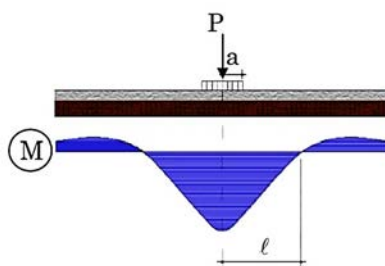


Figura 10.8: Representação do raio de rigidez em uma placa. Fonte: OLIVEIRA (2000)

É válido ressaltar que verdadeiros cantos e bordas ocorrem apenas na periferia do piso, uma vez que existem mecanismos de transferência de carga entre as juntas. Este mecanismo é viabilizado pelas barras de transferência, como indicado na Figura 10.4. De acordo com o TR 34 (2013), a experiência comprova que a capacidade nos cantos é semelhante à das bordas, devido a tais mecanismos. Sendo assim, é geralmente suficiente considerar as ações das cargas no interior e nas bordas das placas para o dimensionamento.

Neste trabalho, adotou-se um concreto da classe C30, com módulo de elasticidade igual a 36807 MPa (agregado de basalto), e o coeficiente de Poisson igual a 0,2 (ABNT NBR 6118:2014). Nestas condições, calcula-se o raio de rigidez apresentado na Tabela 10.1.

Tabela 10.1: Cálculo do raio de rigidez da placa de concreto.

$E_{ci}$ [MPa]	36807
$\mu$	0,2
$k$ [MPa/m]	94
$l$ [m]	0,58

Fonte: Elaborado pelo Autor

A existência de cargas próximas deve ser avaliada considerando a sobreposição dos efeitos destas cargas. O TR 34 (2013) apresenta um procedimento para considerar esta ação conjunta. Trata-se da determinação de uma área equivalente de aplicação das cargas, dada pela soma das áreas equivalentes individuais com a área entre elas, como indicado na Figura 10.9. Este procedimento é válido para cargas distantes até 2 vezes a espessura da placa e para cargas que apresentam raios equivalentes ( $a$ ) iguais ou diferentes.

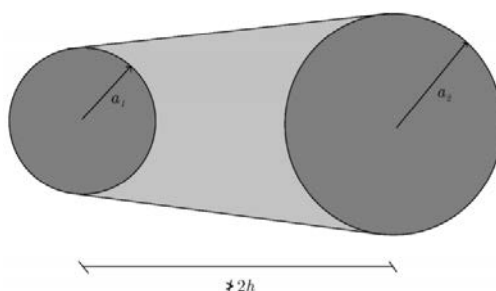


Figura 10.9: Área de contato equivalente para cargas adjacentes distantes até  $2h$ .  
Fonte: MUDGE (2017)

Sendo assim, considerando a distância entre as cargas pontuais que ocorrem no pavimento, é possível avaliar duas condições críticas. A primeira ocorre para os dois montantes internos do sistema de porta-paletes e a segunda, para a combinação da roda da empilhadeira e do montante externo do sistema de armazenamento, que podem estar bem próximos durante o manuseio de paletes. Demais combinações de cargas não são críticas, porque geralmente apresentam distâncias superiores ao raio de rigidez da placa.

#### 10.5.1.1 Caso dos montantes internos

Para o caso dos montantes individuais, o cálculo do raio equivalente da área de contato é feito considerando a área das placas de base do sistema de porta-paletes, que foi assumida com seção quadrada 10 x 10. Assim, tem-se:

$$a_{\text{montante}} = \sqrt{A_{\text{base}}/\pi} = \sqrt{10^2/\pi} = 5,64 \text{ cm}$$

Sendo a mínima distância entre montantes internos  $N = 30$  cm, calcula-se a área equivalente de contato para ação conjunta:

$$A_{\text{equivalente}} = \pi \cdot a^2 + N \cdot 2 \cdot a = 438,5 \text{ cm}^2$$

Finalmente, calcula-se o raio equivalente de contato para ação conjunta:

$$a_{\text{equivalente}} = \sqrt{A_{\text{equivalente}}/\pi} = \sqrt{438,5/\pi} = 11,8 \text{ cm}$$

O momento solicitante de cálculo pode ser avaliado considerando os parâmetros obtidos acima, as Equações (10.1) e (10.2) e o coeficiente de ponderação igual a 1,2, definido para cargas permanentes deste tipo (TR 34, 2013). Assumiu-se, ainda, como na ACI 360R (2010), que apenas 20% da carga é transferida nas juntas. A Tabela 10.2 indica os momentos calculados.

Tabela 10.2: Determinação dos momentos solicitantes de cálculo para a o caso dos montantes internos.

$a_{\text{equivalente}}$ [m]	0,12
$P_{\text{montante,k}}$ [tf]	5,0
$P_{\text{montante,d}}$ [tf]	6,0
$M_{\text{interno,d}}$ [kN.m/m]	14,0
$M_{\text{borda,d}}$ [kN.m/m]	16,7

Fonte: Elaborado pelo Autor

#### 10.5.1.2 Caso dos montantes externos e empilhadeira

Neste caso, deve-se avaliar o raio da área de contato equivalente individual das rodas das empilhadeiras. Rodrigues (2006) indica o cálculo da área de contato considerando a pressão de enchimento dos pneus:

$$A_{\text{roda}} = \frac{P_{\text{roda}}}{P_{\text{enchimento}}} = \frac{(6/2) \cdot 9,81}{1,75 \cdot 10^3} = 0,0168 \text{ m}^2$$

Sendo assim, tem-se o raio equivalente:

$$a_{\text{roda}} = \sqrt{A_{\text{roda}}/\pi} = 0,073 \text{ m} = 7,3 \text{ cm}$$

Considerando a distância  $d$  entre o centro da carga do montante e o centro da roda igual a 30 cm (medida prática, de acordo com o TR 34, 2013), tem-se a área equivalente de contato para ação conjunta:

$$A_{\text{equivalente}} = \frac{\pi \cdot a_{\text{empilhadeira}}^2}{2} + \frac{\pi \cdot a_{\text{montante}}^2}{2} + 2 \cdot (a_{\text{empilhadeira}} + a_{\text{montante}}) \cdot \frac{d}{2}$$

$$A_{\text{equivalente}} = 522,8 \text{ cm}^2$$

Finalmente, calcula-se o raio equivalente de contato para ação conjunta:

$$a_{\text{equivalente}} = \sqrt{A_{\text{equivalente}}/\pi} = \sqrt{522,8/\pi} = 12,9 \text{ cm}$$

O momento solicitante de cálculo pode ser avaliado considerando os parâmetros obtidos acima, as Equações (10.1) e (10.2) e o coeficiente de ponderação de 1,2 para a carga dos montantes e de 1,6 para a carga das rodas, já considerando efeitos dinâmicos, de acordo com o TR 34 (2013). Também assumiu-se que apenas 20% da carga é transferida nas juntas. A Tabela 10.3 indica os momentos calculados.

Tabela 10.3: Determinação dos momentos solicitantes de cálculo para o caso dos montantes externos e empilhadeiras.

$a_{\text{equivalente}}$ [m]	0,13
$P_{\text{montante,k}}$ [tf]	5,0
$P_{\text{montante,d}}$ [tf]	6,0
$P_{\text{empilhadeira,k}}$ [tf]	3,0
$P_{\text{empilhadeira,d}}$ [tf]	4,8
$M_{\text{interno,d}}$ [kN.m/m]	12,2
$M_{\text{borda,d}}$ [kN.m/m]	14,5

Fonte: Elaborado pelo Autor

### 10.5.2 Solicitações decorrentes de ações distribuídas

Para as cargas distribuídas, Rodrigues, Faria e Silva (2015) recomendam a avaliação pelo modelo da PCA (*Portland Cement Association*), em que se obtém diretamente uma carga admissível. Neste modelo, admite-se a largura crítica do corredor entre duas áreas carregadas, o que conduz aos máximos esforços no piso. Como a disposição de cargas não é conhecida em galpões logísticos especulativos, tal hipótese é adequada. Vale ressaltar que o modelo considera apenas a seção resistente do concreto, sem a colaboração de reforços estruturais, determinando uma carga distribuída admissível com base na Equação (10.5).

$$c = 1,03 \cdot \sigma_{\text{adm}} \cdot \sqrt{h \cdot k} \quad (10.5)$$

Sendo:

c: carga admissível [kN/m<sup>2</sup>];

$\sigma_{\text{adm}}$ : tensão admissível  $f_{\text{ctM,k}}/\text{FS}$ , sendo  $f_{\text{ctM,k}}$  a resistência à tração na flexão e FS variando de 1,5 a 2,0 [MPa];

h: espessura da placa de concreto [cm];

k: coeficiente de recalque da fundação [MPa/m];

Sendo  $f_{\text{ctM,k}} = 4,2$  MPa e considerando FS igual a 2, calcula-se a carga admissível para uma espessura inicial de 15 cm:

$$c = 1,03 \cdot (4,2/2) \cdot \sqrt{15 \cdot 94} = 81,22 \text{ kN/m}^2 = 8,1 \text{ tf/m}^2 > 6 \text{ tf/m}^2$$

Logo, a espessura e classe de concreto adotados são adequados para a carga considerada.

## 10.6 DIMENSIONAMENTO DO PISO

Para os pavimentos industriais, consideram-se dois estados limites últimos: por flexão ou por puncionamento local. A ABNT NBR 16935:2021 dispensa a verificação dos limites de tração (verificação em serviço) para elementos em que o CRFA apresenta um comportamento de *softening* pós-fissuração, desde que atendido o ELU. No comportamento de *softening*, a resistência pós-fissuração do material é inferior à resistência da matriz. Por consequência, a capacidade de absorção de esforços diminui com a fissuração e o aumento da abertura da fissura. Segundo Figueiredo e Monte (2016), este comportamento é comum no caso de pavimentos, em que há uma redundância estrutural relacionada à possibilidade de redistribuição de esforços no elemento e o volume de fibras é geralmente menor que o volume crítico.

### 10.6.1 Dimensionamento à flexão

No dimensionamento à flexão, considera-se o aumento da tenacidade no compósito em função da presença das fibras. Isto ocorre devido à sua capacidade de absorver o excesso de energia pós-fissuração do concreto, atuando como ponte de transferência de tensão nas fissuras (FIGUEIREDO, 2000). Para avaliar este comportamento, utilizam-se ensaios de tenacidade, obtendo-se parâmetros importantes para quantificar a influência do tipo de fibra e da dosagem no comportamento estrutural do CRFA.

A capacidade de reforço proporcionado pelas fibras depende do seu teor ( $\text{kg/m}^3$ ) e das suas características geométricas, que influenciam diretamente na tenacidade do concreto. Destaca-se que os teores normalmente empregados de fibras de aço estão abaixo de 0,5% em volume (da ordem de  $40 \text{ kg/m}^3$ ). Na prática, para estes teores, não se tem ganho expressivo na resistência à tração do concreto, que é basicamente dependente das características da matriz (FIGUEIREDO, 2000).

Para o dimensionamento do pavimento, considera-se o método proposto por Lösberg (1961 apud Rodrigues, 2010) para pavimentos estruturalmente armados. De acordo com este modelo, simultaneamente à plastificação do momento positivo, o negativo aumenta, de modo que a carga de colapso da placa sobre meio elástico é função da combinação:  $M_{Rd} = M_p + M_n$ . Um esquema deste modelo é apresentado na Figura 10.10.

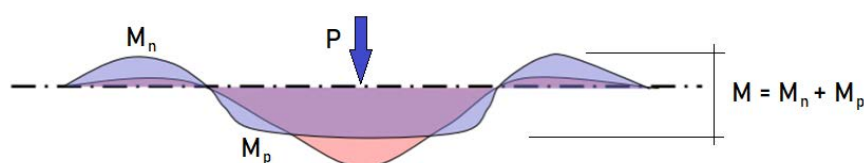


Figura 10.10: Relação entre momentos positivos e negativos para cargas pontuais em análises plásticas.

Fonte: Adaptado de FARIA (2016)

### 10.6.1.1 Cálculo do momento negativo

O momento negativo ( $M_n$ ) considera a não-fissuração do concreto, tendo como limite o momento fletor calculado em regime elástico, com  $\gamma_c = 1,5$  (ABNT NBR 16935:2021):

$$M_n = f_{ctd,f} \cdot \frac{h^2}{6} \quad (10.6)$$

Sendo:

$f_{ctd,f}$ : resistência à tração na flexão  $f_{ctd,f} = (f_{ctm}/0,7)/\gamma_c$  com  $f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{(2/3)}$  (ABNT NBR 6118:2014).

Sendo assim, tem-se:

$$f_{ctd,fl} = 0,3 \cdot \frac{30^{(2/3)}}{0,7 \cdot 1,5} = 2,76 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad M_n = 2,76 \cdot 10^3 \cdot \frac{0,15^2}{6} = 10,35 \text{ kN.m/m}$$

### 10.6.1.2 Cálculo do momento positivo

O momento positivo ( $M_p$ ) é calculado tendo por base a capacidade de plastificação do concreto em função do teor de fibras incorporado. Para avaliar esta capacidade, considera-se a tenacidade do material. O conceito atual e mais utilizado para o ensaio de tenacidade é o das resistências residuais, obtidas pela norma EN 14651:2007. Este conceito já está sendo inserido no Brasil, conforme indicações da ABNT NBR 15530:2019, ABNT NBR 16935:2021 e ABNT NBR 16940:2021. Trata-se da base de dimensionamento de pisos proposta pelo TR 34 (2013) e dos conceitos de dimensionamento de estruturas de CRFA apresentados pela recente norma brasileira ABNT NBR 16935:2021.

O ensaio de tenacidade citado resulta na curva de carga versus abertura de fissura obtida com um transdutor CMOD (*crack mouth opening displacement*). Nesta análise, avalia-se a resistência residual para vários níveis de abertura de fissura. As resistências residuais, denominadas  $f_{R1}$ ,  $f_{R2}$ ,  $f_{R3}$  e  $f_{R4}$ , são definidas para quatro níveis de abertura de fissura, quais sejam  $CMOD_1 = 0,5 \text{ mm}$ ,  $CMOD_2 = 1,5 \text{ mm}$ ,  $CMOD_3 = 2,5 \text{ mm}$  e  $CMOD_4 = 3,5 \text{ mm}$ , respectivamente. O esquema de ensaio e o gráfico típico de carga aplicada versus CMOD é indicado na Figura 10.11.

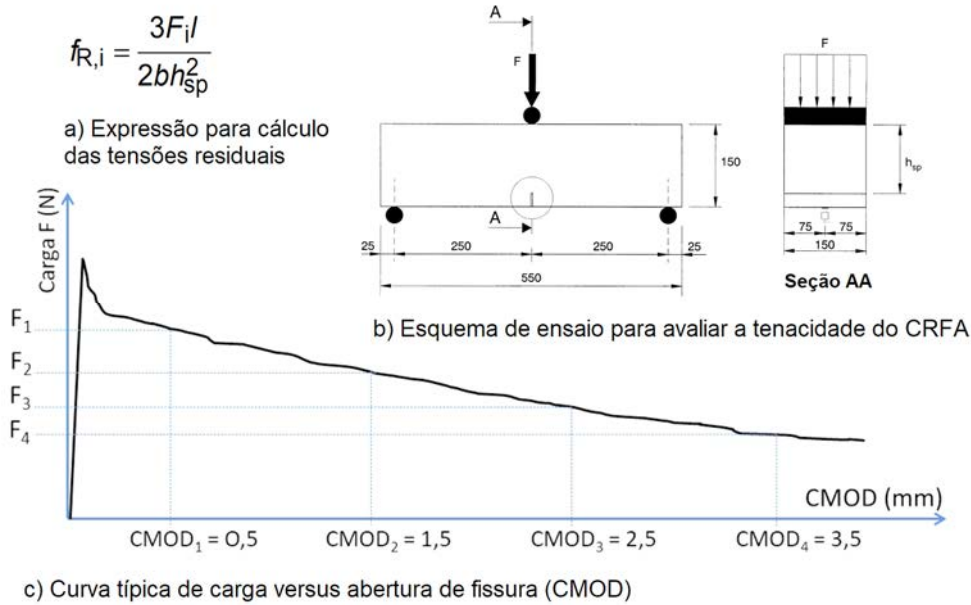


Figura 10.11: Esquema do ensaio da norma ABNT NBR 16940:2021, curva típica de carga versus CMOD e expressão para o cálculo das tensões residuais. Fonte: Adaptado da ABNT NBR 16940:2021

O cálculo do momento resistente positivo da seção é efetuado com base nos resultados do ensaio descrito. No estado limite último, pressupõe-se que a resistência à tração axial na ponta da fissura seja de  $\sigma_{r1}$  ( $\sigma_{r1} = 0,45 \cdot f_{R1}$ ) e na face tracionada, ou seja, na abertura da fissura, assume-se  $\sigma_{r4}$  ( $\sigma_{r4} = 0,37 \cdot f_{R4}$ ), com uma distribuição trapezoidal entre os dois pontos, como mostra a Figura 10.12. Trata-se do modelo constitutivo desenvolvido para a análise de elementos de placa com interface com meio elástico.

De acordo com o TR 34 (2013), que indica a utilização deste diagrama adotado pela ABNT NBR 16935:2021, o momento resistente máximo no ELU é calculado com deformação máxima de compressão de 3,5‰ e deformação máxima de tração igual a 25 ‰, concomitantemente. O esquema da seção transversal no ELU é apresentado na Figura 10.12.

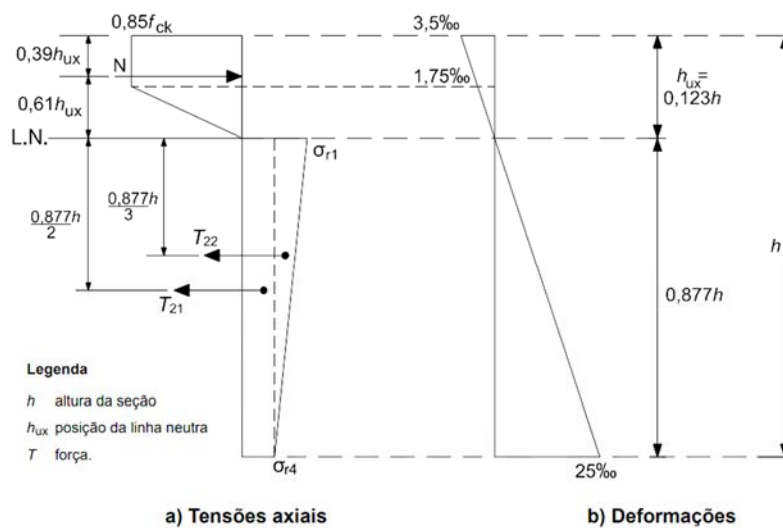


Figura 10.12: Esquema da seção do piso no ELU, com as tensões e deformações ao longo da seção. Fonte: Adaptado da ABNT NBR 16935:2021

Calculando o momento com relação ao centroide da região comprimida, determina-se o momento resistente positivo:

$$M_p = \frac{h^2}{\gamma_m} \cdot (0,29 \cdot \sigma_{r4} + 0,16 \cdot \sigma_{r1}) \quad (10.7)$$

Sendo  $h$  a altura da seção e  $\gamma_c$  o coeficiente de ponderação do CRFA.

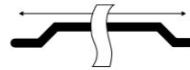
Diferentemente das armaduras convencionais, as fibras não são uma *commodity*. A própria norma ABNT NBR 15530:2019 indica vários tipos de fibras de aço e diferentes formatos. O comportamento do material compósito não é determinado diretamente com as características das fibras isoladas, como ocorre para as armaduras convencionais, de modo que os ensaios de caracterização são também necessários para avaliar o desempenho do compósito. Isto justifica o procedimento padrão previsto na ABNT NBR 16935:2021 de especificação de requisitos mecânicos mínimos, e não de uma determinada dosagem de certo produto. No caso de pisos industriais, a referida norma permite que os valores das resistências à tração na flexão do CRFA sejam especificados como valores médios, não como característicos. Ou seja, o projetista especifica resistências residuais para o projeto, que devem ser atendidas por uma determinada fibra e dosagem, atestada pelo fabricante ou por ensaios que comprovem o atendimento aos requisitos. Como poucos ensaios de corpos-de-prova não são garantia do desempenho total, validando o desempenho do produto apenas naquele lote de produção, os resultados a longo prazo, associados ao controle de qualidade produtivo, são fundamentais. Ou seja, o que estende a confiabilidade das fibras é o controle rigoroso de produção, por isso a importância da comunicação dos projetistas com os fabricantes das fibras.

Neste projeto, solicitou-se ao fabricante *Belgo Bekaert Arames* algumas fichas técnicas para concreto da classe C30. A empresa informou que os valores médios apresentados são conservadores. Porém, para aplicação em um projeto real, não dispensam a caracterização do compósito de acordo com a ABNT NBR 16940:2021, avaliando o desempenho do CRFA de forma mais assertiva. No caso, utilizaram-se estas fichas para embasar a definição das resistências residuais para o projeto.

Solicitaram-se as características para o modelo Dramix<sup>®</sup>, com fator de forma ( $l/d$ ) igual a 80. Tratam-se de fibras mais longas, indicadas para este tipo de aplicação, sendo fornecidas em pentes colados, que facilitam o procedimento de mistura à matriz e apresentam resultados de ensaios de tenacidade mais confiáveis, com menor dispersão. Este tipo de fibra é indicado na Figura 10.13.

**DRAMIX® 3D 80/60 BG**

## • Geometria



Comprimento: 60 mm

Diâmetro: 0,75 mm

4.690 fibras/kg

Dosagem mínima: 10 kg/m<sup>3</sup> (de acordo com a EN 14889-1)

Resistência à tração:

- do arame: valor nominal 1.225 N/mm<sup>2</sup>

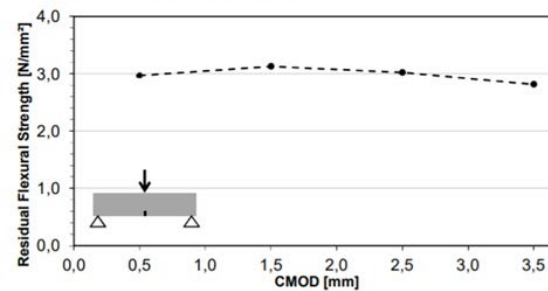
- baixo carbono conforme a: -DIN 17 140-D9 -EN 10016-2 -C9D

Fator de  
Forma  
(l/d): 80

Figura 10.13: Características das fibras de aço do modelo Dramix® 3D 80/60 BG.

Fonte: Belgo Bekaert Arames

Para a dosagem de 25 kg/m<sup>3</sup> do tipo específico de fibra indicado e concreto da classe C30, a ficha técnica baseada no *datasheet* da Belgo Bekaert Arames apresenta os parâmetros médios indicados na Figura 10.14<sup>9</sup>.

**Residual Flexural Strength**25 kg/m<sup>3</sup> Dramix 3D 80/60BG in C30/37

Average residual flexural strength  $f_{Ri,m}$  according to EN 14651.  
Only valid for the mentioned combination of fibre type, dosage and concrete compressive strength.

fibre type	<b>Dramix®</b>	<b>3D 80/60BG</b>
dosage	25 kg/m <sup>3</sup>	
concrete	C30/37	
CMOD 0,5mm	$f_{R1,m} =$	3,0 N/mm <sup>2</sup>
CMOD 1,5mm	$f_{R2,m} =$	3,1 N/mm <sup>2</sup>
CMOD 2,5mm	$f_{R3,m} =$	3,0 N/mm <sup>2</sup>
CMOD 3,5mm	$f_{R4,m} =$	2,8 N/mm <sup>2</sup>

Figura 10.14: Resistências residuais médias para concreto C30 e dosagem de 25 kg/m<sup>3</sup> da fibra de aço Dramix® 3D 80/60BG. Fonte: Belgo Bekaert Arames

Sendo assim, considerando as tensões residuais indicadas como referência, calcula-se o momento resistente positivo:

$$M_p = \frac{0,15^2}{1,5} \cdot [0,29 \cdot (0,37 \cdot 2,8 \cdot 1000) + 0,16 \cdot (3 \cdot 0,45 \cdot 1000)] = 7,75 \text{ kN.m/m}$$

<sup>9</sup> Ficha técnica original fornecida pela *Belgo Bekaert Arames* (em inglês)

Finalmente, avalia-se o momento resistente da seção em relação ao momento solicitante máximo:

$$M_{Rd} = 10,35 + 7,75 = 18,1 \text{ kN.m/m} > 16,7 \text{ kN.m/m}$$

Verifica-se que a capacidade resistente da seção com as características definidas é maior que o esforço de flexão solicitante. Ressalta-se que outras soluções de reforço, com diferentes tensões residuais médias, devem ser novamente avaliadas pelo projetista.

### 10.6.2 Verificação à punção

A ABNT NBR 16935:2021 não apresenta critérios claros para avaliação da punção em pisos industriais. Por isso, optou-se por efetuar a verificação de acordo com o TR 34 (2013), que considera o procedimento da Eurocode 2 (2004), avaliando o cisalhamento em duas superfícies de ruína: na face da área de contato e a uma distância  $2d$  (sendo  $d$  a altura efetiva) da face da área de contato. Estas superfícies estão indicadas na Figura 10.15.

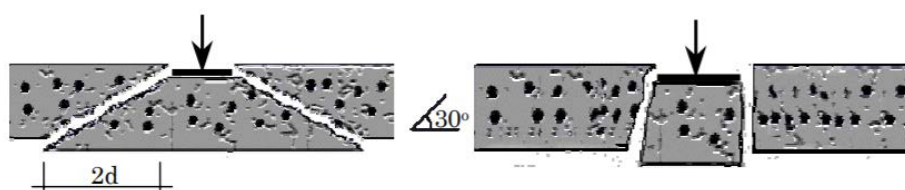


Figura 10.15: Superfícies de ruína do pavimento devido ao puncionamento local.  
Fonte: OLIVEIRA (2000)

A altura efetiva para CRFA deve ser considerada igual a  $0,75h$ , sendo  $h$  a espessura total da placa (TR 34, 2013). Assim como na flexão, a verificação pode ser feita em três regiões, indicadas na Figura 10.16.

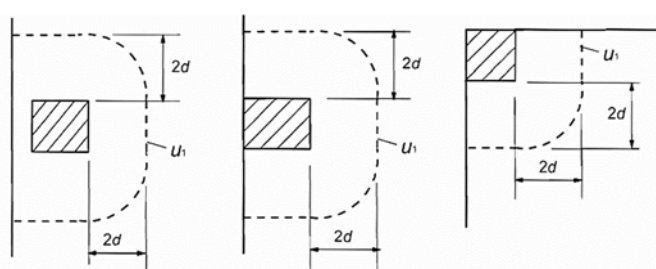


Figura 10.16: Perímetros críticos das cargas concentradas nas regiões da placa.  
Fonte: Eurocode 2 (2004)

É válido ressaltar que o cálculo apresentado pelo Eurocode 2 (2004) é similar ao proposto pela ABNT NBR 6118:2014 para verificação da punção em lajes.

a) *Verificação na face da área de contato*

De acordo com o Eurocode 2 (2004), para uma laje sem armaduras, a tensão de cisalhamento máxima na face da área de contato ( $v_{m\acute{a}x}$ ), associada à compressão diagonal do concreto, não deve exceder:

$$v_{m\acute{a}x} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (10.8)$$

Sendo:

$f_{cd}$ : resistência à compressão de cálculo do concreto:  $f_{ck}/\gamma_c$  [kN/cm<sup>2</sup>];

$v = 0,6 \cdot (1 - f_{ck}/250)$ , com  $f_{ck}$  em [MPa];

Sendo assim, a capacidade de carga ( $P_{m\acute{a}x}$ ) para esta condição é dada por:

$$P_{m\acute{a}x} = v_{m\acute{a}x} \cdot u_0 \cdot d \quad (10.9)$$

Sendo  $u_0$  o perímetro da área de contato (carregada) [cm];

b) *Verificação no perímetro crítico*

A mínima resistência ao cisalhamento do concreto, associada à ruína por tração diagonal, é dada pela expressão do Eurocode 2 (2004):

$$v_{Rd,c,min} = 0,035 \cdot k^{1,5} \cdot f_{ck}^{0,5} \quad (10.10)$$

Sendo:

$k = 1 + (200/d)^{0,5} \leq 2$ , d em [mm];

De acordo com o TR 34 (2013), a presença de fibras de aço aumenta a capacidade ao cisalhamento da seção, considerando a tração diagonal. Segundo tal código, o aumento da capacidade pode ser computado com base na média das resistências residuais à flexão. Sendo assim, a capacidade de carga é dada por:

$$P_{m\acute{a}x} = \left[ v_{Rd,c,min} + 0,060 \cdot \frac{(f_{r1} + f_{r2} + f_{r3} + f_{r4})}{4} \right] \cdot u_1 \cdot d \quad (10.11)$$

Sendo:

$u_1$ : perímetro da seção crítica, como indicado na Figura 10.16 [cm];

Importante notar que a verificação da punção se baseia na abordagem do Eurocode 2 para lajes suspensas. Como o piso é apoiado no solo, parte da carga é transferida diretamente para a fundação. Sendo assim, o procedimento descrito acima é conservador. O TR 34 (2013) apresenta um método para consideração deste efeito, porém não foi abordado neste trabalho.

Assim como na flexão, devido aos mecanismos de transferência de carga entre juntas, é suficiente verificar a punção nas bordas e no interior da placa. Os perímetros considerando a ação conjunta das cargas podem ser avaliados conforme indicado na Figura 10.17.

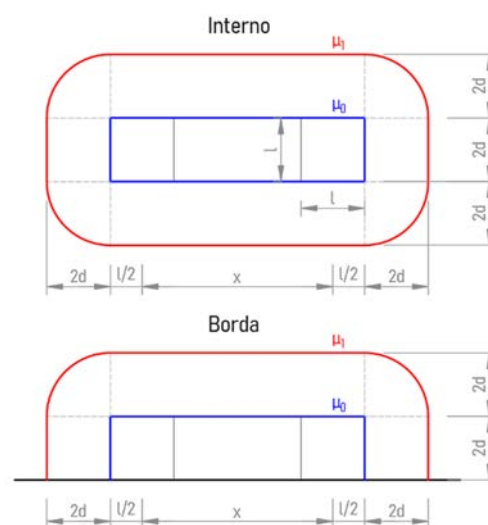


Figura 10.17: Perímetros críticos para verificação da punção. Fonte: Elaborado pelo Autor

Se a ação das rodas da empilhadeira for considerada com uma área quadrada equivalente, obtém-se um lado de 13 cm, superior ao das placas de base dos montantes. Além disso, a carga das rodas é inferior. Sendo assim, considerou-se apenas a situação crítica da ação conjunta dos montantes internos do sistema de porta-paletes para verificação da punção. Com base na Figura 10.17 e nas Equações (10.9) e (10.11), avaliam-se as cargas críticas na face da área de contato e no perímetro crítico, indicadas na Tabela 10.4. No caso das cargas de borda, considerou-se a transferência de 20% da carga entre juntas.

Tabela 10.4: Verificação à punção para cargas internas e cargas de borda na placa.

Cargas internas		Cargas na borda	
d [m]	0,11	d [m]	0,11
$u_0$ [m]	0,90	$u_0$ [m]	0,60
$v_{m\acute{a}x}$ [MPa]	5,66	$v_{m\acute{a}x}$ [MPa]	5,66
$P_{m\acute{a}x}$ [tf]	58,3	$P_{m\acute{a}x}$ [tf]	38,9
$u_1$ [m]	2,41	$u_1$ [m]	1,31
k	2	k	2
$v_{Rd,c,min}$ [MPa]	0,54	$v_{Rd,c,min}$ [MPa]	0,54
$f_{r1} + f_{r2} + f_{r3} + f_{r4}$ [MPa]	11,9	$f_{r1} + f_{r2} + f_{r3} + f_{r4}$ [MPa]	11,9
$P_{m\acute{a}x}$ [tf]	33,2	$P_{m\acute{a}x}$ [tf]	10,8
$P_{Sd}$ [tf]	12,0	$P_{Sd}$ [tf]	9,6

Fonte: Elaborado pelo Autor

Verifica-se que as cargas máximas são inferiores às solicitantes, sendo verificada a condição de resistência ao puncionamento. Como no caso anterior, outras soluções de reforço, com diferentes tensões residuais médias, devem ser novamente avaliadas pelo projetista.

## 10.7 ARMADURA DE REFORÇO E BARRAS DE TRANSFERÊNCIA

Como destacado no item 10.3, a existência de cantos reentrantes requer armaduras de reforço para controle da fissuração, que tende a se desenvolver nestes pontos. No caso de um galpão logístico, estes cantos ocorrem no encontro com pilares, regiões com aberturas e nos contornos das docas. Uma vez que são efeitos localizados, não se justifica aumentar as dosagens de fibras, que afetariam toda a mistura. Por isso, é comum a utilização de barras e/ou telas de aço para reforço localizado. Estas armaduras não costumam ser calculadas, seguindo apenas disposições construtivas. Existem exemplos de reforços utilizando barras em associação com telas de aço e outros em que se utilizam apenas telas soldadas.

O TR 34 (2013) recomenda uma área de aço mínima de  $300 \text{ mm}^2$  dentro de uma zona de 0,5 m adjacente aos cantos. No caso da utilização de barras, estas devem ser dispostas a  $45^\circ$ , com comprimento igual ao maior valor entre 1 m e 80 vezes o diâmetro das barras adotadas. Também é usual a disposição de telas soldadas nestes locais, que facilitam o posicionamento desta armadura de reforço. Neste trabalho, sempre que necessários, especificam-se os reforços com 3 barras de 12,5 mm e duas telas soldadas Q246, dispostas conforme indicação apresentada no item 10.8.3.

Na região das docas, é comum a utilização de reforços com barras paralelas, como em aberturas de lajes de concreto. Neste caso, também são utilizadas telas soldadas para permitir o posicionamento destas barras. Estes detalhes são indicados no item 10.8.3.

As barras de transferência, conforme discutido no item 10.5.1, devem garantir o mecanismo de transferência de cargas. Estas barras apresentam parte ou todo o comprimento não aderido ao concreto, devido à aplicação de algum material lubrificante, como graxa, a fim de permitir as movimentações das placas sem ocasionar tensões prejudiciais. As barras devem ser posicionadas paralelas entre si, tanto no plano vertical como no horizontal, alinhadas ao eixo da placa. Nas juntas serradas, as barras de transferência deverão ser posicionadas exclusivamente com o auxílio de espaçadores, uma vez que se localizam no interior da faixa de concretagem. Estes aspectos podem ser visualizados no item 10.8.2

Existe um procedimento de cálculo mais preciso para dimensionamento destas barras. No entanto, Rodrigues, Faria e Silva (2015) apresentam um procedimento mais simples, que considera as dimensões e espaçamento das barras em função da espessura do concreto simples, de acordo com a Tabela 10.5. Esta tabela foi criada para pavimentos não reforçados, sendo assim, para os pisos com fibras, a espessura a ser tomada deve ser relativa a um piso de concreto simples com a mesma capacidade estrutural.

Tabela 10.5: Definição das características das barras de transferência em função da espessura da placa de concreto simples.

Espessura da Placa (mm)	Tipo de barra de transferência					
	Seção Quadrada (mm)			Seção Circular (mm)		
	Lado	Comprimento Comercial*	Espaçamento	Diâmetro	Comprimento Comercial*	Espaçamento
Ver Nota	16	500	350	16	500	300
120 a 175	20	500	350	20	500	300
176 a 225	25	500	350	25	500	300
226 a 275	32	500	350	32	500	300

**Nota:** barra desse diâmetro só devem ser empregados em pisos de baixo carregamento, sem trânsito de veículos.  
\*De acordo com o ACI-302, o comprimento mínimo é de 350 mm para diâmetro até 25 mm e 400 mm para o diâmetro de 32 mm.

Fonte: RODRIGUES, FARIA E SILVA (2015)

No caso, um piso em concreto simples com a mesma capacidade estrutural do piso avaliado neste trabalho, deveria apresentar uma espessura com pouco mais de 200 mm. Sendo assim, considerou-se a utilização de barras CA-25 com seção circular de 25 mm, comprimento de 40 cm e espaçamento de 30 cm.

## 10.8 DETALHAMENTO DAS PARTES PRINCIPAIS

Como o objetivo desta etapa do trabalho não era realizar o projeto completo do piso industrial, mas abordar os aspectos da estrutura e do dimensionamento, apresentam-se apenas alguns detalhes típicos relevantes.

### 10.8.1 Características do piso

Com base no dimensionamento, as características finais do piso industrial são indicadas na Figura 10.18.

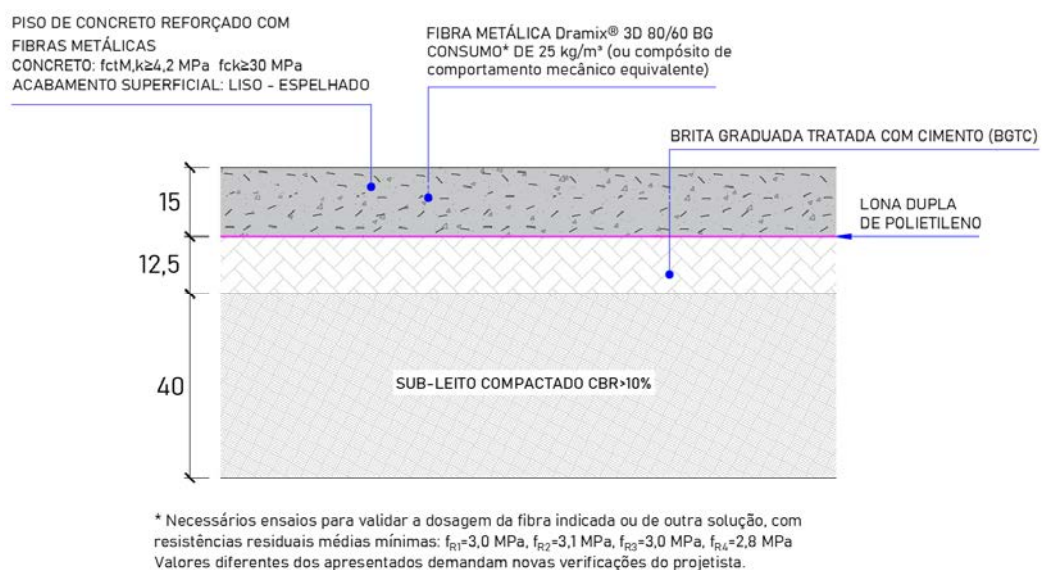


Figura 10.18: Características da estrutura do piso de concreto com base no dimensionamento efetuado.

Fonte: Elaborado pelo Autor

### 10.8.2 Características das juntas

Apresentam-se na Figura 10.19, Figura 10.20 e Figura 10.21, detalhes típicos das juntas encontradas no piso.

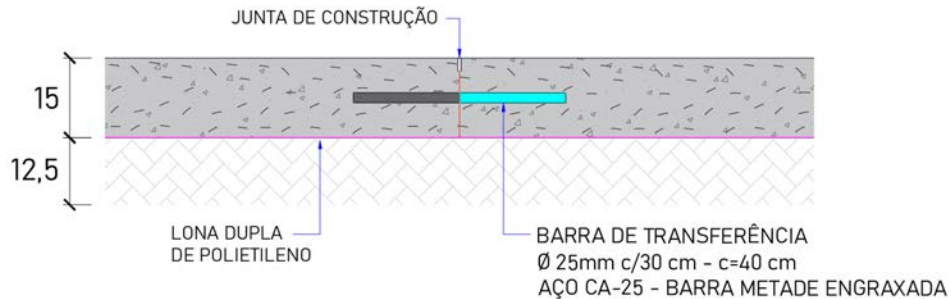


Figura 10.19: Detalhe típico das juntas de construção do piso. Fonte: Elaborado pelo Autor

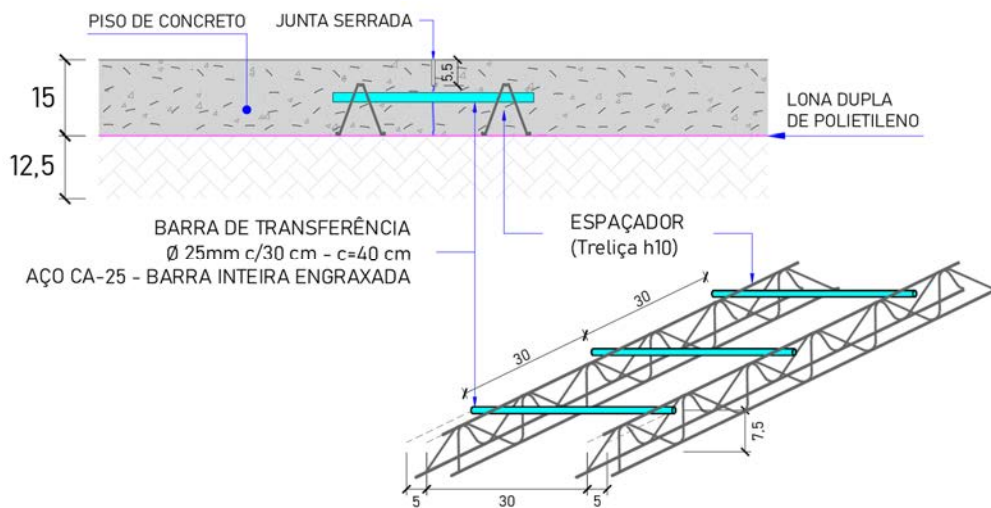


Figura 10.20: Detalhe típico das juntas serradas do piso. Fonte: Elaborado pelo Autor

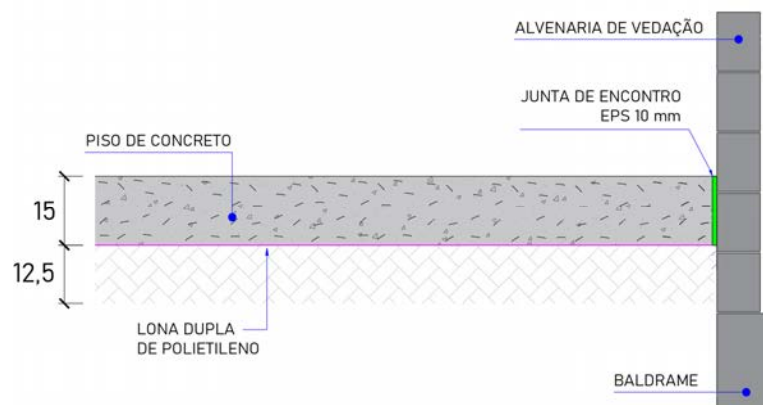


Figura 10.21: Detalhe típico das juntas de encontro do piso. Fonte: Elaborado pelo Autor

### 10.8.3 Características dos reforços e barras de transferência

Com base nas definições do item 10.7, apresentam-se as armaduras de reforço típicas nas regiões de pilares na Figura 10.22.

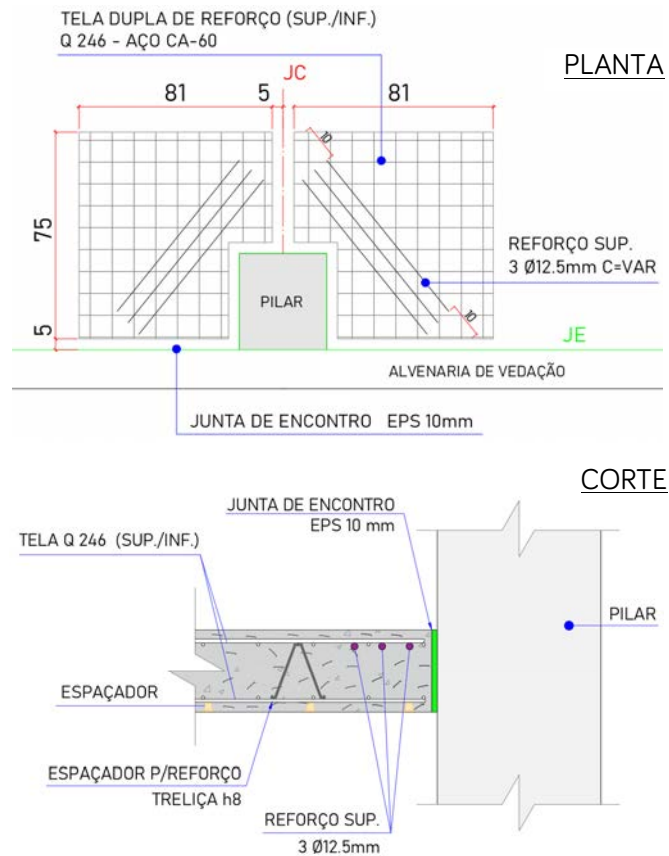


Figura 10.22: Reforço estrutural na região de pilares (planta e corte). Fonte: Elaborado pelo Autor

Como as telas soldas Q246 apresentam tamanho padrão de 2,45 m x 6,0 m, nota-se que as dimensões utilizadas no detalhamento são múltiplas, resultando da divisão da tela em 24 partes. Na região das docas, conforme descrito no item 9.7, são adotadas armaduras de reforço paralelas, indicadas na Figura 10.23.

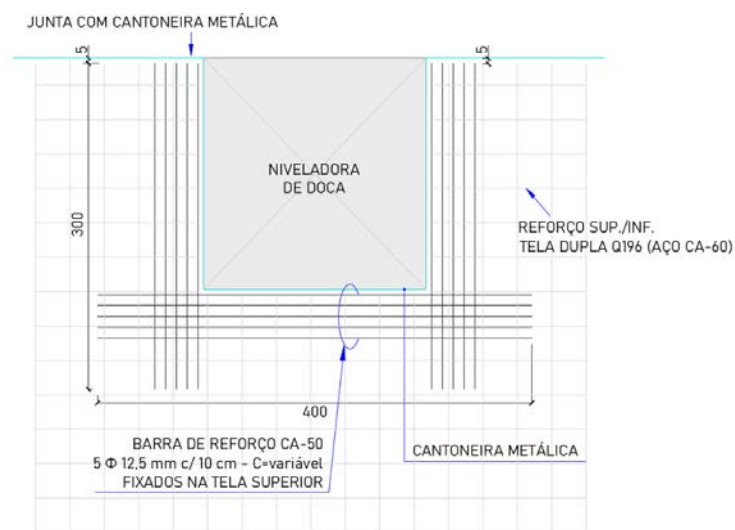


Figura 10.23: Reforço estrutural na região da abertura das docas. Fonte: Elaborado pelo Autor

Os detalhes típicos das barras de transferência foram indicados na Figura 10.19 e na Figura 10.20.

## 11 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nota-se que os temas abordados neste trabalho apresentam uma série de especificidades, com desenvolvimentos relativamente complexos em alguns casos e ausência de uma literatura técnica específica. De maneira geral, ressalta-se que os objetivos gerais e específicos do trabalho foram atingidos. A seguir, apresentam-se apenas algumas considerações relativas a alguns aspectos notados:

- O sistema estrutural adotado, embora usual pela facilidade de montagem, não é nada positivo do ponto de vista da distribuição das ações horizontais e dos esforços resultantes. Portanto, seria interessante considerar a utilização de ligações semirrígidas, o que obviamente altera o processo construtivo. Nestas condições, a viga de cobertura apresentaria certa contribuição para a estabilidade do galpão, não dependendo exclusivamente do engaste dos pilares na fundação. Neste último ponto, ressalta-se que a avaliação da interação solo-estrutura poderia indicar uma situação mais crítica de estabilidade e deslocamentos laterais ao flexibilizar o apoio dos pilares.
- Os resultados obtidos com o coeficiente  $\gamma_z$  para a edificação de pavimento único foram um ponto interessante do trabalho. Notou-se, para o caso avaliado, que tal método simplificado apresentou-se aderente ao método exato realizado com o software *SCIA Engineer*, destoando consideravelmente apenas para os pilares da fachada frontal/posterior. Mesmo assim, os resultados seriam favoráveis à segurança.
- Embora pareça uma edificação simples e não apresente altura tão elevada quanto à de um edifício de múltiplos pavimentos, nota-se que a consideração dos efeitos de 2º ordem é muito importante. Isto está associado, principalmente, ao sistema estrutural do galpão, conforme discutido anteriormente.
- Seria possível otimizar a seção das vigas protendidas. Nota-se que algumas verificações apresentam certa folga, por outro lado, foi necessário interromper a aderência de metade das cordoalhas por um trecho relativamente longo. Esta interrupção é problemática do ponto de vista da produção, demandando bastante trabalho na pista de protensão. Uma possível otimização se daria com relação à seção de concreto/quantidade de armadura ativa. As verificações de deformação também indicam que talvez fosse possível reduzir a seção. Logicamente, para o caso de uma indústria de elementos pré-fabricados, estes fatores são muitas vezes limitados pelas fôrmas disponíveis.
- Seria mais interessante e até mais recomendado efetuar o dimensionamento dos pilares considerando um software mais robusto. Desta forma, poder-se-ia avaliar a segunda ordem local com melhor precisão, aumentando a discretização ou avaliando os efeitos globais e locais em modelo único.
- Seria possível otimizar a seção dos consolos dos pilares, uma vez que a verificação da biela apresenta bastante folga. Destaca-se, no entanto, que as dimensões dos consolos são padronizadas nas fábricas, em função dos aspectos também já discutidos para outros

elementos. É possível, portanto, que alguns consolos apresentem esta folga na segurança estrutural.

- Com relação aos pisos industriais, foi possível identificar na literatura disponível que não existia uma metodologia específica para o dimensionamento destes pavimentos no contexto brasileiro. A falta de normatização nacional comprometia a definição de um procedimento padronizado, sendo que as fibras eram muitas vezes utilizadas sem qualquer tipo de projeto. A publicação das novas normas ABNT NBR 16940:2021 e ABNT NBR 16935:2021 deve contribuir consideravelmente para o desenvolvimento e padronização do projeto nesta área. Vale ressaltar que os conceitos apresentados nestas normas estão bastante alinhados com aqueles previstos em publicações internacionais, que também balizaram este trabalho.
- Embora não se tenha dado ênfase neste trabalho, uma vez que não constituía parte do escopo do projeto, os critérios executivos dos pisos industriais são tão importantes quanto os de projeto. Como critérios executivos, destaca-se o controle tecnológico do concreto, em especial devido aos efeitos das fibras na mistura, a necessidade de tratamento das juntas, grandes causadoras de patologias nos pavimentos, e o acabamento e tratamento da superfície do piso, responsável pela garantia de planicidade/nivelamento e pelo aumento da resistência à abrasão do pavimento. Estes últimos aspectos, em particular, são fundamentais para aumentar a vida útil do piso industrial.

**REFERÊNCIAS**

ABCIC. **Anuários da Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto**. Disponível em: <<http://www.abcic.org.br/Publicacoes/Anuario>>. Acesso em 20 de abril de 2020.

ACKER, A. V. **Manual de Sistemas Pré-fabricados de Concreto**. Tradução: Marcelo Ferreira, ABCIC, 2002.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE-ACI. **Design of slabs on grade (ACI 360R-10)**, 2010.

ARCELOR MITTAL. Publicação eletrônica. Disponível em <<https://brasil.arcelormittal.com/produtos-solucoes/construcao-civil/fios-e-cordoalhas>>. Acesso em 20 de abril de 2020.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16935: Projeto de estruturas de concreto reforçado com fibras - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16940: Concreto reforçado com fibras - Determinação das resistências à tração na flexão (limite de proporcionalidade e resistências residuais) - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2021.

BALIEIRO, L. D. O. **Soluções para pisos industriais em concreto armado. 72 p.** Monografia (Especialização) – Curso de Especialização em Construção Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2015.

BASTOS, P. S. **Fundamentos do Concreto Protendido**. Apostila. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2019.

BELGO BEKAERT ARAMES. **Dramix® economic concrete reinforcement for safe floors on piles**. Publicação eletrônica. Disponível em <<http://bosfa.com/wpcontent/uploads/2015/07/Dramix-for-floors-on-piles.pdf>>. Acesso em 20 de maio de 2020.

CAMILLO, C. A. **Análise estrutural e dimensionamento de galpões usuais de pré-moldados de concreto**, 2010. 161 p. Projeto final de curso apresentado ao Departamento de Engenharia Civil (DECiv) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2010.

CARNIO, M.A. **Análise em regime plástico de placas de concreto reforçado com fibras de aço sobre base elástica**. Campinas: Faculdade de Engenharia Civil, Universidade de Campinas, 1998, 103p. Dissertação (Mestrado)

CASSOL PRÉ-FABRICADOS. Publicação eletrônica. Disponível em <<http://www.cassol.ind.br/elementos-pre-fabricados/>>. Acesso em 10 de abril de 2020.

CONCRETE SOCIETY TR 34 – **Concrete Industrial Ground Floors - A Guide to their Design and Construction**, The Concrete Society, 4<sup>a</sup> Ed., UK, 2013.

CPCI – CANADIAN PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE. **Design manual: precast and prestressed concrete**. 5 ed. Ottawa, 2017.

CRISTELLI, R. **Pavimentos industriais de concreto - Análise do sistema construtivo**. 161p. Monografia (Especialização) – Curso de Especialização em Construção Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2010.

DNIT. **Manual de pavimentos rígidos**. 2 Ed. Rio de Janeiro, 2005.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 14651: Test method for metallic fiber-reinforced concrete – Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual)**, CEN, London, 2007. 15p.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. 2.ed. 456 p. Editora Oficina de Textos. São Paulo, 2017.

ELLIOTT, K. S. **Precast concrete structures**. Oxford: Butterworth-Heinemann, 1 ed, 2002.

FARIA, B. M. **Palestra: Desmistificando Pisos Protendidos - Projeto e Execução**. II Workshop - Protensão como Solução. Instituto de Engenharia do Paraná, 2016.

*fib* – INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. *fib Bulletin 74: Planning and design handbook on precast building structure* (manual textbook). 299p. Switzerland, 2014.

FIGUEIREDO, A. D. **Concreto com fibras de aço**. Boletim Técnico (BT/PCC/260). Departamento de Engenharia de Construção Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.

FIGUEIREDO, A. D.; MONTE, R. **Perspectivas para o uso do concreto reforçado com fibras para pavimentos**. CONCRETO & Construções, Ano XLIII, nº 81. IBRACON, São Paulo, 2016.

GALLEON PRÉ-FABRICADOS. Publicação eletrônica. Disponível em <<http://www.galleon.com.br/>>. Acesso em 10 de abril de 2020.

GALVISTEEL PERFILADOS METÁLICOS. Publicação eletrônica. Disponível em <<https://www.galvisteel.com.br/catalogo/files/mobile/#1>>. Acesso em 28 de março de 2020.

GRUPO HERZOG. **Market Report 1º trimestre de 2020 - Condomínios Logísticos e Industriais**. Disponível em: <[https://herzog.com.br/emkt/2020/images/ebook\\_market\\_report\\_grupo\\_herzog\\_2020.pdf](https://herzog.com.br/emkt/2020/images/ebook_market_report_grupo_herzog_2020.pdf)>. Acesso em 10 de abril de 2020.

HANAI, J. B. **Fundamentos do Concreto Protendido**. E-book. 110 p. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

INFORSATO, T. B. **Considerações sobre o projeto, cálculo e detalhamento de vigas pré-fabricadas protendidas com aderência inicial em pavimentos de edificações**. 234f. Dissertação (Mestrado em construção civil), Universidade de São Carlos. São Carlos. 2009.

LEONARDI PRÉ-FABRICADOS. Publicação eletrônica. Disponível em <<http://www.leonardi.com.br/estrutura-de-concreto/>>. Acesso em 28 de março de 2020.

MARCOS N., N. (1998). **Estruturas pré-moldadas de concreto para edifícios de múltiplos pavimentos de pequena altura: uma análise crítica**. São Carlos, 165 p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

MELO C. E. E. **Manual Munte de projetos em pré-fabricados de concreto**. 2.ed. 534 p. PINI, São Paulo, 2007.

MONCAYO, W. J. Z. **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.

MUDGE, F. J. **Design method development and software implementation for fibre-reinforced concrete slabs-on-ground**. Thesis, Stellenbosch University, South Africa (2017).

NARQUES, T. V. N. **Algoritmo Genético como ferramenta auxiliar no pré-dimensionamento de estruturas protendidas**. 86 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2019.

NOVO MUNDO TRANSPORTES. Publicação eletrônica. Disponível em <<https://i.pinimg.com/originals/6c/ed/37/6ced378f6d9c24689064d7cffb0d4684.jpg>>. Acesso em 15 de abril de 2020.

OLIVEIRA, P. L. **Projeto estrutural de pavimentos rodoviários e de pisos industriais de concreto**. 2000. Dissertação (Mestrado em Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

PASSOS, V. M. et al. **Análise da instabilidade de edifícios altos com lajes protendidas e lajes nervuradas**. Rev. IBRACON Estrut. Mater., São Paulo, v. 9, n. 2, p. 244-262, 2016. Disponível em <[http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S1983-41952016000200244&lng=en&nrm=iso](http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1983-41952016000200244&lng=en&nrm=iso)>. Acesso em 21 de abril de 2020.

PCI – PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE. **PCI design handbook: precast and prestressed concrete**. 7 ed. Chicago, 2010.

PINHEIRO, B. A. O. **Pisos industriais de concreto reforçados com fibras de aço: estado da arte**. Dissertação (mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2009.

PINHEIRO, L. M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. Apostila. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

PERFILOR. Publicação eletrônica. Disponível em <<https://perfilor.com.br/produtos/lr40>>. Acesso em 20 de abril de 2020.

PREMODISA PRÉ-FABRICADOS. Publicação eletrônica. Disponível em <<http://www.cassol.ind.br/elementos-pre-fabricados/>>. Acesso em 10 de abril de 2020.

RODRIGUES, C. **Sistematização do cálculo e verificação de sistemas estruturais de galpões pré-fabricados de concreto**. 197 p. Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2012.

RODRIGUES, P. P. F. **Pisos Industriais: Conceitos de Projeto e Execução**. Palestra 1º Seminário Anual de Pisos e Revestimentos de Alto Desempenho. ANAPRE, São Paulo, 2006.

RODRIGUES, P. P. F. **Pisos industriais: evolução e novas alternativas**. CONCRETO & Construções, Ano XLIII, nº 81. IBRACON, São Paulo, 2016.

RODRIGUES, P. P. F. **Pisos industriais protendidos com cordoalha engraxada**. CONCRETO & Construções, Ano XLIII, nº 78. IBRACON, São Paulo, 2015.

RODRIGUES, P. P. F. **Manual de Pisos Industriais: fibras de aço e protendido**. Ed. PINI, São Paulo, 2010.

RODRIGUES, P. P. F.; FARIA, B. M.; SILVA J. B. R. **Novos Critérios para Pavimentos Industriais de Concreto Armado**. IBTS, São Paulo, 2015.

RODRIGUES, P. P. F.; BOTACINI, S. M.; GASPARETTO W. E. **Manual Gerdau de pisos industriais**. São Paulo: PINI, 2006.

RODRIGUES, P. P. F.; GASPARETTO W. E. **Juntas em Pisos Industriais**. São Paulo, 1999.

ROTESMA PRÉ-FABRICADOS. Publicação eletrônica. Disponível em <<https://www.otesma.com.br/segmentos>>. Acesso em 2 de abril de 2020.

SANTOS, A. P. **Análise estrutural de galpões atirantados de concreto pré-moldado**. 190p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

SARTORTI, A. L.; PINHEIRO, L. M. **Alças de içamento com cordoalhas: estudo teórico da capacidade de carga**. Anais. São Paulo: IBRACON, 2012.

SENDI PRÉ-FABRICADOS. Publicação eletrônica. Disponível em <[https://sendi.com.br/pt\\_br/pre-fabricados](https://sendi.com.br/pt_br/pre-fabricados)>. Acesso em 10 de abril de 2020.

SHAOPEI, L.; ZHEN, H. (2016). **Comparative design of structures: concepts and methodologies**. Springer. 1 ed. Shangai - China, 2015.

SILVA, M.C.A.T.; ALMEIDA, P.P.N.; SILVA, T.B. **Estudo e automação de sistemas estruturais pré-moldados de concreto para fins agro-industriais** In: Encontro Nacional de

Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-Moldado. São Carlos, 2005.

SILVA, R. H. **Design de centros de distribuição e modelagem de custos**. 92 p. 1. ed. NT Editora, Brasília, 2014.

TACHIBANA, L. H. Gerenciamento de Riscos de Desenvolvimento em Empreendimentos **Industriais/ Logísticos** - O caso de um Condomínio Logístico em Ribeirão Preto. Monografia de MBA. Escola Politécnica da USP, São Paulo, 2013.

VASCONCELOS A.C. **Manual prático para a correta utilização dos aços no concreto protendido**. 64 p., LTC, 1980.

## APÊNDICE A – CURVAS LIMITES

Para o traçado das curvas limites, dividiu-se o elemento em várias seções. Em cada uma delas, pode-se calcular os pontos das curvas limites com:

### a) Estado em vazio

A curva limite para borda inferior em vazio ( $C_{1v}$ ) e a curva limite para borda superior em vazio ( $C_{2v}$ ) são dadas pelas Equações (A.1) e (A.2).

$$C_{1v} \leq \frac{\sigma_{1v,lim} - \sigma_{ext,1}}{\sigma_{1,P_0m}} = \frac{-1,40 - \sigma_{ext,1}}{-1,52} \quad (A.1)$$

$$C_{2v} \leq \frac{\sigma_{2v,lim} - \sigma_{ext,2}}{\sigma_{2,P_0m}} = \frac{0,25 - \sigma_{ext,2}}{0,36} \quad (A.2)$$

### b) Estado em serviço

A curva limite para borda inferior em serviço ( $C_{1s}$ ) e a curva limite para borda superior em serviço ( $C_{2s}$ ) são dadas pelas Equações (A.3) e (A.4).

$$C_{1s} \geq \frac{\sigma_{1s,lim} - \sigma_{ext,1}}{\sigma_{1,P_\infty m}} = \frac{0,00 - \sigma_{ext,1}}{-1,18} \quad (A.3)$$

$$C_{2s} \geq \frac{\sigma_{2s,lim} - \sigma_{ext,2}}{\sigma_{2,P_\infty m}} = \frac{-2,00 - \sigma_{ext,2}}{0,28} \quad (A.4)$$

Com base neste procedimento, calculam-se os pontos das curvas limites em vazio e em serviço para as duas condições críticas avaliadas. Os resultados são apresentados na Tabela A.1 e Tabela A.2.

Tabela A.1: Curvas limites para estado em vazio.

Seção [cm]	$\sigma_{ext,1}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{1v,lim}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$C_{1v}$	$\sigma_{ext,2}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{2v,lim}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$C_{2v}$
0,0	0,00	-1,40	0,92	0,00	0,25	0,70
20,0	0,00	-1,40	0,92	0,00	0,25	0,70
40,0	0,00	-1,40	0,92	0,00	0,25	0,70
60,0	0,00	-1,40	0,92	0,00	0,25	0,69
65,0	0,00	-1,40	0,92	0,00	0,25	0,69
65,0	0,00	-1,40	0,92	0,00	0,25	0,69
80,0	0,01	-1,40	0,93	-0,01	0,25	0,73
100,0	0,03	-1,40	0,94	-0,02	0,25	0,77
120,0	0,04	-1,40	0,95	-0,04	0,25	0,81
140,0	0,06	-1,40	0,96	-0,05	0,25	0,85
160,0	0,07	-1,40	0,97	-0,07	0,25	0,89
180,0	0,09	-1,40	0,98	-0,08	0,25	0,92
200,0	0,10	-1,40	0,99	-0,09	0,25	0,96
220,0	0,12	-1,40	1,00	-0,11	0,25	0,99
240,0	0,13	-1,40	1,01	-0,12	0,25	1,03
260,0	0,15	-1,40	1,02	-0,13	0,25	1,06

Tabela A.1: Curvas limites para estado em vazio (continuação).

Seção [cm]	$\sigma_{\text{ext},1}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{1v,\text{lim}}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$C_{1v}$	$\sigma_{\text{ext},2}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{2v,\text{lim}}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$C_{2v}$
280,0	0,16	-1,40	1,03	-0,14	0,25	1,10
300,0	0,17	-1,40	1,04	-0,15	0,25	1,13
320,0	0,18	-1,40	1,04	-0,17	0,25	1,16
340,0	0,20	-1,40	1,05	-0,18	0,25	1,19
360,0	0,21	-1,40	1,06	-0,19	0,25	1,22
380,0	0,22	-1,40	1,07	-0,20	0,25	1,25
400,0	0,23	-1,40	1,08	-0,21	0,25	1,27
420,0	0,24	-1,40	1,08	-0,22	0,25	1,30
440,0	0,25	-1,40	1,09	-0,23	0,25	1,32
460,0	0,26	-1,40	1,10	-0,23	0,25	1,35
480,0	0,27	-1,40	1,10	-0,24	0,25	1,37
500,0	0,28	-1,40	1,11	-0,25	0,25	1,39
520,0	0,29	-1,40	1,11	-0,26	0,25	1,42
540,0	0,30	-1,40	1,12	-0,27	0,25	1,44
560,0	0,30	-1,40	1,12	-0,27	0,25	1,46
580,0	0,31	-1,40	1,13	-0,28	0,25	1,48
600,0	0,32	-1,40	1,13	-0,29	0,25	1,49
620,0	0,33	-1,40	1,14	-0,29	0,25	1,51
640,0	0,33	-1,40	1,14	-0,30	0,25	1,53
660,0	0,34	-1,40	1,15	-0,30	0,25	1,54
680,0	0,34	-1,40	1,15	-0,31	0,25	1,56
700,0	0,35	-1,40	1,15	-0,31	0,25	1,57
720,0	0,35	-1,40	1,16	-0,32	0,25	1,58
740,0	0,36	-1,40	1,16	-0,32	0,25	1,59
760,0	0,36	-1,40	1,16	-0,33	0,25	1,60
780,0	0,37	-1,40	1,17	-0,33	0,25	1,61
800,0	0,37	-1,40	1,17	-0,33	0,25	1,62
820,0	0,37	-1,40	1,17	-0,33	0,25	1,63
840,0	0,38	-1,40	1,17	-0,34	0,25	1,63
860,0	0,38	-1,40	1,17	-0,34	0,25	1,64
880,0	0,38	-1,40	1,17	-0,34	0,25	1,64
900,0	0,38	-1,40	1,17	-0,34	0,25	1,65
920,0	0,38	-1,40	1,18	-0,34	0,25	1,65
940,0	0,38	-1,40	1,18	-0,34	0,25	1,65
960,0	0,38	-1,40	1,18	-0,34	0,25	1,65
980,0	0,38	-1,40	1,18	-0,34	0,25	1,65
1000,0	0,38	-1,40	1,18	-0,34	0,25	1,65
1020,0	0,38	-1,40	1,18	-0,34	0,25	1,65
1040,0	0,38	-1,40	1,17	-0,34	0,25	1,65
1060,0	0,38	-1,40	1,17	-0,34	0,25	1,65
1080,0	0,38	-1,40	1,17	-0,34	0,25	1,64
1100,0	0,38	-1,40	1,17	-0,34	0,25	1,64
1120,0	0,37	-1,40	1,17	-0,33	0,25	1,63
1140,0	0,37	-1,40	1,17	-0,33	0,25	1,62
1160,0	0,37	-1,40	1,17	-0,33	0,25	1,61
1180,0	0,36	-1,40	1,16	-0,33	0,25	1,60
1200,0	0,36	-1,40	1,16	-0,32	0,25	1,59
1220,0	0,36	-1,40	1,16	-0,32	0,25	1,58
1240,0	0,35	-1,40	1,15	-0,31	0,25	1,57
1260,0	0,35	-1,40	1,15	-0,31	0,25	1,56
1280,0	0,34	-1,40	1,15	-0,30	0,25	1,54

Tabela A.1: Curvas limites para estado em vazio (continuação).

Seção [cm]	$\sigma_{ext,1}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{1v,lim}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$C_{1v}$	$\sigma_{ext,2}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{2v,lim}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$C_{2v}$
1300,0	0,33	-1,40	1,14	-0,30	0,25	1,53
1320,0	0,33	-1,40	1,14	-0,29	0,25	1,51
1340,0	0,32	-1,40	1,13	-0,29	0,25	1,50
1360,0	0,31	-1,40	1,13	-0,28	0,25	1,48
1380,0	0,31	-1,40	1,12	-0,27	0,25	1,46
1400,0	0,30	-1,40	1,12	-0,27	0,25	1,44
1420,0	0,29	-1,40	1,11	-0,26	0,25	1,42
1440,0	0,28	-1,40	1,11	-0,25	0,25	1,40
1460,0	0,27	-1,40	1,10	-0,24	0,25	1,38
1480,0	0,26	-1,40	1,10	-0,24	0,25	1,35
1500,0	0,25	-1,40	1,09	-0,23	0,25	1,33
1520,0	0,24	-1,40	1,08	-0,22	0,25	1,30
1540,0	0,23	-1,40	1,08	-0,21	0,25	1,28
1560,0	0,22	-1,40	1,07	-0,20	0,25	1,25
1580,0	0,21	-1,40	1,06	-0,19	0,25	1,22
1600,0	0,20	-1,40	1,05	-0,18	0,25	1,19
1620,0	0,19	-1,40	1,05	-0,17	0,25	1,16
1640,0	0,17	-1,40	1,04	-0,16	0,25	1,13
1660,0	0,16	-1,40	1,03	-0,14	0,25	1,10
1680,0	0,15	-1,40	1,02	-0,13	0,25	1,07
1700,0	0,13	-1,40	1,01	-0,12	0,25	1,03
1720,0	0,12	-1,40	1,00	-0,11	0,25	1,00
1740,0	0,11	-1,40	0,99	-0,10	0,25	0,96
1760,0	0,09	-1,40	0,98	-0,08	0,25	0,93
1780,0	0,08	-1,40	0,97	-0,07	0,25	0,89
1800,0	0,06	-1,40	0,96	-0,05	0,25	0,85
1820,0	0,05	-1,40	0,95	-0,04	0,25	0,81
1840,0	0,03	-1,40	0,94	-0,03	0,25	0,77
1860,0	0,01	-1,40	0,93	-0,01	0,25	0,73
1877,5	0,00	-1,40	0,92	0,00	0,25	0,69
1877,5	0,00	-1,40	0,92	0,00	0,25	0,69
1880,0	0,00	-1,40	0,92	0,00	0,25	0,69
1900,0	0,00	-1,40	0,92	0,00	0,25	0,70
1920,0	0,00	-1,40	0,92	0,00	0,25	0,70
1940,0	0,00	-1,40	0,92	0,00	0,25	0,70
1942,5	0,00	-1,40	0,92	0,00	0,25	0,70

Fonte: Elaborado pelo Autor

Tabela A.2: Curvas limites para estado em serviço.

Seção [cm]	$\sigma_{ext,1}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{1s,lim}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$C_{1s}$	$\sigma_{ext,2}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{2s,lim}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$C_{2s}$
0	0,00	0	0,00	0,00	-2,00	-7,12
8,8	0,0	0	0,00	-0,01	-2,00	-7,12
30,1	0,04	0	0,04	-0,05	-2,00	-6,97
51,3	0,09	0	0,08	-0,09	-2,00	-6,82
72,6	0,14	0	0,11	-0,13	-2,00	-6,68
93,9	0,18	0	0,15	-0,17	-2,00	-6,53
115,2	0,23	0	0,19	-0,21	-2,00	-6,39
136,4	0,27	0	0,23	-0,25	-2,00	-6,25
157,7	0,31	0	0,27	-0,29	-2,00	-6,10
179	0,36	0	0,30	-0,33	-2,00	-5,97

Tabela A.2: Curvas limites para estado em serviço (continuação).

Seção [cm]	$\sigma_{\text{ext},1}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{1s,\text{lim}}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$C_{1s}$	$\sigma_{\text{ext},2}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{2s,\text{lim}}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$C_{2s}$
200,2	0,40	0	0,34	-0,37	-2,00	-5,83
221,5	0,44	0	0,38	-0,41	-2,00	-5,69
242,8	0,49	0	0,41	-0,44	-2,00	-5,56
264,1	0,53	0	0,45	-0,48	-2,00	-5,43
287,0	0,56	0	0,48	-0,51	-2,00	-5,31
310,0	0,60	0	0,51	-0,54	-2,00	-5,20
332,9	0,63	0	0,54	-0,57	-2,00	-5,09
355,9	0,67	0	0,56	-0,60	-2,00	-4,98
378,8	0,70	0	0,59	-0,63	-2,00	-4,88
401,8	0,73	0	0,62	-0,66	-2,00	-4,77
424,7	0,76	0	0,65	-0,69	-2,00	-4,67
447,7	0,80	0	0,67	-0,72	-2,00	-4,57
470,6	0,83	0	0,70	-0,75	-2,00	-4,47
493,6	0,86	0	0,73	-0,77	-2,00	-4,38
516,5	0,89	0	0,75	-0,80	-2,00	-4,28
539,5	0,91	0	0,78	-0,83	-2,00	-4,19
562,4	0,94	0	0,79	-0,84	-2,00	-4,13
585,4	0,95	0	0,81	-0,86	-2,00	-4,07
608,3	0,97	0	0,83	-0,88	-2,00	-4,01
631,2	0,99	0	0,84	-0,89	-2,00	-3,95
654,2	1,01	0	0,86	-0,91	-2,00	-3,89
677,1	1,03	0	0,87	-0,92	-2,00	-3,84
700,1	1,04	0	0,88	-0,94	-2,00	-3,79
723,0	1,06	0	0,90	-0,95	-2,00	-3,74
746,0	1,07	0	0,91	-0,97	-2,00	-3,69
768,9	1,09	0	0,92	-0,98	-2,00	-3,64
791,9	1,10	0	0,93	-0,99	-2,00	-3,60
814,8	1,11	0	0,94	-1,00	-2,00	-3,56
837,8	1,12	0	0,95	-1,01	-2,00	-3,55
860,7	1,12	0	0,95	-1,01	-2,00	-3,53
883,6	1,13	0	0,95	-1,01	-2,00	-3,52
906,6	1,13	0	0,96	-1,02	-2,00	-3,52
929,5	1,13	0	0,96	-1,02	-2,00	-3,51
952,5	1,13	0	0,96	-1,02	-2,00	-3,51
975,4	1,13	0	0,96	-1,02	-2,00	-3,50
998,4	1,13	0	0,96	-1,02	-2,00	-3,50
1021,3	1,13	0	0,96	-1,02	-2,00	-3,51
1044,3	1,13	0	0,96	-1,02	-2,00	-3,51
1067,2	1,13	0	0,96	-1,02	-2,00	-3,52
1090,2	1,13	0	0,96	-1,01	-2,00	-3,52
1113,1	1,12	0	0,95	-1,00	-2,00	-3,56
1136,0	1,10	0	0,94	-0,99	-2,00	-3,60
1159,0	1,09	0	0,93	-0,98	-2,00	-3,64
1181,9	1,08	0	0,91	-0,97	-2,00	-3,68
1204,9	1,06	0	0,90	-0,96	-2,00	-3,73
1227,8	1,05	0	0,89	-0,94	-2,00	-3,77
1250,8	1,04	0	0,88	-0,93	-2,00	-3,82
1273,7	1,02	0	0,86	-0,92	-2,00	-3,87
1296,7	1,00	0	0,85	-0,90	-2,00	-3,92
1319,6	0,99	0	0,84	-0,89	-2,00	-3,98
1342,5	0,97	0	0,82	-0,87	-2,00	-4,03

Tabela A.2: Curvas limites para estado em serviço (continuação).

Seção [cm]	$\sigma_{ext,1}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{1s,lim}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$C_{1s}$	$\sigma_{ext,2}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{2s,lim}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$C_{2s}$
1365,5	0,95	0	0,81	-0,85	-2,00	-4,09
1388,4	0,92	0	0,78	-0,83	-2,00	-4,18
1411,4	0,90	0	0,76	-0,81	-2,00	-4,27
1434,3	0,87	0	0,74	-0,78	-2,00	-4,36
1457,3	0,84	0	0,71	-0,75	-2,00	-4,45
1480,2	0,81	0	0,69	-0,73	-2,00	-4,54
1503,2	0,78	0	0,66	-0,70	-2,00	-4,64
1526,1	0,75	0	0,64	-0,67	-2,00	-4,74
1549,1	0,72	0	0,61	-0,65	-2,00	-4,84
1572	0,69	0	0,58	-0,62	-2,00	-4,94
1594,9	0,65	0	0,56	-0,59	-2,00	-5,04
1617,9	0,62	0	0,53	-0,56	-2,00	-5,15
1640,8	0,59	0	0,50	-0,53	-2,00	-5,26
1663,8	0,55	0	0,46	-0,49	-2,00	-5,39
1686,7	0,50	0	0,43	-0,45	-2,00	-5,53
1709,7	0,46	0	0,39	-0,41	-2,00	-5,67
1732,6	0,41	0	0,35	-0,37	-2,00	-5,81
1755,6	0,37	0	0,31	-0,33	-2,00	-5,96
1778,5	0,32	0	0,27	-0,29	-2,00	-6,10
1801,5	0,28	0	0,24	-0,25	-2,00	-6,25
1824,4	0,23	0	0,20	-0,21	-2,00	-6,40
1847,3	0,18	0	0,16	-0,16	-2,00	-6,55
1870,3	0,13	0	0,11	-0,12	-2,00	-6,71
1893,2	0,09	0	0,07	-0,08	-2,00	-6,86
1916,2	0,04	0	0,03	-0,03	-2,00	-7,02
1931,2	0,00	0	0,00	0,00	-2,00	-7,14
1940	0,00	0	0,00	0,00	-2,00	-7,14

Fonte: Elaborado pelo Autor

Nota-se que foram considerados valores nulos de esforços em serviço até cerca de 10 cm do início e do fim da viga. Isto ocorre pois os esforços obtidos da análise no *SCIA Engineer* consideram o comprimento da viga a partir da posição do apoio no consolo. Por outro lado, os esforços em vazio consideram todo o comprimento da viga. Desta forma, foi preciso considerar este deslocamento da curva para compatibilizar as seções consideradas na análise.

## APÊNDICE B – QUANTITATIVO E DESENHOS DE PROJETO

Apresenta-se, neste apêndice, um quantitativo preliminar do volume total de concreto da estrutura e da área total de fôrmas. Não foi apresentado o quantitativo total de aço, uma vez que não foram dimensionados todos os elementos do projeto.

Tabela B.1: Quantitativo do volume de concreto e área de formas da estrutura.

Elemento	Material	Área de fôrmas [m <sup>2</sup> ]	Volume [m <sup>3</sup> ]
Viga de cobertura interna	C40 Protendido	800,8	53,2
Pilar externo vazado	C40 Armado	378,5	46,1
Terça	C40 Protendido	1090,1	30,8
Viga Calha	C40 Protendido	519,2	28,7
Pilar central	C40 Armado	150,4	17,5
Viga de fechamento lateral	C40 Protendido	1155,9	52,2
Pilar fechamento frontal/posterior	C40 Armado	133,0	16,5
Viga de cobertura externa	C40 Protendido	142,4	7,7
Total		4371	253

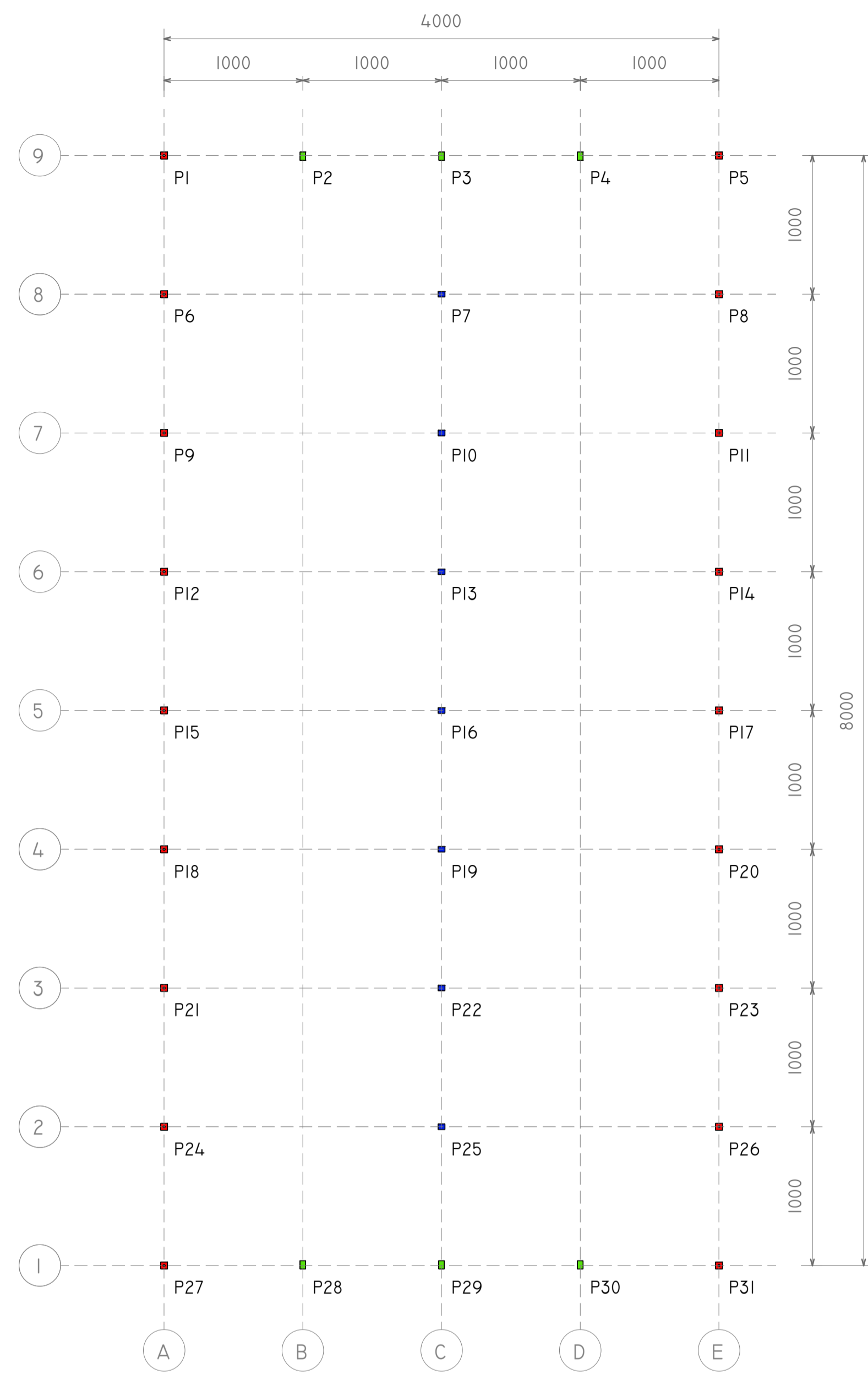
Considerando que a área estruturada é de aproximadamente 3260 m<sup>2</sup>, tem-se uma espessura média ( $e_m$ ) igual a:

$$e_m = 253/3260 = 0,078 \text{ m} = 7,8 \text{ cm}$$

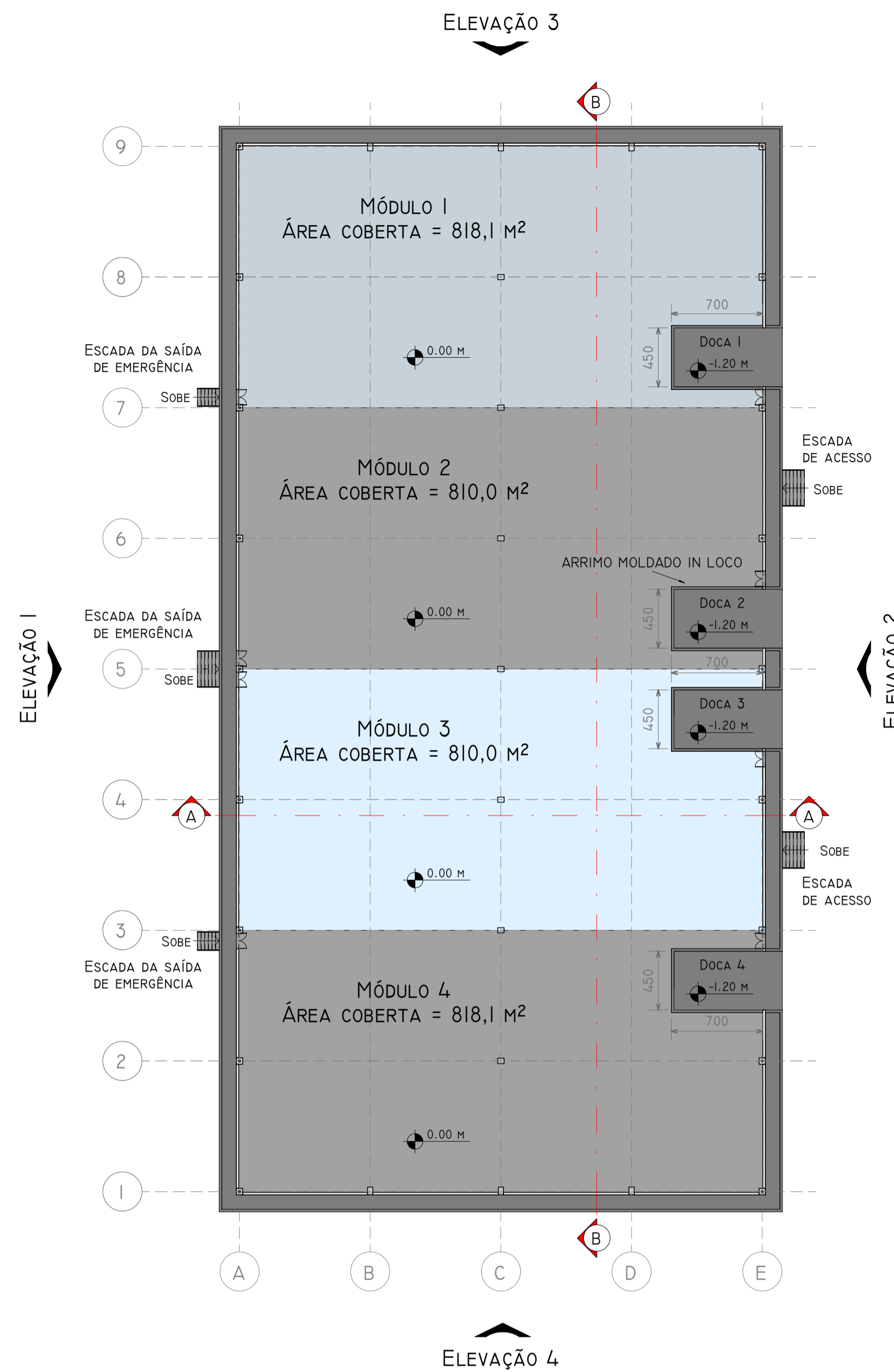
Este valor parece coerente para um galpão industrial, que apresenta uma área estruturada considerável, não contém elementos de superfície (lajes) e apresenta vãos grandes entre pilares. Em edifícios de múltiplos pavimentos, este valor é da ordem de 20 cm, mas está associado à densidade de vigas, pilares e lajes em menores áreas.

Este apêndice também apresenta todos os desenhos básicos de projeto do galpão, com aspectos arquitetônicos e estruturais. O objetivo é apresentar os estudos preliminares desenvolvidos ao longo deste trabalho. Ressalta-se que estes estudos iniciais estão sujeitos a alterações tendo em vista a verificação dos demais elementos da estrutura. Também se destaca que o objetivo não é apresentar detalhes em nível executivo. São apresentados:

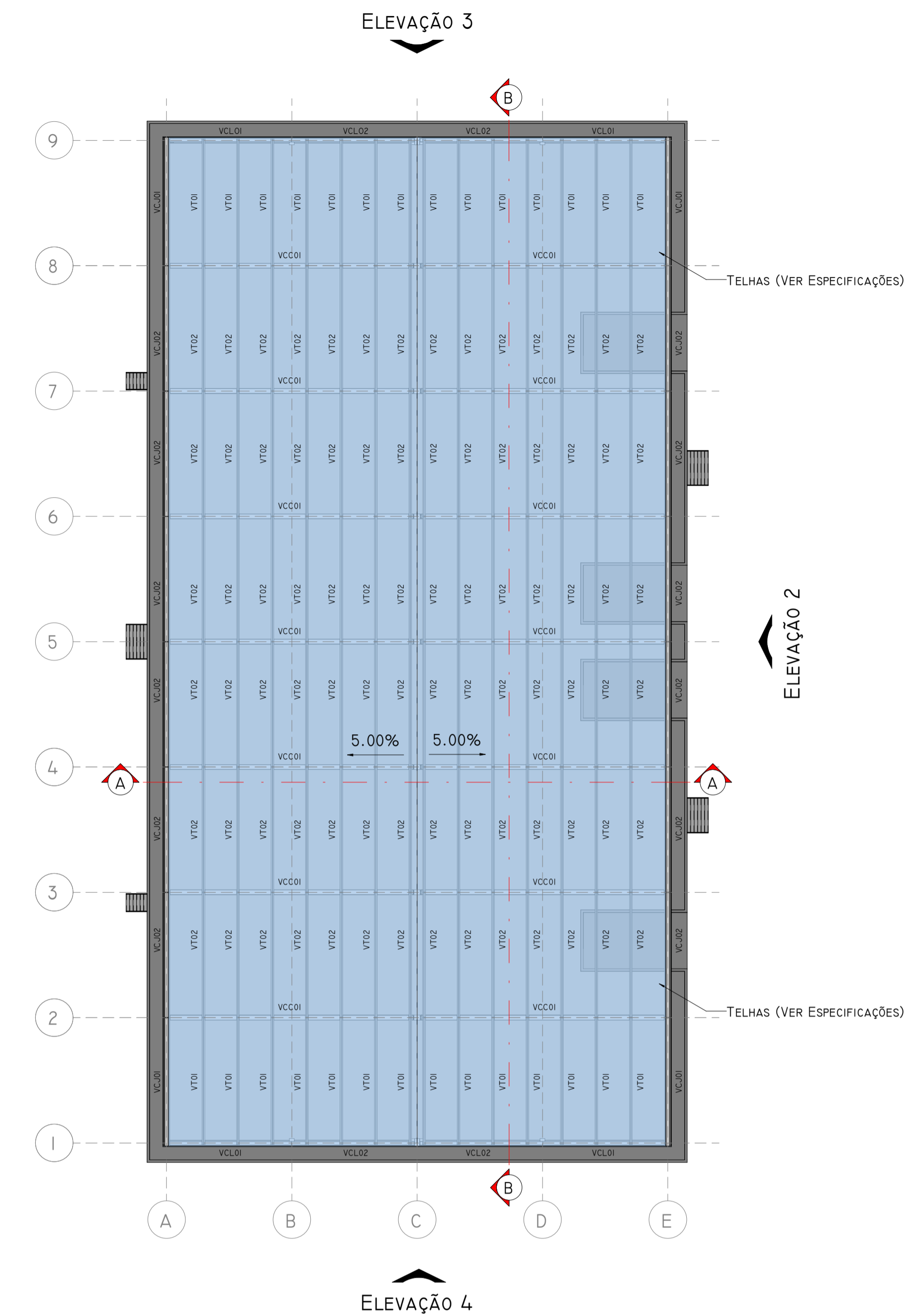
- Planta de locação dos pilares;
- Planta do galpão;
- Planta de cobertura;
- Corte A-A e Corte B-B;
- Elevações 1, 2, 3 e 4;
- Perspectivas em 3D;



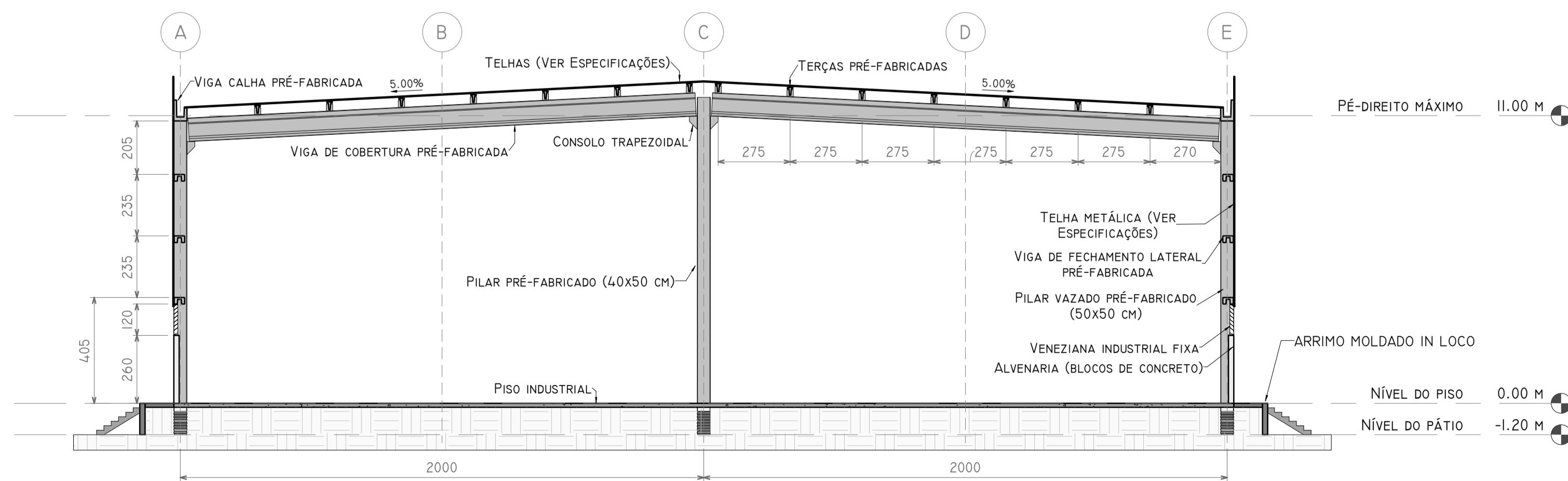
1 PLANTA DE LOCAÇÃO DOS PILARES  
I : 300



2 PLANTA GALPÃO - NÍVEL DO PISO 0.00M  
I : 300



3 PLANTA DE COBERTURA  
I : 300



4 CORTE A-A  
I : 150

PROJETO NÃO LIBERADO PARA EXECUÇÃO.  
TRABALHO ACADÊMICO  
**ESTUDO PRELIMINAR**

NOTAS

- PROJETO SUJEITO À ALTERAÇÃO COM A VERIFICAÇÃO DOS DEMAIS ELEMENTOS ESTRUTURAIS.
- DESNÍVEIS, TALUDES E ARRIMOS DEVEM SER AVALIADOS PELO CONSULTOR DE FUNDAÇÃO. EVENTUAIS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DEVEM SER INDEPENDENTES DA ESTRUTURA PRÉ-FABRICADA.
- NÃO TOMAR MEDIDAS COM ESCALA.
- MEDIDAS EM CENTÍMETROS E NÍVEIS EM METROS.
- A NUMERAÇÃO DE PILARES E VIGAS NESTA FOLHA É PROVISÓRIA.



UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

ESPECIFICAÇÕES

- TELHA METÁLICA TRAPEZOIDAL MODELO LR40 (PERFILOR). NA COBERTURA, SUBSTITUIR MODELO LR40 POR MODELO CORRESPONDENTE TRANSLÚCIDO A CADA 20 METROS, NAS DUAS ÁGUAS.

LEGENDA

- PILAR 40x50 CM
- PILAR 40x60 CM
- PILAR VAZADO 50x50 CM
- PORTA 1,20x2,20 M

PROJETO ESTRUTURAL BÁSICO (ESTUDO PRELIMINAR) - GALPÃO PRÉ-FABRICADO

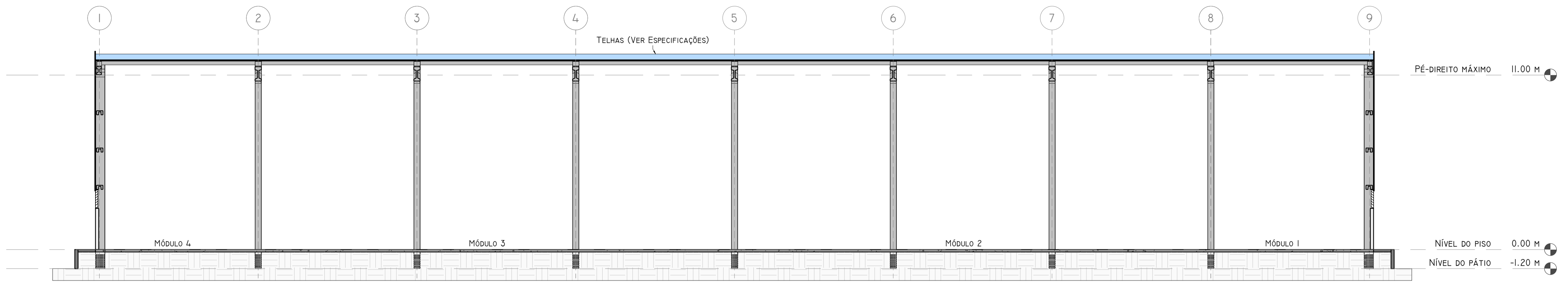
COMPONENTE PLANTAS/CORTE A-A

DATA 30/05/2021

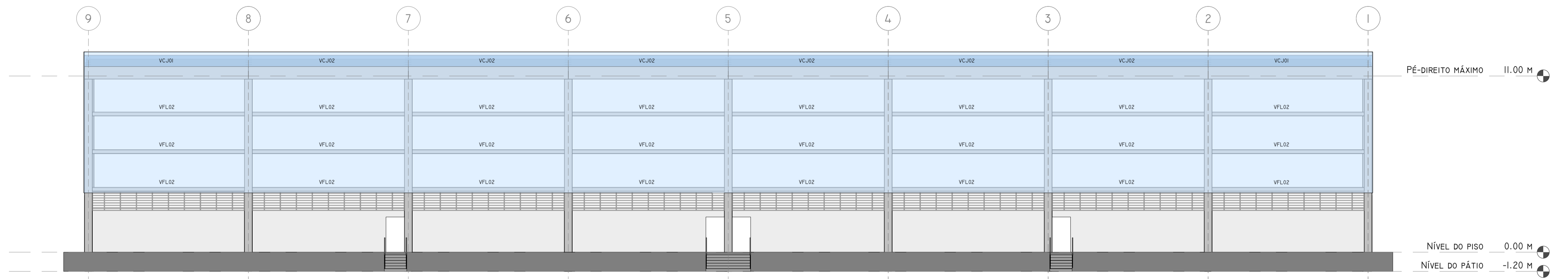
AUTOR TIAGO FEDRIZZI 9314563

FOLHA 01/03

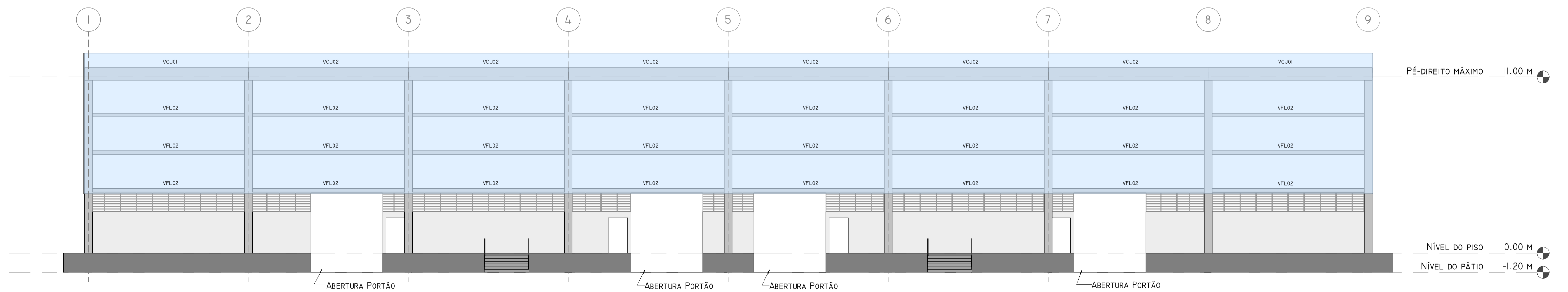
ESCALA COMO INDICADO



1 CORTE B-B  
1 : 150



2 ELEVAÇÃO 1  
1 : 150



3 ELEVAÇÃO 2  
1 : 150

PROJETO NÃO LIBERADO PARA EXECUÇÃO.  
TRABALHO ACADÊMICO  
**ESTUDO PRELIMINAR**

**NOTAS**

- PROJETO SUJEITO À ALTERAÇÃO COM A VERIFICAÇÃO DOS DEMAIS ELEMENTOS ESTRUTURAIS.
- DESNÍVEIS, TALUDES E ARRIMOS DEVEM SER AVALIADOS PELO CONSULTOR DE FUNDAÇÃO. EVENTUAIS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DEVEM SER INDEPENDENTES DA ESTRUTURA PRÉ-FABRICADA.
- NÃO TOMAR MEDIDAS COM ESCALA.
- MEDIDAS EM CENTÍMETROS E NÍVEIS EM METROS.
- A NUMERAÇÃO DE PILARES E VIGAS NESTA FOLHA É PROVISÓRIA.



UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

**ESPECIFICAÇÕES**

- TELHA METÁLICA TRAPEZOIDAL MODELO LR40 (PERFILOR). NA COBERTURA, SUBSTITUIR MODELO LR40 POR MODELO CORRESPONDENTE TRANSLÚCIDO A CADA 20 METROS, NAS DUAS ÁGUAS.

**PROJETO ESTRUTURAL BÁSICO (ESTUDO PRELIMINAR) - GALPÃO PRÉ-FABRICADO**

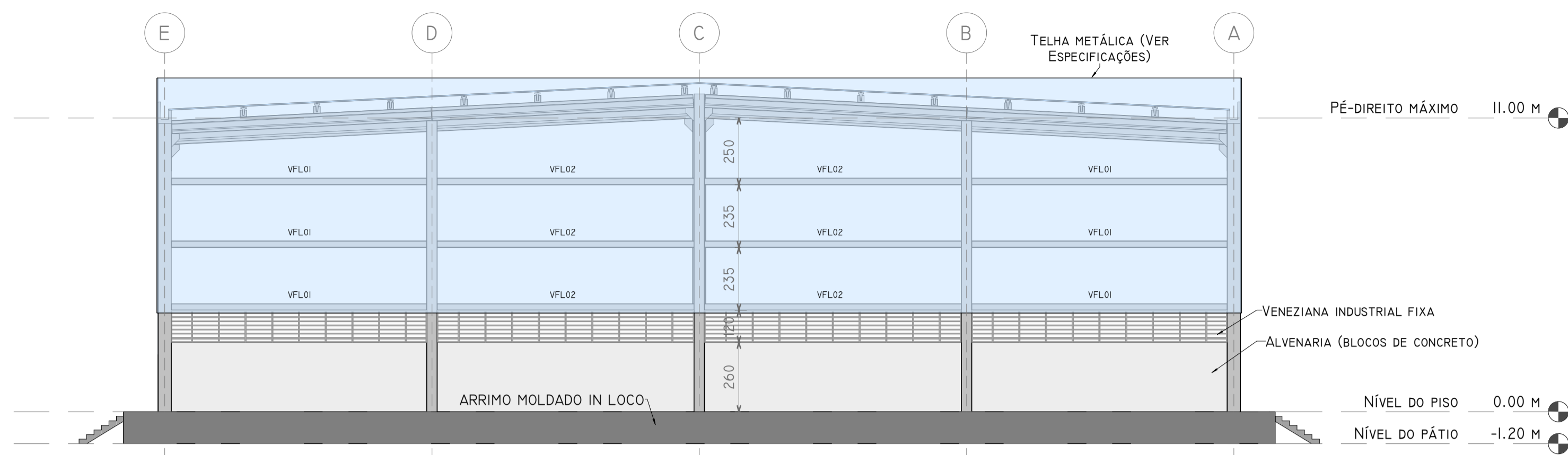
COMPONENTE CORTE B-B/ELEVAÇÕES 1 E 2

DATA 30/05/2021

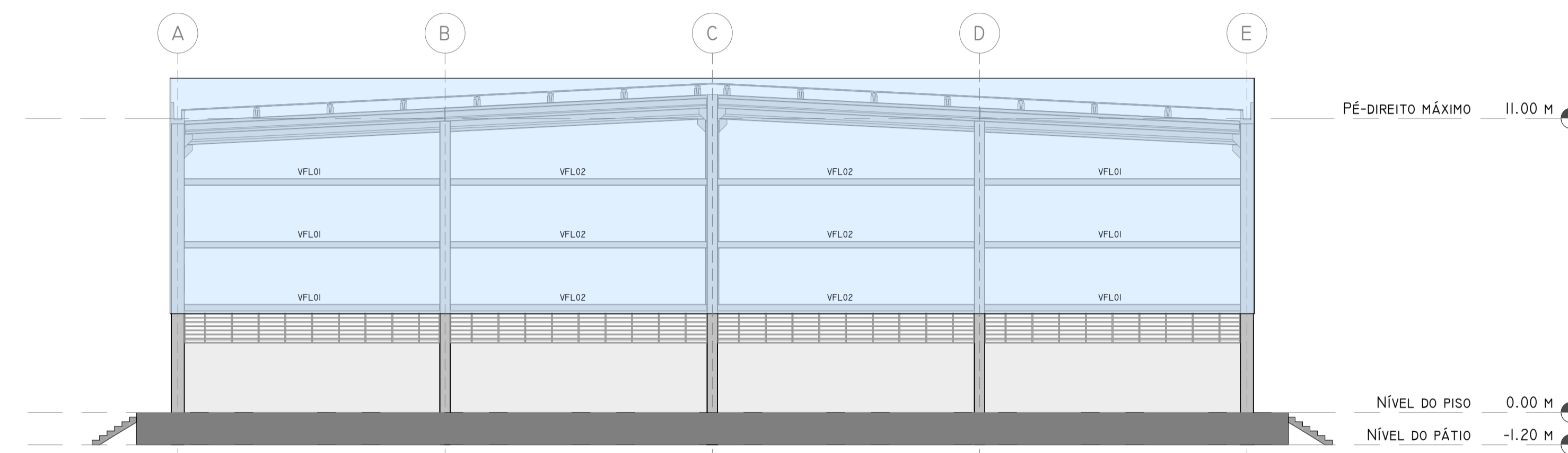
AUTOR TIAGO FEDRIZZI 9314563

FOLHA 02/03

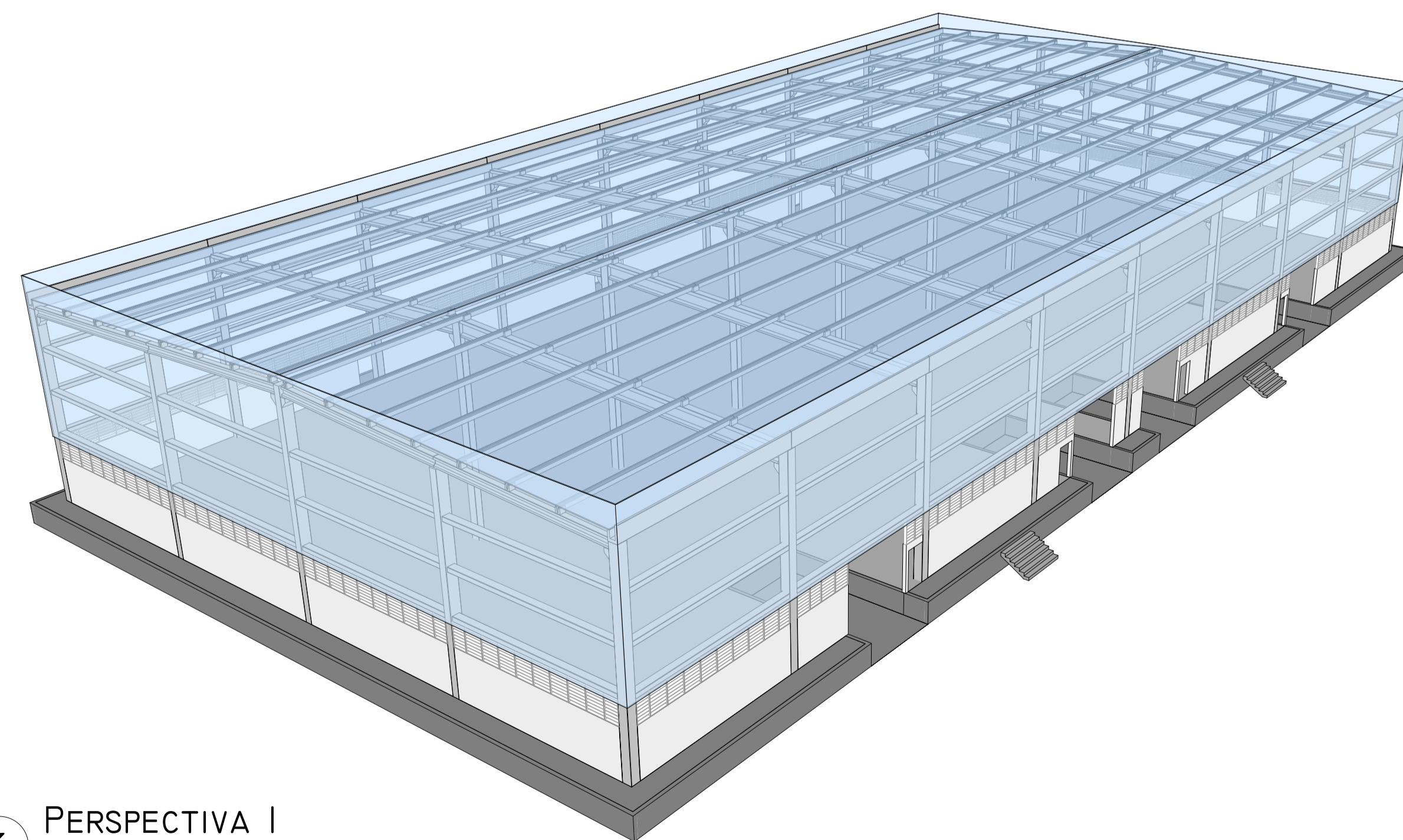
ESCALA 1 : 150



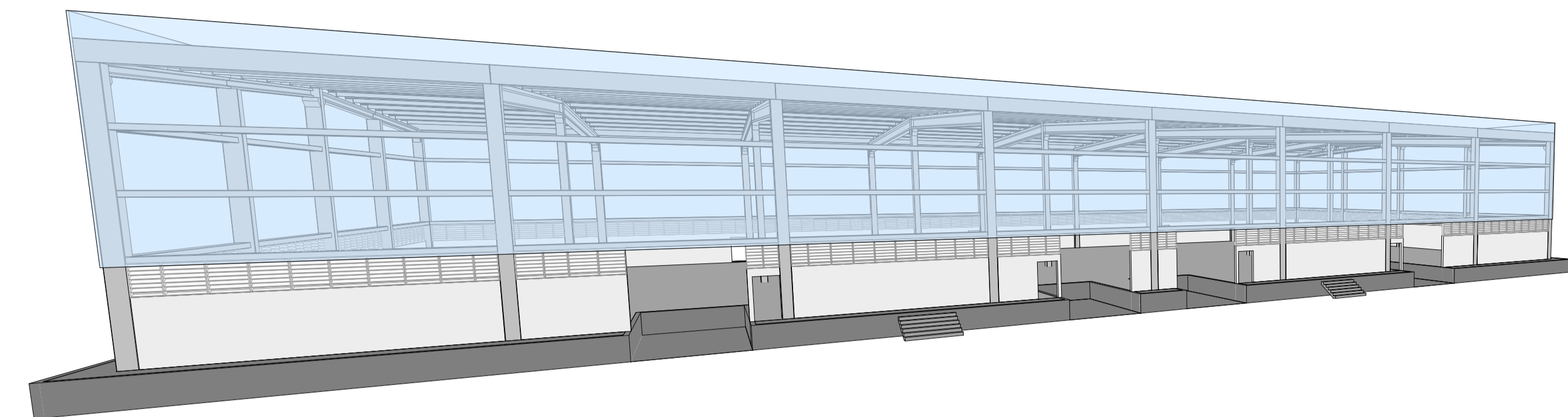
1 ELEVÇÃO 3  
1 : 150



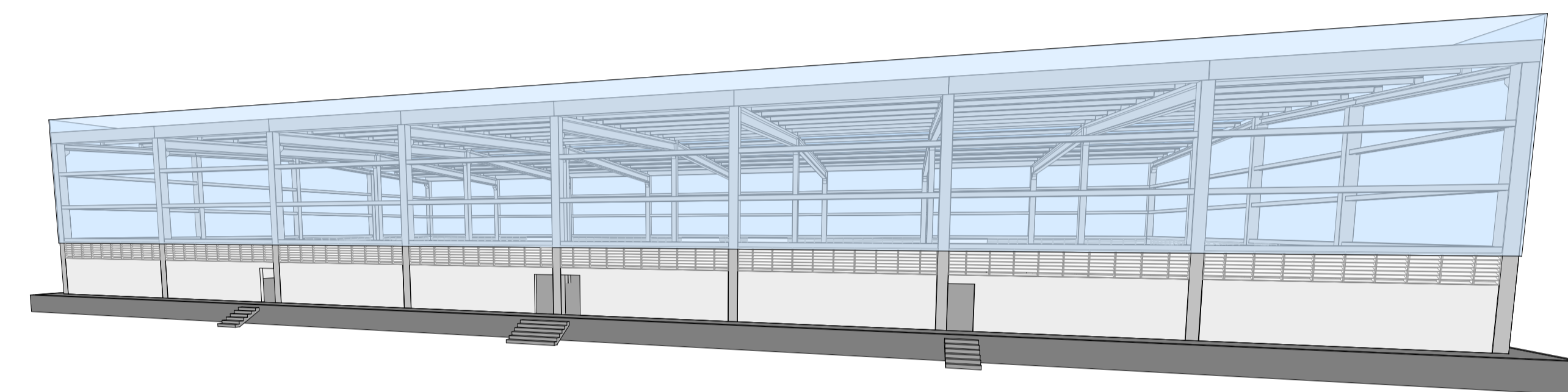
2 ELEVÇÃO 4  
1 : 150



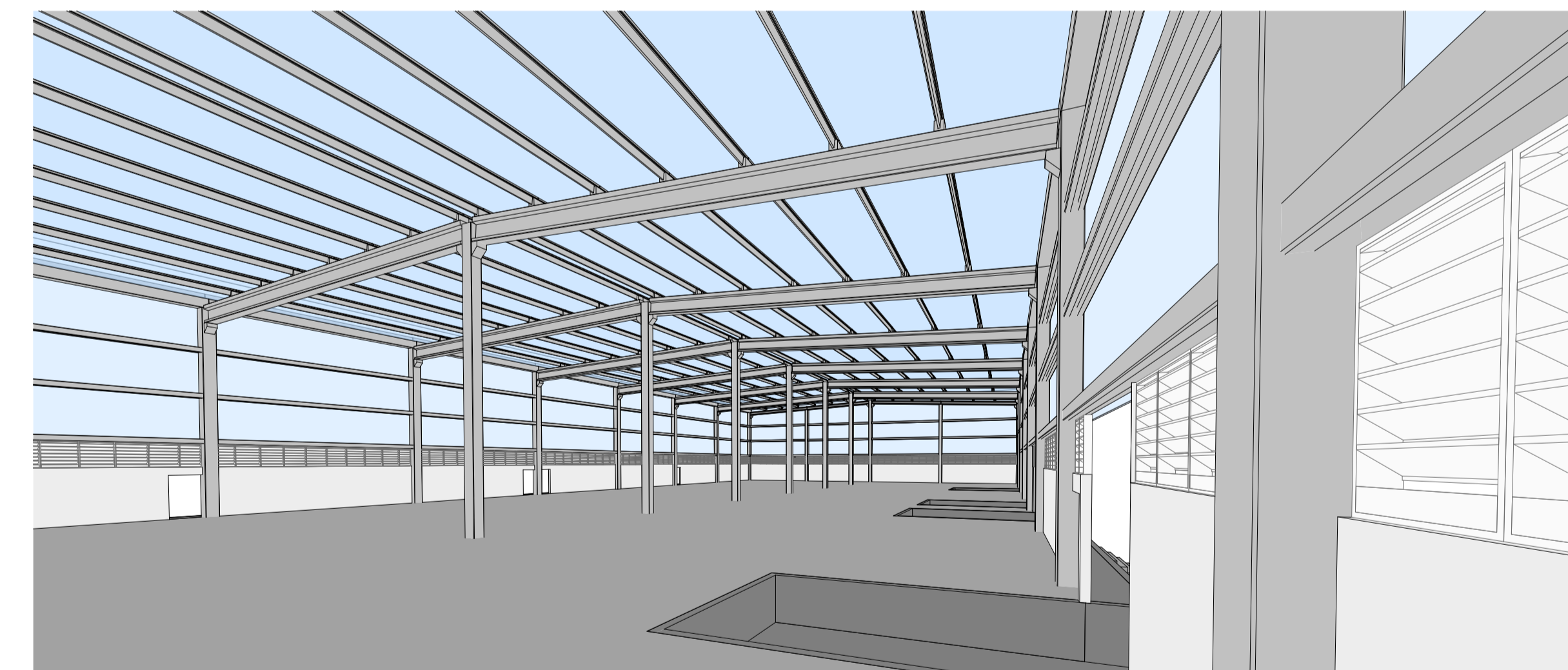
3 PERSPECTIVA 1  
SEM ESCALA



4 PERSPECTIVA 2  
SEM ESCALA



5 PERSPECTIVA 3  
SEM ESCALA



6 PERSPECTIVA 4  
SEM ESCALA

PROJETO NÃO LIBERADO PARA EXECUÇÃO.  
TRABALHO ACADÊMICO  
**ESTUDO PRELIMINAR**

NOTAS

- PROJETO SUJEITO À ALTERAÇÃO COM A VERIFICAÇÃO DOS DEMAIS ELEMENTOS ESTRUTURAIS.
- DESNÍVEIS, TALUDES E ARRIMOS DEVEM SER AVALIADOS PELO CONSULTOR DE FUNDAÇÃO. EVENTUAIS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DEVEM SER INDEPENDENTES DA ESTRUTURA PRÉ-FABRICADA.
- NÃO TOMAR MEDIDAS COM ESCALA.
- MEDIDAS EM CENTÍMETROS E NÍVEIS EM METROS.
- A NUMERAÇÃO DE PILARES E VIGAS NESTA FOLHA É PROVISÓRIA.



UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

ESPECIFICAÇÕES

- TELHA METÁLICA TRAPEZOIDAL MODELO LR40 (PERFILOR). NA COBERTURA, SUBSTITUIR MODELO LR40 POR MODELO CORRESPONDENTE TRANSLÚCIDO A CADA 20 METROS, NAS DUAS ÁGUAS.

PROJETO ESTRUTURAL BÁSICO (ESTUDO PRELIMINAR) - GALPÃO PRÉ-FABRICADO

COMPONENTE ELEVÇÕES 3 E 4/PERSPECTIVAS

DATA 30/05/2021

AUTOR TIAGO FEDRIZZI 9314563

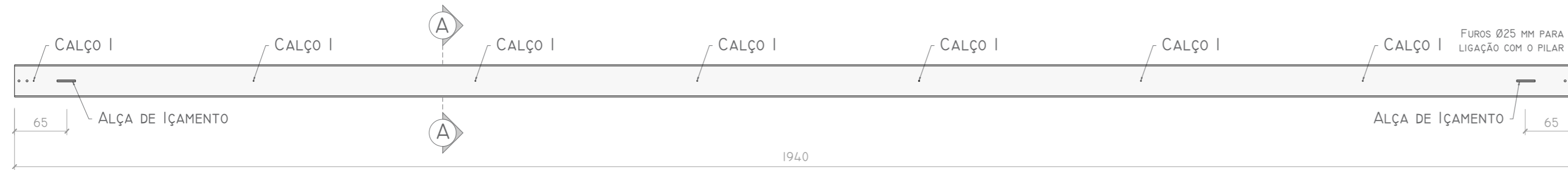
FOLHA 03/03

ESCALA 1 : 150

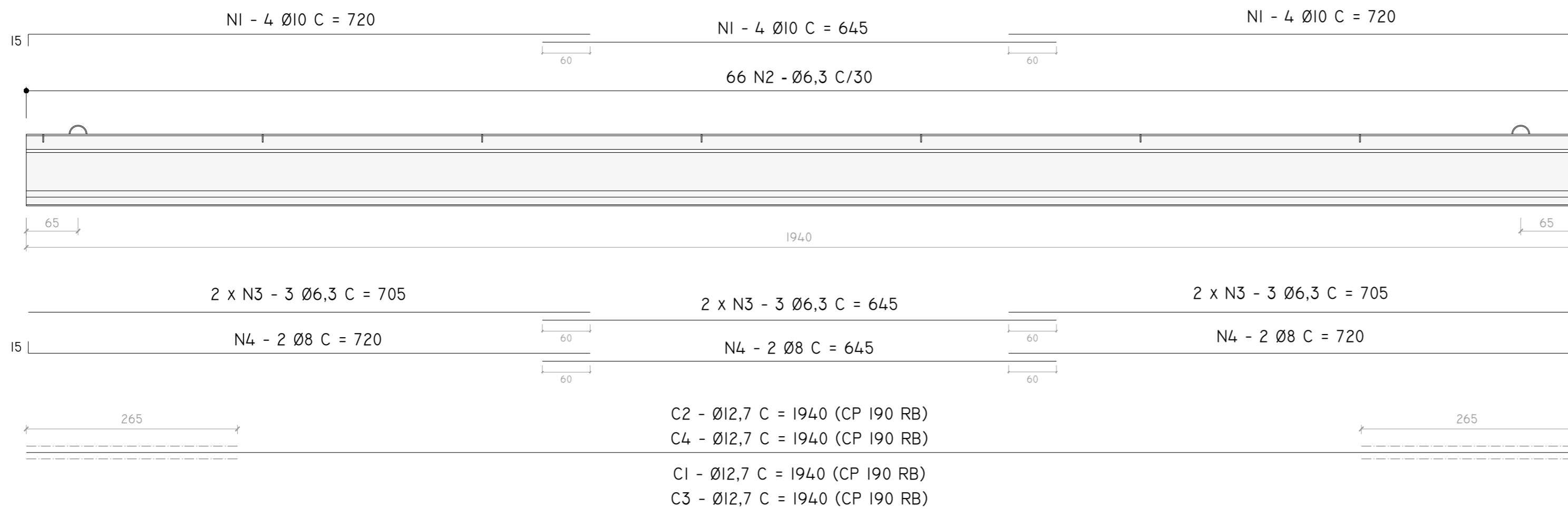
**APÊNDICE C – DETALHAMENTO DOS ELEMENTOS**

O Apêndice C contém todos os detalhes da viga de cobertura VCC01 e do pilar central P16, considerando os aspectos definidos na Seção 9.

# PLANTA Esc. 1:50



# ELEVAÇÃO Esc. 1:50



# QUADRO DE ARMAÇÃO

AÇO	POS.	Ø [MM]	QUANT.	COMPRIM. [CM]	
				UNIT.	TOT.
CA-50	NI	10	4	2085	8340
CA-50	N2	6,3	132	185	24420
CA-50	N3	6,3	6	2055	12330
CA-50	N4	8	2	2085	4170
CP 190 RB	N5	12,7	4	165	660
CP 190 RB	C1	12,7	2	1940	3880
CP 190 RB	C2	12,7	2	1940	3880
CP 190 RB	C3	12,7	2	1940	3880
CP 190 RB	C4	12,7	2	1940	3880

# RESUMO DE ARMAÇÃO

AÇO	Ø [MM]	COMPRIM. [M]	PESO (KG)
CA-50	6,3	367,5	90,0
CA-50	8	41,7	16,5
CA-50	10	83,4	51,5
CP 190 RB	12,7	161,8	128,1

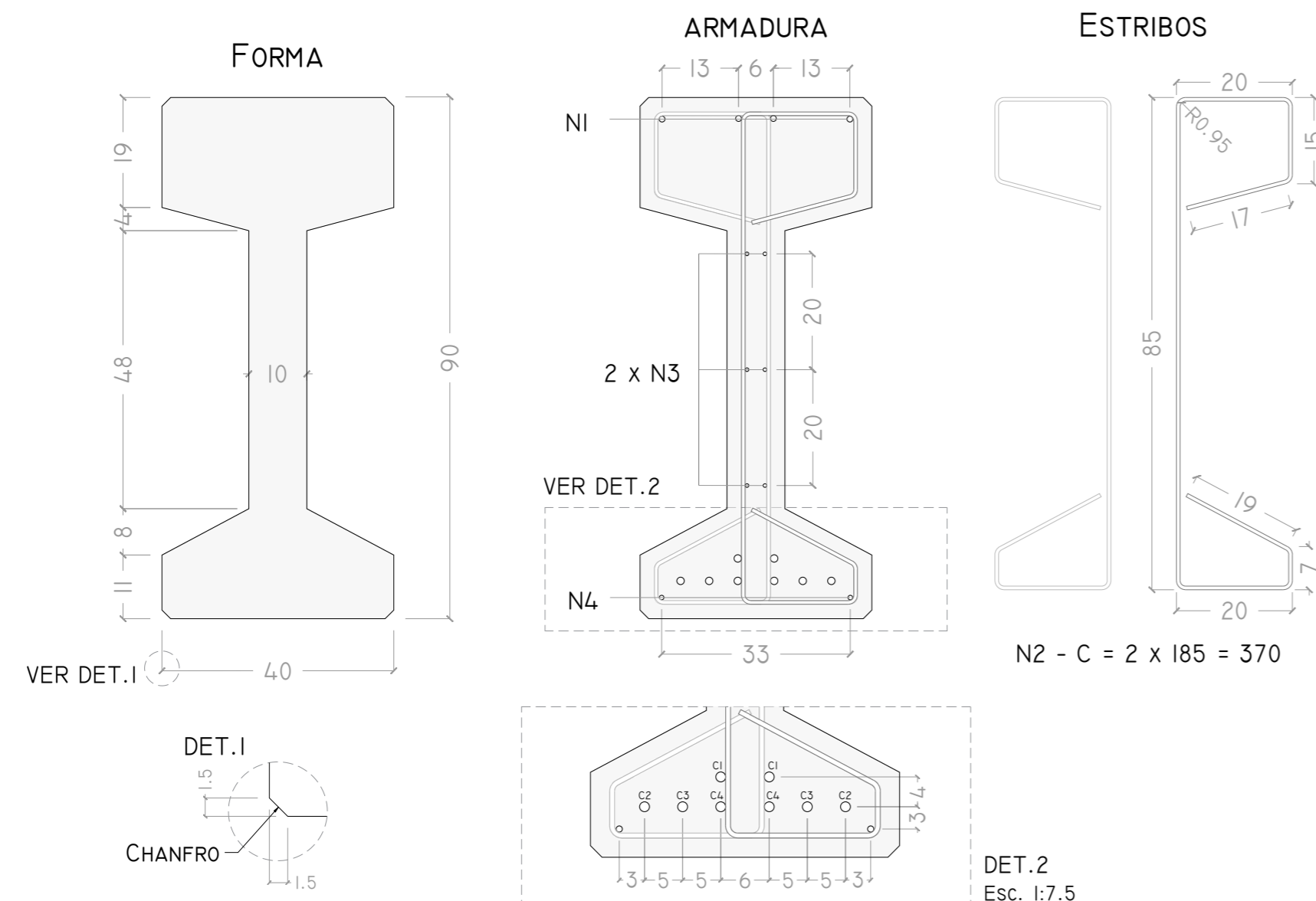
# DADOS DO CONCRETO

VOLUME DE CONCRETO [M <sup>3</sup> ]	3,84
COBRIMENTO (ARM. PASSIVA) [CM]	2,5
FCK [MPA]	40
FCK,J (1 DIA) [MPA]	28
PESO DA PEÇA [TF]	9,78

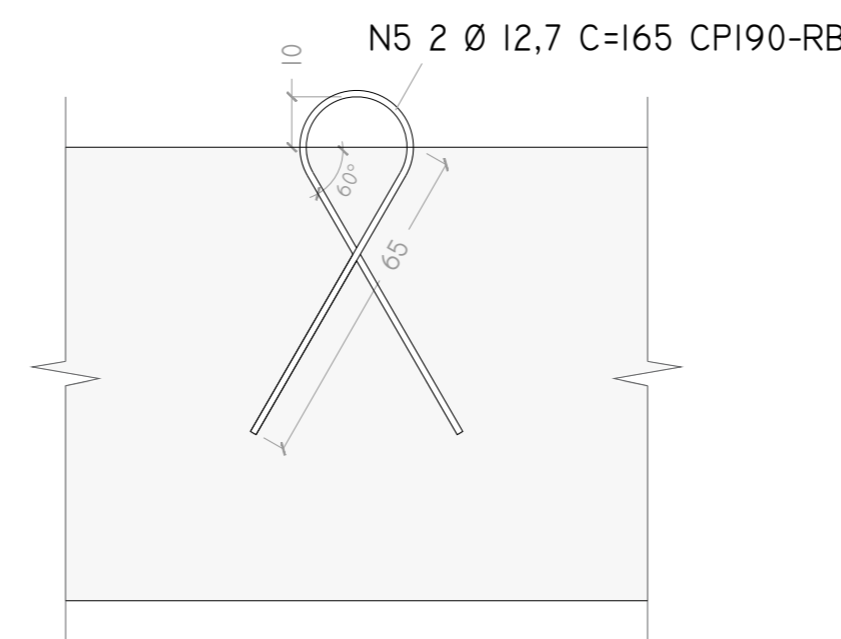
# DADOS DA PROTENSÃO

PI [KN/CABO]	143,9
--------------	-------

# CORTE A-A Esc. 1:10



# DETALHE DA ALÇA Esc. 1:15



PROJETO NÃO LIBERADO PARA EXECUÇÃO  
TRABALHO ACADÊMICO  
ESTUDO PRELIMINAR



UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

# LEGENDA

ISOLAMENTO COM MANGUEIRA DE PLÁSTICO FLEXÍVEL

# NOTAS

- COTAS EM CM - FIXAÇÃO DOS CALÇOS COM CHUMBADOR

PROJETO ESTRUTURAL BÁSICO (ESTUDO PRELIMINAR) - GALPÃO PRÉ-FABRICADO

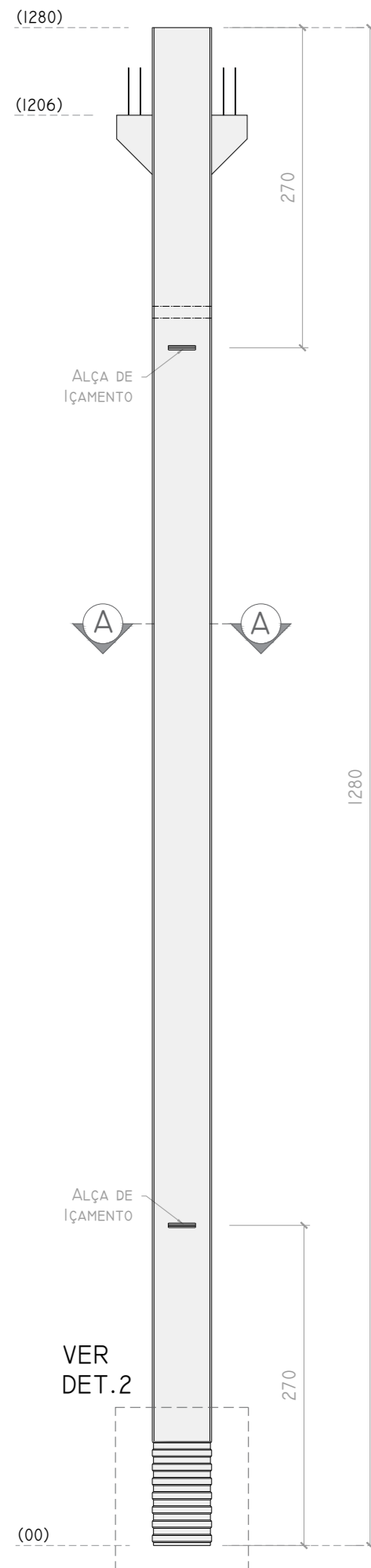
COMPONENTE DETALHAMENTO DA VIGA DE COBERTURA VCC01

DATA 30/05/2021

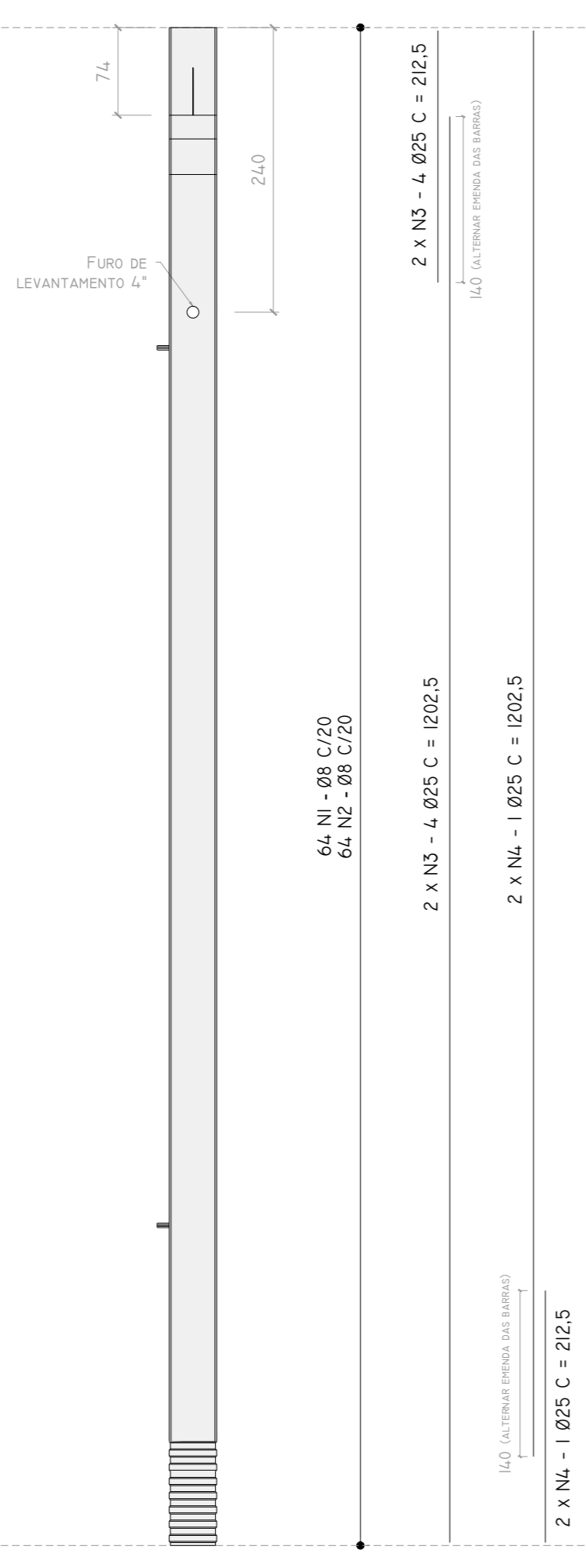
AUTOR TIAGO FEDRIZZI 9314563

FOLHA 01/02 ESCALA INDICADA

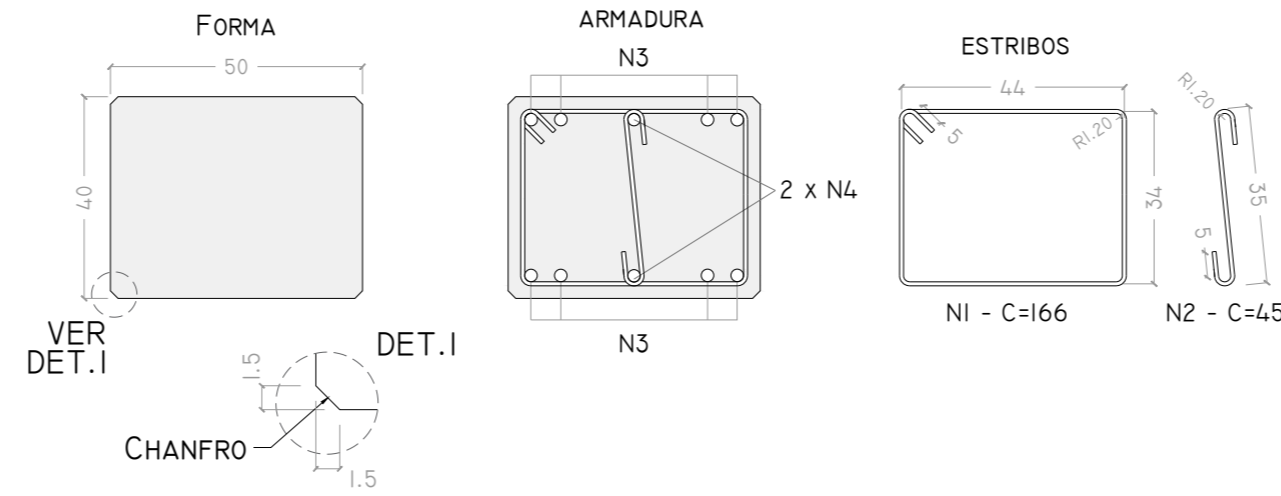
ELEVAÇÃO 1 Esc. 1:50



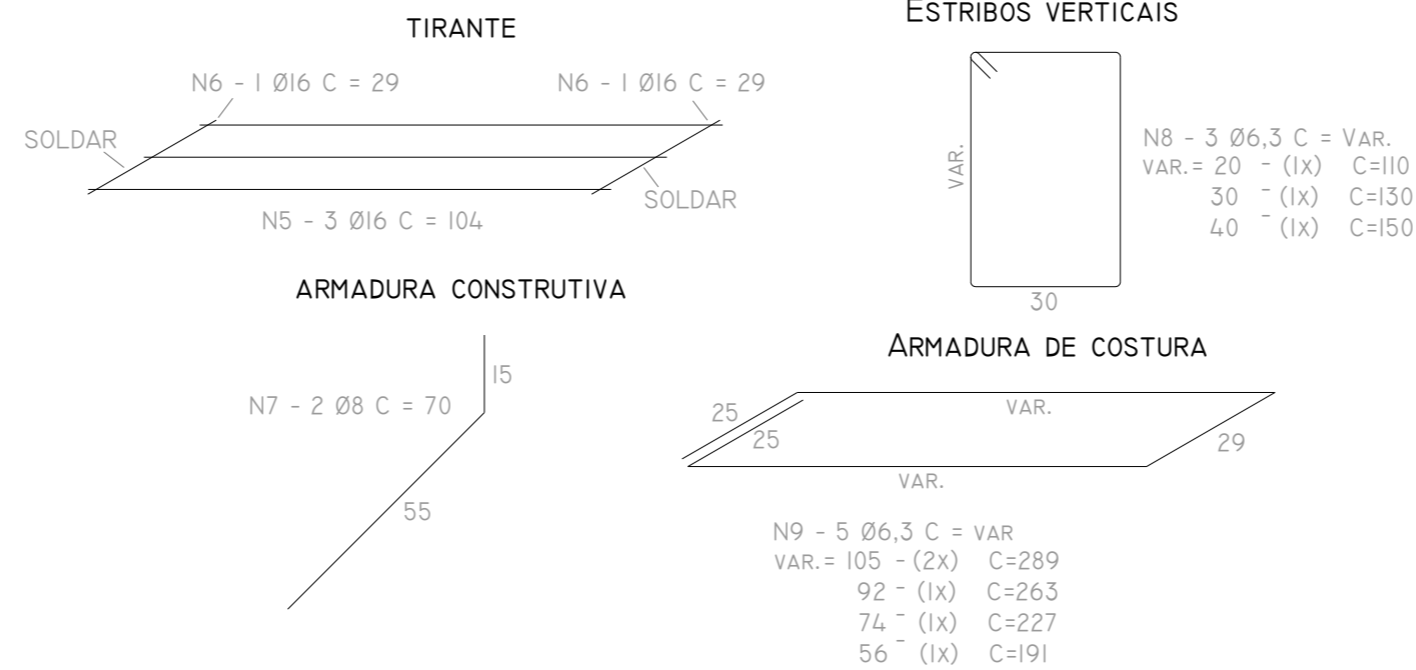
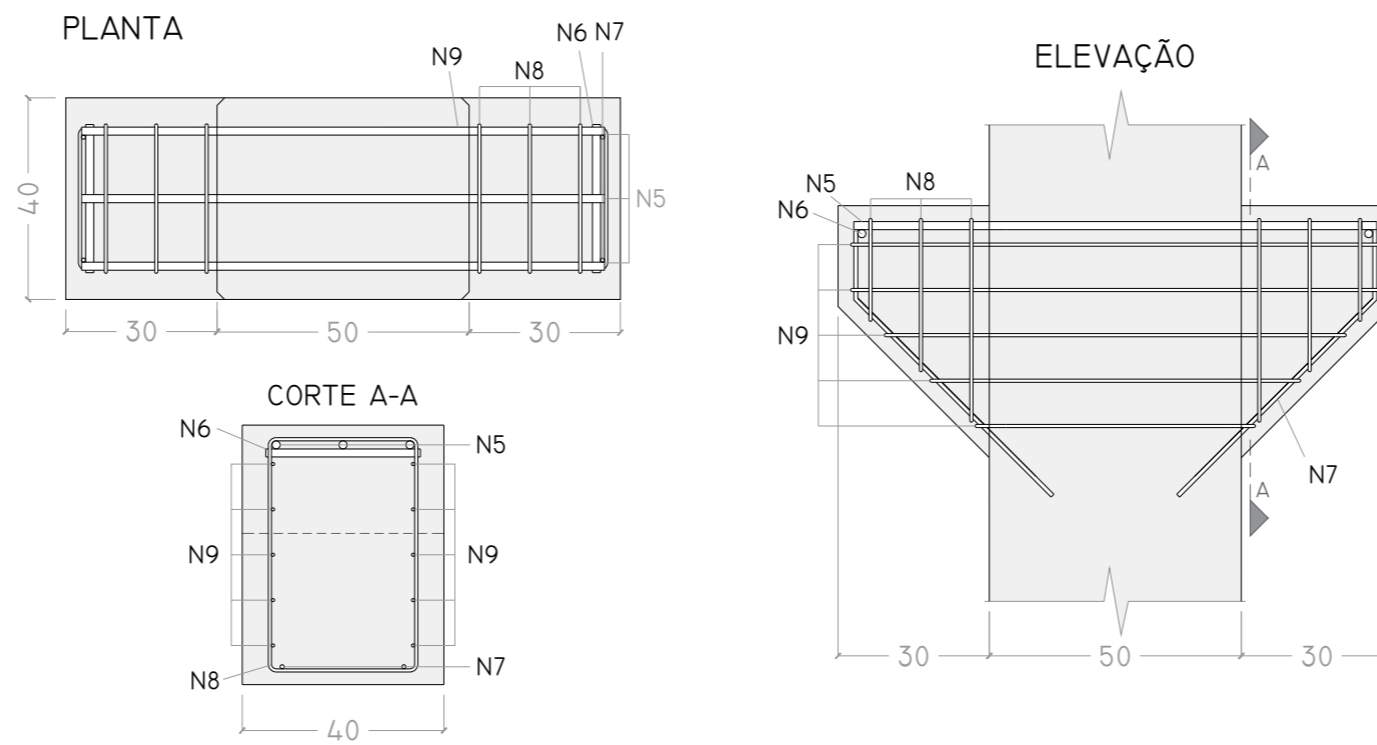
ELEVAÇÃO 2 Esc. 1:50



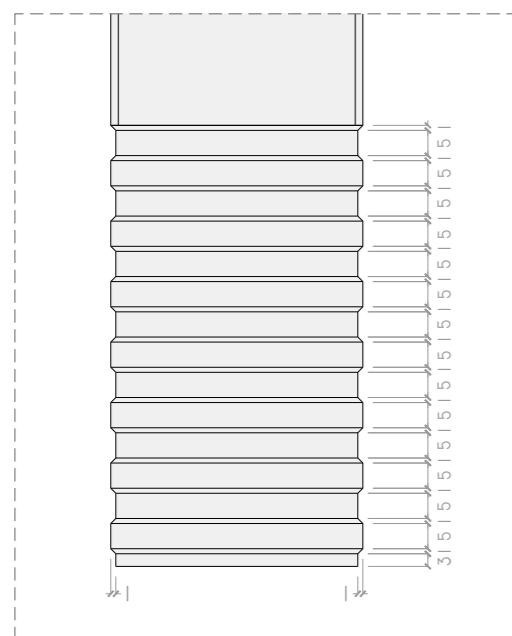
CORTE A-A Esc. 1:15



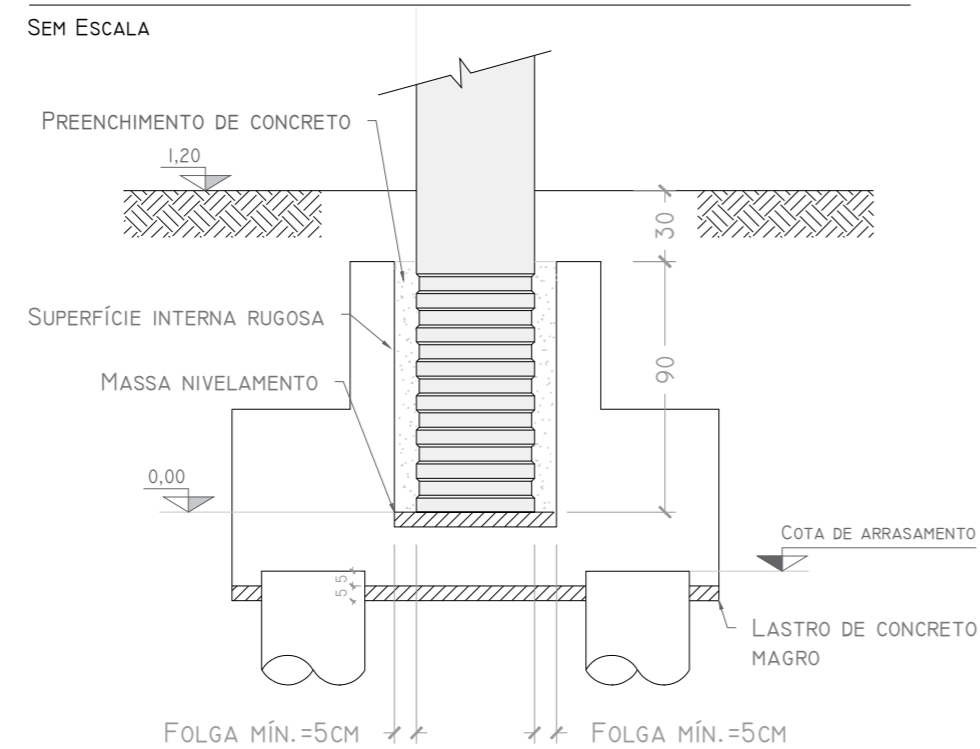
DETALHAMENTO DO CONSOLO Esc. 1:15



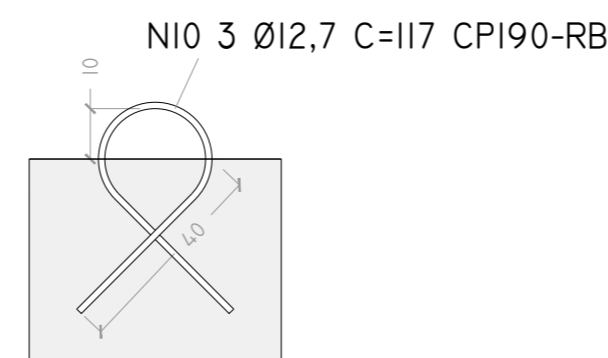
DET.2 Esc. 1:15



DETALHE DA LIGAÇÃO COM A FUNDAÇÃO



DETALHE DA ALÇA Esc. 1:15



QUADRO DE ARMAÇÃO

AÇO	POS.	Ø [MM]	QUANT.	COMPRIM. [CM]	
				UNIT.	TOT.
CA-50	N1	8	64	166	10624
CA-50	N2	8	64	45	2880
CA-50	N3	25	8	1415	11320
CA-50	N4	25	2	1415	2830
CA-50	N5	16	3	104	312
CA-50	N6	16	2	29	58
CA-50	N7	8	4	70	280
CA-50	N8	6,3	2	110	220
		6,3	2	130	260
		6,3	2	150	300
CA-50	N9	6,3	2	289	578
		6,3	1	263	263
		6,3	1	227	227
		6,3	1	191	191
CP 190 RB	N10	12,7	6	117	702

RESUMO DE ARMAÇÃO

AÇO	Ø [MM]	COMPRIM. [M]	PESO (KG)
CA-50	6,3	20,4	5,0
CA-50	8	137,8	54,4
CA-50	16	3,7	5,8
CA-50	25	141,5	545,2
CP 190 RB	12,7	7,0	5,6

DADOS DO CONCRETO

VOLUME DE CONCRETO [M³]	2,55
COBRIMENTO (ARM. PASSIVA) [CM]	3,0
FCK [MPA]	40
FCK,J (1 DIA) [MPA]	28
PESO DA PEÇA [TF]	6,51

PROJETO NÃO LIBERADO PARA EXECUÇÃO  
TRABALHO ACADÊMICO  
ESTUDO PRELIMINAR



UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

NOTAS

- COTAS EM CM.
- CONFORME CRITÉRIO DE PROJETO, MONTAGEM DEVE OCORRER APÓS 10 DIAS DA CONCRETAGEM DO ELEMENTO.

PROJETO ESTRUTURAL BÁSICO (ESTUDO PRELIMINAR) - GALPÃO PRÉ-FABRICADO

COMPONENTE DETALHAMENTO DO PILAR CENTRAL PI6

DATA 30/05/2021

AUTOR TIAGO FEDRIZZI 9314563

FOLHA 02/02

ESCALA INDICADA