



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Juliana Ribas Nantes

Dimensionamento e detalhamento de edificação pré-moldada de concreto armado por meio de procedimentos manuais e através de software comercial

Florianópolis
2023

Juliana Ribas Nantes

Dimensionamento e detalhamento de edificação pré-moldada de concreto armado por meio de procedimentos manuais e através de software comercial

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

Orientador: Roberto Caldas de Andrade Pinto, Ph D.

Florianópolis

2023

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Nantes, Juliana

Dimensionamento e detalhamento de edificação pré-moldada de concreto armado por meio de procedimentos manuais e através de software comercial / Juliana Nantes ; orientador, Roberto Pinto, 2023.

174 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2023.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Pré-moldado. 3. Cálculo manual. 4. Eberick. 5. Cálculo computacional. I. Pinto, Roberto. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Juliana Ribas Nantes

Dimensionamento e detalhamento de edificação pré-moldada de concreto armado por meio de procedimentos manuais e através de software comercial

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

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

Prof. Jano d´Araujo Coelho, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

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

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

Coordenação do Programa de Graduação



Documento assinado digitalmente
Roberto Caldas de Andrade Pinto
Data: 15/02/2024 22:28:41-0300
CPF: ***.859.517-**
Verifique as assinaturas em <https://v.ufsc.br>

Roberto Caldas de Andrade Pinto, Ph D.
Orientador

Florianópolis, 2023.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Sergio e Vera, por serem o meu apoio e amor incondicional durante toda a minha jornada acadêmica. Eu não estaria aqui se não fosse tudo o que fazem por mim, aos dois dedico minha eterna gratidão e amor.

Ao meu irmão Rafael, por me servir de exemplo e inspiração, pelas visitas ao longo dos anos e pelos momentos de descontração. Ao meu melhor amigo João Vitor por tudo o que vivemos, por todos os trabalhos em dupla, noites em claro, broncas e incentivos, e é claro, por ser meu abrigo em Florianópolis e me apoiar quando mais precisei.

Ao professor Roberto por aceitar o convite e contribuir com a elaboração do trabalho e aos professores Jano e Lourenço, membros da banca, por dedicarem tempo à leitura e avaliação.

À equipe de Suporte Técnico da AltoQi, em especial à equipe de Suporte Técnico Estrutural, por contribuírem com minha carreira profissional, por me transmitirem inúmeros conhecimentos diariamente e por me apoiarem durante meu último semestre de faculdade.

Ao Programa de Educação Tutorial (PET), que tive o privilégio de fazer parte. À UFSC e a todos os professores que contribuíram para minha formação como engenheira.

Às minhas amigas de infância pelo apoio e incentivo, em especial à Bárbara por também contribuir com o trabalho. Aos colegas que fiz durante a graduação.

*“Knowing where you came from
is no less important than
knowing where you are going”
(Neil DeGrasse Tyson)*

RESUMO

À medida que as estruturas de concreto pré-moldado ganham crescente popularidade, compreender o processo de dimensionamento, tanto manual quanto computacional, torna-se essencial para os engenheiros calculistas. Este estudo aplicou teorias, métodos e normas brasileiras para calcular, de forma manual e computacional, os elementos estruturais de uma edificação comercial, abrangendo o painel alveolar, viga e pilar. A comparação entre os resultados obtidos pelos métodos tradicional e computacional foi realizada, seguida por uma discussão das diferenças nos procedimentos de cálculo estrutural.

Palavras-chave: Projeto estrutural. Concreto pré-moldado. Cálculo manual. Cálculo Computacional.

ABSTRACT

As precast concrete structures have become increasingly popular over the years, the understanding of their design through both manual and computational calculations is crucial for structural engineers. Based on theories, methods and Brazilian standards, the structural elements of a commercial building were calculated manually and computationally in this study, covering precast panels, beams, and columns. A comparison of results between traditional and computational design methods was conducted, followed by a discussion of the differences in structural calculation procedures at the end of the study.

Keywords: Structural design. Precast concrete. Manual calculation. Computational calculation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Situações transitórias de projeto e fabricação – manuseio e içamento de viga pré-fabricada.	21
Figura 2 – Içamento para desmoldagem direta de vigas e pilares.	22
Figura 3 – Momentos fletores em elementos lineares devido ao içamento.	24
Figura 4 – Armazenamento de lajes alveolares pré-fabricadas.	25
Figura 5 – Transporte de viga pré-moldada.	26
Figura 6 – Possibilidades de levantamento e rotação dos elementos: a) içamento por 3 pontos; b) içamento por 2 pontos.	27
Figura 7 – Içamento de pilares pré-fabricados durante a montagem.	27
Figura 8 – Excentricidades de desaprumo da estrutura montada.	28
Figura 9 – Formas de alças de içamento.	31
Figura 10 – Força na perna mais solicitada da alça.	32
Figura 11 – Classificação das ligações: (a) Ligação Rígida; (b) Ligação Semi Rígida; (c) Ligação Articulada.	34
Figura 12 – Estrutura pré-moldada com ligações em consolo a) com chanfro, b) sem chanfro e dente	36
Figura 13 – Apoio de elastômero: a) Distribuição uniforme de tensões, b) Deslocamento horizontal e c) Rotação	36
Figura 14 – Armadura de continuidade passando dentro do pilar	37
Figura 15 – Representação da ligação semirrígida viga x pilar com barras passantes	37
Figura 16 – Ligações viga principal x viga secundária	38
Figura 17 – Edifício Comercial Terra Firme, em sistema híbrido.	39
Figura 18 – Formas dos pilares ao longo de seu comprimento.	40
Figura 19 – Seções transversais mais utilizadas nas vigas.	40
Figura 20 – Seção Transversal da Laje Alveolar.	41
Figura 21 – Chave de cisalhamento entre dois painéis.	41
Figura 22 – Painéis solidarizados com capa de concreto e malha de distribuição.	42
Figura 23 – Regiões B e D.	44
Figura 24 – Trajetória de tensões principais	45
Figura 25 – Tipos de falha em consolos: a) tração, b) e c) compressão e d) cisalhamento	47
Figura 26 – Dimensões usadas na classificação de consolos	47
Figura 27 – Detalhe sobre posicionamento de armadura de costura.	51
Figura 28 – Detalhe sobre armadura de suspensão.	51
Figura 29 – Condições de apoio das peças pré-moldadas nas etapas construtivas	53
Figura 30 – Níveis da edificação	56

Figura 31 – Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras ativas	58
Figura 32 – Gráfico com a relação de sobrecarga e vão para a laje LP15	60
Figura 33 – Planta de formas do pavimento Térreo	61
Figura 34 – Planta de formas do pavimento 1º Andar	62
Figura 35 – Planta de formas do pavimento 2º Andar	63
Figura 36 – Planta de formas do pavimento Cobertura	64
Figura 37 – Planta de formas do pavimento Topo Reservatório	65
Figura 38 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental	69
Figura 39 – Laje alveolar - Seção Simples Proposta	70
Figura 40 – Laje alveolar - Seção Composta Proposta	71
Figura 41 – Situações de paredes apoiadas diretamente em lajes	72
Figura 42 – Viga de seção retangular e diagramas de tensões e deformações na seção solicitada pelo momento de cálculo M_d	74
Figura 43 – Posicionamento da viga V12 no pavimento 1º Andar	104
Figura 44 – Seção longitudinal simples da viga V12 do pavimento 1º Andar	106
Figura 45 – Seção simples da viga V12 do pavimento 1º Andar	106
Figura 46 – Largura de mesa colaborante	106
Figura 47 – Seção composta da viga V12 do pavimento 1º Andar	107
Figura 48 – Paginação das lajes do pavimento 1º Andar	108
Figura 49 – Carregamento atuante na viga V12 - Etapas 1, 2 e 3	109
Figura 50 – Carregamento atuante na viga V12 - Etapa 4	109
Figura 51 – Carregamento atuante na viga V12 - Etapa 5	109
Figura 52 – Diagrama de momentos fletores - Etapas 1, 2 e 3	110
Figura 53 – Diagrama de esforços cortantes - Etapas 1, 2 e 3	110
Figura 54 – Diagrama de momentos fletores - Etapa 4	111
Figura 55 – Diagrama de esforços cortantes - Etapa 4	111
Figura 56 – Comprimento efetivo da viga para cálculo do fator de restrição	112
Figura 57 – Tipologia 1 para ligações típicas viga x pilar	113
Figura 58 – Diagrama de momentos fletores - Etapa 5	113
Figura 59 – Diagrama de esforços cortantes - Etapa 5	114
Figura 60 – Valores dos coeficientes β_s e β_c	125
Figura 61 – Dimensões do consolo corrido	126
Figura 62 – Posicionamento do pilar P13 no pavimento 1º Andar	137
Figura 63 – Carregamento atuante no pilar P13 - Etapas 1 e 2	139
Figura 64 – Carregamento atuante no pilar P13 - Etapa 3	139
Figura 65 – Carregamento atuante no pilar P13 - Etapa 5 - Pórtico 1	140
Figura 66 – Carregamento atuante no pilar P13 - Etapa 5 - Pórtico 2	140
Figura 67 – Diagrama de momentos fletores - Etapas 1 e 2	141

Figura 68 – Diagrama de esforços cortantes - Etapas 1 e 2	141
Figura 69 – Diagrama de momentos fletores - Etapa 3	141
Figura 70 – Diagrama de esforços cortantes - Etapa 3	142
Figura 71 – Arranjos de barras disponíveis	147
Figura 72 – Ábacos disponíveis	148
Figura 73 – Dimensões do consolo trapezoidal	151
Figura 74 – Dimensões do consolo retangular	156
Figura 75 – Pórtico 3D da estrutura lançada	164
Figura 76 – Diagrama de momentos fletores de cálculo para a viga V12	165

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Resumo das situações transitórias.	20
Tabela 2 – Esquemas estáticos para desmoldagem direta de elementos pré-moldados.	23
Tabela 3 – Esquemas estáticos para a fase de montagem com içamento de 2 pontos.	29
Tabela 4 – Esquemas estáticos para a fase de montagem com içamento de pontos.	30
Tabela 5 – Coeficiente de redução da resistência devido ao dobramento da barra	32
Tabela 6 – Comprimento de ancoragem das alças de içamento.	32
Tabela 7 – Cobrimentos adotados no projeto.	57
Tabela 8 – Resistência característica à compressão f_{ck} do concreto adotada no projeto.	57
Tabela 9 – Tensão no aço σ_{sd} (MPa)	59
Tabela 10 – Laje alveolar - Seção Simples - Propriedades geométricas	70
Tabela 11 – Laje alveolar - Seção Composta - Propriedades geométricas	71
Tabela 12 – Intensidades das Ações e Fatores de Carga - Painel alveolar	72
Tabela 13 – Esforços Solicitantes	74
Tabela 14 – Ordem seguida para avaliar as perdas de protensão em diferentes fases	81
Tabela 15 – Valores de ψ_{1000} , em porcentagem.	82
Tabela 16 – Perímetros em contato com o ar de acordo com a etapa	86
Tabela 17 – Parâmetros para cálculo da perda por fluência posterior do concreto (I)	91
Tabela 18 – Parâmetros para cálculo da perda por fluência posterior do concreto (II)	92
Tabela 19 – Parâmetros para cálculo da perda por fluência posterior do concreto (III)	92
Tabela 20 – Parâmetros para cálculo da perda por fluência posterior do concreto (IV)	92
Tabela 21 – Tensões Resultantes das Ações Características	99
Tabela 22 – Parâmetros para o cálculo das flechas	101
Tabela 23 – Características do concreto de acordo com cada etapa - vigas	105
Tabela 24 – Características do concreto de acordo com cada etapa - pilares	138
Tabela 25 – Esforços solicitantes de cálculo no pilar P13	144
Tabela 26 – Excêntricas de primeira ordem do pilar P13	144
Tabela 27 – Índices de esbeltez do pilar P13	145
Tabela 28 – Momento mínimo de primeira ordem ($M_{1d,min}$) para o pilar P13	145
Tabela 29 – Valores calculados e adotados para α_b e λ_1 no pilar P13	146

Tabela 30 – Momentos fletores máximos para o pilar P13	146
Tabela 31 – Tabela de valores para φ_t , φ_l , e d' no pilar P13	147
Tabela 32 – Coeficientes adimensionais de flexão para o pilar P13	148
Tabela 33 – Tabela de comparação entre momentos calculados pelo software comercial e Ftool - Viga	166
Tabela 34 – Tabela de comparação entre áreas de aço calculadas pelo software comercial e método manual - Viga	166
Tabela 35 – Tabela de comparação entre áreas de aço efetivas pelo software comercial e método manual - Viga	167
Tabela 36 – Tabela de comparação entre áreas de aço calculadas para o tirante pelo software comercial e método manual - Viga	167
Tabela 37 – Tabela de comparação entre áreas de aço efetivas para o tirante pelo software comercial e método manual - Viga	167
Tabela 38 – Tabela de comparação entre esforços axiais calculados pelo software comercial e método manual - Pilar	168
Tabela 39 – Tabela de comparação entre áreas de aço calculadas para o tirante pelo software comercial e método manual - Pilar - consolo trapezoidal	168
Tabela 40 – Tabela de comparação entre áreas de aço calculadas para o tirante pelo software comercial e método manual - Pilar - consolo retangular	168

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	OBJETIVOS	16
1.1.1	Objetivo Geral	16
1.1.2	Objetivos Específicos	17
1.1.3	Justificativa	17
1.1.4	Metodologia	17
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	19
2.1	ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO ARMADO	19
2.1.1	Desmoldagem	21
2.1.1.1	Cargas aplicadas e diagramas de forças resultantes	23
2.1.2	Armazenamento e transporte	24
2.1.2.1	Cargas aplicadas e diagramas de forças resultantes	26
2.1.3	Montagem	26
2.1.3.1	Cargas aplicadas e diagramas de forças resultantes	29
2.1.4	Dispositivos de içamento para manuseio	30
2.1.5	Solicitações dinâmicas no manuseio, transporte e montagem dos elementos	32
2.1.6	Ligações entre elementos	34
2.1.6.1	Ligações Viga x Pilar	35
2.1.6.2	Ligações Viga principal x Viga secundária	38
2.1.7	Sistema estrutural para edifícios de múltiplos pavimentos	38
2.1.7.1	Pilares	39
2.1.7.2	Vigas	40
2.1.7.3	Lajes	40
2.1.8	Recomendações normativas	42
2.2	MÉTODO DE BIELAS E TIRANTES	43
2.2.1	Fundamentos do método	43
2.2.2	Aplicações aos consolos	45
2.2.2.1	Consolos	45
2.2.2.2	Dimensionamento pela ABNT NBR 9062:2017	48
2.2.2.2.1	<i>Verificação da biela comprimida</i>	49
2.2.2.2.2	<i>Transmissão de esforços horizontais</i>	49
2.2.2.2.3	<i>Armadura do tirante</i>	49
2.2.2.2.4	<i>Armadura de costura</i>	51
2.2.2.2.5	<i>Armadura de suspensão</i>	51
2.3	EBERICK	52
3	DEFINIÇÃO DO PROJETO ARQUITETÔNICO	56

3.1	MATERIAIS E DURABILIDADE	57
3.1.1	Classe de agressividade ambiental	57
3.1.2	Cobrimento	57
3.1.3	Materiais empregados	57
3.1.3.1	Concreto	57
3.1.3.2	Aço	58
3.2	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL E PRÉ-DIMENSIONAMENTO	59
3.2.1	Pilares	59
3.2.2	Vigas	59
3.2.3	Lajes	60
3.2.4	Planta de formas	60
4	DIMENSIONAMENTO MANUAL	66
4.1	LAJES	67
4.1.1	Dados iniciais	68
4.1.1.1	Características geométricas	69
4.1.1.2	Carregamentos	71
4.1.1.3	Determinação dos esforços solicitantes	73
4.1.2	Cálculo da armadura de protensão A_p no Estado Limite Último .	74
4.1.3	Avaliação do Estado Limite último no ato da protensão ($t = 0$) . .	78
4.1.4	Avaliação da necessidade de adição de cordoalhas nas fibras superiores	80
4.1.5	Determinação das perdas de protensão imediatas e diferidas . .	81
4.1.5.1	Verificação das perdas iniciais (Etapa 1)	82
4.1.5.2	Verificação das perdas diferidas (Etapas 2, 3, 4 e 5)	85
4.1.6	Verificação da armadura de protensão A_p aplicando o valor das perdas	97
4.1.7	Verificação em vazio ($t = 0$) com as perdas já calculadas	98
4.1.8	Verificação do Estado Limite de Serviço	98
4.1.9	Verificação ao cisalhamento	102
4.1.10	Detalhamento final	104
4.2	VIGAS	104
4.2.1	Dados iniciais	105
4.2.1.1	Características geométricas	105
4.2.1.2	Carregamentos	107
4.2.1.3	Determinação dos esforços solicitantes	109
4.2.2	Dimensionamento no Estado Limite Último	113
4.2.2.1	Dimensionamento da armadura longitudinal	113
4.2.2.1.1	<i>Momento positivo</i>	<i>115</i>
4.2.2.1.2	<i>Momento negativo</i>	<i>117</i>

4.2.2.2	Dimensionamento da armadura transversal	119
4.2.2.3	Aba de apoio para laje (consolo corrido)	126
4.2.3	Dimensionamento das alças de içamento	130
4.2.4	Verificação da instabilidade lateral	132
4.2.5	Verificação do Estado Limite de Serviço	133
4.2.5.1	Verificação à fissuração	133
4.2.5.2	Aceitabilidade sensorial visual	135
4.2.6	Detalhamento final	135
4.3	PILARES	136
4.3.1	Dados iniciais	137
4.3.1.1	Características geométricas	138
4.3.1.2	Carregamentos	138
4.3.1.3	Esforços solicitantes	140
4.3.2	Dimensionamento no Estado Limite Último	142
4.3.2.1	Dimensionamento da armadura longitudinal	142
4.3.2.2	Dimensionamento da armadura transversal	149
4.3.2.3	Dimensionamento dos consolos	151
4.3.2.3.1	<i>Consolos trapezoidais</i>	<i>151</i>
4.3.2.3.2	<i>Consolos retangulares</i>	<i>156</i>
4.3.3	Dimensionamento das alças de içamento	160
4.3.4	Detalhamento final	161
5	DIMENSIONAMENTO COMPUTACIONAL	163
6	RESULTADOS E COMPARAÇÕES	165
6.1	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DA LAJE	165
6.2	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DA VIGA	165
6.3	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DO PILAR	167
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	169
7.1	CONCLUSÕES	169
7.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	170
	APÊNDICE A – PROJETO ARQUITETÔNICO	171
	APÊNDICE B – ÁBACOS PARA FLEXÃO OBLÍQUA	173
	ANEXO A – DETALHAMENTO - PAINEL ALVEOLAR	175
	ANEXO B – GEOMETRIA PROPOSTA PARA O PILAR P13	176
	ANEXO C – DETALHAMENTOS GERADOS PELO MÉTODO COM- PUTACIONAL	177

1 INTRODUÇÃO

A construção civil executada no Brasil é marcada pelo processo convencional, ainda utilizado em grande escala no território nacional. O processo em questão é caracterizado por grandes desperdícios, baixa produtividade e baixa qualificação do trabalhador (ABDI, 2015). Comparado à produção industrializada, esses métodos oferecem menos controle no processo de construção. Gradualmente, alternativas como steel frame, wood frame, concreto e casas modulares estão ganhando destaque, impulsionadas por tecnologias avançadas que promovem construções mais rápidas, econômicas e de melhor qualidade o ramo da construção (Jorge, Ravache, 2021).

Nesse contexto, a industrialização e a racionalização da construção civil surgem como maneiras de tornar o processo mais viável economicamente e mais produtivo. O concreto pré-moldado apresenta-se, no Brasil, como uma das maneiras de reduzir o atraso da indústria da construção civil nacional e de aumentar seu grau de desenvolvimento tecnológico.

O elemento pré-moldado é definido como “elemento moldado previamente e fora do local de utilização definitiva na estrutura” (ABNT NBR 9062), então, durante sua fase de produção e transporte, os elementos pré-moldados são submetidos à esforços adicionais menos favoráveis do que aqueles nas condições finais e usuais.

O cálculo de estruturas em concreto pré-moldado diferencia-se do cálculo de estruturas de concreto armado convencionais, com algumas peculiaridades acrescidas ao processo (El Debs, 2000). Como os elementos são produzidos em um local diferente do local de aplicação, são necessários controles de execução mais rigorosos e outros processos de dimensionamento, em específico para as regiões de conectividade entre elementos.

Visando à integração dos conhecimentos adquiridos durante a graduação de Engenharia Civil com o sistema construtivo pré-moldado, o presente trabalho abordará a elaboração de um projeto estrutural de um edifício com o respectivo sistema construtivo.

1.1 OBJETIVOS

Nas seções abaixo estão descritos o objetivo geral e os objetivos específicos.

1.1.1 Objetivo Geral

A concepção estrutural, a análise estrutural, o dimensionamento e detalhamento da estrutura de uma edificação em concreto armado pré-moldado, através de procedimentos manuais e uso de software comercial, em conformidade com as normas técnicas vigentes.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Caracterizar do sistema construtivo de concreto pré-moldado e suas particularidades;
- Dimensionar manualmente pilares, vigas e lajes em concreto pré-moldado;
- Dimensionamento e detalhamento de uma estrutura em concreto pré-moldado através de *software* comercial;
- Comparar os resultados obtidos pelos métodos manual e computacional.

1.1.3 Justificativa

Dimensionar uma estrutura em concreto armado consiste em definir a seção dos elementos e quantidade de aço para que sejam atendidos o Estado Limite Último (ELU), garantindo que a estrutura não entrará em ruína, e o Estado Limite de Serviço (ELS), através do controle de flechas e de fissuração, que devem atender aos limites estabelecidos na NBR 6118. Além disso, a estrutura deve ser econômica, eficiente e durável.

O engenheiro responsável pelo dimensionamento deve garantir que a estrutura atenda aos requisitos acima, sendo importante que o mesmo conheça as características de cada etapa do processo. O uso de software comercial entra como um facilitador do processo, no entanto, cabe ao projetista responsável a validação e verificação dos resultados obtidos.

Assim, busca-se neste trabalho, a elaboração de um projeto estrutural por procedimentos manuais e através do uso de software, bem como a caracterização do processo construtivo de concreto pré-moldado e suas peculiaridades.

1.1.4 Metodologia

O trabalho está dividido em sete seções, proporcionando uma sequência lógica para a apresentação dos principais conceitos utilizados no dimensionamento de estruturas de concreto armado e caracterização do sistema de concreto pré-moldado e suas singularidades. As seções também abordam o posterior dimensionamento e detalhamento das estruturas, a comparação de resultados obtidos e as considerações finais.

Na primeira seção, as considerações iniciais, justificativas e objetivos serão apresentados. Em sequência, a revisão bibliográfica será contemplada pela segunda seção, a qual tratará da caracterização do sistema construtivo em concreto pré-moldado, seu processo construtivo e suas aplicações.

Na seção 3, a arquitetura é apresentada e é feita sua definição e descrição. Então, inicia-se o processo de concepção da estrutura, com o posicionamento dos

elementos estruturais e seu pré-dimensionamento.

As seções 4 e 5 abordam o procedimento de dimensionamento e detalhamento, manualmente e através do software comercial, respectivamente. Na seção 5, serão abordados os aspectos relevantes referentes à utilização do programa comercial, como o lançamento da estrutura, principais configurações e análise do comportamento estrutural.

Por fim, a seção 6 contém a comparação dos resultados de dimensionamento entre os dois métodos. A seção 7 contempla as considerações finais e verificação do comprimento do objetivo geral e dos objetivos específicos.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO ARMADO

Elementos de concreto pré-moldado são fabricados em um ambiente controlado e depois transportados para o canteiro de obras para instalação e podem ser usados para uma variedade de aplicações estruturais, incluindo colunas e vigas. Esses elementos são projetados para atender aos requisitos específicos do projeto e para atender às legislações e normas técnicas vigentes. A utilização de elementos pré-moldados de concreto tem se tornado cada vez mais popular nos últimos anos devido às suas inúmeras vantagens (El Debs, 2000).

As vantagens dos elementos de concreto pré-moldado incluem maior velocidade de construção, maior eficiência e maior versatilidade arquitetônica. Como os elementos pré-moldados são fabricados fora do local, o tempo de construção no local de trabalho é significativamente reduzido, resultando em um cronograma geral de construção mais rápido. Além disso, os elementos pré-moldados podem ser produzidos para atender a padrões de alta qualidade e podem ser testados quanto à resistência e durabilidade antes de serem transportados para sua posição final na edificação.

Ao projetar pilares e vigas pré-moldadas, várias considerações devem ser levadas em conta. O projeto e dimensionamento devem considerar a capacidade de carga dos elementos, o tamanho e a forma e os detalhes de conexão entre vigas e pilares. O projeto também deve atender aos códigos e normas de construção relevantes, como a "ABNT NBR 9062:2001 - Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-moldado" e as normas citadas no item 2 da mesma. As ligações entre elementos pré-moldados podem ser realizadas com diversos recursos, sendo classificadas em diferentes tipos (El Debs, 2000).

No geral, o projeto de elementos de concreto pré-moldado requer consideração cuidadosa de uma série de fatores e o uso de métodos e técnicas de projeto apropriados, como modelos de bielas e tirantes.

De acordo com a ABNT NBR 9062:2017, é necessário realizar uma análise abrangente considerando todas as fases pelas quais os elementos pré-moldados podem passar, levando em conta possíveis condições desfavoráveis em relação aos estados-limites último e de serviço estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2023. Dentre as fases que requerem dimensionamento e verificação dos elementos, destacam-se as seguintes:

- a) de fabricação;
- b) de manuseio;
- c) de armazenamento;
- d) de transporte;
- e) de montagem;

f) transitórias da construção;

g) da obra finalizada.

Nas seções a seguir, serão apresentadas as principais ponderações de dimensionamento referentes aos pilares, vigas e lajes pré-moldadas. De modo geral, aplicam-se os procedimentos de cálculo conforme disposto na NBR 6118:2023, relativo às estruturas de concreto armado moldadas *in loco*.

As principais particularidades do projeto de estruturas de concreto pré-moldado envolvem: situações transitórias, que fazem com que seja necessário considerar esforços adicionais na estrutura e a necessidade da realização de ligação entre os elementos. Na Tabela 1, é fornecida uma breve e simplificada explicação sobre cada situação transitória.

Tabela 1 – Resumo das situações transitórias.

Desmoldagem	<ul style="list-style-type: none"> • Representa a etapa de retirada do elemento da fôrma (saque).
Armazenamento	<ul style="list-style-type: none"> • Período em que os elementos pré-moldados permanecem em estoque até o envio à obra.
Transporte	<ul style="list-style-type: none"> • Consiste no transporte interno, ou seja, o manuseio da peça a partir da desmoldagem até a etapa de carregamento, e o transporte externo, que corresponde ao traslado do local de fabricação até o de montagem.
Montagem	<ul style="list-style-type: none"> • Representa a instalação do elemento pré-moldado em seu destino.

Fonte: Otrente, 2022.

É fundamental levar em consideração as situações transitórias nos projetos estruturais, pois podem resultar em solicitações mais desfavoráveis nos elementos pré-moldados, conforme o exemplo apresentado pela Figura 1. Muitas vezes, o momento mais crítico para os elementos pré-fabricados não é a situação de carga permanente (de vida útil), mas sim a transitória, que ocorre durante a montagem da estrutura em si (ABDI, 2015).

Ao verificar as situações transitórias, deve-se considerar tanto os estados limites últimos quanto os de serviço. Para a análise dos estados limites últimos, é necessário levar em conta a resistência do concreto no momento da solicitação, bem como o efeito da ação dinâmica. Quanto à verificação dos estados limites de serviço, geralmente, ela é realizada considerando o estado limite de formação de fissura ou o de fissuração aceitável (Santos, 2010).

Figura 1 – Situações transitórias de projeto e fabricação – manuseio e içamento de viga pré-fabricada.



Fonte: ABDI, 2015.

2.1.1 Desmoldagem

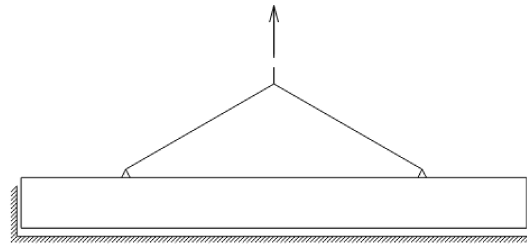
A etapa de desmoldagem é o momento em que o elemento é retirado da fôrma. A forma como isso é feito depende principalmente do tipo de fôrma utilizada (El Debs, 2000). A desmoldagem pode ser classificada em diferentes tipos, incluindo:

- **Desmoldagem direta:** neste método, o elemento é retirado da fôrma por meio de levantamento, podendo ou não envolver a remoção das partes laterais da fôrma.
- **Desmoldagem por separação dos elementos:** este procedimento é aplicado em fôrmas tipo bateria usadas na construção de painéis. Consiste na separação dos elementos para a remoção.
- **Desmoldagem por tombamento da fôrma:** esse método, também utilizado na execução de painéis, envolve o molde do elemento na posição horizontal e sua posterior remoção na posição vertical, utilizando uma mesa de tombamento.

Quanto aos pilares e vigas, o método mais comumente empregado é o da desmoldagem direta, representado na Figura 2, onde o elemento pré-moldado é retirado através de levantamento, podendo ou não envolver a remoção das partes laterais da fôrma (Otrente, 2022).

Durante o processo de desmoldagem, a resistência do concreto deve ser avaliada com cautela. A utilização de concreto com baixa resistência pode acarretar deformações excessivas, perda de capacidade estrutural devido à ocorrência de fissuras prematuras e até mesmo danos, como quebras nos cantos ou bordas dos elementos. Para garantir uma desmoldagem segura e adequada, é possível seguir uma indicação

Figura 2 – Lçamento para desmoldagem direta de vigas e pilares.



Fonte: El Debs, 2000.

prática proposta por El Debs (2000). De acordo com essa orientação, a resistência à compressão do concreto durante o processo de desmoldagem deve ser, no mínimo, metade da resistência de projeto.

De acordo com a ABNT NBR 9062 (2017), a retirada das fôrmas somente deve ser realizada quando o concreto atingir um grau de endurecimento suficiente para resistir às ações que incidem sobre ele e, ao mesmo tempo, não resultar em deformações inaceitáveis. O projeto deve estabelecer a resistência do concreto necessária para as etapas de saque, manuseio, transporte e montagem, com valores mínimos de 15 MPa para elementos em concreto armado e 21 MPa para elementos em concreto protendido, conforme prescrito no item 8.2.2.2 da respectiva norma técnica.

Para obter a idade na qual o concreto atingirá a resistência estabelecida, as Equações (1) e (2), dispostas no item 12.3.3 da ABNT NBR 6118:2023 pode ser utilizada:

$$f_{cd} = \frac{f_{ckj}}{\gamma_c} \cong \beta_1 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (1)$$

Onde:

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

f_{ckj} = resistência característica à compressão do concreto na idade j ;

γ_c = coeficiente de ponderação da resistência no estado-limite último;

β_1 = fator de ajuste que representa a relação $\frac{f_{ckj}}{f_{ck}}$.

Sendo:

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

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

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

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

t é a idade efetiva do concreto, expressa em dias.

Quando a verificação da resistência de cálculo à compressão do concreto é realizada em uma data que é igual ou excede 28 dias, utiliza-se a Equação 3 para

confirmar o valor de f_{ck} adotado no projeto:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3)$$

Dessa forma, conhecendo a maneira na qual a desmoldagem será realizada e resistência de cálculo do concreto, é possível determinar os esforços solicitantes e diagrama de forças para os elementos, durante esta etapa.

2.1.1.1 Cargas aplicadas e diagramas de forças resultantes

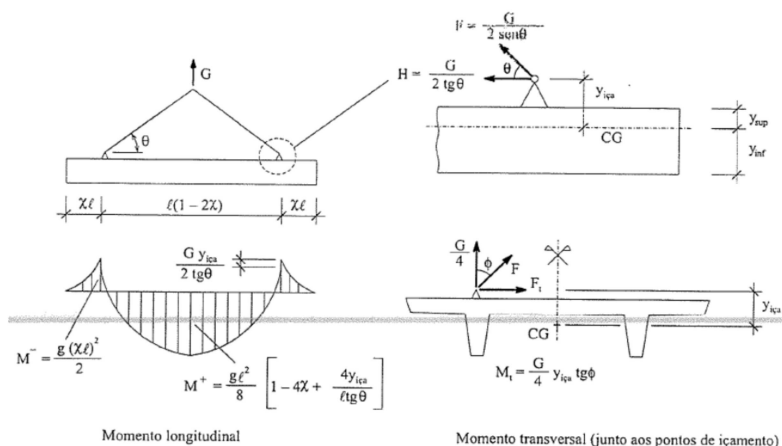
A Tabela 2 exibe alguns esquemas estáticos simplificados e seus respectivos esforços de flexão associados à desmoldagem direta de pilares e vigas pré-moldadas de concreto. A Figura 3 exibe os momentos fletores devido ao içamento durante a etapa transitória de desmoldagem. Esses esforços de flexão são gerados pela ação do peso próprio uniformemente distribuído (P) do elemento durante o processo de desmoldagem.

Tabela 2 – Esquemas estáticos para desmoldagem direta de elementos pré-moldados.

Esquema Estático	Solicitação de Flexão
	$M_1 = -\frac{P \cdot b^2}{2}$ $M_2 = \frac{P \cdot a^2}{8} - \frac{P \cdot b^2}{2}$
	$M_1 = -0,022 \cdot P \cdot L^2$ $M_2 = 0,022 \cdot P \cdot L^2$
	$M_1 = -0,012 \cdot P \cdot L^2$ $M_2 = 0,006 \cdot P \cdot L^2$

Fonte: Otrente, 2022.

Figura 3 – Momentos fletores em elementos lineares devido ao içamento.



Fonte: El Debs, 2000.

2.1.2 Armazenamento e transporte

Após a desmoldagem, os elementos são transportados para uma área destinada ao armazenamento. Os elementos pré-moldados devem ser elevados e deslocados com o auxílio de máquinas, equipamentos e acessórios adequados, utilizando pontos de suspensão previamente determinados nas peças de concreto de acordo com o projeto. É essencial evitar choques e movimentos bruscos durante esse processo. Além disso, é necessário seguir as especificações do projeto de içamento, como os ângulos e posicionamentos corretos para os cabos de aço e outros dispositivos utilizados no processo de elevação (ABNT NBR 9062 2017).

As peças devem permanecer armazenadas até que atinjam a resistência de projeto necessária. A forma de armazenamento varia significativamente de acordo com o tipo de equipamento utilizado para o transporte interno. Algumas recomendações se aplicam, como não utilizar mais de duas linhas de apoio e armazenar os elementos na posição correspondente à de utilização definitiva (El Debs, 2000).

As pilhas devem ser formadas utilizando dispositivos de apoio para evitar o contato direto entre as superfícies de concreto (Figura 4). Esses apoios devem estar localizados em áreas definidas pelo projeto e devem ser feitos de material macio para não danificar os elementos de concreto. Ao formar as pilhas, é necessário manter a verticalidade dos planos, tanto longitudinalmente, passando pelos eixos dos elementos, quanto transversalmente, passando pelos dispositivos de apoio. É importante, também, realizar uma análise criteriosa para garantir a segurança contra o tombamento dos elementos, seja de forma isolada ou ao formar pilhas (ABNT NBR 9062 2017). Nessa etapa, normalmente, não ocorrem cargas mais severas do que na fase de desmoldagem (Santos, 2010).

Figura 4 – Armazenamento de lajes alveolares pré-fabricadas.



Fonte: ABDI, 2015.

Nas áreas de contato entre o concreto de elementos pré-moldados e os respectivos apoios, a tensão de compressão não pode ultrapassar $0,3 \cdot f_{cj}$, sendo f_{cj} a resistência efetiva do concreto na data do armazenamento (ABNT NBR 9062 2017).

A etapa de transporte é abrangente, envolvendo tanto o deslocamento interno desde a desmoldagem até o carregamento, quanto o traslado externo, que leva as peças do local de fabricação até o local de montagem (Figura 5) (Santos, 2010). Para o deslocamento interno das peças, diferentes dispositivos podem ser utilizados, como pórticos rolantes, carrinhos de rolamento, pontes rolantes e monotrilhos, sendo as pontes rolantes e os pórticos rolantes os mais comuns devido à sua ampla aplicação em todas as fases transitórias (El Debs, 2000).

O transporte dos elementos é um fator determinante para as dimensões das peças pré-moldadas e, por isso, é crucial analisar cuidadosamente o meio de transporte a ser utilizado durante o processo de projetar e definir as dimensões máximas viáveis.

A movimentação dos elementos pré-moldados requer veículos apropriados em termos de dimensões e capacidade de carga, levando em consideração as solicitações dinâmicas, conforme será abordado no item 2.2.6. Os elementos devem ser carregados com cuidado, utilizando dispositivos de apoio apropriados para evitar danos ao concreto. Quando empilhados em camadas, é fundamental escorá-los para prevenir tombamentos e deslizamentos durante o trajeto do veículo. É importante proteger a superfície de concreto contra danos causados por cabos, correntes ou dispositivos metálicos durante o transporte. Essas medidas garantem a segurança e qualidade dos elementos pré-moldados durante todo o processo de transporte (NBR 9062:2017).

Para facilitar a montagem na obra, é recomendável posicionar as peças de maneira adequada no veículo de transporte, evitando a necessidade de girá-las ou rotacioná-las posteriormente. Os painéis devem ser enviados na posição vertical, en-

Figura 5 – Transporte de viga pré-moldada.



Fonte: Cunzolo, 2023.

quanto as lajes devem estar na horizontal, com as extremidades voltadas no sentido que ficarão na obra.

Em casos específicos, como pilares de edifícios de múltiplos pavimentos, é importante confirmar o envio dos dispositivos de içamento e verificar a correta identificação dos pontos de manuseio. Os profissionais responsáveis pelo carregamento das peças devem assegurar que elas estejam liberadas pelo controle de qualidade, tenham atingido a resistência à compressão adequada e estejam devidamente fixadas. É necessário o registro formal ao término do processo de transporte, incluindo os procedimentos de segurança adotados (Otrente, 2022).

2.1.2.1 Cargas aplicadas e diagramas de forças resultantes

Os principais esquemas estáticos simplificados e seus respectivos esforços de flexão associados ao armazenamento e transporte de elementos lineares (vigas e pilares) em concreto armado, são os mesmos já apresentados na Tabela 2.

2.1.3 Montagem

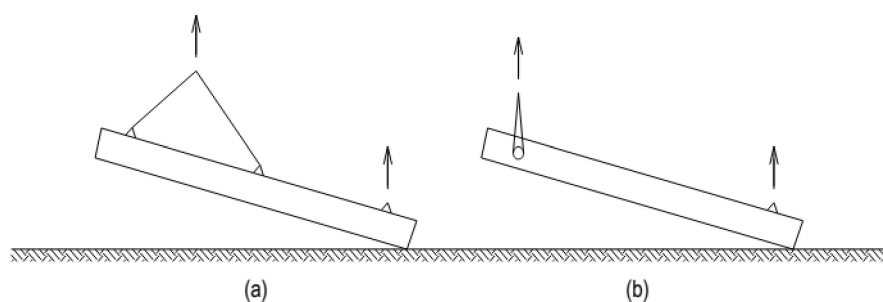
A montagem dos elementos pré-moldados, supervisionada pelo engenheiro de montagem, deve seguir os requisitos estabelecidos na seção 11 da ABNT NBR 9062:2017, requerindo um planejamento detalhado considerando diversos aspectos. Isso inclui a avaliação de interferências, acesso externo e interno, além da definição da sequência de montagem e procedimentos para manter a estabilidade da estrutura e limitar cargas excêntricas. Em situações críticas, dificuldades de execução de ligações devem ser identificadas nos projetos de montagem.

O planejamento deve prever antecipadamente a conferência das fundações que receberão a estrutura pré-moldada, garantindo níveis e locações adequadas. Durante a montagem, é preciso manter o equilíbrio da estrutura, especialmente para vigas

sujeitas a esforços de torção, que requerem dispositivos de segurança adicionais ou escoramento para evitar movimentos indesejados.

Na etapa transitória, os elementos lineares possuem um esquema estático horizontal, o que requer rotação durante a montagem. Essa rotação pode ser feita de várias formas, com a possibilidade de utilizar de um a quatro pontos de rotação no elemento pré-moldado (Otrente, 2022). A Figura 6, demonstra o içamento por 2 e 3 pontos.

Figura 6 – Possibilidades de levantamento e rotação dos elementos: a) içamento por 3 pontos; b) içamento por 2 pontos.



Fonte: El Debs, 2000.

Esta etapa transitória (Figura 7) pode variar de acordo com o tipo de equipamento utilizado para realizar as operações nessa fase. Existem dois tipos principais de equipamentos: os de uso comum, como autogruas (guindastes sobre plataforma móvel) e guias de torre (guindastes de torre); e os de uso restrito, como guias de pórtico (guindastes de pórtico) e derricks (guindastes derrick). As autogruas, especialmente aquelas com capacidade de 30 t a 100 t, são os equipamentos mais comumente utilizados devido à sua grande mobilidade (El Debs, 2000).

Figura 7 – Içamento de pilares pré-fabricados durante a montagem.



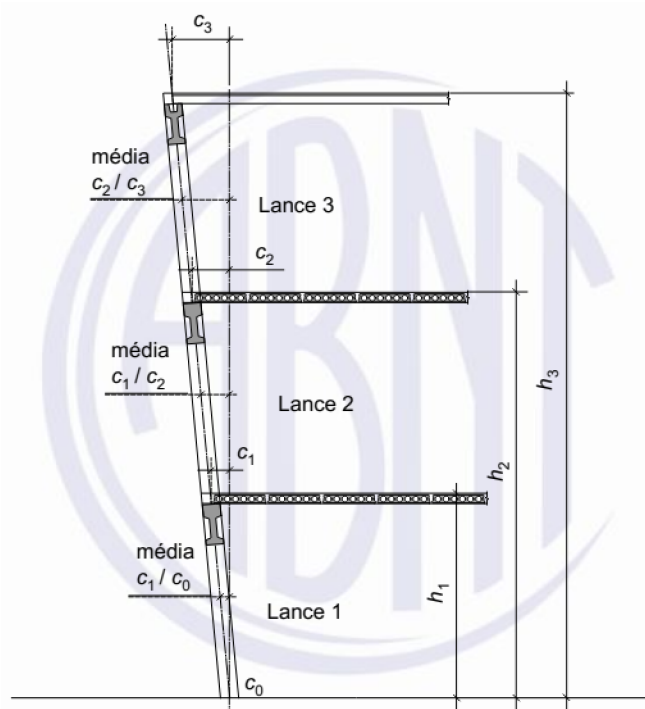
Fonte: ABDI, 2015.

Durante o processo de içamento, os esforços solicitantes do pilar pré-moldado variam à medida que ele sofre rotação, passando de uma posição horizontal (0°) para uma vertical (90°). Essa variação acontece devido à mudança na inclinação dos cabos, o que afeta o valor das forças nos pontos de fixação. As maiores solicitações ocorrem em uma rotação crítica entre 20° e 50° (Otrente, 2022).

Calcular a força nos cabos e os esforços solicitantes devido à rotação do pilar é um procedimento complexo, especialmente devido à geometria dos cabos. Por isso, somente será utilizado, neste trabalho, os esquemas estáticos apresentados no próximo item, 2.1.3.1.

O item 5.2.2 da ABNT NBR 9062:2017 estabelece folgas e tolerâncias quanto às incertezas na produção, posicionamento, alinhamento vertical da obra e montagem dos elementos. Referente à montagem, a excentricidade de desaprumo deve ser levada em conta, sendo igual a $H/400$ em ambas as direções do pilar. Nesse caso, H representa os valores de h_1 , h_2 , h_3 e assim por diante, conforme ilustrado na Figura 8.

Figura 8 – Excentricidades de desaprumo da estrutura montada.



Fonte: ABNT NBR 9062:2017

A montagem em planta deve ser realizada com uma tolerância de $\pm 1,0$ cm entre apoios consecutivos, e o valor acumulado dessa tolerância não pode exceder 0,1% do comprimento total da estrutura.

Quanto à verticalidade, a tolerância é de $\pm 1/300$ da altura do pilar, com um limite máximo de 2,5 cm, e essa verificação deve ser feita imediatamente após a montagem do elemento.

É relevante ressaltar que a fase de montagem, em conjunto com a desmoldagem, possui um potencial significativo para gerar condições desfavoráveis na distribuição dos esforços, tornando-se um ponto crítico para o dimensionamento de pilares e vigas. Isso ocorre porque, durante o processo de elevação, os elementos podem ser submetidos a um momento fletor maior do que o previsto no projeto, ou seja, um momento que excede aquele que realmente atuará na etapa final da estrutura.

À medida que os elementos são rotacionados durante a montagem, podem surgir torções ao redor da peça ou flexões que atuam em seu plano de menor momento de inércia, resultando em um aumento significativo das tensões e potencialmente contribuindo para o surgimento de fissuras indesejáveis (Otrente, 2022). É nessa etapa que ocorrem 3/4 dos problemas das estruturas pré-moldadas (El Debs, 2000), evidenciando a importância da verificação dos elementos nessa etapa transitória.

2.1.3.1 Cargas aplicadas e diagramas de forças resultantes

A Tabela 3 exibe os principais esquemas estáticos simplificados para a situação de içamento por 2 pontos, em função do peso próprio uniformemente distribuído. É possível também adotar os mesmos esquemas estáticos adotados na etapa transitória de desmoldagem, quando se é necessário manusear o elemento pré-moldado antes da montagem (Otrente, 2022).

Tabela 3 – Esquemas estáticos para a fase de montagem com içamento de 2 pontos.

Esquema Estático	Solicitação de Flexão
	$M_1 = -\frac{P \cdot b^2}{2}$ $M_2 = \frac{P \cdot L^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{L}{2 \cdot a}\right)^2$
	$M_1 = -0,044 \cdot P \cdot L^2$ $M_2 = 0,044 \cdot P \cdot L^2$
	$M_1 = -0,022 \cdot P \cdot L^2$ $M_2 = 0,067 \cdot P \cdot L^2$

Fonte: Otrente, 2022.

Caso sejam utilizados 3 pontos para o içamento, os esquemas estáticos são de acordo com os apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Esquemas estáticos para a fase de montagem com içamento de pontos.

Esquema Estático	Solicitação de Flexão
	$M_1 = -0,005 \cdot P \cdot L^2$ $M_2 = 0,041 \cdot P \cdot L^2$
	$M_1 = -0,018 \cdot P \cdot L^2$ $M_2 = 0,054 \cdot P \cdot L^2$
	$M_1 = -0,011 \cdot P \cdot L^2$ $M_2 = 0,034 \cdot P \cdot L^2$

Fonte: Otrente, 2022.

2.1.4 Dispositivos de içamento para manuseio

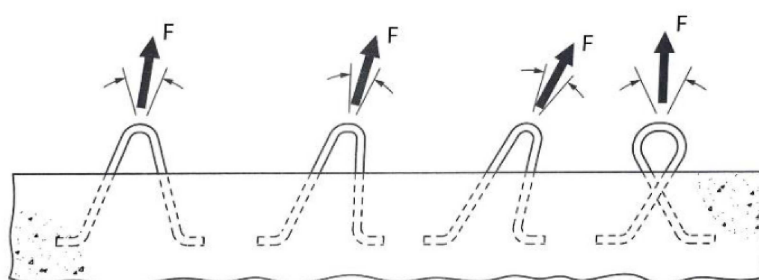
Para realizar a movimentação dos elementos durante as etapas transitórias, são necessários dispositivos auxiliares de içamento. As alças e pinos de içamento são considerados conexões temporárias utilizadas em conjunto com o equipamento de manuseio e montagem das peças. Na superfície externa, essas conexões operam principalmente sob tração, enquanto na parte imersa no concreto, a força atua através do cisalhamento por aderência. As alças devem ser submetidas à força exercida por barras de aço, cordoalhas ou cabos, formando um ângulo mínimo de 45° com a peça.

O dimensionamento e a posição das alças devem ser feitos de acordo com o ângulo de içamento especificado no projeto, assegurando que ambos os ramos da alça trabalhem com a mesma força de tração. Não é permitido utilizar os aços CA-25, CA-50 e CA-60 para fazer as alças de içamento, por conta da baixa ductilidade que apresentam após o dobramento repetitivo. Se for utilizado o aço ASTM A36 na

confeção das alças, apenas as bitolas de diâmetro entre Ø10 mm e Ø25 mm são permitidas (ABNT NBR 9062:2017).

Esses acessórios auxiliares podem ser classificados em duas categorias: internos e externos. Os dispositivos internos mais frequentemente utilizados são laços ou chapas chumbadas, orifícios, laços ou argolas rosqueadas posteriormente, além de dispositivos especiais. As alças de içamento (Figura 9) são dos dispositivos mais comuns e portanto, são fornecidas algumas indicações para o seu dimensionamento (El Debs, 2000).

Figura 9 – Formas de alças de içamento.



Fonte: El Debs, 2000.

As alças de içamento devem ser dimensionadas para suportar uma carga quatro vezes maior do que o peso a ser levantado. As verificações envolvem a avaliação da resistência da barra e a sua ancoragem no concreto.

Para verificação da resistência da barra, segundo El Debs, a Equação (4) pode ser utilizada:

$$\frac{F_d}{\sqrt{\alpha}} \leq \left(\frac{\pi \cdot \varphi^2}{4} \right) \cdot f_{yk} \quad (4)$$

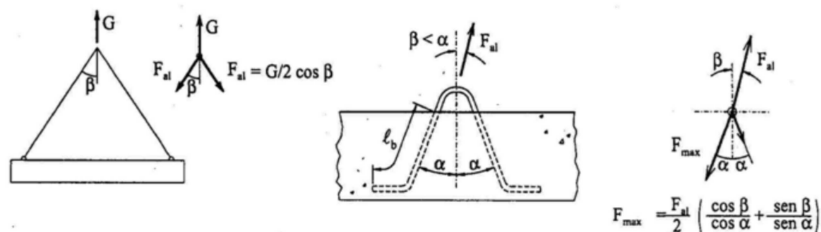
F_d é a força da perna mais solicitada (Figura 10);

φ é o diâmetro da barra da alça de içamento;

α é o coeficiente de redução devido ao dobramento da barra resistência, conforme a Tabela 5;

f_{yk} é a resistência característica do aço utilizado;

Figura 10 – Força na perna mais solicitada da alça.



Fonte: El Debs, 2000.

Ainda, a resistência da barra deve ser reduzida de acordo com os coeficientes apresentados pela Tabela 5:

Tabela 5 – Coeficiente de redução da resistência devido ao dobramento da barra

φ (mm)	Coeficiente de redução α
< 12,5	1
16	0,95
20	0,9

Fonte: El Debs, 2000.

Para verificação do comprimento de ancoragem, o mesmo é calculado de acordo com prescrições da ANBT NBR 6118:2023. Os resultados são apresentados na Tabela 6:

Tabela 6 – Comprimento de ancoragem das alças de içamento.

Comprimento de ancoragem							
$f_{ck,j}$ (MPa) ¹	10	15	20	25	30	35	40
$\eta_b = 1,0$ (barra lisa)	73 ϕ	59 ϕ	51 ϕ	46 ϕ	42 ϕ	39 ϕ	36 ϕ
$\eta_b = 1,5$ (barra nervurada)	35 ϕ	27 ϕ	22 ϕ	19 ϕ	17 ϕ	15 ϕ	14 ϕ

1. Considerando o valor último da tensão de aderência com $f_{cd} = f_{ck,j}/1,4$.

Fonte: El Debs, 2000.

2.1.5 Solicitações dinâmicas no manuseio, transporte e montagem dos elementos

Ao longo das etapas transitórias, os elementos pré-moldados de concreto são afetados tanto pelas forças estáticas quanto pelas forças dinâmicas provenientes das operações típicas realizadas em cada fase. Portanto, é necessário realizar uma análise estrutural que leve em consideração a dinâmica das estruturas (Otrente, 2022).

De acordo com a ABNT NBR 9062:2017, caso não seja viável realizar uma análise dinâmica detalhada para casos específicos, é possível considerar a solicitação dinâmica de maneira aproximada por meio de uma análise estática equivalente, utilizando um coeficiente de amplificação dinâmica, conforme a Equação (5):

$$g_{eq,d} \geq \beta_a \cdot \gamma_f \cdot g_k \quad (5)$$

Onde:

$g_{eq,d}$ = carga estática característica permanente;

g_k = carga estática equivalente de cálculo permanente;

β_a = coeficiente de amplificação dinâmica;

γ_f = coeficiente de ponderação das ações.

O coeficiente de amplificação dinâmica (β_a) é determinado para diferentes situações durante o transporte, manuseio e montagem dos elementos pré-moldados, levando em conta as circunstâncias específicas, podendo ser:

- $\beta_a = 1.30$, quando ocorre o transporte com carga permanente em situação desfavorável;
- $\beta_a = 0.8$, durante o transporte com carga permanente em situação favorável ou outro valor comprovado experimentalmente;
- $\beta_a = 1.3$, para o momento do saque da fôrma, manuseio no canteiro e montagem do elemento;
- $\beta_a = 1.4$, no caso do saque da fôrma, manuseio no canteiro e montagem do elemento em circunstâncias desfavoráveis, como formatos complexos ou detalhes que dificultem a extração da fôrma ou uma grande superfície de contato com a fôrma (maior que 50 m²);
- $\beta_a < 1.3$, durante o saque da fôrma, manuseio no canteiro e montagem quando os elementos possuem um peso superior a 300 kN. O valor de β_a deve ser estabelecido de acordo com a experiência local e os tipos de formas e equipamentos de içamento utilizados;
- $\beta_a = 3$, para projetos dos dispositivos de içamento durante o saque, manuseio e montagem, quando estes estão em contato direto com a superfície do elemento ou ancorados no concreto;
- $\beta_a = 1.3$, para o caso específico de transporte e içamento de pilares, sendo obrigatória a limitação da tensão da armadura longitudinal do elemento a $0.50 \cdot f_{yk}$.

2.1.6 Ligações entre elementos

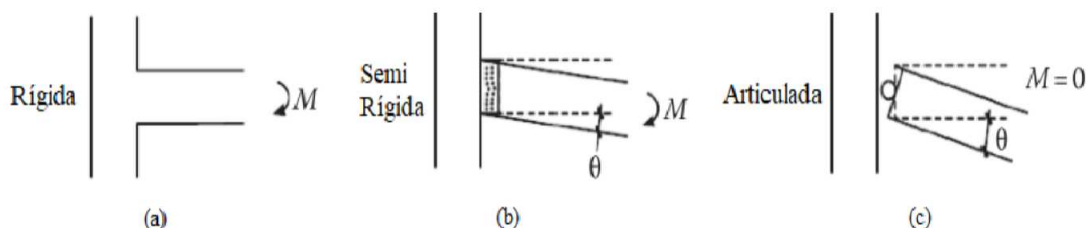
As ligações desempenham um papel crucial na integridade e no comportamento estrutural das construções em concreto pré-moldado. De acordo com a definição da NBR 9062:2017, uma ligação é um dispositivo utilizado para compor um conjunto estrutural a partir de seus elementos, transmitindo os esforços solicitantes em todas as fases de utilização, dentro das condições de projeto e mantendo a durabilidade ao longo da vida útil da estrutura.

A norma estabelece critérios de projeto para as estruturas pré-moldadas, afirmando que a capacidade das mesmas deve ser governada pelo esgotamento da resistência dos elementos estruturais, em detrimento do esgotamento da resistência das ligações. Isso ressalta a importância do correto dimensionamento das ligações para garantir o desempenho global da estrutura.

É importante mencionar as observações de Miotto (2002), que ressalta a complexidade do comportamento das ligações, onde concentrações de tensões ocorrem, exigindo atenção especial de pesquisadores e projetistas. É destacado que as ligações têm sido um desafio na superação dos métodos construtivos convencionais pelos métodos pré-moldados, enfatizando ainda mais a importância de compreender e projetar adequadamente esses elementos.

A influência do comportamento efetivo das ligações deve ser levada em conta, sendo classificado de acordo com o fator de restrição à rotação da ligação, conforme definido em 5.1.2.7 da NBR 9062:2017. Essa classificação pode variar de articulada a semirrígida ou rígida, dependendo do grau de restrição à rotação (Figura 11). Nesse contexto, as ligações articuladas não apresentam resistência à flexão, as rígidas possuem resistência completa e as ligações semirrígidas comportam-se de maneira intermediária, permitindo alguma deformação e transmitindo esforços de flexão (Ferreira, 1993).

Figura 11 – Classificação das ligações: (a) Ligação Rígida; (b) Ligação Semi Rígida; (c) Ligação Articulada.



Fonte: Otrente, 2022.

No contexto da análise das ligações, para além da classificação referente à restrição à rotação, é possível dividir essas conexões em duas categorias distintas: as que ocorrem em elementos denominados "tipo barra" e aquelas que ocorrem em elementos

reconhecidos como "tipo folha". As primeiras englobam as conexões comuns entre pilares e vigas, enquanto as segundas abrangem as ligações típicas envolvendo lajes e paredes (El Debs, 2000).

Elementos compostos são executados combinando elementos pré-moldados de seção parcial com concreto moldado in loco. Normalmente, a armadura, ou pelo menos a maior parte dela, está incorporada nos elementos pré-moldados, o que reduz a necessidade de serviços de armação no canteiro de obras. Um aspecto fundamental dos elementos compostos é a facilidade na execução de ligações, e o concreto moldado no local contribui para tornar o conjunto estrutural mais eficiente. Esse processo de solidarização da estrutura com o concreto moldado no local é conhecido como concretagem de segundo estágio (El Debs, 2000).

A conexão entre o pilar e a fundação não constitui o foco central deste estudo e será abordada como um engaste perfeito, onde não ocorre a redistribuição de cargas.

2.1.6.1 Ligações Viga x Pilar

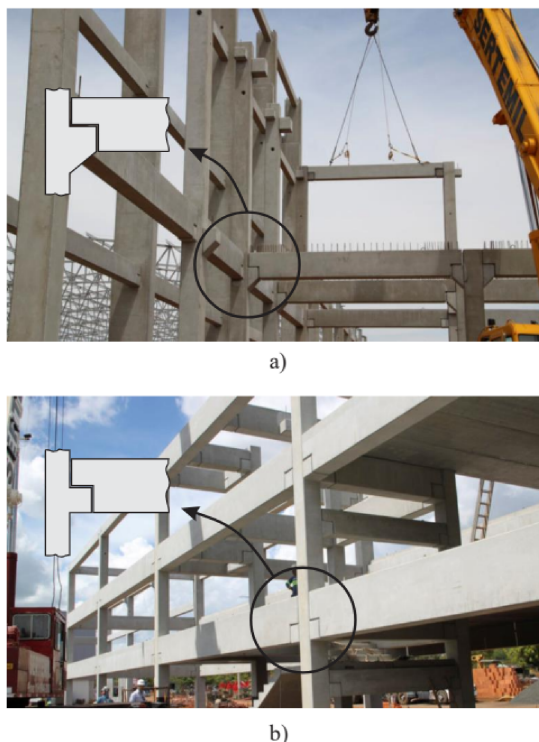
As conexões convencionais entre vigas e pilares são estabelecidas por meio de consolos ou dentes (Santos, 2010). Esse tipo de ligação é caracterizada por um apoio simplificado, conforme a Figura 12, sem transferência de momento fletor (ligação articulada) e é frequentemente adotada devido à sua simplicidade e eficiência na construção, representando uma das vantagens inerentes à aplicação do concreto pré-moldado (Reginato, 2020).

Detalhes específicos sobre o modelo utilizado para este trabalho, procedimento de cálculo e armaduras necessárias para as ligações por consolos de concreto serão apresentados posteriormente.

As cargas atuantes nas ligações podem ser categorizadas em forças de compressão, tração, cisalhamento e torção. Conforme preconizado na norma ABNT NBR 9062:2017, a transmissão de forças de compressão pode ser concretizada por meio dos seguintes métodos: i) articulação seca; ii) argamassa de assentamento; iii) moldagem in loco; iv) dispositivos de natureza metálica; e v) elementos de suporte elástico. No cenário nacional, o método mais utilizado é o emprego de suportes elásticos, sendo o policloropreno, conhecido como Neoprene, o mais comum (Reginato, 2020).

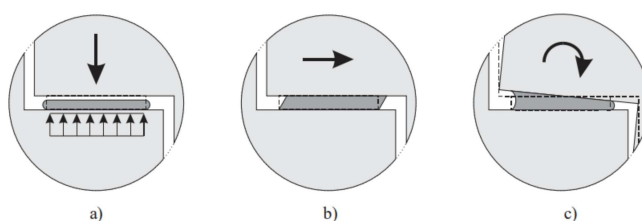
O item 7 da ABNT NBR 9062:2017 aborda as generalidades quanto à especificação e dimensionamento das ligações. Para aparelhos de apoio elastoméricos simples ou fretados, são estabelecidos critérios de limite para pressão de contato, deformação por compressão e cisalhamento, deslocamentos horizontais, deslizamento e levantamento da borda menos carregada do apoio devido à rotação, de acordo com a Figura 13.

Figura 12 – Estrutura pré-moldada com ligações em consolo a) com chanfro, b) sem chanfro e dente



Fonte: Reginato, 2020.

Figura 13 – Apoio de elastômero: a) Distribuição uniforme de tensões, b) Deslocamento horizontal e c) Rotação



Fonte: Reginato, 2020.

Para solidarizar uma ligação entre um pilar e uma viga pré-moldada, pinos de ancoragem são comumente empregados. É fundamental observar os espaçamentos mínimos necessários entre esses pinos, também é necessária a utilização de pinos com um comprimento adequado para transmitir os esforços, sendo necessário atender a um comprimento de ancoragem. Uma vez que o comprimento de ancoragem esteja definido, é possível calcular a área de aço necessária para os pinos. Ademais, para solidificar a ligação entre o pino e o concreto do pilar e da viga, um adesivo é empregado. Também faz-se necessário verificar se as tensões no pino não ultrapassam a resistência do adesivo, o que requer verificações nas interfaces pino-adesivo e adesivo-concreto (Luizetto e Grando, 2014).

Pode ser vantajoso aumentar a rigidez de algumas das conexões para melhorar os resultados em termos de deslocamentos ou estabilidade da estrutura. Essa maior rigidez nas conexões pode ser alcançada de várias maneiras, como por meio de soldagem ou armaduras contínuas. No Brasil, é comum empregar armaduras negativas de continuidade, que consistem em barras que atravessam o pilar e são colocadas no espaço entre as lajes alveolares, conforme mostrado na Figura 14 (Kataoka, 2007).

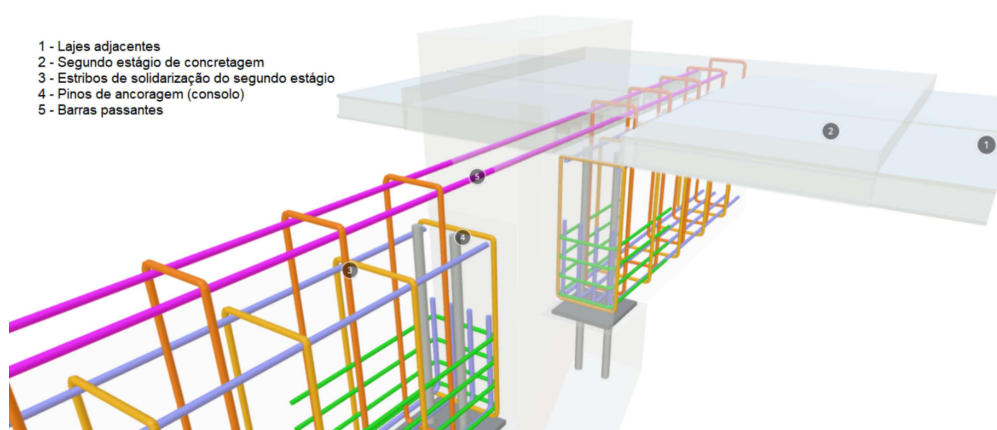
Figura 14 – Armadura de continuidade passando dentro do pilar



Fonte: Kataoka, 2007.

A conexão com barras passantes é caracterizada pela abertura de furos transversais nos pilares pré-moldados e a inserção de barras na parte superior da viga, conforme a Figura 15.

Figura 15 – Representação da ligação semirrígida viga x pilar com barras passantes



Fonte: Suporte AltoQi, 2023.

Esse detalhamento é interessante porque permite a solidificação da conexão entre a viga e o pilar imediatamente após a instalação das lajes alveolares sobre a viga. Posteriormente, a concretagem da camada de acabamento completa a solidificação da outra parte da armadura (Kataoka, 2007).

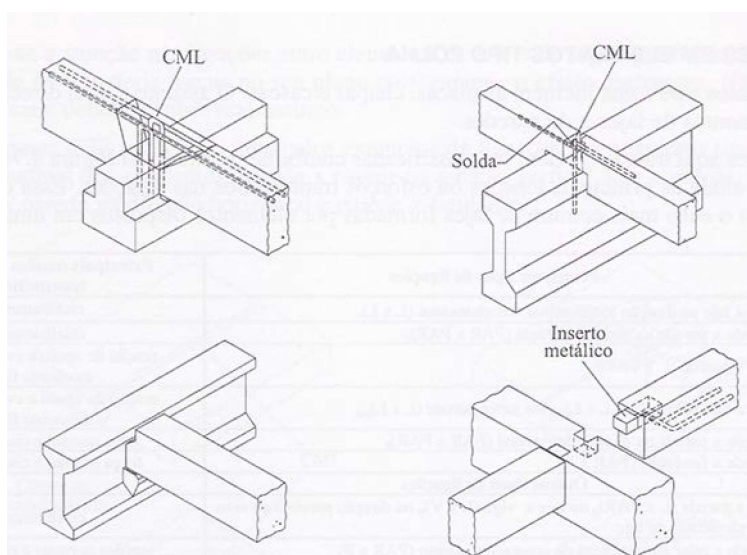
No projeto do presente trabalho, a ligação das vigas pré-moldadas com os pilares será do tipo semirrígida com o uso de barras passantes nos pilares e com pinos ancorados nos consolos.

2.1.6.2 Ligações Viga principal x Viga secundária

Essas conexões são frequentes em pisos coberturas, geralmente sendo do tipo articuladas, e muitas vezes envolvem recortes nas vigas. Alguns exemplos de conexões são ilustrados na Figura 16 (El Debs, 2000).

No projeto do presente trabalho, a ligação entre viga principal e viga secundária será realizada por meio de consolo retangular na viga principal e dente gerber na viga secundária.

Figura 16 – Ligações viga principal x viga secundária



Fonte: El Debs, 2000.

2.1.7 Sistema estrutural para edifícios de múltiplos pavimentos

As alternativas estruturais mais comuns na construção pré-moldada são constituídas por um ou mais dos seguintes sistemas: aporticados, em esqueleto e de paredes portantes, que, por sua vez, podem estar associados a sistemas compostos por pisos, fachadas e sistemas celulares.

A seleção das opções ocorre durante a fase de concepção do projeto arquitetônico, em colaboração com o engenheiro estrutural e o responsável pela execução da obra, levando em consideração os aspectos logísticos gerenciamento e planejamento da obra (ABDI, 2015).

A seguir, são apresentadas as principais características do sistema de esqueleto, que será o sistema utilizado para o projeto.

Os sistemas de esqueleto são compostos por pilares, vigas e lajes e apresentam uma grande flexibilidade no contexto arquitetônico, permitindo a criação de estruturas com vãos amplos e a possibilidade de serem combinados com diferentes sistemas de fechamento. Essa abordagem pode ser aplicada em estruturas de um único pavimento, de altura intermediária (com até 20 pavimentos) ou em edifícios de grande altura (acima de 20 pavimentos) (ABDI, 2015).

Nas estruturas do tipo esqueleto, é mais frequente o uso de pilares de menor altura (entre pisos de um ou dois andares consecutivos). Em ambas as situações, é mais usual empregar pilares em concreto armado para evitar que sejam submetidos a momentos fletores excessivos. No Brasil, existem estruturas pré-moldadas com sistemas em esqueleto de até quinze andares, bem como edifícios mais altos construídos com um sistema híbrido (Figura 17) que combina concreto pré-moldado e moldado no local, como o Edifício Comercial Terra Firme em São José (SC) (ABDI, 2015).

Figura 17 – Edifício Comercial Terra Firme, em sistema híbrido.



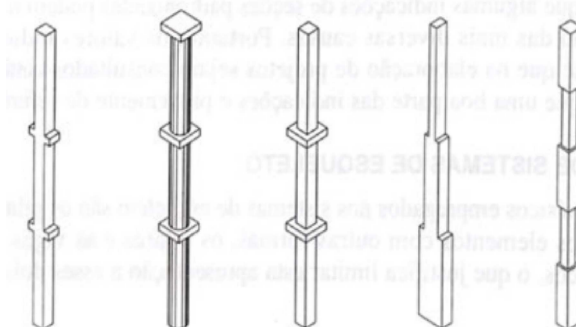
Fonte: ABDI, 2015.

2.1.7.1 Pilares

Os pilares pré-moldados são fabricados em uma variedade de formas e tamanhos (Figura 18), incluindo seções retangulares, circulares, quadradas, em forma de T e em forma de L. Os pilares retangulares e circulares são os elementos mais utilizados devido à sua versatilidade e facilidade de instalação. A seção retangular é normalmente usada em edifícios onde grandes cargas precisam ser suportadas, enquanto as colunas circulares são preferidas por razões estéticas.

Via de regra, a seção dos pilares apresenta-se constante durante toda a prumada e recomenda-se limitar seu comprimento em 20 metros. Referente ao cálculo e dimensionamento, o mesmo envolve verificações à flexão composta e à flexo-compressão oblíqua (El Debs, 2000).

Figura 18 – Formas dos pilares ao longo de seu comprimento.



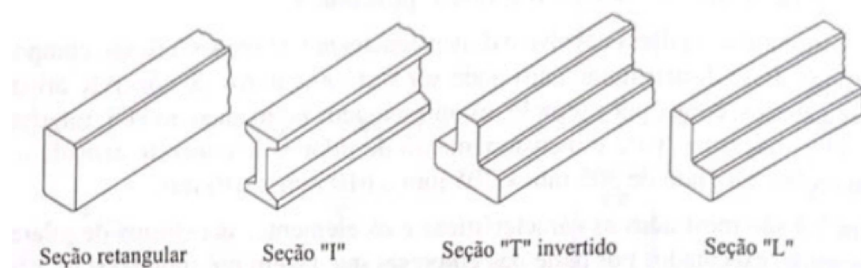
Fonte: Adaptado de El Debs, 2000.

2.1.7.2 Vigas

Existem vários tipos de seções para vigas pré-moldadas, incluindo retangular, em forma de T invertido, em forma de L e duplo T (Figura 19). As seções retangulares e vazadas são adequadas para vãos menores, enquanto as seções em T invertido e duplo T são ideais para vãos maiores. As vigas de seção retangular e seção I são as mais utilizadas (El Debs, 2000).

Os vãos atingidos pelas vigas retangulares são em torno de 10 metros. Já as vigas de seção I conseguem vencer vãos que variam entre 10 a 35 metros. Por questões de utilização, geralmente as vigas dos pisos da edificação são de seção contínua.

Figura 19 – Seções transversais mais utilizadas nas vigas.



Fonte: Adaptado de El Debs, 2000.

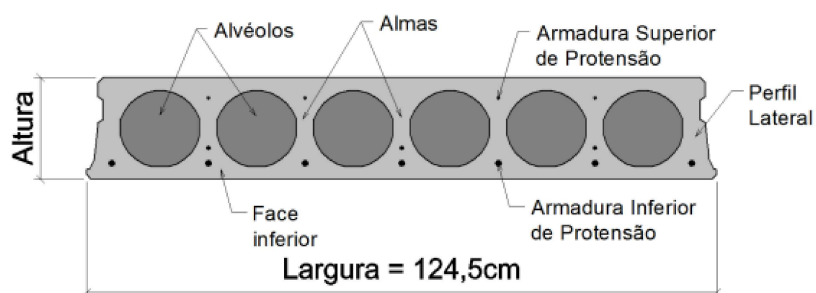
2.1.7.3 Lajes

As lajes pré-moldadas são um componente essencial da estrutura de uma edificação, servindo para distribuir cargas para vigas e pilares. Podem ser feitas de vários materiais, mas o concreto armado é o mais comum. Esses elementos vêm em diferentes tipos de seções, incluindo seções de núcleo oco, sólido e duplo T.

As lajes alveolares, como representadas na Figura 20, são construídas utilizando concreto com núcleo vazado, o que as torna mais leves e econômicas. Na

análise estrutural, considera-se que o comportamento desses elementos é semelhante ao de uma laje armada em uma direção. Normalmente, os painéis alveolares de concreto protendido são projetados como elementos simplesmente apoiados, evitando a transmissão de momentos negativos aos apoios. Em geral, há uma armadura posicionada na metade da altura da seção, destinada a transmitir esforços no plano da laje, resultando em momentos negativos de menor intensidade nos apoios. Em muitos casos, esses painéis possuem apenas armadura ativa e não possuem armadura para resistir às forças cortantes, nem solicitação na direção transversal (El Debs, 2000).

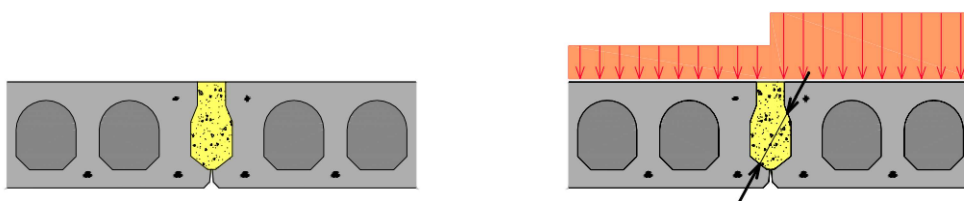
Figura 20 – Seção Transversal da Laje Alveolar.



Fonte: Catálogo de lajes alveolares TATU.

A laje alveolar é projetada de forma que, na junção de duas placas, apenas as faces inferiores entrem em contato. As faces superiores das placas são separadas, permitindo que o concreto seja posicionado. Após a concretagem, a junta entre as placas atua como uma chave de cisalhamento, solidificando o conjunto das placas (Figura 21).

Figura 21 – Chave de cisalhamento entre dois painéis.



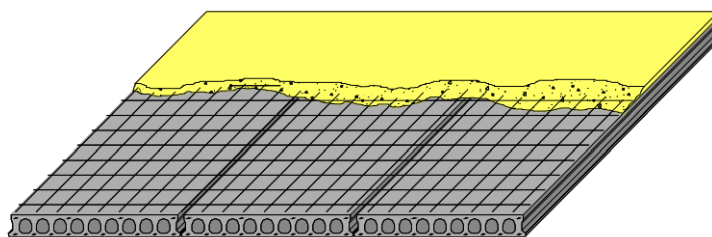
Fonte: Catálogo de lajes alveolares TATU.

O preenchimento das juntas entre os painéis tem como objetivo garantir o funcionamento conjunto das diversas placas que serão posicionadas no pavimento. Isso promove redistribuição das cargas, além de fornecer o acabamento necessário.

Em relação à capa de concreto, que normalmente é necessária em todas as lajes pré-fabricadas, nas lajes alveolares, essa capa pode ser dispensada. No entanto, para as lajes de piso, é recomendável usar a capa de concreto para nivelar a superfície da laje e corrigir qualquer contraflecha resultante da protensão dos painéis alveolares. Essa capa (Figura 22) também permite a incorporação de armaduras necessárias para

a redistribuição de cargas concentradas, como no caso de paredes apoiadas sobre a laje.

Figura 22 – Painéis solidarizados com capa de concreto e malha de distribuição.



Fonte: Catálogo de lajes alveolares TATU.

Em relação à armadura passiva, esta é usada na capa de concreto e consiste em fios (CA60) ou barras (CA50) com uma área de aço mínima de $0,60 \text{ cm}^2/\text{m}$, contendo pelo menos 3 barras (ou fios) por metro.

É possível realizar seu dimensionamento de forma simplificada, através de catálogos e tabelas de dimensionamento fornecidos por empresas fabricantes, nos quais é possível verificar qual é a seção necessária para vencer os vãos e carregamentos determinados no projeto.

2.1.8 Recomendações normativas

Em relação ao projeto de estruturas de concreto pré-moldado, certas orientações normativas divergem das estruturas de concreto moldado in loco. Um exemplo é a exigência de cobrimento das armaduras, fundamental para assegurar a proteção contra corrosão. Conforme Santos (2010) observa, a ABNT NBR 6118:2023 estabelece valores de cobrimento nominal baseados na classe de agressividade. A norma permite uma redução para 5 mm no valor de tolerância de execução, desde que haja rigoroso controle na execução e na qualidade do concreto, o que pode ser o caso do concreto pré-moldado. A ABNT NBR 9062:2017 diferencia elementos pré-moldados e pré-fabricados, mantendo essa redução para os primeiros e permitindo redução adicional para os últimos, sob certas condições. No entanto, a redução é condicionada à comprovação efetiva do aprimoramento na qualidade do concreto e da execução.

As estruturas de concreto pré-moldado também possuem particularidades nos coeficientes de segurança devido a melhorias no processo de execução. A NBR 9062:2017 possibilita a redução dos coeficientes de minoração das resistências dos materiais, para elementos classificados como pré-fabricados, desde que requisitos de execução sejam cumpridos. A redução também é permitida nos coeficientes de ponderação das ações permanentes, dada a maior precisão na avaliação do peso próprio. Adicionalmente, também deve ser empregado o coeficiente de ajustamento

nas ligações leva em consideração incertezas no comportamento das ligações e risco de ruptura frágil (que será apresentado no item 2.3.1).

2.2 MÉTODO DE BIELAS E TIRANTES

O modelo de bielas e tirantes, também conhecido como analogia de treliça, surgiu no início do século XX, a partir das investigações conduzidas por W. Ritter e E. Mörsch. Essa abordagem adotou uma treliça como representação para ilustrar a transferência de forças em uma viga de concreto fissurada. Desde então, o método evoluiu com modificações e refinamentos, ganhando reconhecimento global como um dos conceitos mais resilientes na história do concreto armado (Silva; Giongo, 2000 apud Pfeifer, 2017).

O método consiste em idealizar um modelo de treliça, no qual as barras estão sujeitas à compressão ou à tração. Assim, os fluxos de tensão de tração são representados por tirantes tracionados, enquanto os fluxos de tensão de compressão são representados por bielas comprimidas. Esses elementos se conectam nos nós da estrutura, dando forma à treliça. Ao equilibrar as forças nos nós, é possível determinar as forças presentes nos tirantes e nas bielas (Reginato, 2020).

A treliça é considerada isostática, e as forças externas aplicadas à estrutura e as reações de apoio são concentradas nos nós, formando um sistema autoequilibrado. Os eixos das bielas devem ser escolhidos de forma a se aproximarem ao máximo as direções das principais tensões de compressão. As bielas inclinadas devem ter um ângulo de inclinação cuja tangente esteja compreendida entre 0,57 e 2 em relação ao eixo da armadura longitudinal do elemento estrutural (NBR 6118:2023).

No processo de dimensionamento, as forças presentes nos tirantes são resistidas pelas barras de aço da armadura, cujas propriedades variam com a área total das barras e a resistência ao escoamento do aço adotado. Já as forças que atuam nas bielas são resistidas pelo concreto, cujas propriedades dependem da área da biela comprimida e da tensão resistente do concreto (Reginato, 2020).

2.2.1 Fundamentos do método

Silva e Giongo (2000) estabelecem alguns critérios que devem ser levados em consideração para a definição geométrica do modelo, sendo eles:

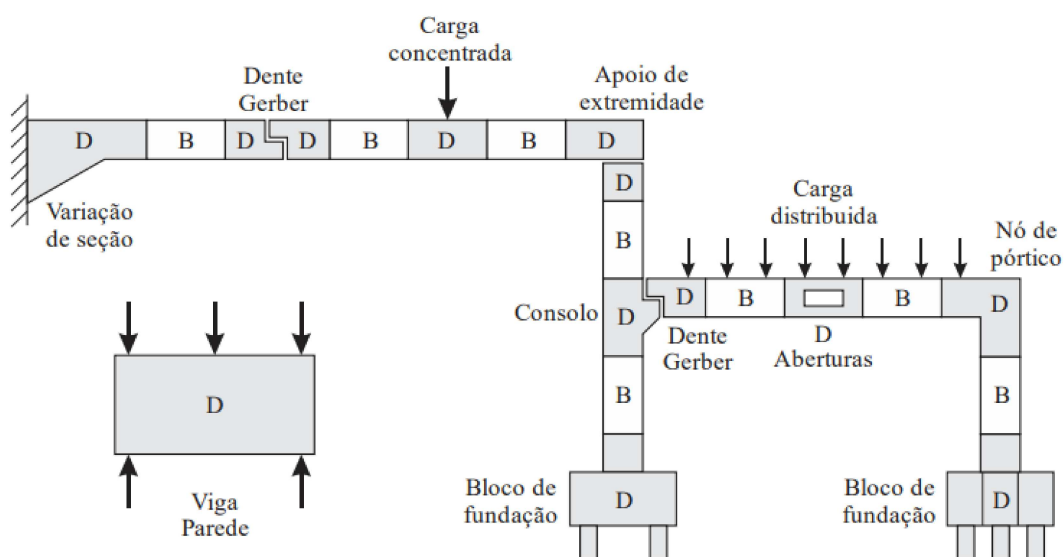
- tipos de ações atuantes;
- ângulo entre bielas e tirantes;
- área de aplicação das ações e reações;
- número de camadas de armadura;
- cobertura da armadura.

As bielas e os tirantes devem ser posicionados de tal maneira que os centros de gravidade de cada membro da treliça e as linhas de ação de todas as ações externamente aplicadas coincidam em cada nó da treliça idealizada.

No contexto da aplicação desse modelo, a estrutura é segmentada em áreas de comportamento contínuo e descontínuo. As regiões de comportamento contínuo são aquelas onde as premissas de Bernoulli se mantêm, apresentando uma distribuição linear de deformações ao longo da secção transversal. Em contrapartida, nas áreas de comportamento descontínuo, essas premissas não são válidas. Tais áreas são categorizadas como regiões D (descontínuas), enquanto as regiões de comportamento contínuo são designadas como regiões B (Bernoulli), tal qual a Figura 23 (Silva; Giongo, 2000).

As áreas identificadas como regiões D surgem devido às discontinuidades geométricas, como aberturas em vigas, consolos e articulações Gerber, e/ou discontinuidades estáticas, como cargas concentradas e reações. Os modelos de bielas e tirantes oferecem uma representação aproximada do fluxo interno de tensões nessas áreas de descontinuidade. Para o dimensionamento, é mais conveniente dividir a estrutura de acordo com as regiões (Silva; Giongo, 2000)

Figura 23 – Regiões B e D.



Fonte: Reginato, 2020.

Para a concepção de elementos estruturais utilizando a abordagem de bielas e tirantes, é possível adotar a rotina de projeto proposta por Silva e Giongo (2000), da seguinte forma:

- divide-se a estrutura em regiões B e D;
- isola-se a região D;
- determinam-se os esforços solicitantes no contorno;

- aplica-se o processo do caminho de carga;
- dimensiona-se os tirantes;
- verificam-se as tensões nas bielas e regiões nodais;
- definem-se o tipo e os comprimentos de ancoragem;
- faz-se o arranjo das armaduras.

Conforme explicitado no item 2.1.6.1, a NBR 6118:2023, permite a análise do Estado Limite Último das regiões D através do modelo biela e tirante, para consolos classificados como curtos ($0,5 < a/d \leq 1,0$).

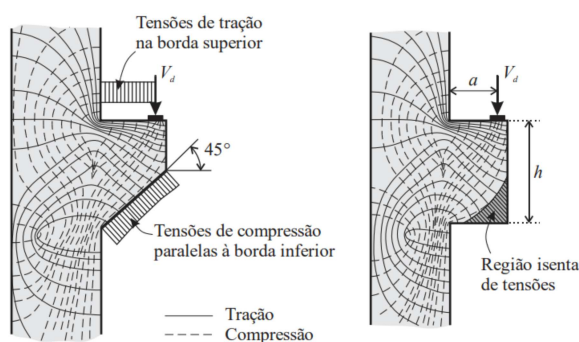
2.2.2 Aplicações aos consolos

2.2.2.1 Consolos

Consolos são componentes estruturais prismáticos cuja função é fornecer suporte a outros elementos, oferecendo um apoio simplificado sem a transmissão de momento fletor, como já mencionado. A definição precisa fornecida pelo item 22.5.1 da norma NBR 6118:2023 estabelece que os consolos são elementos que se projetam em balanço, onde a distância (a) entre a carga aplicada e a face de apoio não ultrapassa a altura útil (d) do próprio consolo.

Em 1963, Fraz e Niedenhoff realizaram os primeiros estudos sobre a trajetória das tensões principais nos consolos de concreto armado, com a relação $a/d = 0,5$. As principais observações obtidas incluem: em consolos de formato retangular, a parte externa do canto inferior não apresenta tensões expressivas; na área superior do consolo, as tensões de tração mantêm-se uniformes desde a aplicação da carga até atingir o pilar, indicando a viabilidade de uma armadura nesse segmento, conhecida como armadura do tirante; também, a parte diagonal comprimida origina-se no ponto de aplicação da carga e estende-se até o canto inferior, adentrando no pilar, sugerindo a configuração de uma biela de compressão, conforme a Figura 24 (Reginato, 2020).

Figura 24 – Trajetória de tensões principais



Fonte: Reginato, 2020.

Seguindo as indicações de Canha et al. (2014 apud Reginato, 2020), é possível identificar quatro conjuntos de falhas específicas associadas aos consolos (Figura 25), sendo:

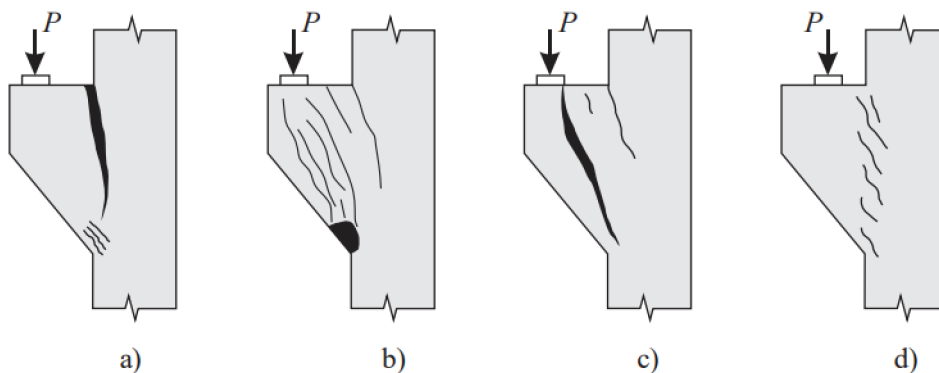
- **Falha devido à tração:** também é denominada falha por deformação excessiva do tirante. Essa ocorrência se destaca pela expansão de fissuras que percorrem a superfície de contato entre o consolo e o pilar, após o escoamento da armadura do tirante. Essa falha torna-se evidente em casos de baixos níveis de armadura no tirante e em consolos com uma relação elevada entre a distância (a) e a altura (d), sendo uma situação boa para o dimensionamento, devido à ruptura lenta e dúctil.
- **Falha devido à compressão:** pode ocorrer de duas maneiras, com múltiplas fissuras diagonais ou uma única fissura principal. No primeiro caso, as fissuras diagonais surgem da placa de apoio em direção ao canto inferior interno do consolo, seguidas por um colapso por esmagamento do concreto nessa área. Isso resulta em uma falha súbita, sem grande desenvolvimento das fissuras de flexão. No segundo caso, uma rachadura principal se forma da placa de apoio até o canto inferior do consolo, levando a uma falha mais frágil.
- **Falha devido ao cisalhamento:** é caracterizada pela formação de fissuras inclinadas que percorrem a superfície de contato entre o consolo e o pilar. Quando as fissuras se interligam, um plano frágil se forma entre os elementos, facilitando o deslocamento da peça. Esse tipo de falha é comumente observado em consolos com uma relação baixa entre a distância (a) e a altura (d).
- **Falhas secundárias:** manifesta-se de maneira antecipada, resultando da insuficiente ancoragem da armadura do tirante, do esmagamento localizado do concreto sob a placa de apoio ou de um dimensionamento inadequado.

O dimensionamento dos consolos de concreto deve seguir as disposições do item "7.3.2 - Dimensionamento dos consolos e esforços resistentes" da ABNT NBR 9062:2017.

Dois abordagens de cálculo são propostas para dimensionar os consolos: o modelo de bielas e tirantes e o modelo de atrito-cisalhamento (El Debs, 2000). As hipóteses a serem consideradas no cálculo são definidas conforme a geometria do consolo, de acordo com o indicado pela Figura 26, conforme a classificação a seguir:

- Para $1,0 < a/d \leq 2,0$: O dimensionamento é realizado como uma viga em balanço, aplicando as diretrizes da ABNT NBR 6118:2023 para flexão e força cortante.

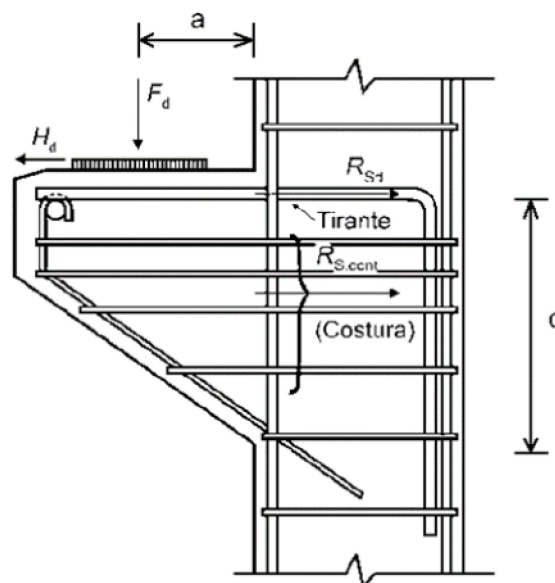
Figura 25 – Tipos de falha em consolos: a) tração, b) e c) compressão e d) cisalhamento



Fonte: Reginato, 2020.

- Para $0,5 < a/d \leq 1,0$ (consolos curtos): O dimensionamento é realizado utilizando o modelo matemático de uma treliça de barras, sendo uma tracionada (tirante) e outra comprimida (biela), com as demais barras tratadas como parte da armadura de costura.
- Para $a/d \leq 0,5$ (consolos muito curtos): O dimensionamento considera a ruptura ao longo do plano de ligação do consolo com o suporte, permitindo a consideração do efeito favorável de engrenamento dos agregados, desde que a interface seja atravessada por barras de aço perpendiculares a ela.

Figura 26 – Dimensões usadas na classificação de consolos



Fonte: Reginato, 2020.

Para a aplicação do método de bielas e tirantes para o cálculo de consolos de concreto, é necessário considerar a verificação das regiões nodais, conforme disposto

no item 22.3 da ABNT NBR 6118:2023, que define parâmetros para a verificação das tensões de compressão máxima nessas regiões, conforme as Equações (6), (7) e (8):

$$f_{cd1} = 0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad (6)$$

$$f_{cd2} = 0,60 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad (7)$$

$$f_{cd3} = 0,72 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad (8)$$

Onde:

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto à compressão, em MPa;

f_{cd1} = tensão resistente máxima no concreto, em verificações pelo método de bielas e tirantes, em regiões com tensões de compressão transversal ou sem tensões de tração transversal e em nós onde confluem somente bielas de compressão (nós CCC);

f_{cd2} = tensão resistente máxima no concreto, em verificações pelo método de bielas e tirantes, em regiões com tensões de tração transversal e em nós onde confluem dois ou mais tirantes tracionados (nós CTT ou TTT);

f_{cd3} = tensão resistente máxima no concreto, em verificações pelo método de bielas e tirantes, em nós onde conflui um tirante tracionado (nós CCT);

α_{v2} = fator de redução da resistência de bielas e zonas nodais.

O fator de redução da resistência α_{v2} é calculado conforme a Equação (9), estabelecida pela NBR 6118:2023:

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (9)$$

Também faz-se necessário determinar a área de aço a ser aplicada em cada tirante, que é dada pela Equação (10), estabelecida pela ABNT NBR 6118:2023:

$$A_S = \frac{F_{Sd}}{f_{yd}} \quad (10)$$

Onde:

A_S = área de aço em cada tirante;

F_{Sd} = valor de cálculo da força de tração determinada no tirante;

f_{yd} = tensão de escoamento de cálculo do aço.

2.2.2.2 Dimensionamento pela ABNT NBR 9062:2017

A ABNT NBR 9062:2017 estabelece em sua seção "7.3.2 Dimensionamento dos consolos e esforços resistentes" as diretrizes a serem seguidas para o dimensionamento.

2.2.2.2.1 Verificação da biela comprimida

Para a verificação da biela comprimida de consolos curtos ($0,5 < a/d \leq 1,0$) a tensão de compressão na biela inclinada não deve ultrapassar:

- a) f_{cd} para carregamento direto;
- b) $0,85 \cdot f_{cd}$ no caso de carregamento indireto.

Para consolos muito curtos ($a/d \leq 0,5$) a verificação é feita em função da tensão de cisalhamento τ_{wu} , conforme a Equação (11):

$$\tau_{wu} \leq \begin{cases} 3 + 0,9 \cdot \rho \cdot f_{yd} \\ 0,27 \cdot (1 - f_{ck}/250) \cdot f_{cd} \\ 8 \text{ MPa} \end{cases} \quad (11)$$

Onde:

f_{yd} é a resistência de cálculo da armadura;

f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto à compressão, em MPa.

2.2.2.2.2 Transmissão de esforços horizontais

De acordo com a NBR 9062:2017, na ausência de restrições ao movimento horizontal, é possível estimar a força horizontal H_d com base na força vertical F_d seguindo as seguintes orientações:

- (a) H_d para juntas secas: $H_d = 0,8 \cdot F_d$;
- (b) H_d quando o elemento é assentado com argamassa: $H_d = 0,5 \cdot F_d$;
- (c) H_d para aparelhos de apoio feitos de elastômero: $H_d = 0,16 \cdot F_d$;
- (d) H_d para aparelhos de apoio revestidos com plástico politetrafluoretileno (PTFE): $H_d = 0,08 \cdot F_d$;
- (e) H_d para apoios entre chapas metálicas não soldadas: $H_d = 0,25 \cdot F_d$;
- (f) H_d para apoios entre concreto e chapas metálicas: $H_d = 0,4 \cdot F_d$;
- (g) No caso de concretagem in loco, conexões soldadas ou apoio com graute, é necessário um estudo detalhado para determinar a força horizontal H_d aplicada na ligação;
- (h) Valores diferentes dos mencionados podem ser usados, desde que justificados por meio de um modelo de cálculo.

2.2.2.2.3 Armadura do tirante

A armadura total de consolos curtos ($0,5 < a/d \leq 1,0$) é dada pelas Equações (12) e (13):

$$A_{s,tir} = A_{sv} + \frac{H_d}{f_{yd}} \quad (12)$$

$$A_{sv} = \left(0,1 + \frac{a}{d}\right) \cdot \frac{F_d}{f_{yd}} \quad (13)$$

Onde:

$A_{s,tir}$ = área de aço total do tirante;

H_d = força horizontal de cálculo transmitida ao topo do pilar pelo aparelho de apoio;

f_{yd} = resistência de cálculo da armadura;

A_{sv} = armadura de costura vertical;

F_d = força vertical de cálculo aplicada no dente.

Já para consolos muito curtos ($a/d \leq 0,5$), a armadura total do tirante é calculada pelas Equações (282) e (283):

$$A_{s,tir} = A_{sv} + \frac{H_d}{f_{yd}} \quad (14)$$

$$A_{sv} = \frac{0,8 \cdot F_d}{f_{yd} \cdot \mu} \quad (15)$$

Onde:

$A_{s,tir}$ = área de aço total do tirante;

H_d = força horizontal de cálculo transmitida ao topo do pilar pelo aparelho de apoio;

f_{yd} = resistência de cálculo da armadura;

A_{sv} = armadura de costura vertical;

F_d = força vertical de cálculo aplicada no dente;

μ = coeficiente referente à condição de lançamento do concreto;

$\mu = 1,4$ para concreto lançado monoliticamente;

$\mu = 1,0$ para concreto lançado sobre concreto endurecido com interface que satisfaça o disposto em 6.3.4 da ABNT NBR 9062:2017;

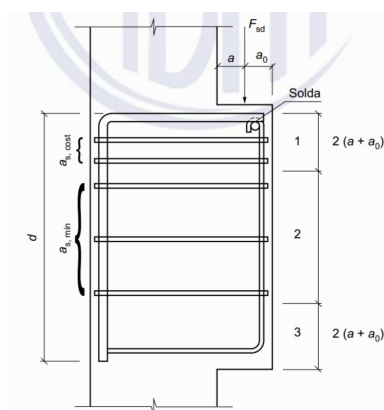
$\mu = 0,6$ para concreto lançado sobre concreto endurecido com interface lisa.

Devido ao curto comprimento do tirante entre o consolo e o pilar, é crucial garantir uma ancoragem segura da armadura nas extremidades, especialmente junto ao consolo. Evita-se ganchos verticais na extremidade do consolo para evitar ruínas por ruptura de canto. Ganchos verticais são adequados apenas para consolos contínuos e cargas leves. Sob carga concentrada, é preferível usar alças horizontais ou barras transversais soldadas na armadura do tirante, de acordo com as orientações da ABNT NBR 6118:2023.

2.2.2.2.4 Armadura de costura

Não é admissível a concepção de consolos curtos ou muito curtos sem armadura de costura. Essa armadura promove uma falha mais dúctil no consolo, prevenindo a redução da carga de ruptura. Consolos curtos necessitam de que a armadura de costura seja igual a 40% de A_{SV} , distribuída através de estribos horizontais posicionados em uma altura correspondente a 2/3 da profundidade d , conforme demonstrado na Figura 27. Para consolos muito curtos, a relação da armadura de costura é de 50% da armadura A_{SV} .

Figura 27 – Detalhe sobre posicionamento de armadura de costura.

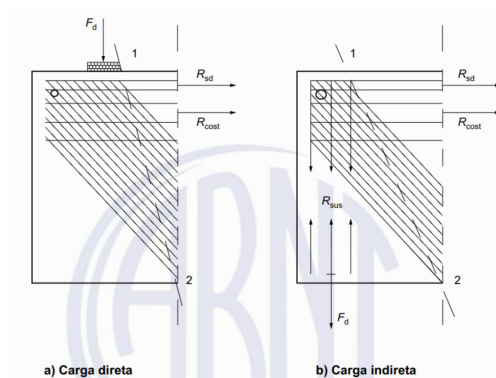


Fonte: ABNT NBR 9062:2017.

2.2.2.2.5 Armadura de suspensão

Quando houver a presença de carga indireta, é necessário a inclusão de armadura de suspensão (Figura 28) para a totalidade da carga aplicada (ABNT NBR 6118:2023).

Figura 28 – Detalhe sobre armadura de suspensão.



Fonte: ABNT NBR 9062:2017.

2.3 EBERICK

O Eberick é um *software* brasileiro que permite a análise, o dimensionamento e o detalhamento de projetos estruturais de concreto armado convencional, concreto armado pré-moldado, de alvenaria estrutural e projetos com lajes protendidas.

Para a realização do dimensionamento computacional deste trabalho, será utilizado o *software* AltoQi Eberick 2023. Com o programa, o projetista é capaz de modelar uma variedade de elementos, como vigas, pilares e lajes. O lançamento desses elementos é feito em um ambiente CAD e posteriormente é possível visualizar o pórtico 3D da estrutura.

O programa atende à regulamentação brasileira e verifica os elementos tanto para o Estado Limite Último quanto para o Estado Limite de Serviço (ELU e ELS). Conta também com ferramentas que permitem a análise da estrutura, como a exibição do pórtico unifilar, janela de dimensionamento para cada elemento do projeto, relatórios de cálculo e de resultados, relação de custos e quantitativos e diagnóstico geral da estrutura.

Permite também a geração de pranchas contendo os detalhamentos dos elementos de projeto, juntamente com as plantas de forma e de locação. O uso da ferramenta proporciona um ganho de produtividade na elaboração de projetos estruturais.

O Módulo Pré-moldados possibilita realizar no AltoQi Eberick o lançamento, dimensionamento e detalhamento de estruturas pré-moldadas. Na sua versão padrão, o Eberick permite a criação de uma estrutura em concreto armado convencional, ou seja, moldado in loco. Com a Versão Pré-Moldados, é possível a criação de uma estrutura do tipo pré-moldada, com a utilização de elementos específicos para a mesma, como vigas e pilares pré-moldados, consolos, dentes Gerber, cálices e lajes alveolares.

A análise da estrutura na solidarizada, em sua etapa final, será realizada com o modelo de pórtico espacial existente no AltoQi Eberick, considerando todas as vinculações aplicadas para os elementos pré-moldados. Serão permitidas vinculações entre vigas e pilares pré-moldados do tipo rotuladas e semirrígidas. As ligações semirrígidas poderão ser aplicadas diretamente por um fator de restrição fornecido pelo usuário ou através da definição de ligações por barras passantes. Nas ligações por barras passantes, definidas as quantidades de barras em cada ligação, o programa calcula automaticamente o fator de restrição em função de todos os dados dos elementos conectados.

Em adição à etapa final, será permitido a análise do modelo espacial para a etapa de construção preliminar, considerando combinações de ações próprias e vinculações entre vigas e pilares sempre liberadas. Tal etapa tem como objetivo a obtenção dos esforços no momento da concretagem das lajes (até a obtenção de resistência do concreto destas lajes), em que as vigas já estarão com determinados carregamentos permanentes e acidentais, mas as ligações semirrígidas não têm eficiência.

O dimensionamento das vigas e pilares pré-moldados é realizado para as seguintes etapas:

- **Desforma e armazenamento:** etapa de içamento da peça após a desforma.
- **Transporte:** etapa de içamento da peça para transporte.
- **Montagem:** etapa de içamento da peça para montagem e verificação do pilar isolado.
- **Construção preliminar:** essa etapa começa na montagem das vigas e compreende o instante de concretagem da capa das lajes, quando o concreto da capa representa uma carga, mas ainda não tem nenhuma resistência.
- **Solidarizada:** etapa considerando a estrutura finalizada.

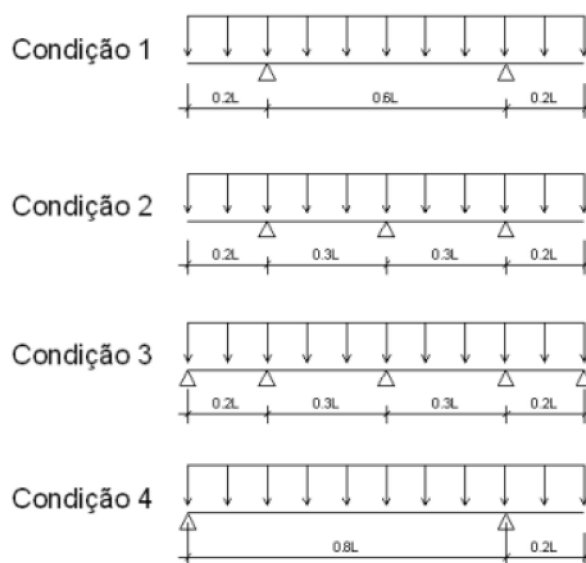
As etapas de armazenamento, transporte e montagem são verificadas através de diagramas simplificados dos elementos isolados, considerando as resistências do concreto específicas para cada idade, os carregamentos distribuídos oriundos do peso próprio e determinadas condições de apoio.

Durante as etapas de armazenamento e transporte, as condições de apoio são determinadas pelo comprimento da peça (L) da seguinte forma:

- **Condição 1:** Quando $L \leq 13m$.
- **Condição 2:** Quando $13m < L \leq 15m$.
- **Condição 3:** Quando $L > 15m$.

Para a etapa de montagem, as peças são submetidas à condição 4, conforme a Figura 29.

Figura 29 – Condições de apoio das peças pré-moldadas nas etapas construtivas



Fonte: AltoQi Education, 2022.

Entre as principais características do módulo de pré-moldados, estão:

- Dimensionamento e detalhamento de pilares pré-moldados;
- Dimensionamento e detalhamento de vigas pré-moldadas;
- Inclusão de consolos em pilares pré-moldados;
- Inclusão das lajes alveolar;
- Dimensionamento e detalhamento do consolos nos pilares pré-moldados;
- Dimensionamento e detalhamento do consolos nas vigas pré-moldados;
- Dimensionamento e detalhamento dos pinos de ancoragem nos pilares pré-moldados;
- Dimensionamento e detalhamento dos aparelhos de apoio (elastômeros simples em neoprene não fretados) nos consolos;
- Dimensionamento e detalhamento dos dentes Gerber nas vigas pré-moldadas;
- Análise da estrutura com consideração das etapas construtivas;

No contexto dos projetos de estruturas pré-moldadas no Eberick, são empregados aparelhos de apoio simples de elastômero para a transferência de cargas entre vigas e pilares. O programa segue os critérios estabelecidos no tópico 7.2.1.6 da norma NBR 9062:2017.

Na solidarização de uma ligação entre um consolo e uma viga pré-moldada, é comum utilizar pinos de ancoragem. Para dimensionar essa ligação no Eberick, podem ser empregados 1, 2, 4 ou 6 pinos de ancoragem, dependendo dos esforços presentes na estrutura. No detalhamento desses chumbadores, é essencial garantir que os afastamentos mínimos entre as barras sejam respeitados, levando em consideração a quantidade de pinos resultante do dimensionamento. Portanto, tanto o consolo quanto o aparelho de apoio (almofada de neoprene) devem possuir dimensões adequadas para acomodar o posicionamento desses pinos, respeitando as folgas e afastamentos necessários.

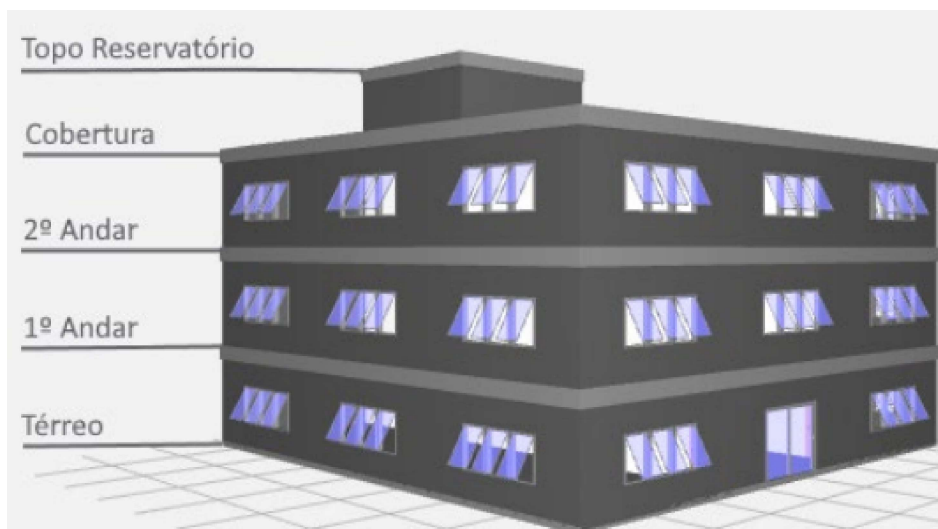
No dimensionamento das lajes alveolares, o programa realiza uma análise comparativa entre o vão da laje e os limites definidos para diferentes sobrecargas totais. No entanto, essas lajes não têm opções para detalhamento, pois o programa não calculará nenhuma armadura, seja positiva ou negativa de continuidade. Os resultados e o diagrama de flechas não incluirão informações sobre as lajes alveolares. O único detalhamento possível será a apresentação das armaduras contra fissuração, quando habilitadas. Após a definição das lajes no projeto, suas contribuições no pórtico, ou seja, as reações das lajes no modelo, passam a ser conhecidas. Com essas informações em mãos, é possível avançar para a resolução dos problemas de instabilidade global da estrutura e realizar o dimensionamento das vigas.

Essas são as principais considerações do *software* AltoQi Eberick 2023 para o dimensionamento e análise de estruturas pré-moldadas. Os procedimentos mais detalhados de lançamento, configurações e obtenção de resultados e detalhamentos serão apresentados na seção 5.

3 DEFINIÇÃO DO PROJETO ARQUITETÔNICO

A proposta abrange um projeto arquitetônico fictício, situado de maneira arbitrária em no Mato Grosso do Sul. O projeto trata de uma construção comercial de três pavimentos. O edifício compreende um pavimento térreo, que abriga uma lanchonete no hall central, duas salas comerciais, além de instalações sanitárias e a escadaria que conduz aos pavimentos superiores. Os dois níveis superiores também contêm salas comerciais e instalações sanitárias, seguindo a mesma disposição do pavimento térreo, acrescido de uma sala comercial adicional sobre a lanchonete. A parte superior da edificação inclui uma torre de apoio para um reservatório, acessada por meio de uma escada de serviço externa após a conclusão da construção, situada ao lado da torre e oculta pelo forro da cobertura, seguindo a disposição de níveis apresentada na Figura 30.

Figura 30 – Níveis da edificação



Fonte: AltoQi Education, 2022

A atenção deste trabalho estará voltada para a solução estrutural. Algumas questões importantes alinhadas antes da concepção estrutural incluem a capacidade do reservatório superior de armazenamento de água fria de 3000 litros, a disposição dos condutos elétricos na superfície da laje e a instalação das tubulações hidráulicas e sanitárias no contrapiso. A edificação abrange uma área de projeção de 329,05 m² e uma área construída de 1.353,94 m². O projeto arquitetônico completo estará disponível no Apêndice A.

3.1 MATERIAIS E DURABILIDADE

3.1.1 Classe de agressividade ambiental

O projeto estrutural analisado neste estudo foi deliberadamente posicionado em uma área distante do mar e inserido em um contexto urbano. Como resultado, a classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto é a urbana e a classe de agressividade ambiental (CAA) é classificada como II (moderada).

3.1.2 Cobrimento

A durabilidade das estruturas é fortemente influenciada pelas características do concreto, como a espessura e a qualidade do cobrimento da armadura (Carvalho, 2014).

Para o projeto, o cobrimento adotado, de acordo com os elementos, foi de acordo com o disposto na Tabela 7:

Tabela 7 – Cobrimentos adotados no projeto.

Elemento	Cobrimento (cm)
Pilar	3,0
Viga	3,0
Laje	2,5

Fonte: Autora.

3.1.3 Materiais empregados

3.1.3.1 Concreto

Para o projeto, a resistência à compressão adotada, de acordo com os elementos, foi de acordo com o disposto na Tabela 8. O cimento escolhido para a produção das peças pré-moldadas foi o CPV-ARI, para garantir que as peças tenham a resistência adequada durante as etapas transitórias.

Tabela 8 – Resistência característica à compressão f_{ck} do concreto adotada no projeto.

Elemento	f_{ck} (MPa)
Pilar	25
Viga	25
Laje	30

Fonte: Autora.

3.1.3.2 Aço

O item 8.3 da NBR 6118:2023 apresenta especificações para caracterizar o aço utilizado nas armaduras passivas dos elementos de concreto armado. Nos projetos de estruturas de concreto armado, é necessário utilizar aço classificado pela ABNT NBR 7480, considerando o valor característico da resistência de escoamento nas categorias CA-25, CA-50 e CA-60. Os diâmetros e seções transversais nominais devem seguir as determinações estabelecidas na ABNT NBR 7480.

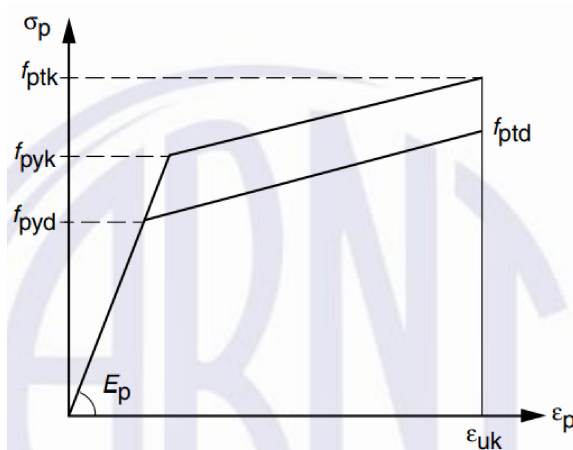
Segundo esse item, Para a massa específica do aço de armadura passiva, pode ser adotado o valor de 7.850 kg/m^3 . Caso não haja ensaios disponíveis ou valores fornecidos pelo fabricante, o módulo de elasticidade do aço pode ser considerado igual a 210 GPa .

Será adotado aço de categoria CA-50 para o projeto, cuja resistência característica de escoamento do aço à tração f_{yk} é 500 MPa .

O aço de protensão é identificado pela sigla CP (concreto protendido), seguida do valor em kgf/mm^2 , representando a tensão aproximada de ruptura do aço presente na cordoalha, cordões ou fio. Adicionalmente, na nomenclatura, são incluídas as siglas RN e RB, indicando se o aço possui relação normal ou baixa (Carvalho, 2012). Neste projeto, adotaremos a cordoalha CP 190-RB de 7 fios.

Para os cálculos nos estados limites de serviço e último, é possível utilizar o diagrama de tensão-deformação do aço, conforme representado no gráfico esquemático da Figura 31:

Figura 31 – Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras ativas



Fonte: NBR 6118:2023

Além disso, para determinar a tensão na armadura de protensão no estado limite último (ELU), é possível recorrer aos valores apresentados por Vasconcelos (1980). O autor compilou os dados médios de diversos ensaios realizados pela Belgo Mineira, fabricante de aços de protensão, e elaborou a tabela reproduzida na Tabela 9.

Tabela 9 – Tensão no aço σ_{sd} (MPa)

ϵ (‰)	5,250	6,794	7,438	8,167	9,000	9,962	10,00	12,50	15,00	17,50
CP175	1025	1264	1316	1344	1365	1368	1368	1378	1388	1397
CP190	1025	1314	1411	1459	1482	1486	1486	1496	1507	1517

ϵ (‰)	20,00	22,50	25,00	27,50	30,00	32,50	35,00	37,50	40,00
CP175	1407	1416	1426	1436	1445	1455	1464	1474	1484
CP190	1527	1538	1548	1559	1569	1579	1590	1600	1611

Fonte: Vasconcelos, 1980.

3.2 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL E PRÉ-DIMENSIONAMENTO

A concepção estrutural inclui a escolha do sistema estrutural e a distribuição dos elementos estruturais (lajes, vigas e pilares) com base na arquitetura da edificação e com a consideração prévia das dimensões necessárias. Esse pré-dimensionamento deve levar em conta a harmonização com outros projetos, principalmente o projeto arquitetônico, a fim de garantir a funcionalidade e a estética do edifício.

3.2.1 Pilares

O projeto arquitetônico favoreceu a concepção em uma estrutura de concreto pré-moldado. A posição dos pilares foi estabelecida de maneira para que ficassem embutidos nas paredes da edificação.

As seções mais frequentemente utilizadas para pilares pré-moldados são seções quadradas e retangulares, que mantêm uma consistência de seção ao longo do vão. Para este projeto específico, optou-se por uma seção quadrada de 40x40 cm em todos os pilares da edificação, uma vez que se trata de uma das menores seções disponíveis e uma das mais amplamente produzidas por empresas de pré-moldados no Brasil (El Debs, 2000).

3.2.2 Vigas

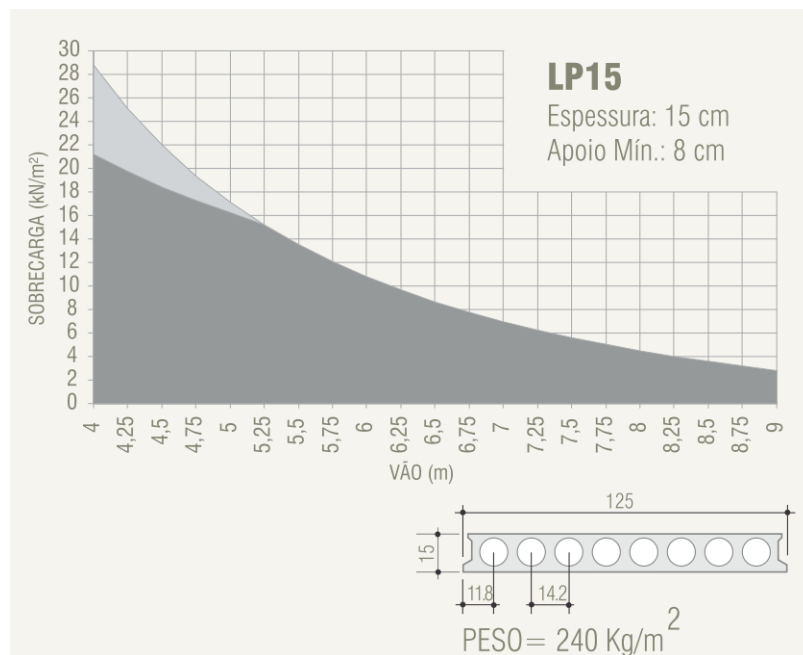
As vigas também foram posicionadas de forma a ficarem incorporadas às paredes, definindo simultaneamente um contorno adequado para as lajes pré-moldadas, evitando que o vão se tornasse muito grande. Além disso, optou-se por utilizar uma das seções mais frequentemente produzidas no território nacional, resultado na escolha de uma seção de 40x50 para as vigas dos pavimentos 1º e 2º andar.

Para o pavimento de cobertura, serão adotadas três seções diferentes para as vigas. Aquelas que suportam a laje destinada ao reservatório de água terão uma seção de 40x50 cm. As vigas responsáveis pelo suporte da estrutura da cobertura terão seções de 30x60 cm e 20x60 cm.

3.2.3 Lajes

No projeto, optou-se pelo uso de lajes alveolares protendidas e pré-moldadas. Para o dimensionamento realizado no software comercial, escolheu-se, entre os catálogos de empresas disponíveis, o catálogo da empresa Cassol, que apresenta a laje LP15, cujas características estão detalhadas na Figura 32. O concreto de capeamento deve atingir uma resistência de 30 MPa ou superior, e a espessura do capeamento é de 5 cm.

Figura 32 – Gráfico com a relação de sobrecarga e vão para a laje LP15



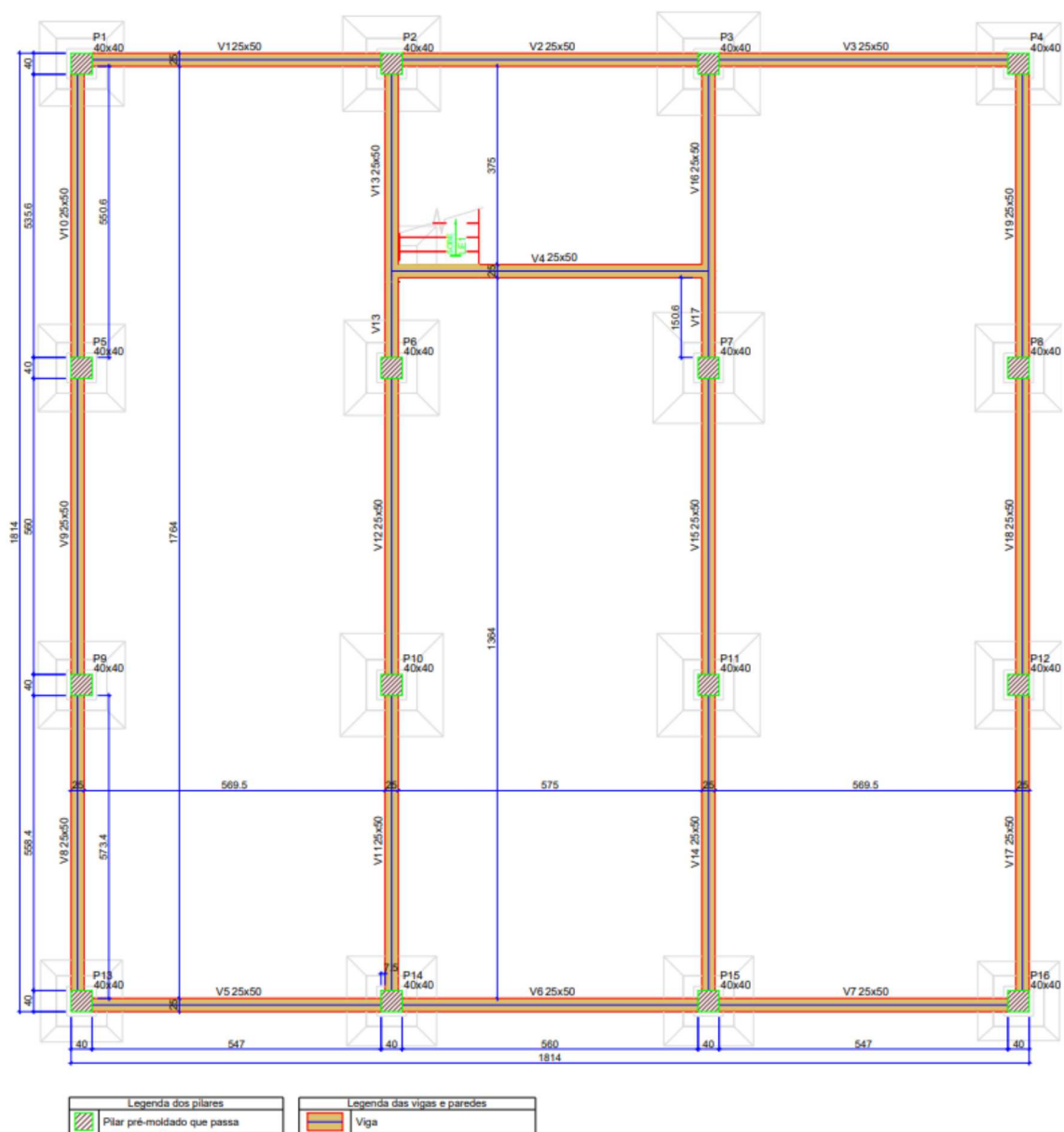
Fonte: Cassol, 2023

Para o dimensionamento manual, optou-se por uma laje com as mesmas dimensões (15 cm de espessura e 5 cm de capeamento) com protensão total, utilizando cordoalhas CP 190-RB.

3.2.4 Planta de formas

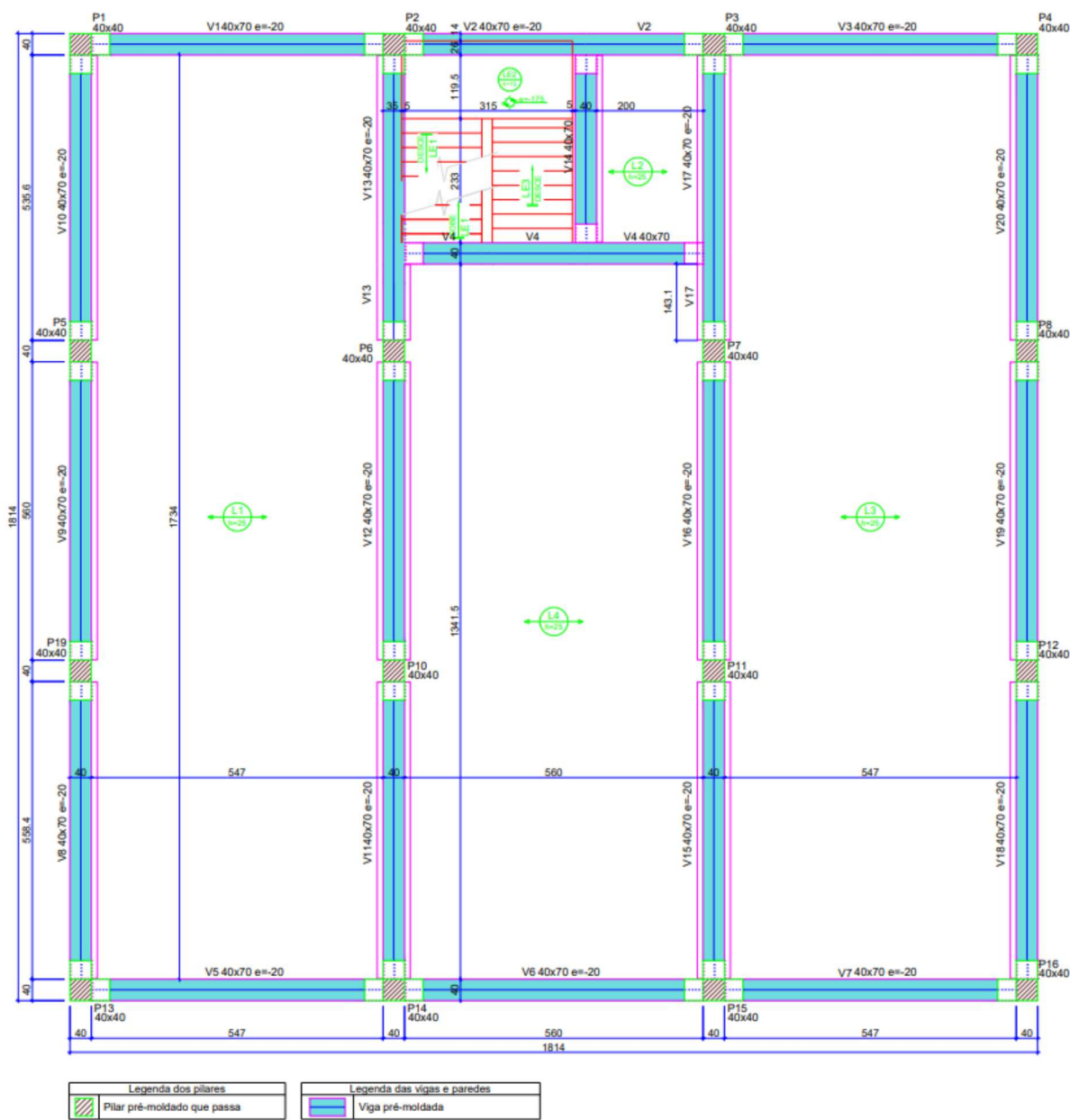
As figuras a seguir caracterizam a planta de formas dos pavimentos e ilustram a concepção estrutural adotada, destacando a disposição dos elementos e suas seções correspondentes.

Figura 33 – Planta de formas do pavimento Térreo



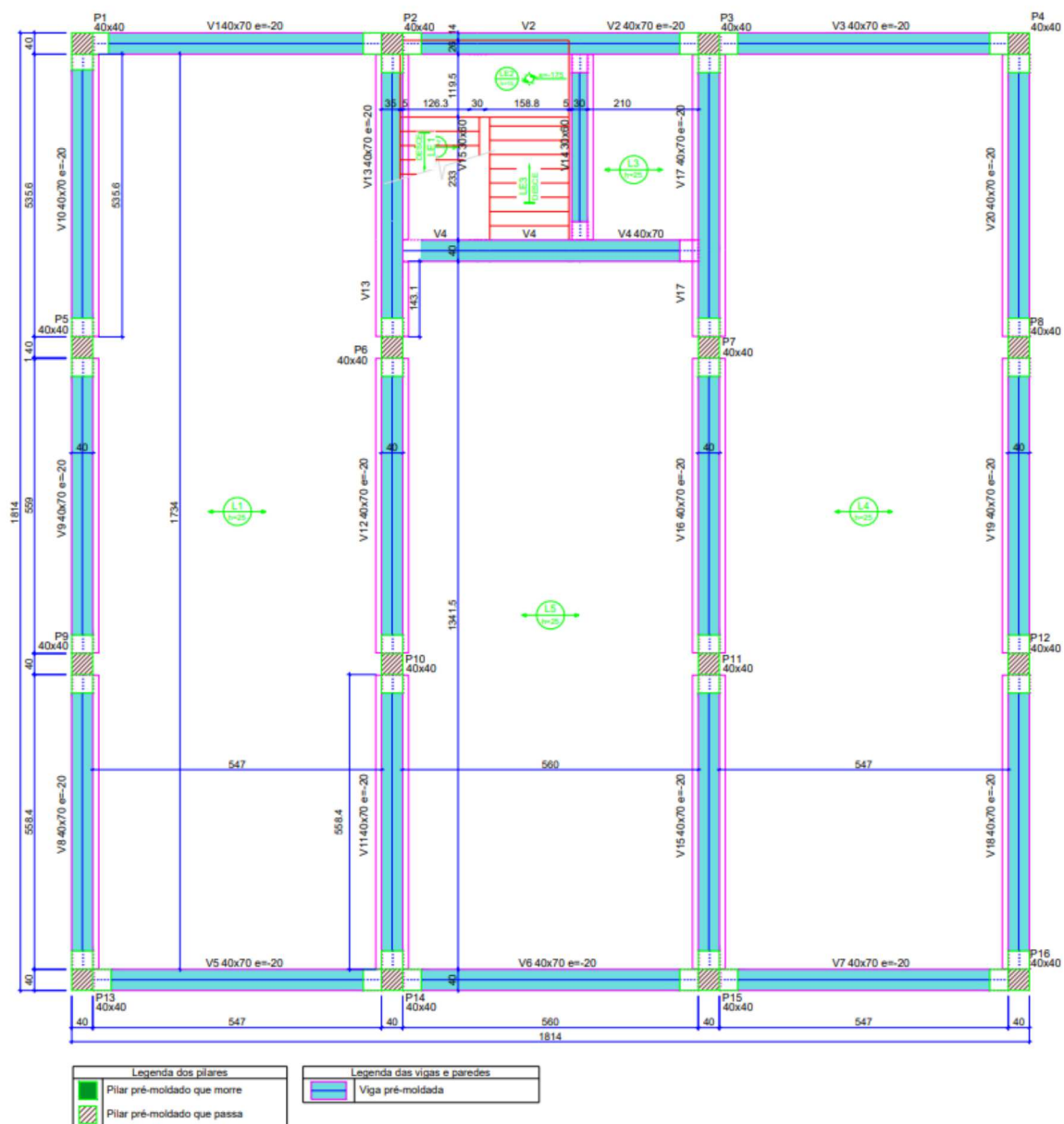
Fonte: Autora

Figura 34 – Planta de formas do pavimento 1º Andar



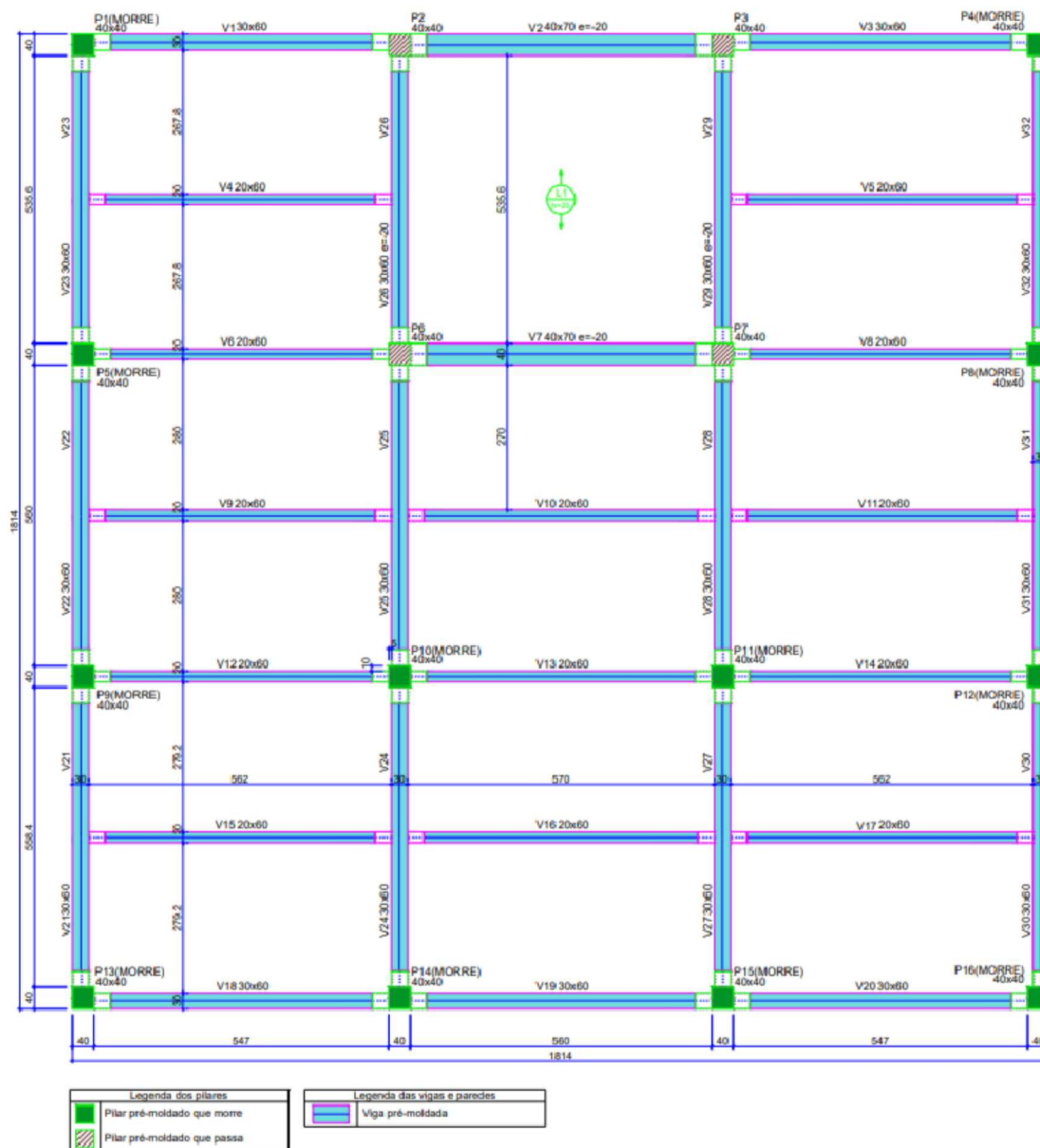
Fonte: Autora

Figura 35 – Planta de formas do pavimento 2º Andar



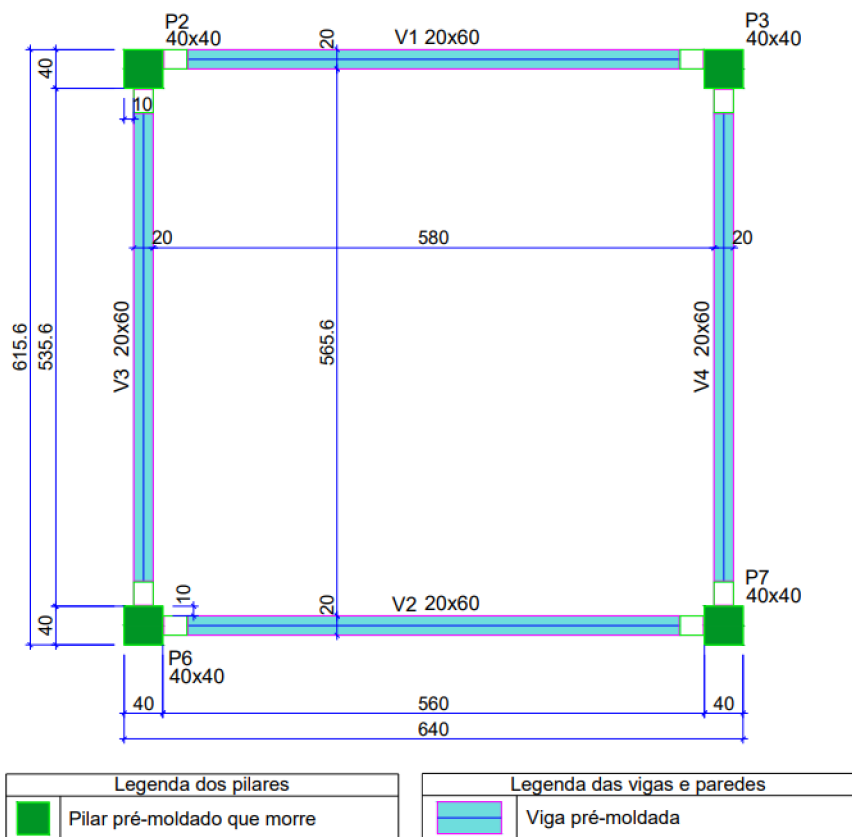
Fonte: Autora

Figura 36 – Planta de formas do pavimento Cobertura



Fonte: Autora

Figura 37 – Planta de formas do pavimento Topo Reservatório



Fonte: Autora

4 DIMENSIONAMENTO MANUAL

No contexto dos elementos pré-moldados, é importante definir as fases do processo produtivo, abrangendo todas as etapas transitórias mencionadas anteriormente, como desmoldagem, armazenamento, transporte e montagem. Além disso, é necessário considerar a fase de utilização final do elemento na edificação.

- As etapas transitórias consideradas no dimensionamento dos pilares serão:
 - **Desforma e armazenamento (Etapa 1):** Ocorre após 3 dias da concretagem da peça. É a etapa de içamento da peça após a desforma para armazenamento.
 - **Transporte (Etapa 2):** Ocorre após 7 dias da concretagem da peça. É a etapa de içamento da peça para transporte.
 - **Montagem (Etapa 3):** Ocorre após 10 dias da concretagem da peça. É a etapa de içamento da peça para montagem e verificação do pilar isolado.
 - **Construção preliminar (Etapa 4):** Ocorre após 21 dias da concretagem da peça. Essa etapa começa na montagem das vigas e compreende o instante de concretagem da capa das lajes, quando o concreto da capa representa uma carga, mas ainda não tem nenhuma resistência.
 - **Uso final (Etapa 5):** Ocorre após 28 dias da concretagem da peça. Essa etapa compreende o uso final previsto da peça.
- As etapas transitórias consideradas no dimensionamento das vigas serão:
 - **Desforma e armazenamento (Etapa 1):** Ocorre após 3 dias da concretagem da peça. É a etapa de içamento da peça após a desforma para armazenamento. Deve-se considerar a seção simples da viga.
 - **Transporte (Etapa 2):** Ocorre após 7 dias da concretagem da peça. É a etapa de içamento da peça para transporte. Deve-se considerar a seção simples da viga.
 - **Montagem (Etapa 3):** Ocorre após 14 dias da concretagem da peça. É a etapa de içamento da peça para montagem. Deve-se considerar a seção simples da viga.
 - **Construção preliminar (Etapa 4):** Ocorre após 21 dias da concretagem da peça. Compreende o instante de concretagem da capa das lajes, quando o concreto da capa representa uma carga, mas ainda não tem nenhuma resistência. Nesta etapa é montado um modelo de análise independente, com objetivo de obter os esforços

no momento da concretagem das lajes, onde as vigas já estarão com a condição final de apoio, somente com o peso próprio atuando na estrutura, mas as ligações semirrígidas não têm resistência, permanecendo o pórtico rotulado e as vigas com a seção de 1º estágio. As armaduras de flexão e cisalhamento obtidas nessas etapas serão consideradas como armaduras mínimas para o elemento na etapa "Uso final".

- **Uso final (Etapa 5):** Ocorre após 28 dias da concretagem da peça. Deve-se considerar a seção composta da viga, considerando a seção após o segundo estágio de concretagem.
- As etapas transitórias consideradas no dimensionamento das lajes serão:
 - **Aplicação da protensão (Etapa 1):** Ocorre após 1 dia da concretagem da peça. É a etapa de aplicação da força de protensão nas cordoalhas da peça, considera-se apenas o peso próprio do painel como carga atuante. Deve-se considerar a seção simples da laje.
 - **Transporte, montagem e construção preliminar (Etapa 2):** Ocorre após 15 dias da concretagem da peça. Além do peso próprio, a carga da capa de concreto é incluída, mantendo a análise na seção simples.
 - **Construção (Etapa 3):** Ocorre após 45 dias da concretagem da peça. Aos 45 dias, com o painel na posição final e a capa de concreto solidarizada, a carga de revestimento é acrescentada, mudando para a análise na seção composta.
 - **Uso final (Etapa 4):** Ocorre após 60 dias da concretagem da peça. A carga de parede e a carga acidental são acrescentadas na análise, mantendo a verificação da seção composta.
 - **Verificação a longo prazo (Etapa 5):** As perdas de protensão devem ser consideradas também a longo prazo. A seção analisada é a seção composta da laje, com a estrutura já solidarizada.

4.1 LAJES

Nesta fase, será feito o cálculo e detalhamento da laje alveolar protendida a ser utilizada no projeto. Para isso, foi adotado o manual prático proposto por Petrucelli (2009). O painel da laje alveolar deverá atender todas as etapas propostas no item 4, que englobam sua produção, durante as situações transitórias e durante seu uso final previsto, verificando se o dimensionamento adotado atende aos critérios do Estado Limite de Serviço (ELS) e do Estado Limite Último (ELU).

O dimensionamento seguirá os passos de Petrucelli (2009):

1. Definição dos dados iniciais, abrangendo as propriedades do painel alveolar (como tipo de concreto, aço, seção simples e composta), os carregamentos, os aspectos geométricos da seção e as condições ambientais.
2. Cálculo da armadura de protensão A_p no Estado Limite Último em condições de longo prazo (tempo infinito).
3. Avaliação do Estado Limite Último no ato da prontesão (tempo "zero", verificação no vazio), considerando apenas o peso próprio (sem cargas adicionais).
4. Avaliação da necessidade de adição de cordoalhas nas fibras superiores, em caso de tração nas fibras superiores.
5. Determinação das perdas de protensão imediatas (etapa 1) e diferidas (etapas 2, 3, 4 e 5).
6. Verificação da armadura de protensão A_p , aplicando o valor das perdas, calculado no item anterior.
7. Verificação em vazio com as perdas já calculadas.
8. Verificação do Estado Limite de Serviço para a fissuração no tempo "infinito", considerando a combinação rara.
9. Verificação das deformações, através do cálculo dos valores das flechas para cada carregamento.
10. Verificação do cisalhamento nas situações com seção simples (laje sem capa) e seção composta (laje com capa), com verificação da necessidade de introdução de armadura passiva e/ou preenchimento de alvéolos.
11. Detalhamento da peça com os valores finais encontrados e já verificados.

4.1.1 Dados iniciais

Para este projeto, será dimensionado um painel alveolar com seção simples e composta, sabendo que o vão livre da laje, em sua situação mais solicitada, tem 5,6 metros. Foi determinada uma seção usual de 15,0 cm de espessura, com uma capa de concreto de 5,0 cm de espessura.

Devido à localização da construção em uma área urbana, a classe de agressividade considerada deve ser a moderada (CAA II), que exige uma resistência à compressão do concreto igual ou superior a 30 MPa para estruturas em concreto protendido. Portanto, para este dimensionamento, será utilizado um f_{ck} de 50 MPa para o painel alveolar e 30 MPa para o capeamento estrutural. A pista de prontesão na qual o painel será produzido tem 150 m de comprimento e será utilizado um cimento CP-V-ARI, com um ciclo de produção de 1 dia.

Além disso, por se tratar de uma peça em concreto protendido, devem ser atendidas e verificadas as exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental, conforme a tabela 13.4 da NBR 6118, representada pela Tabela 38.

Figura 38 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	–
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D ^a	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D ^a	Combinação frequente

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

NOTAS

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

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

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

Fonte: NBR 6118

Neste dimensionamento, serão adotadas cordoalhas de aço CP-190-RB, devido à sua ampla utilização por fabricantes nacionais, em virtude do custo menor quando comparado ao CP-210-RB. Além disso, a prescrição da norma ABNT NBR 14861:2011 será adotada, permitindo o dimensionamento do painel alveolar como um elemento isolado e isostático.

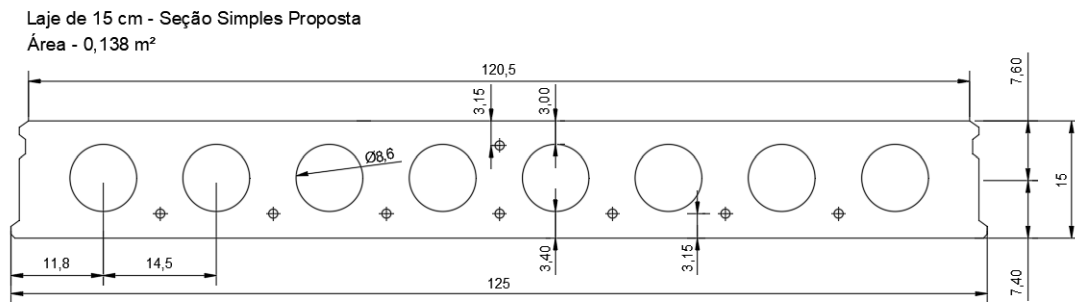
4.1.1.1 Características geométricas

O procedimento inicia-se com a determinação da altura da laje (15 cm), da espessura da capa de concreto (5 cm) e do tamanho e geometria desejados para a laje. Para facilitar a obtenção de certas propriedades das seções transversais que serão necessárias no cálculo das tensões, recorre-se ao uso do software AutoCAD.

Isso se justifica devido à complexidade das seções devido à presença de alvéolos no interior das lajes.

As propriedades geométricas das seções propostas inicialmente são apresentadas nas Figuras 39 e 40 e Tabelas 10 e 11:

Figura 39 – Laje alveolar - Seção Simples Proposta



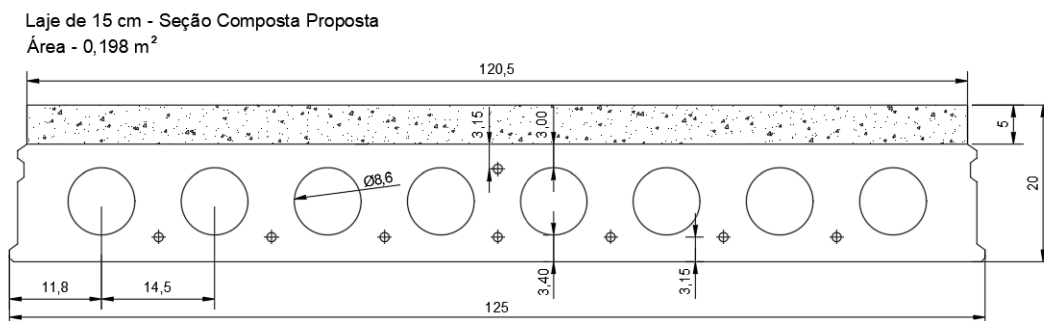
Fonte: Autora

Tabela 10 – Laje alveolar - Seção Simples - Propriedades geométricas

Propriedade	Un.	Valor
b	m	1,25
h	m	0,15
n	$un.$	8
b_{alv}	m	0,086
d	m	0,1185
$e_{p,inf}$	m	0,0425
$e_{p,sup}$	m	0,0445
A_c	m^2	0,138
I_x	m^4	0,000324
$y_{c,inf}$	m	0,074
$y_{c,sup}$	m	0,076
$W_{c,inf}$	m^3	0,00438
$W_{c,sup}$	m^3	0,00426

Fonte: Autora

Figura 40 – Laje alveolar - Seção Composta Proposta



Fonte: Autora

Tabela 11 – Laje alveolar - Seção Composta - Propriedades geométricas

Propriedade	Un.	Valor
b	m	1,25
h	m	0,20
n	$un.$	8
b_{alv}	m	0,086
d	m	0,1685
$e_{p,inf}$	m	0,0732
$e_{p,sup}$	m	0,0138
A_c	m^2	0,198
I_x	m^4	0,000765
$y_{c,inf}$	m	0,1047
$y_{c,sup}$	m	0,0953
$W_{c,inf}$	m^3	0,00731
$W_{c,sup}$	m^3	0,00803

Fonte: Autora

4.1.1.2 Carregamentos

Para dimensionar o painel alveolar a ser utilizado no projeto, buscou-se identificar a situação mais crítica durante o seu uso. A arquitetura da edificação foi sobreposta com a planta de formas dos pavimentos, e as regiões em que as paredes se apoiam diretamente nas lajes foram identificadas. Notou-se que as plantas do primeiro e segundo andar apresentam situações em que as paredes se apoiam diretamente nas lajes.

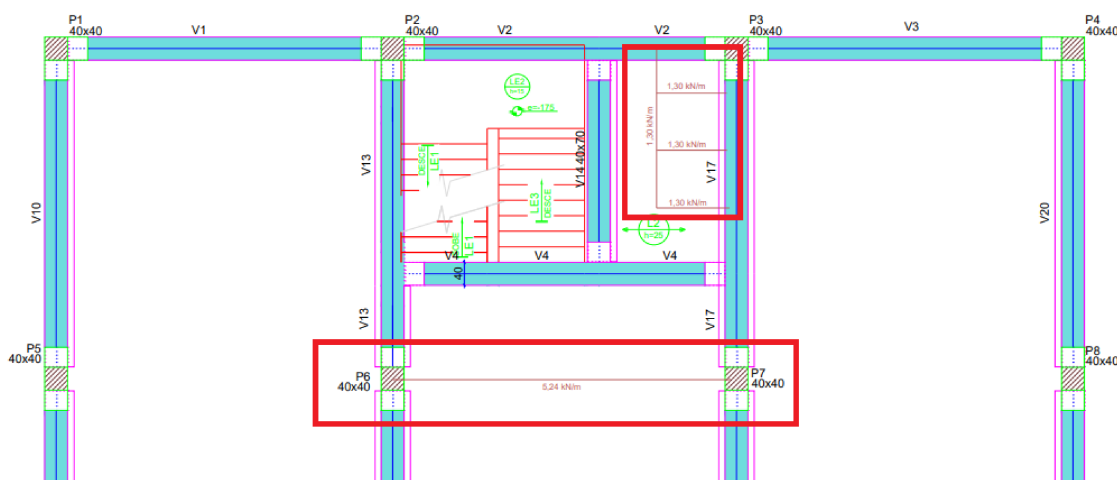
Para determinação dos carregamentos, utilizou-se o primeiro andar como referência. Para a parede de alvenaria apoiada entre os pilares P6 e P7, adotou-se a altura de 2,60 metros. Foi considerado um bloco cerâmico de vedação vazado com 11,5 cm de espessura e 2 cm de revestimento em ambos os lados da parede, totalizando uma espessura final de 15,5 cm. O peso específico adotado para a parede foi de 13 kN/m³,

totalizando uma carga linearmente distribuída sobre a laje de 5,24 kN/m.

Na região dos banheiros, cuja laje de apoio é a L2, determinou-se que as divisórias seriam em drywall, com 2,60 metros de altura e 17 cm de espessura. O drywall possui um peso específico de 2,94 kN/m³, totalizando uma carga linearmente distribuída sobre a laje de 1,30 kN/m.

Devido ao vão e à carga linearmente distribuída, a região mais crítica para o dimensionamento da laje é a área da parede entre os pilares P6 e P7. A Figura 41 ilustra essas duas situações.

Figura 41 – Situações de paredes apoiadas diretamente em lajes



Fonte: Autora

A carga de revestimento adotada foi de magnitude 1,5 kN/m² e a carga acidental adotada foi de magnitude 2,5 kN/m², de acordo com a especificação para salas comerciais de uso geral.

Os carregamentos considerados para o dimensionamento da laje estão dispostos na Tabela 12, sabendo que o peso específico do concreto é 25 kN/m³:

Tabela 12 – Intensidades das Ações e Fatores de Carga - Painel alveolar

Ação	Cálculo	Intensidade (kN/m)	γ_g	γ_q
Peso próprio (g1)	$0,138 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3$	3,45	1,3	-
Capa (g2)	$(1,25 \times 0,05) \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3$	1,56	1,4	-
Revestimento (g3)	$1,25 \text{ m} \times 1,5 \text{ kN/m}^2$	1,875	1,4	-
Carga de parede (g4)	$(2,60 \times 0,155) \text{ m}^2 \times 13 \text{ kN/m}^3$	5,24	1,4	-
Acidental (q)	$1,25 \text{ m} \times 2,5 \text{ kN/m}^2$	3,125	-	1,5

Fonte: Autora

A carga normal resulta da utilização planejada da estrutura e presume-se que possa persistir durante o período de referência da construção, sendo sempre essencial para a avaliação da segurança. O cálculo das combinações de ações para o Estado Limite Último pode ser feito através da Equação (16):

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left(F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \right) \quad (16)$$

Onde:

γ_{gi} é o coeficiente de ponderação para as ações permanentes;

γ_{qj} é o coeficiente de ponderação para as ações diretas variáveis;

$F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes;

$F_{Qj,k}$ é o valor característico da ação variável considerada como a ação principal para a combinação.

Assim, tem-se a combinação das ações para a verificação do ELU:

$$F_d = 1,3 \cdot 3,45 + 1,4 \cdot (1,56 + 1,875 + 5,24) + 1,5 \cdot 3,125 \text{ kN/m} = 21,32 \text{ kN/m} \quad (17)$$

4.1.1.3 Determinação dos esforços solicitantes

Os principais esforços externos que incidem sobre o painel alveolar são os momentos fletores (M) e as forças cortantes (V). Esses esforços precisam ser calculados com base nas seções mais críticas, que, neste contexto, são o meio do vão, quando se trata de momentos fletores. Para esforços cortantes e momentos durante a fase de liberação da protensão (etapa 1), a seção mais crítica é próxima aos apoios (Gustani, 2017).

As Equações (18) e (19) serão utilizadas para calcular os momentos máximos no vão e nas extremidades. O esforço cortante será calculado e verificado posteriormente no item 4.1.9.

$$M_{Sd,v\tilde{a}o} = \frac{F_d \cdot L^2}{8} \quad (18)$$

$$M_{Sd,borda} = \left(\frac{F_d \cdot L}{2} \right) \cdot \ell_{pt1} - \frac{F_d \cdot (\ell_{pt1})^2}{2} \quad (19)$$

Onde:

M_{Sd} é o momento fletor solicitante de cálculo;

L é o comprimento do painel alveolar;

F_d é o carregamento solicitante distribuído;

ℓ_{pt1} é o valor inferior de projeto para o comprimento de transmissão, fixado em 60φ , sendo φ o diâmetro do fio/cordoalha da armadura ativa inferior;

h é a altura do painel alveolar (simples ou composto).

O momento solicitante de cálculo M_{Sd} será utilizado para o pré-dimensionamento no estado limite último (item 4.1.5). O momento devido ao efeito do peso próprio no

meio do vão M_{g1} e o momento nas extremidades $M_{Sd,borda}$ serão utilizados na avaliação do estado limite último (item 4.1.6).

Assim, tem-se os esforços solicitantes apresentados conforme a Tabela 13:

Tabela 13 – Esforços Solicitantes

Intensidade	Esforço Solicitante
M_{Sd}	83,57 kN·m
M_{g1}	13,53 kN·m
$M_{Sd,borda}$	4,53 kN·m

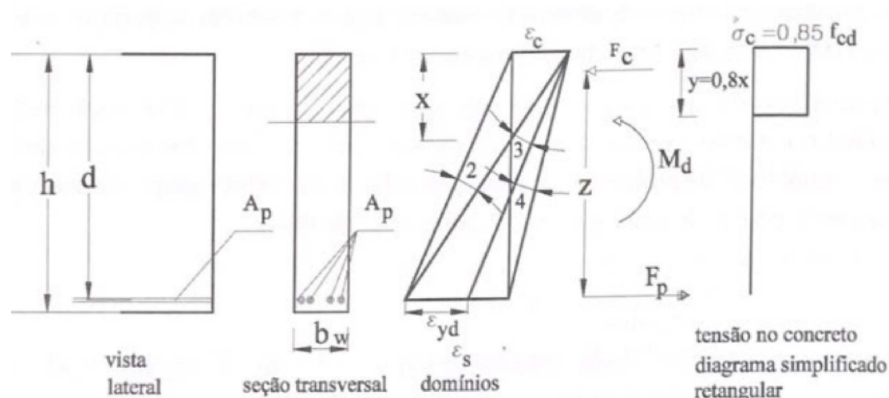
Fonte: Autora

4.1.2 Cálculo da armadura de protensão A_p no Estado Limite Último

- **Equacionamento para a determinação da posição da linha neutra:**

Considerando as hipóteses básicas para o cálculo do Estado Limite Último que são apresentadas no item 17.2.2 da NBR 6118:2023, admitindo que a distribuição de tensões no concreto seja feita de acordo com o diagrama simplificado retangular (Figura 42), é possível realizar o equilíbrio de forças atuantes normais à seção transversal e equilíbrio dos momentos, para determinar a posição da linha neutra (x) (Carvalho, 2012).

Figura 42 – Viga de seção retangular e diagramas de tensões e deformações na seção solicitada pelo momento de cálculo M_d



Fonte: Carvalho, 2012.

O equilíbrio das forças atuantes normais à seção transversal é dado pela Equação (20):

$$\sum F = 0 \rightarrow F_p - F_c = 0 \rightarrow F_p = F_c \quad (20)$$

O momento das forças internas em relação a qualquer ponto deve ser igual ao momento externo de cálculo:

$$\sum M = M_d \rightarrow M_d = F_c \cdot z \rightarrow M_d = F_p \cdot z \quad (21)$$

Onde:

z é o braço de alavanca, dado por $d - (0,4 \cdot x)$.

A força atuante no concreto F_c é dada pela Equação (22):

$$F_c = (0,85 \cdot f_{cd}) \cdot (b_w) \cdot (0,8 \cdot x) \quad (22)$$

Substituindo z e F_c na Equação (21), tem-se a expressão para o cálculo da linha neutra (x):

$$M_d = (0,68 \cdot x \cdot d - 0,272 \cdot x^2) \cdot f_{cd} \cdot b_w \quad (23)$$

Para o painel alveolar a ser calculado, a posição da linha neutra é dada pela Equação (24):

$$83,57 \text{ kN.m} = (0,68 \cdot x \cdot 0,1685 \text{ m} - 0,272 \cdot x^2) \cdot \frac{50 \text{ kN/m}^2 \cdot 10^3}{1,4} \cdot 1,25 \text{ m} \quad (24)$$

$$x = 0,0293 \text{ m} = 2,93 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \quad (25)$$

Através da Equação (26), é possível verificar que a peça se encontra do Domínio 2:

$$\frac{x}{d} = \frac{2,93}{16,85} = 0,17 \leq 0,259 \quad (26)$$

• **Estimativa de pré-alongamento:**

Para a armadura pré-tracionada, quando a força P_i é aplicada, a tensão σ_{pi} na armadura de protensão na saída do dispositivo de tração deve estar em conformidade com os critérios definidos a seguir:

a) Para aços de relaxação normal (RN):

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,77 \cdot f_{ptk} \\ 0,90 \cdot f_{pyk} \end{cases} \quad (27)$$

b) Para aços de relaxação baixa (RB):

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,77 \cdot f_{ptk} \\ 0,85 \cdot f_{pyk} \end{cases} \quad (28)$$

Onde:

σ_{pi} é a tensão na armadura de protensão na saída do dispositivo tensor;

f_{ptk} é a resistência característica à tração do aço na armadura ativa;

f_{pyk} é a resistência característica ao escoamento do aço na armadura ativa, sendo igual a $0,85 f_{ptk}$ para aços de relaxação normal e $0,90 f_{ptk}$ para aços de relaxação baixa.

Assim, tem-se os valores limites de tração para o dimensionamento da laje alveolar para o aço CP 190-RB:

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,77 \cdot 1900 \text{ MPa} = 1463 \text{ MPa} \\ 0,85 \cdot 0,90 \cdot 1900 \text{ MPa} = 1453,5 \text{ MPa} \end{cases} \quad (29)$$

Considerando uma perda de protensão total igual a 25%, tem-se a tensão final para o pré-dimensionamento:

$$\sigma_{pi} = 1453,5 \text{ MPa} \cdot 0,75 = 1090,1 \text{ MPa} \quad (30)$$

Utilizando a Tabela 9 proposta por Vasconcelos (1980) apresentada no item 3.1.3.2 é possível obter o valor da deformação no pré-alongamento $\Delta\varepsilon_{pi}$ através da tensão final de pré-dimensionamento:

$$\Delta\varepsilon_{pi} = 5,60 \text{ ‰} \quad (31)$$

- **Deformação total e a tensão no aço da armadura ativa:**

A determinação da deformação total na armadura ativa é dada pela soma da deformação no pré-alongamento ($\Delta\varepsilon_{pi}$) à deformação resultante da combinação da armadura ativa com o concreto ($\Delta\varepsilon_{pd}$). O cálculo da tensão no aço da armadura ativa (σ_{pd}) é realizado por meio de interpolação utilizando novamente a Tabela 9 apresentada no item 3.1.3.2.

$$\varepsilon_{pd} = \Delta\varepsilon_{pi} + \Delta\varepsilon_{pd} \quad (32)$$

$$\varepsilon_{pd} = 5,60 \text{ ‰} + 10,00 \text{ ‰} = 15,6 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{pd} = 15,6 \text{ ‰} \rightarrow \sigma_{pd} = 1509 \text{ MPa}$$

- **Determinação da área de aço da armadura ativa A_p :**

A área de aço da armadura ativa A_p pode ser obtida por meio da Equação (33). Assim, é possível determinar a área de aço para atender ao Estado Limite Último:

$$A_p = \frac{M_d}{z \cdot \sigma_{pd}} \quad (33)$$

$$A_p = \frac{83,57 \text{ kN} \cdot \text{m}}{0,1588 \text{ m} \cdot 1509 \text{ kN/m}^2 \cdot 10^3} = 0,000349 \text{ m}^2 = 3,49 \text{ cm}^2 \quad (34)$$

Serão utilizadas cordoalhas de 9,5mm (1/2") com área de aço nominal de 0,55 cm²:

$$n = \frac{3,49}{0,55} = 6,34 \approx 7\Phi 9,5 \text{ mm} \quad (35)$$

- **Cálculo da força inicial de protensão N_{p0} :**

A tensão resultante é calculada após considerar um valor para as perdas iniciais, que, neste caso, é de 5%. Os esforços de protensão podem ser calculados da seguinte maneira:

$$\sigma_{pi} = 1453,5 \text{ MPa} \cdot 0,95 = 1380,83 \text{ MPa} \quad (36)$$

A tensão máxima de compressão na seção de concreto é calculada considerando as solicitações ponderadas com coeficientes $\gamma_p = 1.1$ e $\gamma_f = 1.0$, em que γ_p representa o coeficiente de ponderação para a protensão e γ_f é o coeficiente de ponderação para as ações atuantes, que, neste caso, incluem apenas o peso próprio do elemento. Portanto, a força inicial de protensão N_{p0} é determinada pela Equação (37).

$$N_{p0} = 1,1 \cdot A_p \cdot \sigma_{pi} \quad (37)$$

Assim, tem-se:

$$N_{p0} = \frac{1,1 \cdot 7 \cdot 0,55 \text{ cm}^2 \cdot 1380,83 \text{ MPa}}{10} = 584,78 \text{ kN} \quad (38)$$

4.1.3 Avaliação do Estado Limite último no ato da protensão ($t = 0$)

Antes de calcular as perdas de protensão, é essencial realizar uma verificação da peça em condições de vazio. Nesse cenário, a força de protensão atinge seu valor máximo, e apenas o peso próprio atua, sem considerar a contribuição da capa de concreto na geometria da seção. Essa situação pode resultar em tração excessiva na peça, exigindo a adição de cordoalhas nas fibras superiores.

Os valores das tensões nas fibras inferior e superior estão sujeitos a restrições definidas por $-1.2 \cdot f_{ct,m} \leq \sigma \leq 0.7 \cdot f_{ck,j}$ (caso em que a tração é permitida) e $0 \leq \sigma \leq 0.7 \cdot f_{ck,j}$ (caso em que a tração não é permitida) conforme estipulado para a verificação simplificada disposta no item 17.2.4.3.2 da NBR 6118:2023.

Onde:

$f_{ct,m}$ é a resistência média à tração do concreto, dada pela Equação (39);

$f_{ck,j}$ é a resistência característica do concreto correspondente à idade fictícia j prevista para a aplicação da protensão, dada pela Equação (40).

$$f_{ct,m} = 0.3 \cdot (f_{ck,j})^{2/3} \quad (39)$$

$$f_{ck,j} = \beta_1 \cdot f_{ck} \quad (40)$$

$$\beta_1 = e^{s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{1/2}\right]} \quad (41)$$

Onde:

$s = 0,38$ para concreto de cimento CP-III e IV;

$s = 0,25$ para concreto de cimento CP-I e II;

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

t é a idade correspondente à aplicação da força de protensão, expressa em dias.

Considerando um ciclo de produção de 1 (um) dia, com o uso de um cimento CP-V-ARI, tem-se:

$$\beta_1 = e^{0,20 \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{1}\right)^{1/2}\right]} = 0,425 \quad (42)$$

$$f_{ck,j} = 0.425 \cdot 50 \text{ MPa} = 21,25 \text{ MPa} \quad (43)$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot (21,25 \text{ MPa})^{2/3} = 2,3 \text{ MPa} \quad (44)$$

Neste dimensionamento, a tração não é permitida, obtendo-se que a tensão deverá estar entre os valores em $0 \leq \sigma \leq 21,25 \text{ MPa}$.

• **Verificações para o meio do vão no vazio ($t = 0$):**

As tensões normais nas bordas superior e inferior devem ser calculada por meio da Equação (45):

$$\sigma = \frac{N_p}{A_c} \pm \frac{N_p \cdot e}{W_c} \pm \frac{M_{g1}}{W_c} \quad (45)$$

Onde:

σ representa as tensões normais no concreto junto à borda inferior ou superior;

N_p é o esforço normal de protensão na data da liberação da protensão;

e é a excentricidade do cabo na seção;

A_c é a área da seção transversal inicial de concreto;

W_c é o módulo de resistência da seção inicial em relação ao bordo inferior ou superior, dependendo da fibra a ser considerada;

M_{g1} é o momento fletor devido à ação do peso próprio da seção do painel.

Para a aplicação da equação acima, utiliza-se o sinal positivo para as tensões de compressão e o sinal negativo para as tensões de tração, seguindo a convenção internacional para elementos de concreto.

Assim, tem-se as tensões normais no tempo "zero" para as bordas inferior e superior, respectivamente:

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A_c} + \frac{N_p \cdot e_{p,inf}}{W_{c,inf}} - \frac{M_{g1}}{W_{c,inf}} \quad (46)$$

$$\sigma_i = \frac{584,78 \text{ kN}}{0,138 \text{ m}^2} + \frac{584,78 \text{ kN} \cdot 0,0425 \text{ m}}{0,00438 \text{ m}^3} - \frac{13,53 \text{ kN.m}}{0,00438 \text{ m}^3} = 6,82 \text{ MPa} \quad (47)$$

$$6,82 \text{ MPa} < 21,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Ok} \quad (48)$$

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A_c} - \frac{N_p \cdot e_{p,inf}}{W_{c,sup}} - \frac{M_{g1}}{W_{c,sup}} \quad (49)$$

$$\sigma_s = \frac{584,78 \text{ kN}}{0,138 \text{ m}^2} - \frac{584,78 \text{ kN} \cdot 0,0425 \text{ m}}{0,00426 \text{ m}^3} + \frac{13,53 \text{ kN.m}}{0,00426 \text{ m}^3} = 1,58 \text{ MPa} \quad (50)$$

$$1,58 \text{ MPa} > 0 \text{ MPa} \rightarrow \text{Ok} \quad (51)$$

• **Verificações da região próxima aos apoios no vazio ($t = 0$):**

A Equação (52) será utilizada para a verificação das tensões normais das bordas inferior e superior, respectivamente, para a região próxima aos apoios:

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A_c} + \frac{N_p \cdot e_{p,inf}}{W_{c,inf}} - \frac{M_{Sd,borda}}{W_{c,inf}} \quad (52)$$

$$\sigma_i = \frac{584,78 \text{ kN}}{0,138 \text{ m}^2} + \frac{584,78 \text{ kN} \cdot 0,0425 \text{ m}}{0,00438 \text{ m}^3} - \frac{4,53 \text{ kN.m}}{0,00438 \text{ m}^3} = 8,88 \text{ MPa} \quad (53)$$

$$8,88 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa} \rightarrow \text{Ok} \quad (54)$$

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A_c} - \frac{N_p \cdot e_{p,inf}}{W_{c,sup}} + \frac{M_{Sd,borda}}{W_{c,sup}} \quad (55)$$

$$\sigma_s = \frac{584,78 \text{ kN}}{0,138 \text{ m}^2} - \frac{584,78 \text{ kN} \cdot 0,0425 \text{ m}}{0,00426 \text{ m}^3} + \frac{4,53 \text{ kN.m}}{0,00426 \text{ m}^3} = -0,53 \text{ MPa} \quad (56)$$

$$-0,53 \text{ MPa} < 0 \text{ MPa} \rightarrow \text{Verificação não atendida} \quad (57)$$

Dessa forma, a tensão na borda superior não está dentro dos limites estabelecidos pela norma, sendo necessário adicionar cordoalhas nas fibras superiores.

4.1.4 Avaliação da necessidade de adição de cordoalhas nas fibras superiores

Para determinar a quantidade de armadura superior ativa (A'_p), acrescenta-se as parcelas referentes a essas cordoalhas superiores na mesma equação de verificação (Equação (55)), porém igualando o valor da tensão a zero. Então, a armadura superior ativa é dada pela Equação (58).

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A_c} - \frac{N_p \cdot e_{p,inf}}{W_{c,sup}} + \frac{138 \cdot 1,1 \cdot A'_p}{A_c} + \frac{138 \cdot 1,1 \cdot A'_p \cdot e_{p,sup}}{W_{c,sup}} + \frac{M_{Sd,borda}}{W_{c,sup}} = 0 \quad (58)$$

$$\begin{aligned} \sigma_s = & \frac{584,78 \text{ kN}}{0,138 \text{ m}^2} - \frac{584,78 \text{ kN} \cdot 0,0425 \text{ m}}{0,00426 \text{ m}^3} + \frac{138 \cdot 1,1 \cdot A'_p}{0,138 \text{ m}^2} \\ & + \frac{138 \cdot 1,1 \cdot A'_p \cdot 0,0445 \text{ m}}{0,00426 \text{ m}^3} + \frac{4,53 \text{ kN.m}}{0,00426 \text{ m}^3} = 0 \end{aligned} \quad (59)$$

$$A'_p \approx 0,20 \text{ cm}^2 \quad (60)$$

Serão utilizadas cordoalhas de 9,5mm (1/2") com área de aço nominal de 0,55 cm²:

$$n = \frac{0,20}{0,55} = 0,36 \approx 1 \Phi 9,5 \text{ mm} \quad (61)$$

Conclui-se que é necessário uma cordoalha de 9,5 mm para combater a tração excedente nas fibras superiores. Com esses dados segue o cálculo das perdas de protensão.

4.1.5 Determinação das perdas de protensão imediatas e diferidas

Após o pré-dimensionamento no Estado Limite Último (ELU), o próximo passo é avaliar as perdas de protensão ao longo do tempo e revisar o cálculo de pré-dimensionamento que considerou essas perdas. O processo de fabricação e montagem da laje é destacado na Tabela 14, que fornece informações sobre a seção, ações e o tempo decorrido desde o início da fabricação do painel. Além disso, é importante considerar a área de concreto em contato com o ar e os diferentes tipos de concreto na peça.

Na primeira etapa (com $t = 1$ dia), considera-se apenas o peso próprio do painel (g_1) como carga atuante após a aplicação da protensão na laje alveolar. Na segunda etapa (15 dias após a produção do painel), além do peso próprio (g_1), a carga da capa de concreto (g_2) é incluída, mantendo a análise na seção simples. Aos 45 dias, com o painel na posição final e a capa de concreto solidarizada, a carga de revestimento (g_3) é acrescentada, mudando para a análise na seção composta.

Após 60 dias, a carga de parede (g_4) e a carga acidental (q) são introduzidas, e também são levadas em consideração para verificar o comportamento de longo prazo da laje.

Tabela 14 – Ordem seguida para avaliar as perdas de protensão em diferentes fases

Etapa	Tempo decorrido da concretagem	Carregamento atuante	Seção	Perdas
1	$t = 1$ dia	g_1	Simples	Deformação imediata, deformação por ancoragem relaxação da armadura
2	$t = 15$ dias	$g_1 + g_2$	Simples	Retração e fluência do concreto e relaxação da armadura
3	$t = 45$ dias	$g_1 + g_2 + g_3$	Composta	Retração e fluência do concreto e relaxação da armadura
4	$t = 60$ dias	$g_1 + g_2 + g_3 + g_4 + \psi_2 q$	Composta	Retração e fluência do concreto e relaxação da armadura
5	$t = \infty$ dias	$g_1 + g_2 + g_3 + g_4 + \psi_2 q$	Composta	Retração e fluência do concreto e relaxação da armadura

Fonte: Autora

4.1.5.1 Verificação das perdas iniciais (Etapa 1)

- **Perda pela deformação por ancoragem da armadura:**

No contexto da pré-tração, onde a tensão ao longo do cabo permanece inalterada imediatamente após a distensão do mesmo, é viável utilizar a Lei de Hooke para calcular as perdas de protensão devido ao escorregamento dos cabos e à acomodação da ancoragem, conforme a Equação (62).

$$\Delta\sigma_{anc} = E_p \cdot \varepsilon = E_p \cdot \frac{\Delta\ell}{\ell} \quad (62)$$

Onde:

$\Delta\ell$ representa a acomodação do cone após a ancoragem, adicionada ao escorregamento dos fios/cordoalhas (tipicamente em torno de 6 mm);

E_p é o módulo de elasticidade da armadura ativa;

ℓ é o comprimento da pista de protensão.

Assim, considerando uma pista de protensão de 150 m e considerando um deslocamento $\Delta\ell$ de 0,6 cm, tem-se:

$$\Delta\sigma_{anc} = 200 \text{ GPa} \cdot \frac{0,006 \text{ m}}{150 \text{ m}} \approx 8 \text{ MPa} \quad (63)$$

- **Perda por relaxação da armadura:**

A relaxação de fios e cordoalhas, após 1000 horas a 20 °C (Ψ_{1000}), para efeitos de projeto, pode ser obtida pela Tabela 15, obtida da NBR 6118:2023:

Tabela 15 – Valores de Ψ_{1000} , em porcentagem.

σ_{po}	Cordoalhas		Fios		Barras
	RN	RB	RN	RB	
0,5 f_{ptk}	0	0	0	0	0
0,6 f_{ptk}	3,5	1,3	2,5	1,0	1,5
0,7 f_{ptk}	7,0	2,5	5,0	2,0	4,0
0,8 f_{ptk}	12,0	3,5	8,5	3,0	7,0

Onde
 RN é a relaxação normal;
 RB é a relaxação baixa.

Fonte: NBR 6118:2023

A magnitude da relaxação do aço deve ser determinada pelo coeficiente $\Psi_{(t,t_0)}$, calculado pela Equação (64):

$$\psi_{(t,t_0)} = \frac{\Delta\sigma_{pr}(t,t_0)}{\sigma_{pi}} \quad (64)$$

Onde:

$\Delta\sigma_{pr}(t,t_0)$ é perda de tensão por relaxação pura desde o instante inicial de estiramento da armadura até o instante t considerado;

σ_{pi} é a tensão na armadura de protensão na saída do dispositivo tensor.

Para diferentes intervalos de tempo, distintos de 1.000 horas, todos a 20 °C, os valores médios de relaxação podem ser calculados utilizando a Equação (65) onde o tempo deve ser expresso em horas:

$$\psi_{(t,t_0)} = \psi_{1000} \left(\frac{t-t_0}{1000} \right)^{0.15} \quad (65)$$

É necessário, portanto, calcular a relação σ_{p0}/f_{ptk} a fim de realizar a interpolação com os valores da Tabela 15 para determinar ψ_{1000} :

$$\frac{\sigma_{p0}}{f_{ptk}} = \frac{1453,5 \text{ MPa} - 8 \text{ MPa}}{1900 \text{ MPa}} = 0,76 \rightarrow \psi_{1000} = 3,1 \quad (66)$$

Utilizando as Equações (65) e (64):

$$\psi_{(t,t_0)} = 3,1 \left(\frac{24-0}{1000} \right)^{0,15} = 1,76\% \quad (67)$$

$$\Delta\sigma_{pr}(t,t_0) = (1453,5 - 8) \text{ MPa} \cdot 0,0176 = 25,44 \text{ MPa} \quad (68)$$

• **Perda devido ao encurtamento imediato do concreto:**

- Cabos superiores:

Para determinar a perda resultante do encurtamento imediato do concreto, é necessário calcular o valor de σ_a , descontando da força inicial de protensão as perdas determinadas pelas Equações (63) e (68).

$$\sigma_a = 1453,5 \text{ MPa} - (8 + 25,44) \text{ MPa} = 1420,06 \text{ MPa} \quad (69)$$

Assim, é possível calcular a força de protensão N_a , levando em consideração as perdas imediatas:

$$N_a = \frac{(7 \cdot 0,55 \text{ cm}^2 + 1 \cdot 0,55 \text{ cm}^2) \cdot 1420,06 \text{ MPa}}{10} = 624,83 \text{ kN} \quad (70)$$

De acordo com Carvalho (2012), a perda de protensão na seção central do elemento é dada pela Equação (71):

$$\frac{E_{cj}}{E_p} \cdot \Delta\sigma_{pe} = \frac{N_a}{A_c} + \frac{N_a \cdot e_{p,sup}^2}{I_x} - \frac{M_{g1} \cdot e_{p,sup}}{I_x} \quad (71)$$

Onde:

E_p é o módulo de elasticidade do aço;

E_{cj} é o módulo de elasticidade do concreto correspondente à data de protensão (1 dia, neste caso).

Seguindo a ABNT NBR 6118:2023, se não houver ensaios disponíveis para determinar o módulo de elasticidade do concreto, pode-se estimá-lo. Ao calcular as perdas imediatas, deve ser utilizado o valor de resistência característica à compressão do concreto (f_{ckj}) correspondente à idade de liberação da protensão.

Para concretos de classes até C50, o módulo de elasticidade do concreto (E_{cj}) pode ser estimado usando a Equação (72), adotando o coeficiente α_e igual a 1,2:

$$E_{cj} = \alpha_e \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ckj}} \quad (72)$$

Onde:

$\alpha_e = 1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha_e = 1,0$ para granito e gnaise;

$\alpha_e = 0,9$ para calcário;

$\alpha_e = 1,7$ para arenito.

Assim, tem-se o módulo de elasticidade do concreto após 1 dia E_{cj} e a perda devido ao encurtamento do concreto $\Delta\sigma_{pe}$:

$$E_{cj} = 1,2 \cdot 5600 \cdot \sqrt{21,25 \text{ MPa}} = 30,97 \text{ MPa} \cdot 10^3 \quad (73)$$

$$\frac{30,97 \text{ MPa} \cdot 10^3}{200 \text{ GPa}} \cdot \Delta\sigma_{pe} = \frac{624,83 \text{ kN}}{0,138 \text{ m}^2} + \frac{624,83 \text{ kN} \cdot (0,0445 \text{ m})^2}{0,000324 \text{ m}^4} - \frac{13,53 \text{ kN} \cdot 0,0445 \text{ m}}{0,000324 \text{ m}^4} \quad (74)$$

$$\Delta\sigma_{pe} = 41,90 \text{ MPa} \quad (75)$$

Subtraindo todas as perdas imediatas (para os cabos superiores) da tensão de protensão:

$$\sigma_{p0} = 1453,5 \text{ MPa} - (8 + 25,44 + 41,90) \text{ MPa} = 1378,16 \text{ MPa} \quad (76)$$

$$\%Perda = \frac{1453,5 - 1378,16}{1453,5} = 5,18\% \quad (77)$$

- Cabos inferiores:

Para os cabos inferiores, a perda de protensão na seção central do elemento é dada pela Equação (78).

$$\frac{E_{cj}}{E_p} \cdot \Delta\sigma_{pe} = \frac{N_a}{A_c} + \frac{N_a \cdot e_{p,inf}^2}{I_x} - \frac{M_{g1} \cdot e_{p,inf}}{I_x} \quad (78)$$

$$\frac{30,97 \text{ MPa} \cdot 10^3}{200 \text{ GPa}} \cdot \Delta\sigma_{pe} = \frac{624,83 \text{ kN}}{0,138 \text{ m}^2} + \frac{624,83 \text{ kN} \cdot (0,0425 \text{ m})^2}{0,000324 \text{ m}^4} - \frac{13,53 \text{ kN} \cdot 0,0425 \text{ m}}{0,000324 \text{ m}^4} \quad (79)$$

$$\Delta\sigma_{pe} = 40,27 \text{ MPa} \quad (80)$$

Subtraindo todas as perdas imediatas (para os cabos inferiores) da tensão de protensão:

$$\sigma_{p0} = 1453,5 \text{ MPa} - (8 + 25,44 + 40,27) \text{ MPa} = 1379,79 \text{ MPa} \quad (81)$$

$$\%Perda = \frac{1453,5 - 1379,79}{1453,5} = 5,07\% \quad (82)$$

Conclui-se que as perdas de protensão na etapa 1 representam cerca de 5% do valor inicial.

4.1.5.2 Verificação das perdas diferidas (Etapas 2, 3, 4 e 5)

A partir da etapa 2, disposta na Tabela 14, é possível calcular as perdas progressivas da força de protensão. Nesta etapa, as perdas progressivas serão calculadas considerando seu efeito isolado e também considerando as perdas progressivas. Para o cálculo de cada perda, serão apresentados os parâmetros e equações necessárias, de acordo com as prescrições normativas. A perda por retração pode ser considerada igual para os cabos superiores e inferiores.

- **Perda por retração posterior do concreto (efeito isolado):**

- Cabos superiores e inferiores:

O método de cálculo das perdas devido à retração posterior do concreto é definido pelas diretrizes apresentadas no item A.2.3 da norma ABNT NBR 6118:2023. Para realizar esse cálculo, é necessário utilizar alguns parâmetros auxiliares, que serão apresentados a seguir.

O cálculo das perdas de protensão leva em consideração a variação do perímetro da seção exposta ao ar (μ_{ar}) ao longo de diferentes fases de produção e montagem, fases estas que foram apresentadas na Tabela 14. Para calcular a perda de protensão devido à retração posterior do concreto, é adotada a média dos perímetros em contato com o ar, estimados em cada uma dessas etapas.

O cálculo dos perímetros da seção em contato com o ar varia em diferentes etapas do processo de produção e instalação da laje alveolar protendida. Na etapa 1, o perímetro é determinado com base nas propriedades geométricas da seção simples. Na etapa 2, quando o painel é colocado em obra e as laterais deixam de ficar em contato com o ar, o valor de μ_{ar} é estimado multiplicando a base por dois e somando a metade do perímetro dos alvéolos. Na etapa 3, quando o revestimento é aplicado, a parte superior do painel fica isolada do ar, e o cálculo do perímetro leva em consideração apenas a superfície inferior e metade do perímetro dos alvéolos. Nas etapas 4 e 5, geralmente, os alvéolos são fechados, e o ar em seu interior fica totalmente saturado, tornando μ_{ar} igual à largura do painel.

A Tabela 16 apresenta os resultados de perímetro da seção exposta ao ar (μ_{ar}) de acordo com cada etapa estipulada.

Tabela 16 – Perímetros em contato com o ar de acordo com a etapa

Etapa	Carregamento Atual	$\mu_{ar}(m)$
1	g_1	4,95
2	$g_1 + g_2$	2,70
3	$g_1 + g_2 + g_3$	1,35
4	$g_1 + g_2 + g_3 + g_4 + \psi_2 q$	1,25
5	$g_1 + g_2 + g_3 + g_4 + \psi_2 q$	1,25
MÉDIA		2,30

Fonte: Autora

A espessura fictícia h_{fic} , é definida de acordo com a ABNT NBR 6118:2023 por meio da Equação (83), que leva em consideração o coeficiente γ dependente da umidade relativa do ambiente, conforme especificado na Equação (84), válida para valores de umidade relativa (U) menores ou iguais a 90%.

$$h_{fic} = \gamma \cdot \frac{2 \cdot A_c}{\mu_{ar}} \quad (83)$$

$$\gamma = 1 + \exp(-7,8 + 0,1 \cdot U) \quad (84)$$

O valor do coeficiente de retração ε_{1s} é determinado pela Equação (85) para umidades entre 40% e 90% e abatimentos de 5 cm a 9 cm.

$$10^4 \varepsilon_{1s} = -8,09 + \frac{U}{15} - \frac{U^2}{2284} - \frac{U^3}{133765} + \frac{U^4}{7608150} \quad (85)$$

O coeficiente de retração ε_{2s} é determinado pela Equação (86):

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2h_{fic}}{20,8 + 3h_{fic}} \quad (86)$$

Por fim, a perda de tensão na armadura devido à retração posterior do concreto é dada pela Equação (87):

$$\Delta\sigma_{pcs2} = \varepsilon_{sc}(t, t_0) \cdot E_p \quad (87)$$

Onde

$\varepsilon_{sc}(t)$ é a deformação por retração, no intervalo de tempo (t, t_0) , dada pela Equação (88).

$$\varepsilon_{sc}(t, t_0) = \varepsilon_{sc\infty} [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)] \quad (88)$$

Sendo

t é a idade fictícia do concreto no instante considerado, expressa em dias;

t_0 a idade fictícia do concreto no instante em que o efeito da retração na peça começa a ser considerado, expressa em dias;

$\varepsilon_{sc\infty}$ o valor final da retração, dado pela Equação (89).

$$\varepsilon_{sc\infty} = \varepsilon_{1s} \cdot \varepsilon_{2s} \quad (89)$$

Onde

$\beta_s(t)$ e $\beta_s(t_0)$ são os coeficientes relativo à retração, no instante t ou t_0 , dado pela Equação (90).

$$\beta_s(t) = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + A\left(\frac{t}{100}\right)^2 + B\left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + C\left(\frac{t}{100}\right)^2 + D\left(\frac{t}{100}\right) + E} \quad (90)$$

Sendo

$$A = 40$$

$$B = 166h^3 - 282h^2 + 220h - 4,8$$

$$C = 2,5h^3 - 8,8h + 40,7$$

$$D = -75h^3 + 585h^2 + 496h - 6,8$$

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

h é a espessura fictícia, expressa em metros.

t é o tempo fictício, expresso em dias ($t \geq 3$).

Juntando todos os parâmetros e conceitos apresentados e considerando uma umidade de 70%, temos:

$$\gamma = 1 + \exp(-7,8 + 0,1 \cdot 70) = 1,45 \quad (91)$$

$$h_{fic} = 1.45 \cdot \frac{2 \cdot 0,138 \text{ m}^2}{2,30 \text{ m}} = 0,174 \text{ m} = 17,4 \text{ cm} \quad (92)$$

Agora, é possível estimar os valores de ε_{1s} , ε_{2s} e $\varepsilon_{sc\infty}$:

$$\varepsilon_{1s} = 10^{-4} \left(-8,09 + \frac{70}{15} - \frac{70^2}{2284} - \frac{70^3}{133765} + \frac{70^4}{7608150} \right) = -5 \cdot 10^{-4} \quad (93)$$

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2 \cdot 17,4}{20,8 + 3 \cdot 17,4} = 0,93 \quad (94)$$

$$\varepsilon_{sc\infty} = 5 \cdot 10^{-4} \cdot 0,93 = 4,65 \cdot 10^{-4} \quad (95)$$

O valor de t empregado na Equação (90) é a idade fictícia do concreto. Considerando a retração passou a atuar no concreto depois de 3 dias, a idade fictícia do concreto é 4 dias.

$$\beta_s(t) = \frac{\left(\frac{4}{100}\right)^3 + 40\left(\frac{4}{100}\right)^2 + 25,8\left(\frac{4}{100}\right)}{\left(\frac{4}{100}\right)^3 + 39,2\left(\frac{4}{100}\right)^2 + 96,8\left(\frac{4}{100}\right) + 12} = 0,069 \quad (96)$$

Como $\beta_s(t)$ no tempo infinito é igual a 1, tem-se:

$$\varepsilon_{sc}(t, t_0) = 4,65 \cdot 10^{-4} (1 - 0,069) = 4,33 \cdot 10^{-4} \quad (97)$$

Por fim, empregando-se a Equação (87), a perda de protensão por retração posterior do concreto é obtida:

$$\Delta\sigma_{pcs2} = 4,33 \cdot 10^{-4} \cdot 200 \text{ GPa} \cdot 10^3 = 86,6 \text{ MPa} \quad (98)$$

• **Perda por fluência posterior do concreto (efeito isolado):**

O método de cálculo das perdas devido à fluência posterior do concreto é definido pelas diretrizes apresentadas no item A.2.2 da norma NBR 6118:2023. Para realizar esse cálculo, é necessário utilizar alguns parâmetros auxiliares, que serão apresentados a seguir.

De acordo com o item A.2.2.3 da norma NBR 6118:2023, o coeficiente de fluência rápida (φ_a), para concretos de classe C50 a C90, é dado pela Equação (99):

$$\varphi_a = 1,4 \cdot \left[1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \right] \quad (99)$$

Onde:

$f_c(t_0)$ é a resistência à compressão do concreto no instante t_0 a ser considerado, utilizando-se para o cálculo a idade efetiva;

$f_c(t_\infty)$ é a resistência final à compressão do concreto no tempo infinito ($t=10.000$ dias);

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

De acordo com o item 12.3.3b da norma NBR 6118:2023, a resistência à compressão do concreto inferior aos 28 dias pode ser estimada por meio da Equação (40). Além disso, de acordo com Cholfe (2013), a mesma equação também pode ser utilizada como estimativa aproximada para o aumento da resistência à compressão do concreto em idades superiores a 28 dias.

Um outro parâmetro relevante para o cálculo da perda por fluência posterior do concreto é o coeficiente de deformação lenta irreversível (φ_{f_∞}), que para concretos de classes C50 a C90, é dado pela Equação (100):

$$\varphi_{f_\infty} = 0,45 \cdot \varphi_{1c} \cdot \varphi_{2c} \quad (100)$$

O valor do coeficiente φ_{1c} depende da umidade relativa do ar e é dado pela Equação (101) para umidades entre 40% e 90% e abatimentos de 5 cm a 9 cm, conforme o adotado para este dimensionamento de laje alveolar:

$$\varphi_{1c} = 4,45 - 0,035 \cdot U \quad (101)$$

Já o valor do coeficiente φ_{2c} , exposto na equação (102), dependente da espessura fictícia h_{fic} da peça (determinado pela Equação (83)), conforme:

$$\varphi_{2c} = \frac{40 + h_{fic}}{20 + h_{fic}} \quad (102)$$

O coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$ é definido pelo item A.2.2.3 da NBR 6118:2023 e pode ser determinado pela Equação (331):

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_a + \varphi_{f_\infty} [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] + \varphi_{d_\infty} \beta_d \quad (103)$$

Onde:

φ_a é o coeficiente dado pela Equação (99);

φ_{f_∞} é coeficiente dado pela Equação (100);

φ_{d_∞} é o valor final do coeficiente de deformação lenta reversível que é considerado igual a 0,4;

β_d é o coeficiente relativo à deformação lenta reversível em função do tempo decorrido após o carregamento, sendo igual a 1,0 para o tempo infinito;

$\beta_f(t)$ ou $\beta_f(t_0)$ é o coeficiente relativo à deformação lenta reversível função do tempo decorrido após o carregamento, dado pela Equação (104).

$$\beta_f(t) = \frac{t^2 + At + B}{t^2 + Ct + D} \quad (104)$$

Sendo

$$A = 42h^3 - 350h^2 + 588h + 113$$

$$B = 768h^3 - 3060h^2 + 3234h - 23$$

$$C = -200h^3 + 13h^2 + 1090h + 183$$

$$D = 7579h^3 - 31916h^2 + 35343h + 1931$$

h é a espessura fictícia, expressa em metros.

t é o tempo fictício, expresso em dias ($t \geq 3$).

Por fim, a perda por fluência posterior do concreto $\delta\sigma_{pcc}$ pode ser obtida através da Equação (105):

$$\Delta\sigma_{pcc} = \varepsilon_{cc} \cdot E_p \quad (105)$$

Onde

ε_{cc} é a a deformação devida à fluência, dada pela Equação (106).

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_{c,p0g}}{E_{c28}} \varphi(t, t_0) \quad (106)$$

Sendo

E_{c28} é o módulo de elasticidade aos 28 dias, dado pela Equação (72);

$\varphi(t, t_0)$ é o coeficiente de fluência, dado pela Equação (331);

$\sigma_{c,p0g}$ é a tensão que ocorre no concreto no nível do CG da armadura de protensão e devido à ação das cargas permanentes, inclusive a protensão.

$$\sigma_{c,p0g} = \frac{N_{p0}}{A_c} + \frac{N_{p0} \cdot e_p^2}{I_x} - \frac{\sum M_{gi}}{I_x} \cdot e \quad (107)$$

É relevante destacar que cada ação tem um tempo inicial t_0 distinto. Como resultado, é necessário aplicar coeficientes de fluência, representados por $\varphi(t, t_0)$, que variam de acordo com esses tempos iniciais específicos.

Assim, levando em consideração todos os parâmetros apresentados, os itens necessários para o cálculo da perda de protensão por fluência posterior do concreto são apresentados nas Tabelas 17, 18, 19 e 20.

Tabela 17 – Parâmetros para cálculo da perda por fluência posterior do concreto (I)

Etapas	Carga	t_0 (dias)	t_{fic} (dias)	μ_{ar} (m)	A_c (m ²)	h_{fic}
1	g_1	1	4	4,95	0,138	0,081
2	g_2	15	60	2,7	0,138	0,148
3	g_3	45	180	1,35	0,198	0,425
4	$g_4 + \psi_2 q$	60	240	1,25	0,198	0,459
5	$g_4 + \psi_2 q$	90	360	1,25	0,198	0,459

Fonte: Autora

Tabela 18 – Parâmetros para cálculo da perda por fluência posterior do concreto (II)

Etapas	$f_c(t_0)$	$f_{c\infty}$	φ_a	φ_{1c}	φ_{2c}	φ_∞
1	0,42	1,18	0,90	2,00	2,00	1,80
2	0,93	1,18	0,30	2,00	1,99	1,79
3	1,04	1,18	0,16	2,00	1,98	1,78
4	1,07	1,18	0,14	2,00	1,98	1,78
5	1,09	1,18	0,10	2,00	1,98	1,78

Fonte: Autora

Tabela 19 – Parâmetros para cálculo da perda por fluência posterior do concreto (III)

Etapas	A	B	C	D	$\beta_f(t_0)$	$\beta_f(t)$	$\varphi(\infty, t_0)$
1	158,3	218,9	271,10	4583,82	0,16	1,00	2,803
2	192,6	391,6	344,20	6493,11	0,50	1,00	1,587
3	303,0	858,0	633,58	11772,86	0,55	1,00	1,358
4	313,3	891,3	667,06	12166,15	0,58	1,00	1,282
5	313,3	891,3	667,06	12166,15	0,64	1,00	1,151

Fonte: Autora

Tabela 20 – Parâmetros para cálculo da perda por fluência posterior do concreto (IV)

Etapas	M (kN.m)	$e_{p,inf}$ (m)	$e_{p,sup}$ (m)	I_x (m ⁴)
1	13,5	0,0425	0,0445	0,000324
2	6,1	0,0425	0,0445	0,000324
3	7,4	0,0732	0,0138	0,000765
4	20,5	0,0732	0,0138	0,000765
5	12,3	0,0732	0,0138	0,000765

Fonte: Autora

O valor de ε_{cc} é obtido através da Equação (106), onde o valor de $\sigma_{c,p0g}$ é dado pela Equação (107).

- Cabos superiores:

Para os cabos superiores, considerando as perdas de prontosão obtidas pela Equação (76), tem-se:

$$\begin{aligned}
 47,52 \text{ MPa} \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{cc}(\infty, t_0) &= \left(\frac{606,39 \text{ kN}}{0,138 \text{ m}^2} + \frac{454,79 \text{ kN} \cdot (0,0425 \text{ m})^2}{0,000324 \text{ m}^4} \right) \cdot 2,803 \\
 &- \left(\frac{13,5 \text{ kN.m} \cdot 0,0425 \text{ m}}{0,000324 \text{ m}^4} \right) \cdot 2,803 - \left(\frac{6,1 \text{ kN.m} \cdot 0,0425 \text{ m}}{0,000324 \text{ m}^4} \right) \cdot 1,587 \\
 &- \left(\frac{7,4 \text{ kN.m} \cdot 0,0732 \text{ m}}{0,000765 \text{ m}^4} \right) \cdot 1,358 - \left(\frac{20,5 \text{ kN.m} \cdot 0,0732 \text{ m}}{0,000765 \text{ m}^4} \right) \cdot 1,282 \\
 &- \left(\frac{12,3 \text{ kN.m} \cdot 0,0732 \text{ m}}{0,000765 \text{ m}^4} \right) \cdot 1,151 \rightarrow 1,76 \cdot 10^{-4} \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

(108)

$$\Delta\sigma_{pcc} = 1,76 \cdot 10^{-4} \text{ MPa} \cdot 200 \text{ GPa} \cdot 10^3 = 35,2 \text{ MPa} \quad (109)$$

- Cabos inferiores:

$$\begin{aligned} 47,52 \text{ MPa} \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{cc}(\infty, t_0) &= \left(\frac{606,39 \text{ kN}}{0,138 \text{ m}^2} + \frac{454,79 \text{ kN} \cdot (0,0445 \text{ m})^2}{0,000324 \text{ m}^4} \right) \cdot 2,803 \\ &- \left(\frac{13,5 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot 0,0445 \text{ m}}{0,000324 \text{ m}^4} \right) \cdot 2,803 - \left(\frac{6,1 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot 0,0445 \text{ m}}{0,000324 \text{ m}^4} \right) \cdot 1,587 \\ &- \left(\frac{7,4 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot 0,0138 \text{ m}}{0,000765 \text{ m}^4} \right) \cdot 1,358 - \left(\frac{20,5 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot 0,0138 \text{ m}}{0,000765 \text{ m}^4} \right) \cdot 1,282 \\ &- \left(\frac{12,3 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot 0,0138 \text{ m}}{0,000765 \text{ m}^4} \right) \cdot 1,151 \rightarrow 2,66 \cdot 10^{-4} \text{ MPa} \end{aligned} \quad (110)$$

$$\Delta\sigma_{pcc} = 2,66 \cdot 10^{-4} \text{ MPa} \cdot 200 \text{ GPa} \cdot 10^3 = 53,2 \text{ MPa} \quad (111)$$

• **Perda por relaxação posterior da armadura (efeito isolado):**

- Cabos superiores e inferiores:

A perda de protensão devido à relaxação posterior da armadura é determinada de maneira similar à relaxação inicial, empregando a Equação (64) e a Tabela 15. Entretanto, de acordo com as diretrizes da ABNT NBR 6118:2023, é permitido considerar que, em um período de tempo infinito, o valor da perda é determinado pela Equação (112).

- Cabos superiores:

$$\psi_{(t,t_0)} \approx 2,5 \cdot \psi_{1000} \quad (112)$$

Considerando que a tensão no tempo zero após as perdas iniciais σ_{p0} é aquela determinada pela Equação (76) e tem magnitude 1378,16 MPa:

$$\frac{\sigma_{p0}}{f_{ptk}} = \frac{1378,16 \text{ MPa}}{1900 \text{ MPa}} = 0,73 \rightarrow \psi_{1000} = 2,8 \quad (113)$$

Utilizando a Equação (112):

$$\psi_{(t,t_0)} = 2,5 \cdot 2,8 = 7\% \quad (114)$$

$$\Delta\sigma_{pr}(t,t_0) = 1378,16 \text{ MPa} \cdot 0,07 = 96,47 \text{ MPa} \quad (115)$$

- Cabos inferiores:

Considerando que a tensão no tempo zero após as perdas iniciais σ_{p0} é aquela determinada pela Equação (81) e tem magnitude 1379,79 MPa:

$$\frac{\sigma_{p0}}{f_{ptk}} = \frac{1379,79 \text{ MPa}}{1900 \text{ MPa}} = 0,73 \rightarrow \psi_{1000} = 2,8 \quad (116)$$

Utilizando a Equação (112)

$$\psi_{(t,t_0)} = 2,5 \cdot 2,8 = 7\% \quad (117)$$

$$\Delta\sigma_{pr}(t,t_0) = 1379,79 \text{ MPa} \cdot 0,07 = 96,59 \text{ MPa} \quad (118)$$

• **Perdas progressivas considerando a interação entre as causas:**

De acordo com o item 9.6.3.4 da NBR 6118:2023, os valores parciais e totais das perdas progressivas de protensão, decorrentes da retração e da fluência do concreto e da relaxação do aço de protensão, devem ser determinados considerando-se a interação dessas causas, podendo ser utilizados os processos indicados em 9.6.3.4.2.

Nesse caso, admite-se que no tempo t as perdas e deformações progressivas do concreto e do aço de protensão, na posição do cabo resultante, com as tensões no concreto $\sigma_{c,p0g}$ positivas para compressão e as tensões no aço σ_{p0} positivas para tração, sejam dadas pela Equação (119):

$$\Delta\sigma_p(t,t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t,t_0) \cdot E_p - \alpha_p \cdot \sigma_{c,p0g} \cdot \varphi(t,t_0) - \sigma_{p0} \cdot \chi(t,t_0)}{\chi_p + \chi_c \cdot \alpha_p \cdot \eta \cdot \rho_p} \quad (119)$$

Sendo

$$\chi(t,t_0) = -ln \cdot [1 - \psi(t,t_0)] \quad (120)$$

$$\chi_c = 1 + 0,5 \cdot \varphi(t,t_0) \quad (121)$$

$$\chi_p = 1 + \chi(t,t_0) \quad (122)$$

$$\eta = 1 + e_p^2 \cdot \frac{A_c}{I_c} \quad (123)$$

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_c} \quad (124)$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{ci28}} \quad (125)$$

Onde

$\sigma_{c,p0g}$ é a tensão no concreto adjacente ao cabo resultante, provocada pela protensão e pela carga permanente mobilizada no instante t_0 , sendo positiva se for de compressão;

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

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

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

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

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

ρ_p é a taxa geométrica da armadura de protensão;

e_p excentricidade do cabo na seção;

A_p é a área da seção transversal do cabo resultante;

A_c é a área da seção transversal do concreto;

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

Para a Equação (121), o valor de $\varphi(t, t_0)$ empregado é o relativo à etapa 1 e para as Equações (123), (124) e (125), os valores de área, excentricidade e momento de inércia da seção simples.

- Cabos superiores:

Assim, é possível calcular as perdas progressivas considerando a interação entre os efeitos, para os cabos superiores:

$$\chi(t, t_0) = -\ln \left[1 - \frac{7}{100} \right] = 0,0726 \quad (126)$$

$$\chi_c = 1 + 0,5 \cdot 2,803 = 2,4015 \quad (127)$$

$$\chi_p = 1 + 0,0726 = 1,0726 \quad (128)$$

$$\eta = 1 + 0,0425^2 \text{ m}^2 \cdot \frac{0,138 \text{ m}^2}{0,000324 \text{ m}^4} = 1,77 \quad (129)$$

$$\rho_p = \frac{7 \cdot 0,55 \text{ cm}^2 + 1 \cdot 0,55 \text{ cm}^2}{0,138 \cdot 10^4 \text{ cm}^2} = 3,19 \cdot 10^{-3} \quad (130)$$

$$\alpha_p = \frac{200 \text{ GPa}}{47,52 \text{ GPa}} = 4,209 \quad (131)$$

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{86,6 \text{ MPa} + 35,2 \text{ MPa} + (1378,16 \text{ MPa} \cdot 0,0726)}{1,0726 + (2,4015 \cdot 4,209 \cdot 1,77 \cdot 3,19 \cdot 10^{-3})} = 196,39 \text{ MPa} \quad (132)$$

A tensão final, considerando as perdas imediatas e diferidas e considerando a interação entre as causas, para os cabos superiores, é dada por:

$$\Delta\sigma_{p0} = 1378,16 \text{ MPa} - 196,39 \text{ MPa} = 1181,77 \text{ MPa} \quad (133)$$

Assim, tem-se uma porcentagem de perda , para os cabos superiores, dada por:

$$\%Perda = \frac{1453,5 - 1181,77}{1453,5} = 18,70\% \quad (134)$$

- Cabos inferiores:

Assim, é possível calcular as perdas progressivas considerando a interação entre os efeitos, para os cabos inferiores:

$$\chi(t, t_0) = 0,0726 \quad (135)$$

$$\chi_c = 2,4015 \quad (136)$$

$$\chi_p = 1,0726 \quad (137)$$

$$\eta = 1 + 0,0445^2 \text{ m}^2 \cdot \frac{0,138 \text{ m}^2}{0,000324 \text{ m}^4} = 1,84 \quad (138)$$

$$\rho_p = 3,19 \cdot 10^{-3} \quad (139)$$

$$\alpha_p = 4,209 \quad (140)$$

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{86,6 \text{ MPa} + 53,2 \text{ MPa} + (1379,79 \text{ MPa} \cdot 0,0726)}{1,0726 + (2,4015 \cdot 4,209 \cdot 1,84 \cdot 3,19 \cdot 10^{-3})} = 212,00 \text{ MPa} \quad (141)$$

A tensão final, considerando as perdas imediatas e diferidas e considerando a interação entre as causas, para os cabos inferiores, é dada por:

$$\Delta\sigma_{p0} = 1379,79 \text{ MPa} - 212,00 \text{ MPa} = 1167,79 \text{ MPa} \quad (142)$$

Assim, tem-se uma porcentagem de perda, para os cabos superiores, dada por:

$$\%Perda = \frac{1453,5 - 1167,79}{1453,5} = 19,66\% \quad (143)$$

4.1.6 Verificação da armadura de protensão A_p aplicando o valor das perdas

- **Determinação do pré-alongamento:**

Considerando uma perda de protensão total igual a 19,66%, tem-se a tensão final para o dimensionamento no Estado Limite Último:

$$\sigma_{pi} = 1453,5 \text{ MPa} \cdot 0,8034 = 1167,74 \text{ MPa} \quad (144)$$

Utilizando a Tabela 9, é possível obter o valor da deformação no pré-alongamento $\Delta\varepsilon_{pi}$ através da tensão final de dimensionamento:

$$\Delta\varepsilon_{pi} = 6,01 \text{ ‰} \quad (145)$$

- **Deformação total e a tensão no aço da armadura ativa:**

$$\varepsilon_{pd} = \Delta\varepsilon_{pi} + \Delta\varepsilon_{pd} \quad (146)$$

$$\varepsilon_{pd} = 6,01 \text{ ‰} + 10,00 \text{ ‰} = 16,01 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{pd} = 16,01 \text{ ‰} \rightarrow \sigma_{pd} = 1511,04 \text{ MPa}$$

- **Determinação da área de aço da armadura ativa A_p :**

$$A_p = \frac{83,57 \text{ kN} \cdot \text{m}}{0,1588 \text{ m} \cdot 1511,04 \text{ kN/m}^2 \cdot 10^3} = 0,000348 \text{ m}^2 = 3,48 \text{ cm}^2 \quad (147)$$

$$n = \frac{3,48}{0,55} = 6,32 \approx 7\Phi 9,5 \text{ mm} \quad (148)$$

- **Cálculo da força final de protensão $N_{p\infty}$:**

A força final de protensão $N_{p\infty}$ é dada pela Equação (149):

$$N_{p\infty} = A_{pf} \cdot \Delta\varepsilon_{pi} \cdot E_p \quad (149)$$

Onde

A_{pf} é a área de aço efetiva.

Assim, tem-se a força final de protensão, considerando 7 cordoalhas nas fibras inferiores e uma cordoalha nas fibras superiores:

$$N_{p\infty} = 4,4 \text{ cm}^2 \cdot 6,01 \cdot 200 \text{ GPa} \cdot 10^{-1} = 528,88 \text{ kN} \quad (150)$$

A quantidade de cabos inferiores permaneceu a mesma prevista no item 4.1.2 e a quantidade de cabos superiores permaneceu a mesma prevista no item 4.1.4.

4.1.7 Verificação em vazio ($t = 0$) com as perdas já calculadas

O próximo passo é a verificação em vazio considerando as perdas reais. Como a perda inicial considerada no item 4.1.3 foi de 5% e a perda real está entre 5,07% e 5,18%, não há diferença significativa no cálculo e assim sendo a peça já está verificada em vazio.

4.1.8 Verificação do Estado Limite de Serviço

Para calcular as combinações necessárias, o momento referente às ações característica foi calculado. A Tabela 21 exhibe os resultados obtidos, de acordo com os carregamentos.

Tabela 21 – Tensões Resultantes das Ações Características

Ação	Intensidade (kN/m)	M_k (kN.m)	$M_k/W_{c,inf}$ (kPa)	$M_k/W_{c,sup}$ (kPa)
Peso próprio (g_1)	3,45	13,52	3087,67	3174,65
Capa (g_2)	1,56	6,12	1396,16	1435,49
Revestimento (g_3)	1,875	7,35	1005,47	915,32
Carga de parede (g_4)	5,24	20,54	2809,96	2558,01
Acidental (q)	3,125	12,25	1675,79	1525,53

Fonte: Autora

Obtendo a força F_d para a combinação rara (CR):

- Borda inferior:

$$F_d = -(3087,67 + 1396,16 + 1005,47 + 2809,96 + 1675,79) = -9975,05 \text{ kPa} \quad (151)$$

- Borda superior:

$$F_d = 3174,65 + 1435,49 + 915,32 + 2558,01 + 1525,53 = 9609,00 \text{ kPa} \quad (152)$$

- **Estado Limite de Formação de Fissuras (ELS-F):**

De acordo com as diretrizes da ABNT NBR 6118:2023, em elementos estruturais que utilizam armaduras de protensão, é necessário realizar as verificações de ELS-F ao calcular a tensão máxima de tração no concreto no Estádio I. Nesse estágio, o concreto não apresenta fissuras e os materiais exibem um comportamento elástico linear. Isso significa que a seção de concreto não está fissurada, e, portanto, as tensões de tração podem permanecer dentro dos limites de resistência do concreto.

Assim, considerando que os efeitos de protensão são calculados com a força de protensão final, a Equação (153) representa a condição para o ELS-F:

$$-1,2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}} \leq \sigma \leq \frac{0,8 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad (153)$$

Para o f_{ck} de 50 MPa que foi adotado para a laje alveolar, os limites são:

$$-3,42 \text{ MPa} \leq \sigma \leq 30,36 \text{ MPa} \quad (154)$$

A determinação das tensões normais nas bordas superior e inferior devem ser calculada por meio da Equação (155):

$$\sigma = \frac{N_p}{A_c} \pm \frac{N_p \cdot e}{W_c} \mp \sum \frac{M_k}{W_c} \quad (155)$$

Onde:

σ representa as tensões normais no concreto junto à borda inferior ou superior;

N_p é o esforço normal de protensão final;

e é a excentricidade do cabo na seção;

A_c é a área da seção transversal inicial de concreto;

W_c é o módulo de resistência da seção inicial em relação ao bordo inferior ou superior, dependendo da fibra a ser considerada;

M_k é o momento fletor característico, de acordo com a ação considerada.

Para a aplicação da equação acima, utiliza-se o sinal positivo para as tensões de compressão e o sinal negativo para as tensões de tração, seguindo a convenção internacional para elementos de concreto.

Assim, tem-se as tensões normais superior e inferior de acordo com as combinações.

Combinação rara (CR):

$$\sigma_j = \frac{528,88 \text{ kN}}{0,138 \text{ m}^2} + \frac{16,25 \text{ kN.m}}{0,00438 \text{ m}^3} - 9975,05 \text{ MPa} = -2,43 \text{ MPa} \quad (156)$$

$$-2,43 \text{ MPa} > -3,42 \text{ MPa} \rightarrow \text{Ok} \quad (157)$$

$$\sigma_s = \frac{528,88 \text{ kN}}{0,138 \text{ m}^2} - \frac{16,25 \text{ kN.m}}{0,00426 \text{ m}^3} + 9609,00 \text{ KPa} = 9,73 \text{ MPa} \quad (158)$$

$$9,73 \text{ MPa} < 30,36 \text{ MPa} \rightarrow \text{Ok} \quad (159)$$

- **Estado Limite de Deformações excessivas (ELS-DEF):**

É fundamental também avaliar se as deformações atendem aos critérios estabelecidos pela norma. Para essa finalidade, o cálculo da flecha em diferentes etapas será realizado, uma vez que os coeficientes de fluência variam entre elas. A influência da protensão é estimada a partir de um momentos fletores isostáticos de protensão, que são obtidos através da Equações (160) e (161). O primeiro é derivado da tensão de protensão, descontando as perdas iniciais e imediatas (σ_{p0}), enquanto o segundo considera as perdas progressivas ($\Delta\sigma_{pt}$).

$$M_{p0} = \sigma_{p0} \cdot A_{pf} \cdot e \quad (160)$$

$$M_{pt} = \Delta\sigma_{pt} \cdot A_{pf} \cdot e \quad (161)$$

As deformações provenientes da protensão são determinadas utilizando a Equação (162), enquanto aquelas geradas pelos carregamentos externos são calculadas com base na Equação (163). Isso se aplica a elementos biapoiados com carga distribuída simples, onde p representa a carga distribuída associada às ações características externas.

$$a_p = \frac{M_{p0} \cdot L^2}{8 \cdot E_{CS} \cdot I_x} \quad (162)$$

$$a_v = \frac{5 \cdot p \cdot L^4}{384 \cdot E_{CS} \cdot I_x} \quad (163)$$

Considerando a diferença dos coeficientes de fluência em cada uma das etapas,

Segundo a NBR 6118:2023 para a consideração da deformação diferida no tempo, deve-se multiplicar a parcela permanente da flecha imediata por $(1 + \varphi)$, onde φ é o coeficiente de fluência obtido no cálculo da perda por fluência posterior do concreto para cada etapa de construção/montagem. A flecha gerada pela perda de protensão progressiva deve ser ponderada por metade do valor de $(1 + \varphi)$ correspondente à primeira etapa.

Assim, a flecha final considerando o efeito de fluência das etapas 2, 3, 4 e 5, é dada pela Equação (333):

$$\begin{aligned} a_{\text{total}} = & (a_p + a_{g1}) \cdot (1 + \varphi_{(1,\infty)}) + a_2 \cdot (1 + \varphi_{(15,\infty)}) + a_{g3} \cdot (1 + \varphi_{(45,\infty)}) \\ & + a_{g4+\psi_2q} \cdot (1 + \varphi_{(60,\infty)}) + a_{\Delta p} \cdot \left(1 + \frac{\varphi_{(1,\infty)}}{2}\right) \end{aligned} \quad (164)$$

Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 22:

Tabela 22 – Parâmetros para o cálculo das flechas

Ação	Intensidade	$\varphi_{(\infty,t_0)}$	I_x (mm)	a (mm)	$a \cdot (1 + \varphi)$ (mm)
Proteng	4,55				
Acidental ($q \cdot \psi_2$)	1,25 kN/m	1,151	0,000765	0,48	1,02

Fonte: Autora

Para a primeira etapa, de acordo com a NBR6118:2023, a contraflecha da estrutura não deve ultrapassar 1/250 do vão, ou seja, $5600/250 = 22,4\text{mm}$. Portanto, a flecha inicial para esse dimensionamento permanece dentro do valor limite. A flecha total é de 7,65 mm, também dentro dos limites normativos.

4.1.9 Verificação ao cisalhamento

Para que não seja necessário utilizar armadura transversal de cortante, a NBR 6118:2023, no item 19.4.1 dispõe que a força cortante deve se atender à condição à tração diagonal, conforme a Equação (165):

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} \quad (165)$$

Com

V_{sd} é o cortante máximo de cálculo em que se considera a redução de cargas próximas à seção de apoio, dado pela Equação (166);

V_{Rd1} é o cortante último resistido para a situação de flexocisalhamento dado pela Equação (167).

$$V_{sd} = \frac{p \cdot L}{2} \cdot 1,4 \quad (166)$$

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k(1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (167)$$

Sendo

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} \quad (168)$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf}/\gamma_c \quad (169)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} \quad (170)$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \text{ MPa} \quad (171)$$

$$k = 1,6 - d \geq 1 \text{ (d em mm)} \quad (172)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \quad (173)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} \quad (174)$$

- **Seção simples:**

Considerando que a peça ao ser montada está sem o capeamento de concreto, a resistência à compressão do concreto considerada é aquela no ato da prontosão. Assim, tem-se a verificação do cisalhamento para a seção simples.

$$V_{sd} = \frac{(3,45 + 1,56) \text{ kN/m} \cdot 5,6 \text{ m}}{2} \cdot 1,4 = 19,64 \text{ kN} \quad (175)$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1,4} = 0,15 \cdot 21,25^{2/3} \cdot 1000 = 1150,79 \text{ kN/m}^2 \quad (176)$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot 1150,79 \text{ kN/m}^2 = 287,7 \text{ kN/m}^2 \quad (177)$$

$$k = 1,6 - 0,1185 = 1,48 \geq 1 \text{ (d em mm)} \quad (178)$$

$$\rho_1 = \frac{8 \cdot 0,55 \text{ cm}^2}{56,2 \text{ cm} \cdot 11,85 \text{ cm}} = 0,006607 \leq 0,02 \quad (179)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{137,816 \cdot 4,4 \text{ cm}^2}{0,138 \text{ cm}^2} = 4394,13 \text{ kN/m}^2 \quad (180)$$

Então

$$\begin{aligned} V_{Rd1} &= [287,7 \cdot 1,48(1,2 + 40 \cdot 0,006607) + 0,15 \cdot 439,41] \cdot 0,562 \cdot 0,1185 \\ &= 45,91 \text{ kN} \geq V_{sd} \rightarrow \text{Ok} \end{aligned} \quad (181)$$

• **Seção composta:**

Considerando a resistência à compressão do concreto como 50 MPa e considerando que a tensão de cisalhamento na interface da capa e superfície superior do painel seja pequena, e então, a seção trabalha como um todo. Apenas à protensão, por ter sido aplicada na seção simples, será considerada sem a capa. Assim, tem-se a verificação do cisalhamento para a seção composta.

$$V_{sd} = \frac{15,25 \text{ kN/m} \cdot 5,6 \text{ m}}{2} \cdot 1,4 = 42,7 \text{ kN} \quad (182)$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1,4} = 0,15 \cdot 50^{2/3} \cdot 1000 = 2036 \text{ kN/m}^2 \quad (183)$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot 2036 \text{ kN/m}^2 = 509 \text{ kN/m}^2 \quad (184)$$

$$k = 1,6 - 0,1685 = 1,43 \geq 1 \text{ (d em mm)} \quad (185)$$

$$\rho_1 = \frac{8 \cdot 0,55 \text{ cm}^2}{56,2 \text{ cm} \cdot 16,85 \text{ cm}} = 0,004646 \leq 0,02 \quad (186)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{116,78 \cdot 4,4 \text{ cm}^2}{0,138 \text{ cm}^2} = 3723,42 \text{ kN/m}^2 \quad (187)$$

Então

$$\begin{aligned} V_{Rd1} &= [509 \cdot 1,43(1,2 + 40 \cdot 0,004646) + 0,15 \cdot 372,342] \cdot 0,562 \cdot 0,1685 \\ &= 100,81 \text{ kN} \geq V_{sd} \rightarrow \text{Ok} \end{aligned} \quad (188)$$

4.1.10 Detalhamento final

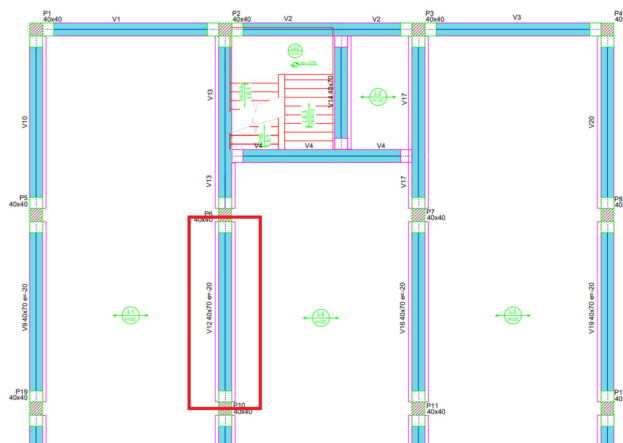
O detalhamento final do painel alveolar encontra-se no Anexo A.

4.2 VIGAS

Nesta etapa, será realizado o dimensionamento da viga V12 do pavimento 1º Andar, indicada na Figura 43. Além de ser uma viga de um pavimento tipo, é uma das vigas mais solicitadas do pavimento. Seu dimensionamento estará de acordo com as normas ABN NBR 6118:2023 - Projeto de Estruturas de Concreto Armado - Procedimento, e a com a ABNT NBR 9062:2017 - Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado - Procedimento.

De acordo com a NBR 9062:2017, a estabilidade de estruturas compostas por elementos pré-moldados deve ser verificada tanto para os elementos isolados como para o conjunto. Portanto, o dimensionamento levará em consideração as situações mais críticas, tanto para as peças analisadas isoladamente quanto em conjunto.

Figura 43 – Posicionamento da viga V12 no pavimento 1º Andar



Fonte: Autora

4.2.1 Dados iniciais

Conforme apresentado no item 3.1, a classe de agressividade ambiental (CAA) é classificada como II (moderada) e o cobrimento adotado para as vigas foi de 3 cm. O concreto empregado tem a resistência à compressão aos 28 dias de (f_{ck}) de 25 MPa. O cimento escolhido para a fabricação dos pilares é o CP-V-ARI, para que a peça atinga a resistência necessária para o içamento de desmoldagem após 3 dias.

Conforme discutido no item 2.1.6.1 deste estudo, em projetos de estruturas pré-moldadas de concreto armado, pode ser vantajoso reforçar algumas das conexões com o objetivo de melhorar o desempenho da estrutura em relação a deslocamentos e estabilidade. Uma maneira de atingir esse objetivo é implementar ligações semirrígidas entre vigas e pilares, e neste dimensionamento, essa ligação será representada por meio de barras passantes.

A NBR 9062:2017, em seu item 5.2.1.4, estipula que a análise e o dimensionamento das peças devem abranger todas as fases pelas quais os elementos podem passar, desde a fabricação até a construção final. Com exceção da fase final de construção, as outras fases geralmente ocorrem em menos de 28 dias, o que significa que o concreto terá resistência característica inferior a f_{ck} nesses períodos.

As etapas transitórias consideradas no dimensionamento da viga são as mesmas citadas no início do tópico 4.

A resistência característica do concreto para a idade definida (f_{ckj}) foi obtida através da Equação (40). A resistência média à tração do concreto (f_{ctj}) foi calculada conforme item 8.2.5 da NBR 6118:2023, através da Equação (39). O módulo de elasticidade do concreto E_{cj} foi obtido pela Equação (72). Assim, tem-se os parâmetros referente ao concreto de acordo com cada situação transitória, apresentados na Tabela 23.

Tabela 23 – Características do concreto de acordo com cada etapa - vigas

Etapas	Idade (dias)	f_{ckj} (MPa)	f_{ctj} (MPa)	E_{cj} (MPa)
1	3	11,45	1,52	22738,66
2	7	17,10	1,99	27785,83
3	14	21,36	2,31	31057,04
4	21	23,57	2,47	32626,77

Fonte: Autora

4.2.1.1 Características geométricas

Optou-se por utilizar uma das seções mais frequentemente produzidas no território nacional, resultando na escolha de uma seção de 40x50 cm para a viga em questão. Além disso, a viga contará com abas que servirão de apoio para o painel

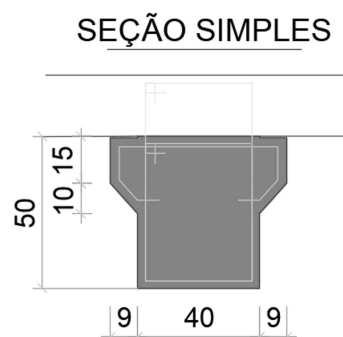
alveolar. As Figuras 44 e 45 representam a seção longitudinal e a seção simples da viga a ser dimensionada.

Figura 44 – Seção longitudinal simples da viga V12 do pavimento 1º Andar



Fonte: Autora

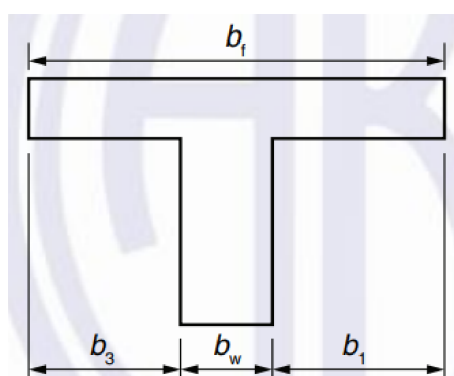
Figura 45 – Seção simples da viga V12 do pavimento 1º Andar



Fonte: Autora

Para a determinação da largura colaborante da viga em sua seção composta após o segundo estágio de concretagem, o item 14.6.2.2 da NBR 6118:2023 foi utilizado. Devem ser respeitados os limites b_1 e b_3 , conforme indicado na Figura 46.

Figura 46 – Largura de mesa colaborante



Fonte: NBR 6118:2023

Onde:

$$b_1 \leq 0,1 \cdot a \quad (189)$$

$$b_3 \leq 0,1 \cdot a \quad (190)$$

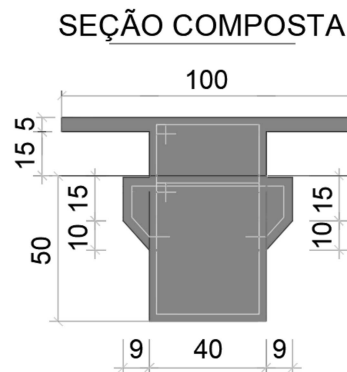
Considerando o tramo da viga com momentos nas duas extremidades, o comprimento a é dado pela Equação (191):

$$a = 0,6 \cdot L \quad (191)$$

$$a = 0,6 \cdot 5,6 \text{ m} = 3,36 \text{ m} \quad (192)$$

Assim, os comprimentos b_1 e b_3 devem ser menor ou igual a 33,6 cm. Para facilitar nos cálculos e detalhamento, os comprimentos b_1 e b_3 foram fixados em 30 cm. A seção composta da viga após o segundo estágio de concretagem é exibida na Figura 47.

Figura 47 – Seção composta da viga V12 do pavimento 1º Andar



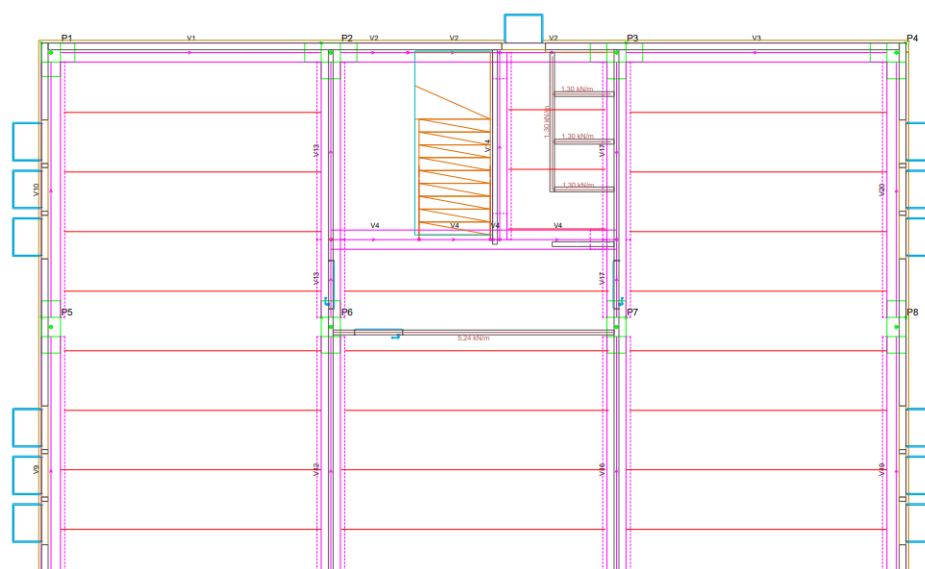
A seção simples será utilizada para a verificação nas etapas 1,2 ,3 e 4, enquanto a seção composta será utilizada para a verificação na etapa 5.

4.2.1.2 Carregamentos

Neste item, serão definidos os carregamentos atuantes na viga. O peso próprio da seção simples e a carga referente ao peso próprio do segundo estágio de concretagem são determinados através da área das seções e do peso específico do concreto (25 kN/m^3). Sobre a viga, estará construída uma parede com as mesmas considerações apresentadas no item 4.1.1.2.

Além disso, a viga receberá a reação dos painéis alveolares que estarão apoiados em ambos os lados do elemento, visto que, essa é uma das vigas centrais do pavimento e a mesma possui duas abas laterais para o apoio das lajes, conforme proposto pelas seções transversais apresentadas no item anterior. Para determinação do valor dessa reação com mais precisão, o posicionamento dos painéis no pavimento foi definido. A Figura 48 apresenta a paginação das lajes adotada para o pavimento 1º Andar.

Figura 48 – Paginação das lajes do pavimento 1º Andar



Fonte: Autora

A análise da paginação demonstrou que o comprimento viga V12 que suporta a reação do painel alveolar mais solicitado (dimensionado na seção 4.1), é de apenas 35 cm. No entanto, mesmo com essa extensão reduzida, o carregamento será adequadamente considerado no processo de dimensionamento da viga. Vale destacar que o restante do comprimento da viga V12 suporta as reações dos demais painéis alveolares.

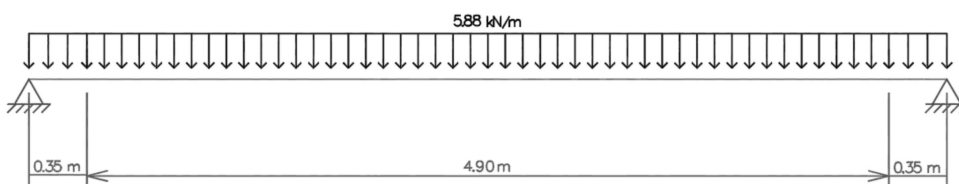
Os painéis alveolares foram considerados como elementos biapoiados nas vigas. Desta forma, a reação nas vigas foi obtida multiplicando a carga total característica atuante no painel (em kN/m) pelo vão do painel (5,6 m) e o valor obtido foi dividido por 2, pois os painéis são sustentados por duas vigas laterais.

O peso próprio da seção simples será o único carregamento considerado nas situações transitórias de desforma e armazenamento (etapa 1), transporte (etapa 2) e montagem (etapa 3). Para a situação de construção preliminar (etapa 4), além do peso próprio da seção simples da viga, são considerados também o peso próprio dos painéis alveolares e o peso próprio adicionado devido ao segundo estágio de concretagem. Já para o uso final (etapa 5), a estrutura já está solidarizada e as ligações semirrígidas já

ganharam resistência, assim, considera-se também as cargas das paredes (sobre o painel alveolar e sobre a viga) e a carga accidental.

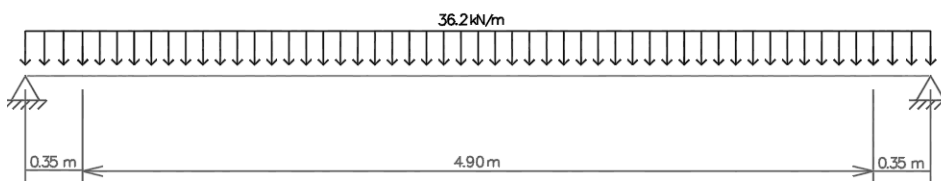
Assim, o carregamento atuante nas etapas 1, 2 e 3 é representado pela Figura 49. O carregamento atuante nas etapas 4 e 5 estão dispostos nas Figuras 50 e 51, respectivamente. O carregamento apresentando inclui as cargas permanentes e accidentais, com valor característico, pois serão majoradas em cada etapa do cálculo.

Figura 49 – Carregamento atuante na viga V12 - Etapas 1, 2 e 3



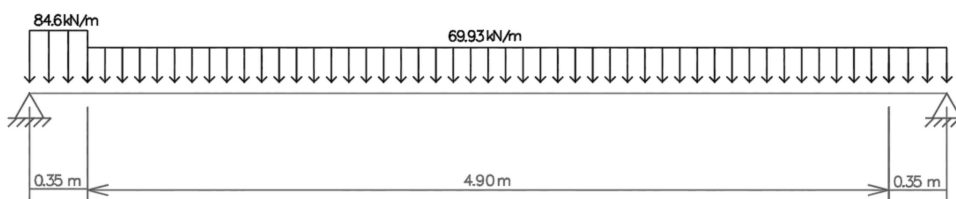
Fonte: Autora

Figura 50 – Carregamento atuante na viga V12 - Etapa 4



Fonte: Autora

Figura 51 – Carregamento atuante na viga V12 - Etapa 5



Fonte: Autora

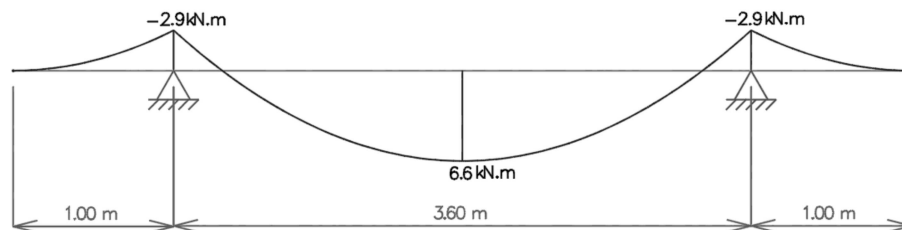
4.2.1.3 Determinação dos esforços solicitantes

- **Etapas 1, 2 e 3:**

Para essas etapas, será considerado o içamento por 2 pontos, representado pelo primeiro esquema estático da Tabela 2. Os diagramas de esforços

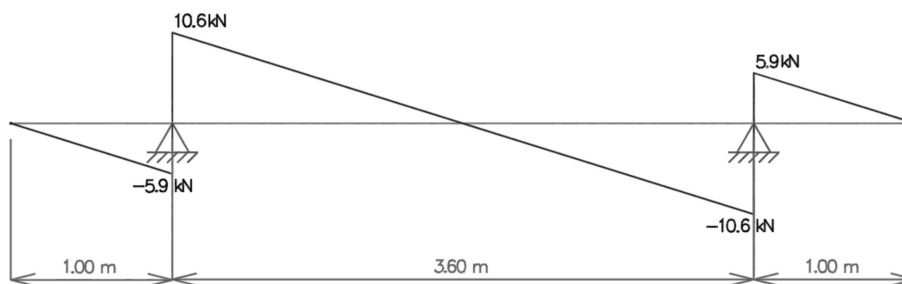
solicitantes foram obtidos por meio do *software* Ftool. As Figuras 52 e 53 representam, respectivamente, o diagrama de momentos fletores e o diagrama de esforços cortantes para a viga V12 durante as etapas 1, 2 e 3.

Figura 52 – Diagrama de momentos fletores - Etapas 1, 2 e 3



Fonte: Autora

Figura 53 – Diagrama de esforços cortantes - Etapas 1, 2 e 3



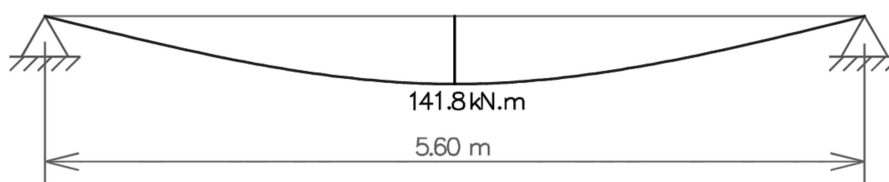
Fonte: Autora

Além disso, para o dimensionamento de elementos pré-moldados, conforme citado anteriormente no item 2.1.5 (Solicitações dinâmicas no manuseio, transporte e montagem dos elementos), é necessário considerar um coeficiente de amplificação dinâmica β_a durante o manuseio, transporte e montagem dos elementos. Para o dimensionamento das armaduras da viga nas situações transitórias, o coeficiente β_a será 1,3.

- **Etapa 4:**

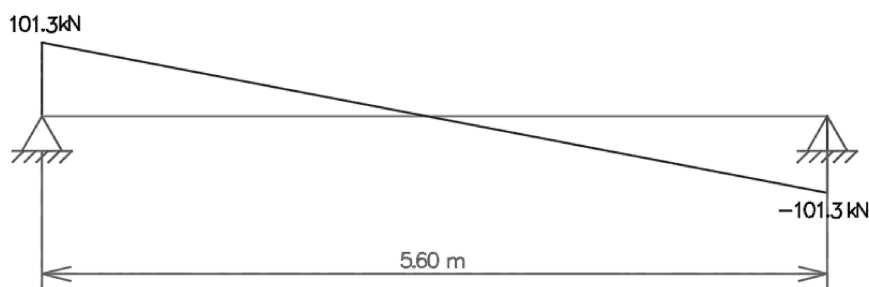
As Figuras 54 e 55, representam, respectivamente, o diagrama de momentos fletores e o diagrama de esforços cortantes para a viga V12 durante a etapa 4.

Figura 54 – Diagrama de momentos fletores - Etapa 4



Fonte: Autora

Figura 55 – Diagrama de esforços cortantes - Etapa 4



Fonte: Autora

• Etapas 5:

Para a etapa 5, a estrutura estará solidarizada e conforme exposto no item 2.1.6.1 (Ligações Viga x Pilar), no projeto do presente trabalho, a ligação das vigas pré-moldadas com os pilares será do tipo semirrígida com o uso de barras passantes nos pilares.

De acordo com o item 5.1.2.9 da NBR 9062:2017, o projeto de estruturas pré-moldadas com ligações semirrígidas pode ser baseado na análise linear aproximada, utilizando a rigidez secante da ligação (R_{sec}). Este procedimento é válido quando o momento solicitante elástico de projeto $M_{Sd,rig}$ (engastamento perfeito na ligação) não exceder o momento-limite de escoamento.

Ainda, conforme estabelecido pela norma NBR 9062:2017, a caracterização do comportamento semirrígido de uma ligação viga-pilar é definida pela sua rigidez secante (R_{sec}), que representa a resposta não linear da relação momento-rotação. A rotação relativa viga-pilar, associada à rigidez secante, deve ser medida no centro de giro no apoio sobre o consolo. O fator de restrição à rotação α_R estabelece a relação entre a rigidez secante da ligação viga-pilar e a rigidez da viga adjacente a ela (Equação (125)) (Hadade et al, 2018).

$$\alpha_R = \left[1 + \frac{3 \cdot (E_C I)_{\text{sec}}}{R_{\text{sec}} L_{\text{ef}}} \right] \quad (193)$$

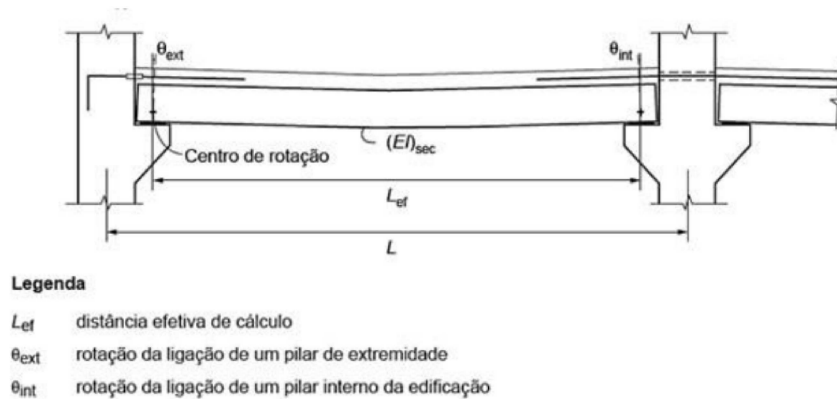
Onde

L_{ef} é o comprimento efetivo entre os centros de giros nos apoios da viga, conforme Figura 56;

$(E_C I)_{\text{sec}}$ é a rigidez secante da viga a ser considerada, igual a $0,5 \cdot E_C I$ para vigas pré-moldadas, de acordo com a NBR 9062:2017;

R_{sec} é a rigidez secante da curva momento-rotação da ligação viga-pilar.

Figura 56 – Comprimento efetivo da viga para cálculo do fator de restrição



Fonte: NBR 9062:2017

Através da determinação do fator de restrição α_R , é possível determinar a porcentagem de engastamento da ligação por meio do momento de engastamento perfeito e o momento na extremidade da viga, através da Equação (194):

$$\frac{M_{SR}}{M_E} = \frac{3 \cdot \alpha_R}{2 + \alpha_R} \quad (194)$$

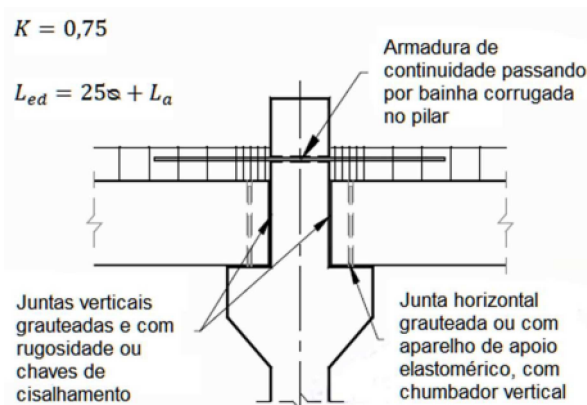
Onde

M_{SR} é o momento na extremidade da viga;

M_E é o momento de engastamento perfeito.

Assim, de acordo com a NBR 9062:2017, para as ligações serem consideradas de comportamento semirrígido na análise estrutural, o fator de restrição deve estar entre 0,15 e 0,85. As ligações com fator de restrição menores que 0,15 devem ser consideradas com comportamento de articulação. A tipologia apresentada pela Figura 57, será a tipologia adotada para as ligações viga x pilar das vigas internas da edificação desse projeto, a partir da continuidade da armadura negativa passando por bainha corrugada no pilar.

Figura 57 – Tipologia 1 para ligações típicas viga x pilar

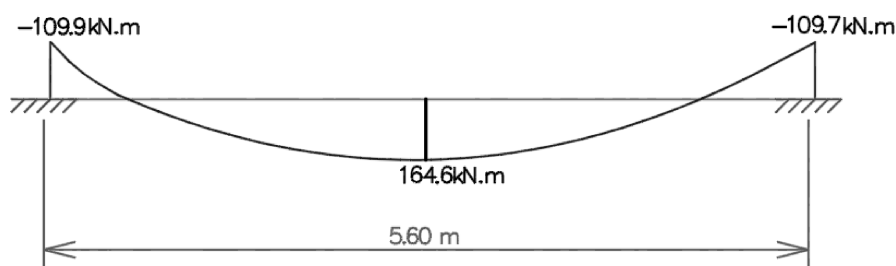


Fonte: NBR 9062:2017

Para esse projeto, adotou-se um fator de restrição igual a 0,5. Através da Equação (194) foi possível determinar que o momento na extremidade da viga seria igual a 60% no momento de engaste perfeito. O momento de engaste perfeito foi obtido através do *software* Ftool e em seguida, o mesmo foi redistribuído conforme o fator de restrição adotado.

A Figura 58 representa o diagrama de momentos fletores para a viga V12 durante a etapa 5, considerando a vinculação semirrígida com o fator de restrição α_R igual a 0,50. O diagrama de esforços cortantes para essa etapa é o mesmo apresentado pela Figura 59.

Figura 58 – Diagrama de momentos fletores - Etapa 5



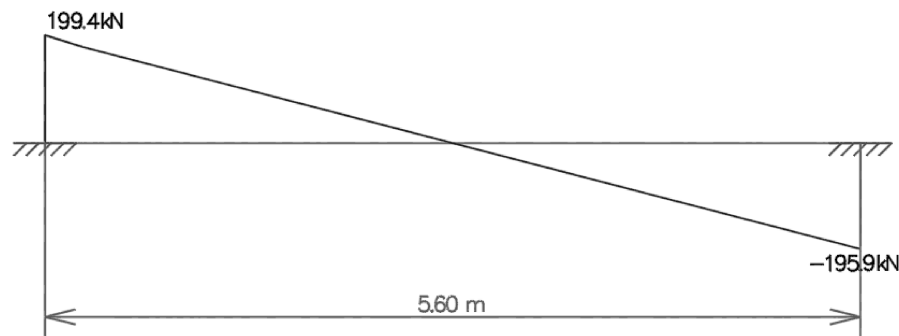
Fonte: Autora

4.2.2 Dimensionamento no Estado Limite Último

4.2.2.1 Dimensionamento da armadura longitudinal

Para o cálculo da armadura longitudinal, o processo se inicia a partir de uma estimativa para as bitolas transversal e longitudinal a serem utilizadas, para que a altura útil da viga possa ser determinada, através da Equação (195):

Figura 59 – Diagrama de esforços cortantes - Etapa 5



Fonte: Autora

$$d = h - c - \varphi_t - \frac{\varphi_l}{2} \quad (195)$$

Onde

 d é a altura útil da viga; h é a altura da viga; c é o cobrimento da viga; φ_t é o diâmetro da armadura transversal; φ_l é o diâmetro da armadura longitudinal.

Depois, a posição da linha neutra é obtida, por meio da Equação (196):

$$x = 1,25 \left[d - \sqrt{d^2 - \frac{M_d}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot b_w}} \right] \quad (196)$$

Onde

 M_d é o momento máximo de cálculo; b_w é a largura da viga; f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto.

A posição da linha neutra deve ser verificada, pois a NBR 6118:2023 prescreve que a relação x/d deve ser menor do que 0,45, de forma a garantir condições mínimas de ductilidade e profundidade da linha neutra.

Por fim, conhecendo o domínio de deformação e a profundidade da linha neutra, a área de aço A_s pode ser calculada conforme a Equação (197):

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd}(d - 0,4x)} \quad (197)$$

A armadura calculada deve ser comparada com os limites máximos e mínimos estabelecidos por norma. O item 17.3.5.2.4 da NBR 6118:2023 prescreve que a soma das armaduras de tração e compressão das vigas, fora da região de emendas, não

seja maior que 4% da área da seção de concreto. Já a armadura mínima $A_{s,min}$, para a seção retangular e f_{ck} de 25 MPa, é obtida por meio da Equação (198):

$$A_{s,min} = 0,0015 \cdot b \cdot h \quad (198)$$

4.2.2.1.1 Momento positivo

- **Etapas 1, 2 e 3:** Seção simples

A armadura deve ser calculada para a situação mais crítica de dimensionamento. Primeiramente, será determinado a área de aço para resistir aos esforços de içamento para a desmoldagem da peça, que ocorrerá após 3 dias da concretagem.

O momento fletor positivo de dimensionamento para essas etapas é dado por:

$$M_d = 1,4 \cdot 1,3 \cdot 6,6 \text{ kN.m} = 12,01 \text{ kN.m} \quad (199)$$

Estimando os diâmetros das armaduras longitudinal e transversal, tem-se a altura útil da viga:

$$\varphi_t = 6,3 \text{ mm} \quad (200)$$

$$\varphi_l = 12,5 \text{ mm} \quad (201)$$

$$d = 50 - 3 - 0,63 - \frac{1,25}{2} = 45,745 \text{ cm} \quad (202)$$

Para um momento de 12,01 kN.m, a posição da linha neutra é:

$$x = 1,25 \left[45,745 - \sqrt{45,745^2 - \frac{1201}{0,425 \cdot \frac{11,45 \cdot 10^{-1}}{1,4} \cdot 40}} \right] = 1,193 \text{ cm} \quad (203)$$

$$\frac{x}{d} = \frac{1,193}{45,745} = 0,026 \rightarrow \text{Domínio 2} \quad (204)$$

A armadura longitudinal pode então ser determinada:

$$A_s = \frac{1201}{43,48(45,745 - 0,4 \cdot 1,193)} = 0,61 \text{ cm}^2 \quad (205)$$

Assim, a armadura para essa etapa seria a armadura mínima:

$$A_{s,\min} = 0,0015 \cdot 40 \cdot 50 = 3 \text{ cm}^2 \quad (206)$$

• **Etapa 4:** Seção simples

O momento fletor positivo de dimensionamento para essa etapa é dado pela Equação (207). O coeficiente de ponderação utilizado é o coeficiente de ponderação para a construção, que tem o valor de 1,3, conforme o item 11 da NBR 6118:2023.

$$M_d = 1,3 \cdot 141,8 \text{ kN.m} = 184,34 \text{ kN.m} \quad (207)$$

Para um momento de 184,34 kN.m, a posição da linha neutra é:

$$x = 1,25 \left[45,745 - \sqrt{45,745^2 - \frac{18434}{0,425 \cdot \frac{23,57 \cdot 10^{-1}}{1,4} \cdot 40}} \right] = 9,61 \text{ cm} \quad (208)$$

$$\frac{x}{d} = \frac{9,61}{45,745} = 0,21 \rightarrow \text{Domínio 2} \quad (209)$$

A armadura longitudinal pode então ser determinada:

$$A_s = \frac{18434}{43,48(45,745 - 0,4 \cdot 9,61)} = 10,12 \text{ cm}^2 \quad (210)$$

• **Etapa 5:** Seção composta

O momento fletor positivo de dimensionamento para essa etapa é dado por:

$$M_d = 1,4 \cdot 164,6 \text{ kN.m} = 230,44 \text{ kN.m} \quad (211)$$

Para vigas de seção "T", é necessário, primeiramente, determinar qual é o maior momento resistido inteiramente pela mesa comprimida e compará-lo com o momento solicitante de cálculo. Assim, é possível identificar se a viga se comporta como uma viga "T" ou como uma viga retangular de largura b_f (100 cm, para esse caso).

O maior momento resistido inteiramente pela mesa comprimida M_{dm} é dado pela Equação (212):

$$M_{dm} = \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot h_f \cdot b_f \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \quad (212)$$

$$M_{dm} = 0,85 \cdot 1,79 \text{ kN/cm}^2 \cdot 5 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} \cdot (70 \text{ cm} - 0,5 \cdot 5 \text{ cm})$$

$$= 51350,625 \text{ kN.cm} = 513,51 \text{ kN.m} \quad (213)$$

513,50 kN.m > 230,44 kN.m → Viga se comporta como viga retangular
(214)

Para essa etapa, a seção avaliada é a seção "T". Agora, a altura total da viga é 70 cm, portanto, a altura útil é dada por:

$$d = 70 - 3 - 0,63 - \frac{1,25}{2} = 65,745 \text{ cm} \quad (215)$$

Para um momento de 230,44 kN.m, a posição da linha neutra é:

$$x = 1,25 \left[65,745 - \sqrt{65,745^2 - \frac{23044}{0,425 \cdot \frac{25 \cdot 10^{-1}}{1,4} \cdot 100}} \right] = 2,94 \text{ cm} \quad (216)$$

$$\frac{x}{d} = \frac{2,94}{65,745} = 0,045 \rightarrow \text{Domínio 2} \quad (217)$$

A armadura longitudinal pode então ser determinada:

$$A_s = \frac{23044}{43,48(65,745 - 0,4 \cdot 2,94)} = 8,21 \text{ cm}^2 \quad (218)$$

No fim, considerando a situação mais crítica, que foi determinada pela etapa 4, a área da armadura tracionada necessária é de 10,12 cm².

4.2.2.1.2 Momento negativo

- **Etapas 1, 2 e 3:** Seção simples

O momento fletor negativo de dimensionamento para essa etapa é dado por:

$$M_d = 1,4 \cdot 1,3 \cdot 2,9 \text{ kN.m} = 5,278 \text{ kN.m} \quad (219)$$

Para um momento de 2,278 kN.m, a posição da linha neutra é:

$$x = 1,25 \left[45,745 - \sqrt{45,745^2 - \frac{527,8}{0,425 \cdot \frac{11,45 \cdot 10^{-1}}{1,4} \cdot 100}} \right] = 0,52 \text{ cm} \quad (220)$$

$$\frac{x}{d} = \frac{0,52}{45,745} = 0,011 \rightarrow \text{Domínio 2} \quad (221)$$

A armadura longitudinal pode então ser determinada:

$$A'_s = \frac{5278,8}{43,48(45,745 - 0,4 \cdot 0,52)} = 0,27 \text{ cm}^2 \quad (222)$$

Assim, a armadura para essa etapa seria a armadura mínima:

$$A_{s,\min} = 0,0015 \cdot 40 \cdot 50 = 3 \text{ cm}^2 \quad (223)$$

- **Etapa 4:** Seção simples

Conforme apresentando na Figura 54, a viga não possui momentos fletores negativos nessa etapa, pois a ligação semirrígida ainda não se solidarizou.

- **Etapa 5:** Seção composta

O momento fletor negativo de dimensionamento para essa etapa é dado por:

$$M_d = 1,4 \cdot 109,9 \text{ kN.m} = 153,86 \text{ kN.m} \quad (224)$$

Portanto, a viga trabalhará com uma seção retangular.

Para um momento de 153,86 kN.m, a posição da linha neutra é:

$$x = 1,25 \left[65,745 - \sqrt{65,745^2 - \frac{15386}{0,425 \cdot \frac{25 \cdot 10^{-1}}{1,4} \cdot 100}} \right] = 1,95 \text{ cm} \quad (225)$$

$$\frac{x}{d} = \frac{1,95}{65,745} = 0,029 \rightarrow \text{Domínio 2} \quad (226)$$

A armadura longitudinal pode então ser determinada:

$$A'_s = \frac{15386}{43,48(65,745 - 0,4 \cdot 1,95)} = 5,45 \text{ cm}^2 \quad (227)$$

Conclui-se que na seção simples da viga, será necessário área de aço de 3 cm² para a armadura longitudinal negativa. Já para a seção composta, será necessário uma área de armadura de 5,45 cm² para as barras passantes a serem inseridas na seção composta durante o segundo estágio de concretagem, atravessando os pilares de apoio da viga V12.

4.2.2.2 Dimensionamento da armadura transversal

Nesta etapa, serão dimensionados os estribos da seção simples e da seção composta. O estribo da seção simples é dimensionado para combater aos esforços de cisalhamento que ocorrem sobre a peça durante as etapas construtivas, desde sua fabricação até montagem na estrutura, previamente à incorporação da concretagem de 2º estágio (etapas 1, 2, 3 e 4).

Já os estribos da seção de 2º estágio são dimensionado para garantir a solidarização da peça. Como os estribos de 2º estágio são concretados com sua parte superior externa à seção pré-moldada, estes não podem ser considerados na verificação do cisalhamento da seção pré-moldada antes da segunda concretagem, uma vez que não haverá a ancoragem da barra em ambas as extremidades para que o estribo resista ao esforço cisalhante. Por este motivo, há a necessidade de detalhar estribos internos à seção pré-moldada.

Nestes casos, para que a viga de seção composta possa ser calculada como uma peça monolítica, é necessário que seja respeitada a verificação prescrita no item 6.3.3 da NBR 9062:2017, para que seja determinada uma área da armadura atravessando perpendicularmente a interface e totalmente ancorada nos elementos componentes.

A função primordial da armadura transversal é resistir aos esforços cortantes, e sua determinação pode seguir dois modelos distintos. No Modelo I, presume-se que as diagonais de compressão possuam uma inclinação de 45° em relação ao eixo longitudinal da peça, e a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares (V_c) permanece constante. Já no Modelo II, admite-se que a inclinação pode variar entre 30° e 45°, e a parcela complementar varia de acordo com a força solicitante de cálculo (V_{sd}). O modelo II geralmente resulta em dimensionamentos mais econômicos, embora demande uma maior resistência das bielas comprimidas. A opção pelo Modelo II foi feita devido aos valores mais econômicos da armadura transversal.

Para o dimensionamento da armadura transversal, a condição dada pela Equação (228) deve ser atendida:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad (228)$$

O valor da força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais de compressão (V_{Rd2}) é dado pela Equação (229):

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot \sin^2 \theta \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \quad (229)$$

Onde:

α_{v2} é $1 - (f_{ck}/250)$, com f_{ck} em MPa;

θ é a inclinação da biela de concreto, considerada entre 30° e 45°;

α é a inclinação dos estribos em relação à horizontal.

Deve-se determinar a parcela da força cortante que será absorvida pelos estribos (V_{sw}):

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (230)$$

O valor de V_c na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção será calculado conforme a Equação (231):

$$V_c = \begin{cases} V_{c0} & \text{se } V_{sd} \leq V_{c0}, \\ \frac{V_{c0} \cdot (V_{Rd2} - V_{sd})}{V_{Rd2} - V_{c0}} & \text{se } V_{c0} < V_{sd} \leq V_{Rd2} \end{cases} \quad (231)$$

V_{c0} é calculado de acordo com a Equação:

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (232)$$

A força cortante que deve ser resistida pela armadura transversal é:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha \quad (233)$$

De acordo com a NBR 6118:2023, todos os elementos lineares submetidos à força cortante devem ter armadura transversal mínima de:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b \cdot s \cdot \sin \alpha} \geq 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \quad (234)$$

O espaçamento entre estribos deve ser o suficiente para permitir a passagem do vibrador. Quanto ao espaçamento máximo, as seguintes condições devem ser atendidas:

$$V_{sd} \leq 0,67 \cdot V_{Rd2} \rightarrow s_{max} = 0,6 \cdot d \leq 30 \text{ cm} \quad (235)$$

$$V_{sd} > 0,67 \cdot V_{Rd2} \rightarrow s_{max} = 0,3 \cdot d \leq 20 \text{ cm} \quad (236)$$

• **Armadura transversal para a seção simples (Etapas 1, 2, 3 e 4):**

Nesta verificação, será utilizado o esforço cortante obtido para a etapa 4 (construção preliminar), por se tratar da situação mais crítica. Como a etapa 4 não envolve o transporte, saque e manuseio da peça, pois esta já estará em sua posição final, o coeficiente de amplificação de 1,3 não será utilizado.

Assim, o esforço solicitante de cálculo é dado por:

$$V_{sd} = 1,4 \cdot 101,3 \text{ kN} = 141,82 \text{ kN} \quad (237)$$

O valor da força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais de compressão é determinado, adotado θ igual à 30° e α igual à 90° :

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{23,57}{250} = 0,9 \quad (238)$$

$$\begin{aligned} V_{Rd2} &= 0,54 \cdot 0,9 \cdot \frac{23,57 \cdot 10^3}{1,4} \cdot 0,4 \cdot 0,457 \cdot \sin^2 30^\circ \cdot (\cot 90^\circ + \cot 30^\circ) \\ &= 647,66 \text{ kN} \end{aligned} \quad (239)$$

$$141,82 \text{ kN} \leq 647,66 \text{ kN} \rightarrow \text{Ok} \quad (240)$$

Calcula-se a parcela resistida pelos mecanismos complementares ao de treliça:

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1,4} = 0,15 \cdot 23,57^{2/3} \cdot 1000 = 1233,10 \text{ kN/m}^2 \quad (241)$$

$$V_{c0} = 0,6 \cdot 1233,10 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,40 \cdot 0,457 = 135,25 \text{ kN} < V_{sd} \quad (242)$$

$$V_c = 135,25 \cdot \left(\frac{647,66 - 141,82}{647,66 - 135,25} \right) = 133,52 \text{ kN} \quad (243)$$

Então, define-se a força a ser resistida pela armadura transversal:

$$V_{sw} = 141,82 - 133,52 = 8,3 \text{ kN} \quad (244)$$

Determina-se a armadura necessária:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{8,3}{0,9 \cdot 0,457 \cdot \frac{500000}{1,15} \cdot \sin 90^\circ \cdot (\cot 90^\circ + \cot 30^\circ)} = 0,27 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (245)$$

Calcula-se a armadura mínima:

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 0,2 \cdot \frac{0,3 \cdot 23,57^{2/3}}{600} \cdot 0,4 = 3,29 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (246)$$

Determinando o espaçamento máximo:

$$V_{sd} \leq 0,67 \cdot 647,66 \quad (247)$$

$$s_{max} = 0,6 \cdot 45,745 = 27,44\text{cm} \quad (248)$$

$$27,44\text{cm} < 30\text{cm} \quad (249)$$

Adotando uma bitola de 6,3mm para o estribo, determina-se a armadura devido ao espaçamento máximo:

$$\frac{A_{sw,smax}}{s} = \frac{2 \cdot \frac{\pi \cdot 0,63^2}{4}}{0,274} = 2,28 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (250)$$

Adota-se a maior área de aço encontrada, de 3,29 cm²/m. Determinando a quantidade de barras:

$$Q = \frac{3,39 \text{ cm}^2/\text{m}}{2 \cdot 0,315 \text{ cm}^2} = 5,31 \text{ barras/m} \quad (251)$$

Calculando o espaçamento entre os estribos:

$$s = \frac{100}{5,31} = 18,83 \quad (252)$$

Assim, para a seção simples, a armadura transversal necessária seria de φ 6,3c/18cm.

• **Armadura transversal para a seção composta (Etapa 5):**

Nesta verificação, será utilizado o esforço cortante obtido para a etapa 5 (uso final). Como a etapa 5 não envolve o transporte, saque e manuseio da peça, pois esta já estará em sua posição final, o coeficiente de amplificação de 1,3 não será utilizado.

Assim, o esforço solicitante de cálculo é dado por:

$$V_{sd} = 1,4 \cdot 199,4 \text{ kN} = 279,16 \text{ kN} \quad (253)$$

O valor da força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais de compressão é determinado, adotado θ igual à 30° e α igual à 90°:

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{25}{250} = 0,9 \quad (254)$$

$$\begin{aligned} V_{Rd2} &= 0,54 \cdot 0,9 \cdot \frac{25 \cdot 10^3}{1,4} \cdot 0,4 \cdot 0,457 \cdot \sin^2 30^\circ \cdot (\cot 90^\circ + \cot 30^\circ) \\ &= 686,95 \text{ kN} \end{aligned} \quad (255)$$

$$279,16 \text{ kN} \leq 686,95 \text{ kN} \rightarrow \text{Ok} \quad (256)$$

Calcula-se a parcela resistida pelos mecanismos complementares ao de treliça:

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1,4} = 0,15 \cdot 25^{2/3} \cdot 1000 = 1282,48 \text{ kN/m}^2 \quad (257)$$

$$V_{c0} = 0,6 \cdot 1282,48 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,40 \cdot 0,457 = 140,66 \text{ kN} < V_{sd} \quad (258)$$

$$V_c = 140,66 \cdot \left(\frac{686,95 - 279,16}{686,95 - 140,66} \right) = 105,00 \text{ kN} \quad (259)$$

Então, define-se a força a ser resistida pela armadura transversal:

$$V_{sw} = 279,16 - 105,00 = 174,16 \text{ kN} \quad (260)$$

Determina-se a armadura necessária:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{174,16}{0,9 \cdot 0,457 \cdot \frac{500000}{1,15} \cdot \sin 90^\circ \cdot (\cot 90^\circ + \cot 30^\circ)} = 5,62 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (261)$$

Calcula-se a armadura mínima:

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 0,2 \cdot \frac{0,3 \cdot 25^{2/3}}{600} \cdot 0,4 = 3,42 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (262)$$

Determinando o espaçamento máximo:

$$V_{sd} \leq 0,67 \cdot 686,95 \quad (263)$$

$$s_{max} = 0,6 \cdot 45,745 = 27,44 \text{ cm} \quad (264)$$

$$27,44 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \quad (265)$$

Adotando uma bitola de 6,3mm para o estribo, determina-se a armadura devido ao espaçamento máximo:

$$\frac{A_{sw,smax}}{s} = \frac{2 \cdot \frac{\pi \cdot 0,63^2}{4}}{0,274} = 2,28 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (266)$$

Adota-se a maior área de aço encontrada, de 4,69 cm²/m. Determinando a quantidade de barras:

$$Q = \frac{5,62 \text{ cm}^2/\text{m}}{2 \cdot 0,315 \text{ cm}^2} = 8,92 \text{ barras/m} \quad (267)$$

Calculando o espaçamento entre os estribos:

$$s = \frac{100}{8,92} = 11,21 \quad (268)$$

Assim, para a seção composta, a armadura transversal necessária seria de φ 6,3c/11cm.

• **Armadura de solidarização:**

De acordo com o item 6.3.3 da NBR 9062:2017, na falta de cálculo mais rigoroso, permite-se calcular o elemento composto (ou misto) como elemento monolítico, se a tensão de aderência de cálculo τ_{sd} satisfizer a Equação (269).

$$\tau_{sd} \leq \beta_s \frac{f_{yd} \cdot A_s}{b \cdot s} + \beta_c \cdot f_{ctd} < 0,25 \cdot f_{cd} \quad (269)$$

Onde:

A_s é a área da armadura atravessando perpendicularmente a interface e totalmente ancorada nos elementos componentes;

f_{yd} é a resistência de cálculo da armadura;

s é o espaçamento da armadura A_s ;

b é a largura da interface;

f_{ctd} é obtido segundo a ABNT NBR 6118 para o concreto de menor resistência no contato;

De acordo com El Debs (2000), a tensão de aderência τ_{sd} é dada pela Equação (270)

$$\tau_{sd} = \frac{F_{hd}}{a_v \cdot b} \quad (270)$$

Onde:

F_{hd} é o valor da força horizontal de cisalhamento;

a_v é a distância entre os pontos de momento nulo e máximo, respectivamente, no elemento;

β_s é o coeficiente de minoração aplicado à armadura;

β_c é o coeficiente de minoração aplicado ao concreto.

No caso da superfície de ligação ser intencionalmente áspera com rugosidade mínima de 0,5 cm em 3,0 cm, os valores dos coeficientes β_s e β_c são os definidos na Tabela 60, interpolando-se linearmente para os valores intermediários.

Figura 60 – Valores dos coeficientes β_s e β_c

A_s/bs %	β_s	β_c
$\leq 0,2$	0	0,3
$\geq 0,5$	0,9	0,6

Fonte: NBR 9062:2017

Levando em consideração que para a etapa 5 a linha neutra está passando pela capa de concreto, a resultante de compressão no concreto R_{cc} é dada pela Equação (271):

$$R_{cc} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,8 \cdot x \quad (271)$$

Sendo assim, tem-se:

$$R_{cc} = 0,85 \cdot 17857,14 \text{ kN/m}^2 \cdot 1 \text{ m} \cdot 0,8 \cdot 0,0195 \text{ m} = 236,79 \text{ kN} \quad (272)$$

A largura da interface de contato é igual a 40 cm, conforme apresentado na Figura 47, assim, a tensão de aderência é dada por:

$$\tau_{sd} = \frac{236,79 \text{ kN}}{5,6 \text{ m} \cdot 0,4 \text{ m}} = 105,71 \text{ kN/m}^2 \quad (273)$$

Considerando os estribos obtidos na etapa anterior φ 6,3c/13cm, é possível obter a relação entre a área de aço e o espaçamento, para determinação dos coeficientes β_s e β_c :

$$\frac{A_s}{b \cdot s} (\%) = \frac{0,31 \text{ cm}^2 \cdot 2}{40 \text{ cm} \cdot 13 \text{ cm}} \cdot 100 = 11,9\% \quad (274)$$

Adotado β_s igual a 0,9 e β_c igual a 0,6 e utilizando a Equação (269):

$$105,71 \leq 0,9 \cdot 4347,8 \cdot 0,12 + 0,6 \cdot 1282,48 < 0,25 \cdot 17857,14 \quad (275)$$

$$105,71 \leq 1239,05 < 4464,28 \rightarrow Ok \quad (276)$$

Assim, a solução adotada será o uso de estribos de φ 6,3 a cada 11 cm, garantindo que a peça funciona como seção monolítica após a concretagem de segundo estágio. Os estribos deverão ter 4 ramos, a fim de atender a seção simples e a seção composta. Os estribos terão o mesmo espaçamento ao longo de toda peça. Por mais que existam regiões com esforço cortante inferiores àquele resistido pela armadura mínima, a armadura final adotada foi determinada visando ao funcionamento da peça como monolítica.

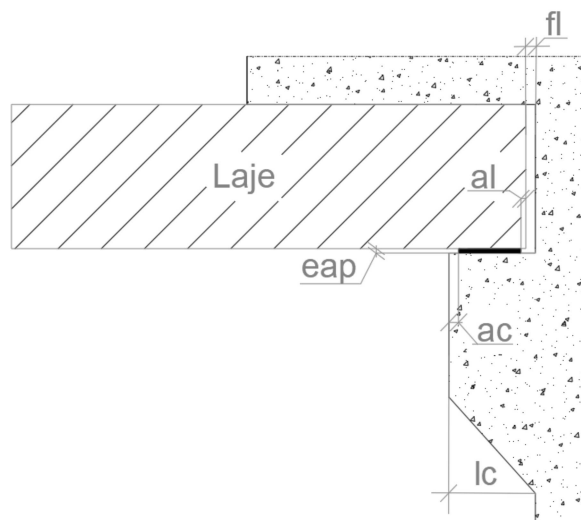
4.2.2.3 Aba de apoio para laje (consolo corrido)

Nesta etapa, será dimensionado o consolo corrido da viga que servirá de apoio para os painéis alveolares.

- **Características geométricas:**

A Figura 61 representa as dimensões adotadas, juntamente com os afastamentos que devem ser previstos entre os elementos. As dimensões adotadas estão de acordo com as prescrições apresentadas na seção 7.3.3 de disposições construtivas da NBR 9062:2017.

Figura 61 – Dimensões do consolo corrido



Fonte: Autora

Onde:

l_c é o comprimento do consolo. Foi adotado o comprimento de 9 cm.

a_c é o afastamento do aparelho de apoio à face externa do consolo. Foi adotado o afastamento de 1 cm.

a_l é o afastamento à face extrema da laje. Foi adotado o afastamento de 0,5 cm.

f_l é a distância da face extrema do painel alveolar até a face da viga. Foi adotado o valor de 1 cm.

e_{ap} é a espessura do aparelho de apoio. Foi adotado o valor de 0,5 cm.

As demais dimensões já foram previamente apresentadas na Figura 47.

- **Carregamentos:**

Para projetar as abas de apoio para as lajes, será considerado apenas a etapa 5. Isso se deve ao fato de que nessa etapa todas as cargas já estão atuando sobre o consolo, tornando-a a situação crítica para o dimensionamento. Nas etapas anteriores (1, 2 e 3), não há carregamento direto na aba, e na etapa 4, apenas o peso próprio da laje atua sobre as abas.

Dessa forma, a resultante vertical da reação dos painéis alveolares nas abas das vigas é de 42,7 kN/m, considerando somente o peso próprio do painel. Além disso, tem-se a carga de peso próprio do consolo corrido (g_1), que foi obtida através da multiplicação da área do consolo pelo peso específico do concreto.

- **Esforços solicitantes:**

Com os carregamentos já definidos, é possível determinar os esforços de dimensionamento. A força vertical de dimensionamento F_d é dada pela Equação (367). Já a força horizontal de cálculo H_d , como mencionado na seção 2.2.2.2, para esse caso, é calculada multiplicando o valor da força vertical por 0,16. Também será utilizado o coeficiente de ponderação das ações igual a 1,3 (coeficiente do peso próprio do concreto para combinações desfavoráveis).

$$F_d = 1,3 \cdot (42,7 \text{ kN/m} + 0,45 \text{ kN/m}) = 56,095 \text{ kN/m} \quad (277)$$

$$H_d = 0,16 \cdot 56,095 = 8,98 \text{ kN/m} \quad (278)$$

- **Classificação do consolo:**

Através da distância (a) entre a carga aplicada e a face de apoio e da altura útil (d) do próprio consolo, é possível realizar a classificação do mesmo, de acordo com suas características geométricas.

A altura do consolo (h) é de 25 cm. Assim, sua altura útil (d) pode ser estimada através da Equação (369). Considerando que a bitola utilizada para o tirante será de 6,3mm, tem-se:

$$d = h - c - 0,5 \text{ cm} - \frac{\varphi_{tir}}{2} \quad (279)$$

$$d = 25 - 2,5 - 0,5 - \frac{0,63}{2} = 21,68 \text{ cm} \quad (280)$$

A distância a é obtida somando o comprimento l_c com a distância f_l e dividindo o resultado por 2. A relação entre a e d para o consolo corrido é dada por:

$$\frac{a}{d} = \frac{5}{21,68} = 0,23 \leq 0,5 \quad (281)$$

O consolo então é classificado como consolo muito curto, e deve ser dimensionado por meio do modelo de atrito-cisalhamento.

• **Cálculo da armadura principal - Tirante:**

Conforme o item 2.2.2.2.3, para consolos muito curtos, a armadura total do tirante é calculada pelas Equações (282) e (283):

$$A_{s,tir} = A_{sv} + \frac{H_d}{f_{yd}} \quad (282)$$

$$A_{sv} = \frac{0,8 \cdot F_d}{f_{yd} \cdot \mu} \quad (283)$$

Assim, tem-se:

$$A_{sv} = \frac{0,8 \cdot 56,095}{43,48 \cdot 1,4} = 0,74 \text{ cm}^2 \quad (284)$$

$$A_{s,tir} = 0,74 + \frac{8,98}{43,48} = 0,94 \text{ cm}^2 \quad (285)$$

A área de aço mínima do tirante é dada pelo item 7.3.5.2 da NBR 9062:2017 e pode ser obtida através da Equação (286) (considerando que o consolo corrido é dimensionado de metro em metro):

$$A_{s,tir,min} = 0,04 \cdot 100 \text{ cm} \cdot d \cdot \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \quad (286)$$

$$A_{s,tir,min} = 0,04 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 21,68 \cdot \frac{25}{500} = 4,34 \text{ cm}^2 \quad (287)$$

Portanto, será utilizado a área de aço mínima para a armadura do tirante. Para determinar o espaçamento máximo da armadura do tirante, a NBR 9062:2017 estabelece que o espaçamento dessa armadura (em planta) não pode ser maior que 15φ ou d . Portanto, o espaçamento máximo será de 15φ , que é igual a 9,45 cm.

Por fim, é possível determinar o espaçamento que será adotado para a armadura principal do tirante:

$$s_{tir} = 100 \cdot \frac{0,31 \text{ cm}^2}{4,34 \text{ cm}^2} = 7,14 \text{ cm} \quad (288)$$

Assim, o espaçamento adotado será de 7 cm.

• **Armadura de costura - Estribos horizontais:**

Não é admissível a concepção de consolos curtos ou muito curtos sem armadura de costura. Para consolos muito curtos, a relação da armadura de costura é de 50% de A_{sv} , de acordo com o item 7.3.6 da NBR 9062:2017, sendo obtida através da Equação (289):

$$\frac{A_{s, cost}}{s} \geq 0,5 \frac{A_{sv}}{d} \quad (289)$$

$$A_{s, cost} \geq 25 \cdot \left(0,5 \cdot \frac{0,74}{21,68} \right) = 0,43 \text{ cm}^2 \quad (290)$$

A área de aço mínima para a armadura de costura também é estabelecida no item 7.3.6 da NBR 9062:2017, sendo obtida através da Equação (291):

$$A_{s, cost, min} = 0,15 \cdot b \quad (291)$$

$$A_{s, cost, min} = 0,15 \cdot 100 = 15 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (292)$$

Considerando que os estribos horizontais estarão distribuídos em uma altura de 25 cm (altura do consolo) a área de aço mínima para a armadura de costura é de 3,75 cm².

• **Verificação da biela comprimida:**

De acordo com o item 2.2.2.2.1, para as condições de compressão diagonal em função da tensão de cisalhamento τ_{wd} , adota-se:

$$\tau_{wu} \leq \begin{cases} 3 + 0,9 \cdot \rho \cdot f_{yd} \\ 0,27 \cdot (1 - f_{ck}/250) \cdot f_{cd} \\ 8 \text{ MPa} \end{cases} \quad (293)$$

A taxa de armadura ρ é dada pela Equação (384):

$$\rho = \frac{A_{s, tir}}{100 \text{ cm} \cdot d} = \frac{4,34 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} \cdot 21,68 \text{ cm}} = 0,2\% \quad (294)$$

Assim, tem-se:

$$\tau_{wu} \leq \begin{cases} 3 + 0,9 \cdot 0,2\% \cdot 434,8 = 3,78 \text{ MPa} \\ 0,27 \cdot (1 - 25/250) \cdot 17,86 = 4,34 \text{ MPa} \\ 8 \text{ MPa} \end{cases} \quad (295)$$

Portanto, τ_{wu} assumirá o valor de 3,78 MPa. Esse valor deve ser comparado com o valor de τ_{wd} , que pode ser obtido através da Equação

$$\tau_{wd} = \frac{F_d}{100 \text{ cm} \cdot d} = \frac{56,095 \text{ kN/m}}{1 \text{ m} \cdot 0,2168 \text{ m}} = 0,259 \text{ MPa} \quad (296)$$

$$0,259 \text{ MPa} \leq 3,78 \text{ MPa} \rightarrow \text{Ok} \quad (297)$$

4.2.3 Dimensionamento das alças de içamento

Assim conforme mencionado no item 2.1.4, o dimensionamento das alças consiste na verificação da resistência da barra e na ancoragem da mesma no concreto. Para esse dimensionamento, será adotado o aço ASTM 36 com bitola de 16mm.

Como se trata do dimensionamento de dispositivos de içamento, deve-se aplicar o coeficiente de amplificação dinâmico, conform o item 2.1.5. Assim, o esforço solicitante referente ao peso próprio da seção simples da viga (Figura 49) será multiplicado pelo coeficiente 3. Também será utilizado o coeficiente de ponderação das ações igual a 1,3 (coeficiente da etapa construtiva). O esforço solicitante será devido ao peso próprio será:

$$P_d = \frac{32,92 \text{ kN} \cdot 3 \cdot 1,3}{2 \text{ ramos por alça}} = 64,25 \text{ kN} \quad (298)$$

Para obtenção da força normal de cálculo F_d , é necessário aplicar o coeficiente de minoração α , que é igual a 0,95 para barras de 16mm de diâmetro.

$$F_d = \frac{64,25 \text{ kN}}{\sqrt{0,95}} = 65,86 \text{ kN} \quad (299)$$

O próximo passo é determinar o comprimento de ancoragem da básica barra, que é dado pela Equação (300):

$$l_b = \frac{\varphi f_{yd}}{4 f_{bd}} \geq 25 \cdot \varphi \quad (300)$$

Onde:

l_b é o comprimento básico de ancoragem;

f_{bd} é a resistência de aderência de cálculo, dada pela Equação (301).

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (301)$$

Sendo:

η_1 é igual a 1,0 para barras lisas e igual a 2,25 para barras nervuradas;

η_2 é igual a 1,0 para situações de boa aderência e igual a 0,7 para situações de má aderência;

η_3 é igual a 1,00 para barras com diâmetro menor que 32mm.

Assim, o comprimento básico de ancoragem é:

$$f_{bd} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot (0,15 \cdot 25^{2/3}) = 1,28 \text{ MPa} \quad (302)$$

$$l_b = \frac{16 \text{ mm} \cdot 217,39 \text{ MPa}}{4 \cdot 1,28 \text{ MPa}} \geq 25 \cdot 16 \text{ mm} \quad (303)$$

$$l_b = 67,93 \text{ cm} \geq 40 \text{ cm} \rightarrow \text{Ok} \quad (304)$$

O valor do comprimento de ancoragem básico deve ser comparado com o valor de ancoragem mínimo, que é dado pela Equação (305), sendo o maior valor entre as opções:

$$l_{b,\min} = \begin{cases} 0,3 \cdot l_b \\ 10 \cdot \varphi \\ 10 \text{ cm} \end{cases} \quad (305)$$

$$l_{b,\min} = \begin{cases} 0,3 \cdot 65,86 \text{ cm} \\ 10 \cdot 1,6 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases} \quad (306)$$

$$l_{b,\min} = 19,76 \text{ cm} \quad (307)$$

Como a alça de içamento contará com ganchos, é possível reduzir o comprimento de ancoragem básico, para se obter o comprimento de ancoragem necessário $l_{b,nec}$:

$$l_{b,nec} = 0,7 \cdot l_b = 0,7 \cdot 65,86 = 46,102 \text{ cm} \quad (308)$$

Conclui-se que o comprimento de ancoragem necessário é maior que o comprimento de ancoragem mínimo. Assim, é possível dar continuidade, através da determinação do comprimento de ancoragem disponível:

$$l_{b,disp} = h - c = 50 - 2,5 = 47,5 \text{ cm} \quad (309)$$

Calculando a armadura mínima necessária:

$$A_{s,min} = A_s \cdot \frac{l_{b,nec}}{l_{b,disp}} \quad (310)$$

$$A_{s,min} = \frac{65,86 \text{ kN}}{217391,30 \text{ kN/m}^2} \cdot \frac{0,461}{0,475} = 2,94 \text{ cm}^2 \quad (311)$$

Como serão utilizadas alças de içamento em 2 pontos da peça e uma bitola de 16mm, a área de aço efetiva $A_{s,ef}$ é dada por:

$$A_{s,ef} = \frac{\pi\phi^2}{4} \cdot 2 = 4,02\text{cm}^2 \quad (312)$$

Como a área de aço efetiva é maior do que a área de aço mínima, o dimensionamento está atendido.

4.2.4 Verificação da instabilidade lateral

De acordo com o item 6.1.6 da norma NBR 9062:2017, a verificação simplificada da estabilidade lateral das vigas pré-moldadas deve ser realizada através dos critérios geométricos apresentados nas Equações e .

$$\frac{L}{b_f} \leq 50 \quad (313)$$

$$\frac{L \cdot h}{b_f^2} \leq 500 \quad (314)$$

Devem ser consideradas as dimensões b_f e h da peça em cada fase de verificação da instabilidade lateral das vigas, sendo b_f a menor largura da região comprimida da viga, h é a altura total da peça e L é o comprimento da flange comprimida.

- **Etapas 1, 2 e 3:**

Nessas etapas, o comprimento L a ser considerado é o comprimento entre as alças de içamento.

$$\frac{360}{40} \leq 50 \rightarrow Ok \quad (315)$$

$$\frac{360 \cdot 50}{40^2} \leq 500 \rightarrow Ok \quad (316)$$

- **Etapas 4 e 5:**

$$\frac{560}{100} \leq 50 \rightarrow Ok \quad (317)$$

$$\frac{560 \cdot 70}{100^2} \leq 500 \rightarrow Ok \quad (318)$$

4.2.5 Verificação do Estado Limite de Serviço

A próxima etapa envolve a verificação dos limites de deslocamento excessivo para a viga. Será avaliado se a viga apresenta fissuração, comparando os momentos atuantes de serviço com o momento de fissuração para a seção. Nos casos em que a fissuração é apresentada, será necessário calcular a inércia equivalente com base no modelo proposto por Branson (1968) e, a partir desse cálculo, determinar a altura equivalente da viga. Posteriormente, a análise da viga será conduzida no *software* Ftool para determinar a flecha elástica imediata, seguida pelo cálculo da flecha final, levando em consideração o efeito de fluência.

4.2.5.1 Verificação à fissuração

Calcula-se o momento que desencadeia as primeiras fissuras pela Equação (319):

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ctm} \cdot I_c}{y_t} \quad (319)$$

Em que:

α é o fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta (1,2 para seções "T");

f_{ctm} é resistência à tração direta do concreto, dada por $0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$;

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto;

y_t é a distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada.

Assim como para o cálculo do painel alveolar, as propriedades geométricas I_c e y_t foram obtidas através do *software* AutoCad, para a seção composta da viga (seção T), apresentada na Figura 47.

Para a viga V12, o momento de fissuração é dado por:

$$M_r = \frac{1,2 \cdot 2564,96 \text{ KPa} \cdot 0,0175 \text{ m}^4}{0,2725 \text{ m}} = 197,66 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (320)$$

Portanto, ocorrerá fissuração na região do meio do vão da viga, pois:

$$1,4 \cdot 164,6 \text{ kN} \cdot \text{m} > 197,66 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (321)$$

Assim, é necessário realizar o cálculo da altura equivalente.

- **Cálculo da altura equivalente h_{eq} :**

Primeiramente, é necessário calcular a posição da linha neutra (Equação (322)), o momento de inércia do estádio II (Equação (323)) e o momento de inércia equivalente (expressão de Branson) (Equação (324)).

$$x_{II} = \frac{\alpha \cdot A_s}{b} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha \cdot A_s}} \right] \quad (322)$$

Onde:

α é igual a $\frac{E_s}{E_{cs}}$, sendo a relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto.

$$I_{II} = \frac{b \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha \cdot A_s \cdot (d - x_{II})^2 \quad (323)$$

$$I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{II} \quad (324)$$

Sendo M_a o momento de serviço calculado, tem-se a espessura equivalente dada pela Equação S:

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{eq}}{b}} \quad (325)$$

Para a viga V12, a posição da linha neutra no estádio II é dada por:

$$\alpha = \frac{210000}{24150} = 8,7 \quad (326)$$

A largura utilizada será de 40 cm, pois a linha neutra para o estádio II está fora da mesa da seção T:

$$x_{II} = \frac{8,7 \cdot 11,25}{40} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 40 \cdot 45,745}{8,7 \cdot 11,25}} \right] = 12,7 \text{ cm} \quad (327)$$

Calcula-se, então, a inércia no estádio II:

$$I_{II} = \frac{40 \cdot (12,7)^3}{3} + 8,7 \cdot 11,25 \cdot (45,745 - 12,7)^2 = 134188,4 \text{ cm}^4 \quad (328)$$

$$\begin{aligned} I_{eq} &= \left(\frac{197660}{230440} \right)^3 \cdot 469901,57 + \left[1 - \left(\frac{197660}{230440} \right)^3 \right] \cdot 134188,4 \\ &= 363088,5673 \text{ cm}^4 \end{aligned} \quad (329)$$

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 363088,5673}{40}} = 0,108 \text{ m} = 47,76 \text{ cm} \quad (330)$$

4.2.5.2 Aceitabilidade sensorial visual

Depois de inserir a altura equivalente da seção fissurada no *software* Ftool, é possível extrair os valores de deslocamentos imediatos ao longo do vão do elemento. No entanto, para avaliar a aceitabilidade sensorial, é necessário considerar também o efeito da fluência do concreto. A flecha adicional diferida, resultante das cargas de longa duração e influenciada pela fluência, pode ser aproximadamente calculada multiplicando a flecha imediata pelo fator α_f , conforme a Equação (331):

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50 \cdot \rho'} \quad (331)$$

Onde:

ρ' é um coeficiente nulo quando não há armadura de compressão;

$\Delta\xi$ é um coeficiente função do tempo, dado pela Equação (332)

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0) \quad (332)$$

Em que:

$\xi(t) = 0,68 \cdot (0,996^t) \cdot t^{0,32}$ para $t \leq 70$ meses;

$\xi(t) = 2$ para $t > 70$ meses.

A flecha final (f_∞) é obtida através do valor da flecha inicial (f_0) e do coeficiente α_f , conforme a Equação (333):

$$f_\infty = (1 + \alpha_f) \cdot f_0 \quad (333)$$

Considerando a fluência a partir da etapa 3 (montagem), tem-se:

$$\xi(t) = 0,68 \cdot (0,996^{0,46}) \cdot 0,46^{0,32} = 0,53 \quad (334)$$

$$\alpha_f = \frac{2 - 0,53}{1 + 50 \cdot 0} = 1,47 \quad (335)$$

A flecha final obtida pelo *software* Ftool para o meio do vão foi de 0,31cm. Considerando a fluência, é possível calcular a flecha final:

$$f_\infty = (1 + 1,47) \cdot 0,31 = 0,77 \text{ cm} \quad (336)$$

Comparando com o limite normativo ($560/250 = 2,24\text{cm}$) o deslocamento apresentado pela viga atende ao deslocamento limite.

4.2.6 Detalhamento final

Para o detalhamento final, seria necessário a realização da decalagem dos diagramas de momentos fletores para que seja possível determinar o comprimento

exato das barras e também o comprimento de ancoragem das barras longitudinais no apoio do consolo. Contudo, esta etapa não será abordada no presente trabalho.

A seguir, encontra-se um resumo com as armaduras calculadas para a viga V12:

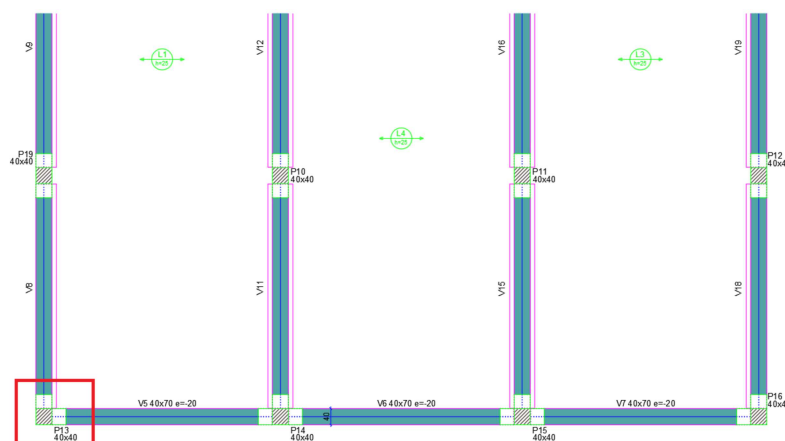
- **Armadura positiva - Seção simples:**
 - Área de aço calculada: 10,12 cm².
 - Área de aço efetiva: 9 barras de diâmetro 12,5 mm, resultando em 11,25 cm².
- **Armadura negativa - Seção simples:**
 - Área de aço calculada: 3 cm².
 - Área de aço efetiva: 3 barras de diâmetro 12,5 mm, resultando em 3,75 cm².
- **Armadura negativa - Seção composta:**
 - Área de aço calculada: 5,45 cm².
 - Área de aço efetiva: 3 barras de diâmetro 16 mm, resultando em 6,00 cm².
- **Armadura transversal - Seção composta:**
 - Área de aço efetiva: barras de diâmetro 6,3 mm a cada 11 cm.
- **Armadura do consolo corrido - Tirante:**
 - Área de aço efetiva: barras de diâmetro 6,3 mm a cada 7 cm, com barras de diâmetro 6,3 mm de função construtiva.
- **Armadura do consolo corrido - Costura:**
 - Área de aço calculada: $3,75 \text{ cm}^2/4 = 0,937 \text{ cm}^2$ em cada perna do estribo.
 - Área de aço efetiva: 1,25 cm² em cada perna do estribo, com barras de 12,5 mm de diâmetro.

4.3 PILARES

Nesta etapa, será realizado o dimensionamento do pilar P13, que está presente em todos os pavimentos (exceto no pavimento do reservatório), possuindo assim, 3 lances para dimensionamento. Seu dimensionamento estará de acordo com as normas ABN NBR 6118:2023 - Projeto de Estruturas de Concreto Armado - Procedimento, e a com a ABNT NBR 9062:2017 - Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado - Procedimento. O pilar em questão está indicado na Figura 62.

Os pilares são classificados de acordo com sua posição em planta, conforme os itens a seguir:

Figura 62 – Posicionamento do pilar P13 no pavimento 1º Andar



Fonte: Autora

- **Pilar Central ou Intermediário:** Situa-se dentro do edifício, e a transmissão de momento para esse tipo de pilar é considerada pequena e pode ser negligenciada. Em outras palavras, o pilar está principalmente sujeito a uma carga vertical concentrada.
- **Pilar de Extremidade:** Encontra-se na borda do edifício ou no extremo da viga, recebendo momento fletor da viga apoiada que não possui continuidade na direção perpendicular à borda. Neste caso, o pilar está sujeito à flexão composta reta, ou seja, um momento fletor atuando em uma direção e um esforço axial.
- **Pilar de Canto:** Localiza-se no canto do edifício, servindo como suporte para duas vigas sem continuidade em duas direções, transmitindo momentos para o pilar. Nesse contexto, o pilar está sujeito à flexão composta oblíqua, com dois momentos fletores atuando em duas direções e um esforço axial.

Assim, o pilar P13 será dimensionado como um pilar de canto, sujeito à flexão composta oblíqua.

4.3.1 Dados iniciais

Conforme apresentado no item 3.1, a classe de agressividade ambiental (CAA) é classificada como II (moderada) e o cobrimento adotado para os pilares foi de 3 cm. O concreto empregado tem a resistência à compressão aos 28 dias de (f_{ck}) de 25 MPa. O cimento escolhido para a fabricação das vigas é o CP-V-ARI, para que a peça atinga a resistência necessária para o içamento de desmoldagem após 3 dias.

As etapas transitórias consideradas no dimensionamento do pilar são as mesmas citadas no início do tópico 4.

A resistência característica do concreto para a idade definida (f_{ckj}) foi obtida através da Equação (40). A resistência média à tração do concreto (f_{ctj}) foi calculada

conforme item 8.2.5 da NBR 6118:2023, através da Equação (39). O módulo de elasticidade do concreto E_{cj} foi obtido pela Equação (72). Assim, tem-se os parâmetros referente ao concreto de acordo com cada situação transitória, apresentados na Tabela 24.

Tabela 24 – Características do concreto de acordo com cada etapa - pilares

Etapas	Idade (dias)	f_{ckj} (MPa)	f_{ctj} (MPa)	E_{cj} (MPa)
1	3	11,45	1,52	22738,66
2	7	17,10	1,99	27785,83
3	10	19,36	2,16	29565,12
4	21	23,57	2,47	32626,77

Fonte: Autora

4.3.1.1 Características geométricas

Optou-se por utilizar uma das seções mais frequentemente produzidas no território nacional, resultado na escolha de uma seção de 40x40 cm para todos os pilares do projeto. O pilar é contínuo e possui 3 lances, sendo sua altura total de 11,80 metros. Nos 2 primeiros lances, nas direções B e H, o pilar possui consolos trapezoidais para o apoio das vigas. Já para o pavimento de cobertura, por se tratar de vigas menos solicitadas, o pilar possui consolos retangulares e menores.

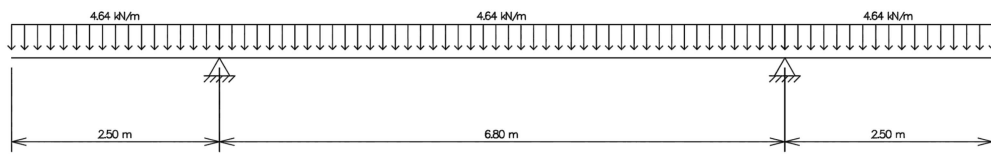
O pilar em consideração manterá a mesma seção em todas as etapas (1, 2, 3, 4 e 5). O Anexo B ilustra a seção inicial proposta para o pilar, incluindo as dimensões dos consolos, bem como os comprimentos em cada lance e o comprimento total.

4.3.1.2 Carregamentos

O peso próprio do pilar é a única carga atuante nas etapas 1 (desforma e armazenamento), 2 (transporte) e 3 (montagem). Na etapa 4 (construção preliminar), acrescenta-se a carga proveniente do apoio das vigas e da capa da laje. Na etapa 5, são incluídas as cargas das paredes e as cargas acidentais das lajes.

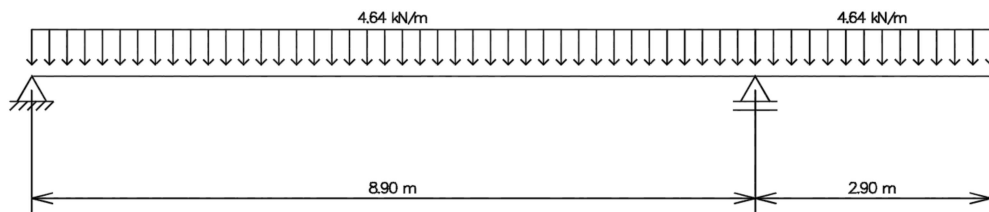
Nas etapas 1 e 2, o içamento para desforma, armazenamento e transporte será realizado por dois pontos. Já para a etapa 3 de montagem, o içamento será somente por 1 ponto. Assim, o carregamento atuante nas etapas 1 e 2 é representado pela Figura 63 e os carregamentos atuantes na etapa 3 estão dispostos na Figura 64. O carregamento apresentando inclui as cargas permanentes e acidentais, com valor característico, pois serão majoradas em cada etapa do cálculo.

Figura 63 – Carregamento atuante no pilar P13 - Etapas 1 e 2



Fonte: Autora

Figura 64 – Carregamento atuante no pilar P13 - Etapa 3



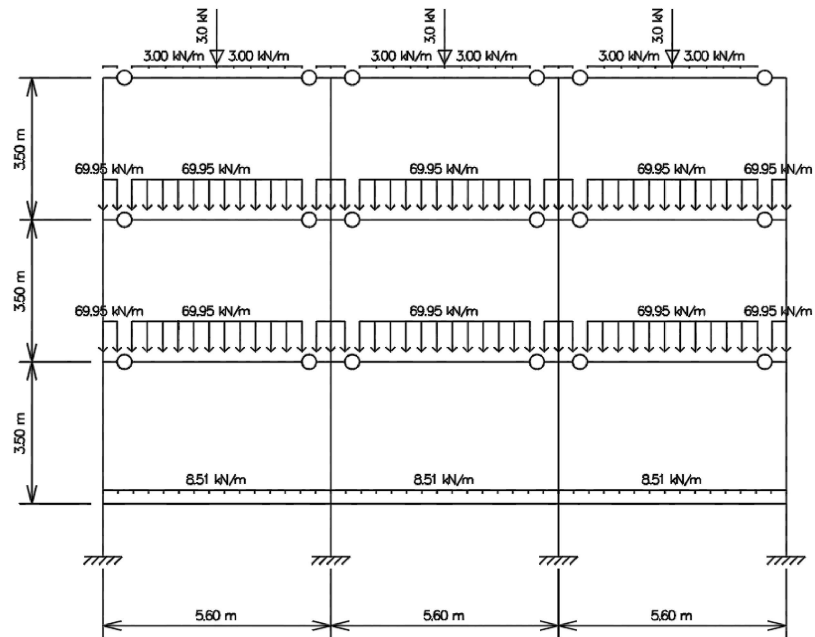
Fonte: Autora

Para a análise da etapa 5, foram elaborados pórticos no *software* Ftool nas direções ortogonais às dimensões do pilar. Devido à simetria da estrutura, visando à simplificação da análise, a carga de todas as vigas dos pavimentos 1º e 2º andar, foi considerada como igual a carga da viga V12, conforme previamente apresentado pela Figura 51.

No pavimento baldrame, existem vigas moldadas in loco, de dimensões 25x50cm, que apoiarão paredes de vedação, com as mesmas especificações apresentadas no dimensionamento do painel alveolar. Já o pavimento cobertura possui algumas vigas para apoio da cobertura da edificação. Nos pórticos do Ftool, foram acrescentadas rótulas nas ligações do consolo dos pilares com as vigas, para realizar uma simulação referente à redistribuição de momentos da ligação semirrígida definida anteriormente.

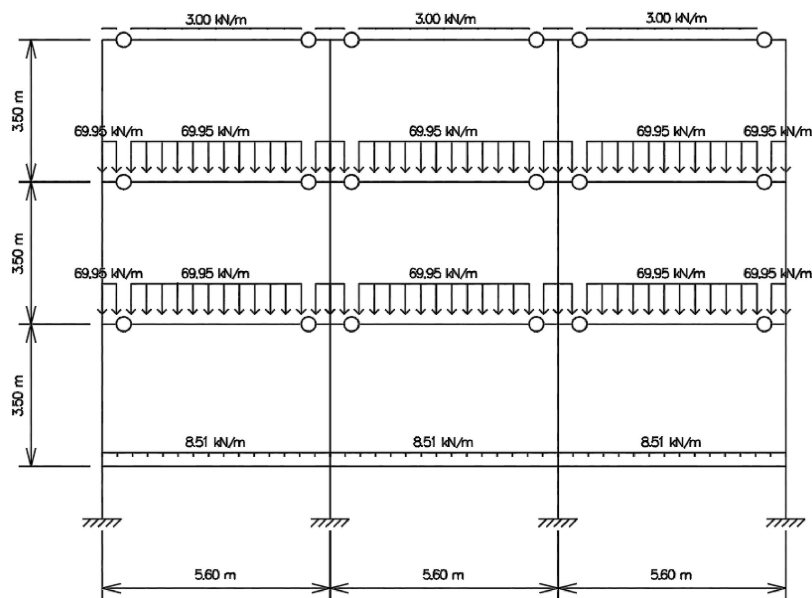
Assim, levando em conta as considerações apresentadas, os pórticos 1 e 2 referentes à etapa 5 de dimensionamento dos pilares, são apresentados nas Figuras 65 e 66.

Figura 65 – Carregamento atuante no pilar P13 - Etapa 5 - Pórtico 1



Fonte: Autora

Figura 66 – Carregamento atuante no pilar P13 - Etapa 5 - Pórtico 2



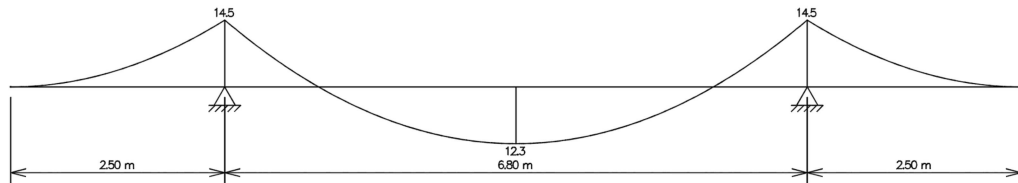
Fonte: Autora

4.3.1.3 Esforços solicitantes

Para o dimensionamento dos consolos, será avaliada exclusivamente a etapa 5, pois essa é a situação mais crítica de solicitação nos mesmos. Já para o dimensionamento da armadura longitudinal do pilar, as etapas 1 e 2 serão consideradas em conjunto, pois o içamento da peça é realizado por dois pontos nesses estágios. A

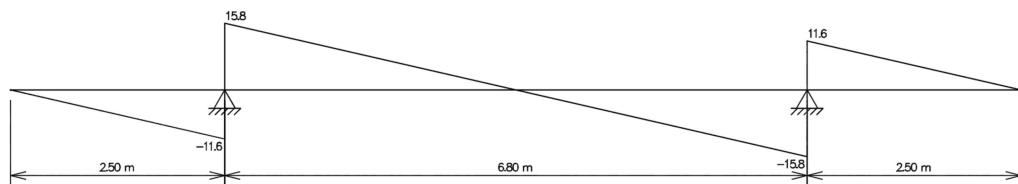
etapa 3 será avaliada separadamente, pois durante a montagem, o içamento da peça ocorre por apenas um ponto, podendo resultar em momentos fletores mais elevados no pilar. Assim, as Figuras 67 e 69 representam os diagramas de momentos fletores das etapas 1, 2 e 3, respectivamente. Já as Figuras 68 e 70 representam os diagramas de esforços cortantes.

Figura 67 – Diagrama de momentos fletores - Etapas 1 e 2



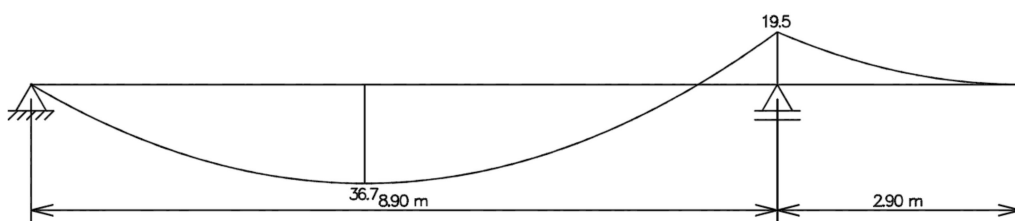
Fonte: Autora

Figura 68 – Diagrama de esforços cortantes - Etapas 1 e 2



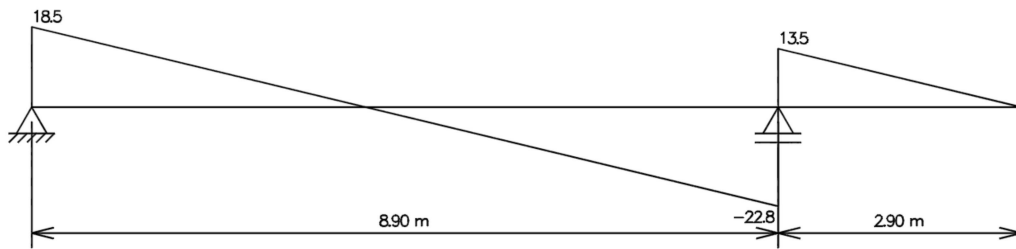
Fonte: Autora

Figura 69 – Diagrama de momentos fletores - Etapa 3



Fonte: Autora

Figura 70 – Diagrama de esforços cortantes - Etapa 3



Fonte: Autora

Os resultados obtidos para as etapas 1, 2 e 3 serão a armadura mínima para o dimensionamento avaliado na etapa 5, que representa a solicitação na fase final do pilar. Os esforços atuantes no pilar durante a etapa 5 serão apresentados posteriormente no item 4.3.2.

4.3.2 Dimensionamento no Estado Limite Último

Para realizar o dimensionamento no ELU referente à etapa 5, primeiramente, faz-se necessário calcular as armaduras necessárias para resistirem aos esforços solicitantes das etapas 1, 2 e 3. Essas armaduras serão consideradas como armaduras mínimas para o dimensionamento da etapa 5.

4.3.2.1 Dimensionamento da armadura longitudinal

- **Etapas 1, 2 e 3:**

O momento fletor positivo de dimensionamento para essas etapas é dado por:

$$M_d = 1,4 \cdot 1,3 \cdot 36,7 \text{ kN.m} = 66,79 \text{ kN.m} \quad (337)$$

Estimando os diâmetros das armaduras longitudinal e transversal, tem-se a altura útil do pilar:

$$\varphi_t = 6,3 \text{ mm} \quad (338)$$

$$\varphi_l = 16,0 \text{ mm} \quad (339)$$

$$d = 40 - 3 - 0,63 - \frac{1,6}{2} = 35,57 \text{ cm} \quad (340)$$

Para um momento de 66,79 kN.m, a posição da linha neutra é:

$$x = 1,25 \left[35,57 - \sqrt{35,57^2 - \frac{6679}{0,425 \cdot \frac{11,45 \cdot 10^{-1}}{1,4} \cdot 40}} \right] = 9,44 \text{ cm} \quad (341)$$

$$\frac{x}{d} = \frac{9,44}{35,57} = 0,26 \rightarrow \text{Domínio 3} \quad (342)$$

A armadura longitudinal pode então ser determinada:

$$A_s = \frac{6679}{43,48(35,57 - 0,4 \cdot 0,26)} = 4,33 \text{ cm}^2 \quad (343)$$

Comparando o valor obtido com a armadura mínima:

$$A_{s,\min} = 0,0015 \cdot 40 \cdot 40 = 2,4 \text{ cm}^2 \quad (344)$$

Portanto, a armadura mínima a ser considerada na etapa 5 é 4,33 cm².

- **Etapa 4:** Entre a etapa de montagem (etapa 3) e a etapa de construção preliminar (etapa 4), o pilar passa por uma etapa intermediária na qual o mesmo é considerado como uma barra engastada na base e livre no topo. Essa etapa intermediária representa o momento no qual o pilar já está posicionado na obra, porém, as vigas de travamento ainda não foram posicionadas.

Devido ao alto índice de esbeltez do pilar analisado em balanço, caracterizando-o como um pilar esbelto, a abordagem de dimensionamento adotada é o Método Geral. Portanto, a etapa de dimensionamento correspondente não será incluída neste contexto.

- **Etapa 5:**

Nesta fase, o dimensionamento do pilar pré-moldado segue um processo semelhante ao utilizado para o pilar de concreto moldado in loco, considerando que o pórtico estrutural já foi montado. O cálculo nesta etapa é realizado por pavimento. É importante ressaltar que as armaduras identificadas nas fases transitórias e de montagem devem ser consideradas como valores mínimos para os Estados Limites Últimos (ELU).

Os esforços axiais de cálculo e os momentos fletores de cálculo derivados dos pórticos 1 e 2, são apresentados na Tabela 25. Os momentos $M_{1d,A,x}$ e $M_{1d,B,x}$ referem-se ao momento no topo e na base do pilar, respectivamente. O sinal negativo indica que esses momentos solicitam lados opostos do pilar.

Tabela 25 – Esforços solicitantes de cálculo no pilar P13

Pavimento	N_k (kN)	N_d (kN)	$M_{1d,A,x}$ (kN.m)	$M_{1d,B,x}$ (kN.m)	$M_{1d,A,y}$ (kN.m)	$M_{1d,B,y}$ (kN.m)
Cobertura	18,30	25,62	3,92	-33,04	4,62	-33,32
2º Andar	410,10	574,14	56,84	-53,48	56,70	-53,34
1º Andar	801,70	1122,38	36,54	-20,86	37,24	-21,00
Térreo	849,70	1189,58	9,94	-5,60	9,94	-5,60

Fonte: Autora

A excentricidade de primeira ordem se deve aos momentos fletores de solidariedade entre os pilares e as vigas, e é calculada pela Equação (345):

$$e_1 = \frac{M_{1d}}{N_d} \quad (345)$$

A Tabela 26 apresenta os resultados obtidos para as excentricidades de primeira ordem, nas duas direções do pilar.

Tabela 26 – Excêntricas de primeira ordem do pilar P13

Pavimento	$e_{1x,A}$ (cm)	$e_{1x,B}$ (cm)	$e_{1y,A}$ (cm)	$e_{1y,B}$ (cm)
Cobertura	15,30	-128,96	18,03	-130,05
2º Andar	9,90	-9,31	9,88	-9,29
1º Andar	3,26	-1,86	3,32	-1,87
Térreo	0,84	-0,47	0,84	-0,47

Fonte: Autora

O comprimento equivalente do pilar (l_e) deve ser o menor entre os valores abaixo, segundo o item 15.6 da NBR 6118:2014, conforme a Equação (352).

$$l_e < \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases} \quad (346)$$

Onde:

l_0 é a distância entre as faces internas das vigas que vinculam o pilar;

h é a altura da seção transversal do pilar;

l é a distância entre os eixos das vigas que vinculam o pilar.

O índice de esbeltez λ de pilares retangulares pode ser calculado através da Equação (347):

$$\lambda = \frac{3,464 \cdot l}{h} \quad (347)$$

A Tabela 27 apresenta os resultados obtidos para os índices de esbeltez do pilar P13.

Tabela 27 – Índices de esbeltez do pilar P13

Pavimento	Tipo	λ_x	λ_y
Cobertura	biapoiado	30,28	30,28
2º Andar	biapoiado	30,28	30,28
1º Andar	biapoiado	30,28	30,28
Térreo	biapoiado	11,25	11,25

Fonte: Autora

Em conformidade com o item 11.3.3.4.3 da NBR 6118:2023, os esforços solicitantes de cálculo, devem ser comparados com o momento mínimo de primeira ordem ($M_{1,d,min}$). Este último representa a substituição do efeito das imperfeições locais nos pilares e é calculado pela Equação (348):

$$M_{1,d,min} = N_d \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h) \quad (348)$$

Onde:

N_d é o esforço normal de cálculo;

h é a altura da seção transversal, expressa em metros.

Caso o valor do momento fletor considerado seja superior ao momento mínimo de primeira ordem calculado, conclui-se que o efeito das imperfeições locais está satisfatoriamente atendido.

Assim, a Tabela 28 indica os resultados obtidos para o pilar P13.

Tabela 28 – Momento mínimo de primeira ordem ($M_{1,d,min}$) para o pilar P13

Pavimento	$M_{1,d,min,x}$ (kN.m)	$M_{1,d,min,y}$ (kN.m)
Cobertura	0,69	0,69
2º Andar	15,50	15,50
1º Andar	30,30	30,30
Térreo	32,12	32,12

Fonte: Autora

Considerando que os pilares, como elementos alongados, estão sujeitos à compressão e podem sofrer flambagem, é importante levar esse fenômeno em consideração. Devido à flambagem, o estado de deformação da estrutura influi nos esforços internos. Este efeito é chamado de efeito local de segunda ordem.

De acordo com o item 15.8.2 da NBR 6118:2023, os efeitos locais de segunda ordem podem ser desconsiderados se o índice de esbeltez (λ) for inferior ao índice de esbeltez limite (λ_1), que é o valor no qual a resistência

do pilar começa a diminuir devido aos efeitos de segunda ordem. O λ_1 é calculado pela Equação (349):

$$35 \leq \lambda_1 = 25 + 12,5 \cdot \frac{e_1}{h} \cdot \alpha_b \leq 90 \quad (349)$$

O valor de α_b pode ser determinado para pilares biapoiados sem cargas transversais, conforme a Equação (350).

$$0,4 \leq \alpha_b = 0,6 + 0,4 \cdot \frac{M_B}{M_A} \leq 1 \quad (350)$$

M_A é o momento de primeira ordem de maior valor;

M_B é o momento de primeira ordem de menor valor.

Assim, a Tabela 29 indica os resultados obtidos para o pilar P13.

Tabela 29 – Valores calculados e adotados para α_b e λ_1 no pilar P13

Pavimento	$\alpha_{b,x}$ calculado	$\alpha_{b,y}$ calculado	$\alpha_{b,x}$ adotado	$\alpha_{b,y}$ adotado	$\lambda_{1,x}$	$\lambda_{1,y}$
Cobertura	0,55	0,54	0,55	0,54	54,15	56,73
2º Andar	0,22	0,22	0,40	0,40	70,23	70,22
1º Andar	0,37	0,37	0,40	0,40	65,04	65,09
Térreo	0,37	0,37	0,40	0,40	63,15	63,15

Fonte: Autora

Dado que os índices de esbeltez para cada segmento do pilar estão abaixo dos índices de esbeltez limite, os efeitos locais de segunda ordem não serão levados em consideração em nenhuma das direções. Portanto, o momento fletor máximo será determinado pelo maior valor entre os momentos de primeira ordem e os momentos mínimos. A Tabela 30 demonstra o resultado obtido para o pilar P13.

Tabela 30 – Momentos fletores máximos para o pilar P13

Pavimento	$M_{d,tot,x}$ (kN.m)	$M_{d,tot,y}$ (kN.m)
Cobertura	33,04	33,32
2º Andar	56,84	56,70
1º Andar	36,54	37,24
Térreo	32,12	32,12

Fonte: Autora

Para determinar os coeficientes adimensionais de flexão, é necessário inicialmente calcular a distância do centro da barra longitudinal do canto até a face do pilar (d'). Os diâmetros escolhidos para o estribo e as barras longitudinais estão apresentados na Tabela 31.

Tabela 31 – Tabela de valores para φ_t , φ_l , e d' no pilar P13

Pavimento	φ_t (mm)	φ_l (mm)	d' (cm)
Cobertura	5	16,00	4,30
2º Andar	5	16,00	4,30
1º Andar	5	16,00	4,30
Térreo	5	16,00	4,30

Fonte: Autora

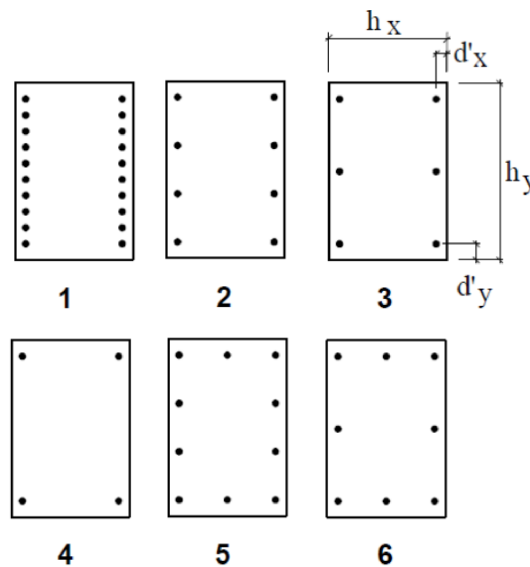
O dimensionamento da armadura longitudinal seguirá o método dos ábacos para flexão oblíqua, utilizando os ábacos desenvolvidos por Pinheiro, Baraldi e Porem (2009). Esses ábacos simplificam a escolha entre diferentes configurações de armadura na seção transversal.

Durante o uso dos ábacos, é essencial determinar os coeficientes adimensionais μ_d e v , representando, respectivamente, o momento fletor reduzido de cálculo e a força normal reduzida de cálculo, de acordo com a Equação (351):

$$\mu_d = \frac{M_d}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} \quad \text{e} \quad v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (351)$$

A escolha do ábaco apropriado é feita considerando as relações d'/h e o arranjo de armadura desejado. Abaixo estão listados os ábacos disponíveis (Figura 72), juntamente com o esquema do arranjo de barras (Figura 71).

Figura 71 – Arranjos de barras disponíveis



Fonte: Pinheiro, Baraldi e Porem (2009)

Figura 72 – Ábacos disponíveis

Arranjo	$\frac{d'_y}{h_y}$	$\frac{d'_x}{h_x}$	Ábaco
1	0,05	0,25	1
2	0,05	0,25	2
3	0,05	0,25	3
1	0,10	0,25	4
2	0,10	0,25	5
3	0,10	0,25	6
4	0,10	0,25	7
2	0,15	0,25	8
3	0,15	0,25	9
4	0,15	0,25	10
1	0,05	0,20	11
2	0,05	0,20	12
3	0,05	0,20	13
1	0,10	0,20	14
2	0,10	0,20	15
3	0,10	0,20	16
4	0,10	0,20	17
2	0,15	0,20	18
3	0,15	0,20	19
4	0,15	0,20	20
1	0,05	0,15	21
2	0,05	0,15	22
3	0,05	0,15	23
5	0,05	0,15	24
1	0,10	0,15	25
2	0,10	0,15	26
3	0,10	0,15	27
4	0,10	0,15	28
6	0,10	0,15	29
5	0,10	0,15	30
2	0,15	0,15	31
3	0,15	0,15	32
4	0,15	0,15	33
6	0,15	0,15	34
5	0,15	0,15	35
2	0,05	0,10	36
6	0,05	0,10	37
5	0,05	0,10	38
1	0,10	0,10	39
2	0,10	0,10	40
3	0,10	0,10	41
4	0,10	0,10	42
6	0,10	0,10	43
5	0,10	0,10	44
6	0,05	0,05	45
5	0,05	0,05	46

Fonte: Pinheiro, Baraldi e Porem (2009)

Para este dimensionamento, adotou-se o arranjo de barras 4. A Tabela 32 apresenta os coeficientes adimensionais obtidos para o pilar P13.

Tabela 32 – Coeficientes adimensionais de flexão para o pilar P13

Pavimento	ν	μ_x	μ_y	$\frac{d'_x}{h_x}$	$\frac{d'_y}{h_y}$
Cobertura	0,009	0,03	0,03	0,11	0,11
2º Andar	0,201	0,05	0,05	0,11	0,11
1º Andar	0,393	0,03	0,03	0,11	0,11
Térreo	0,416	0,03	0,03	0,11	0,11

Fonte: Autora

Assim, o ábaco utilizado será o ábaco 42, que consta no Apêndice B. Ao utilizar o ábaco, os valores das taxas mecânicas obtidas dos ábacos de flexão oblíqua são todos zero. Portanto, a armadura longitudinal a ser utilizada no dimensionamento do pilar deve ser a mínima. Vale ressaltar que as armaduras calculadas nas fases transitórias, como armazenamento, içamento e transporte, devem ser consideradas como mínimas no dimensionamento para a fase de utilização.

A NBR 6118:2023 prescreve que a armadura mínima $A_{s,min}$ deverá estar de acordo com a Equação (352):

$$A_{s,min} = 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,0004 \cdot A_c \quad (352)$$

Assim, para o maior esforço normal solicitante na etapa 5 (1189,58 kN), a armadura mínima será de 6,4 cm².

Para a escolha da armadura longitudinal final, deve ser levado em conta a armadura calculada para as etapas 1, 2 e 3. Nessas etapas, o pilar foi calculado como viga à flexão e área mínima encontrada foi de 4,33 cm², considerando armadura em apenas uma face do elemento.

Assim, para que essa condição seja atendida, o arranjo final escolhido para as barras do pilar P13 foi 4 barras de diâmetro 12,5 mm em cada face do pilar, totalizando 5 cm² de armadura em cada face e 12 barras no total (15 cm²)

4.3.2.2 Dimensionamento da armadura transversal

Neste item, a armadura transversão será dimensionada. Na etapa 1, 2 e 3, os estribos serão verificados de acordo com os critérios estabelecidos para vigas e servirão de armadura mínima para a etapa 5, na qual serão verificadas os critérios de armadura transversal para pilares.

- **Etapas 1, 2, 3:**

Nesta verificação, será utilizado o esforço cortante obtido para a etapa 3.

Assim, o esforço solicitante de cálculo é dado por:

$$V_{sd} = 1,4 \cdot 1,3 \cdot 22,8 \text{ kN} = 41,50 \text{ kN} \quad (353)$$

O valor da força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais de compressão é determinado, adotado θ igual à 30° e α igual à 90°:

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{23,57}{250} = 0,9 \quad (354)$$

$$\begin{aligned} V_{Rd2} &= 0,54 \cdot 0,9 \cdot \frac{23,57 \cdot 10^3}{1,4} \cdot 0,4 \cdot 0,357 \cdot \sin^2 30^\circ \cdot (\cot 90^\circ + \cot 30^\circ) \\ &= 505,94 \text{ kN} \end{aligned} \quad (355)$$

$$41,50 \text{ kN} \leq 505,94 \text{ kN} \rightarrow \text{Ok} \quad (356)$$

Calcula-se a parcela resistida pelos mecanismos complementares ao de treliça:

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1,4} = 0,15 \cdot 23,57^{2/3} \cdot 1000 = 1233,10 \text{ kN/m}^2 \quad (357)$$

$$V_{c0} = 0,6 \cdot 1233,10 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,40 \cdot 0,357 = 105,65 \text{ kN} > V_{sd} \quad (358)$$

Então, calcula-se a armadura mínima:

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 0,2 \cdot \frac{0,3 \cdot 23,57^{2/3}}{600} \cdot 0,4 = 3,29 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (359)$$

Determinando o espaçamento máximo:

$$V_{sd} \leq 0,67 \cdot 505,98 \quad (360)$$

$$41,50 \leq 0,67 \cdot 505,98 \quad (361)$$

$$s_{max} = 0,6 \cdot 35,745 = 21,45 \text{ cm} \quad (362)$$

$$21,45 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \quad (363)$$

Adotando uma bitola de 5 mm para o estribo, determina-se a armadura devido ao espaçamento máximo:

$$\frac{A_{sw,smax}}{s} = \frac{2 \cdot \frac{\pi \cdot 0,5^2}{4}}{0,214} = 1,8 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (364)$$

Adota-se a maior área de aço encontrada, de 3,29 cm²/m. Determinando a quantidade de barras:

$$Q = \frac{3,29 \text{ cm}^2/\text{m}}{2 \cdot 0,20 \text{ cm}^2} = 8,23 \text{ barras/m} \quad (365)$$

Calculando o espaçamento entre os estribos:

$$s = \frac{100}{8,22} = 12,15 \quad (366)$$

Assim, para o pilar P13 durante as etapas transitórias, a armadura transversal necessária seria de φ 5c/13cm.

• **Armadura transversal para a seção composta (Etapa 5):**

Para os pilares, a armadura transversal deve atender às prescrições do item 18.4.3 da NBR 6118:2023. O diâmetro mínimo do estribo o menor valor entre 5 mm e o diâmetro da barra longitudinal dividido por 4. Assim, o estribo escolhido de 5 mm atende ao diâmetro mínimo.

Já para o espaçamento, o mesmo deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores:

- 200 mm;
- menor dimensão da seção;
- 12 vezes o diâmetro da barra longitudinal.

Assim, a solução encontrada previamente está de acordo com os critérios especificados para os pilares.

4.3.2.3 Dimensionamento dos consolos

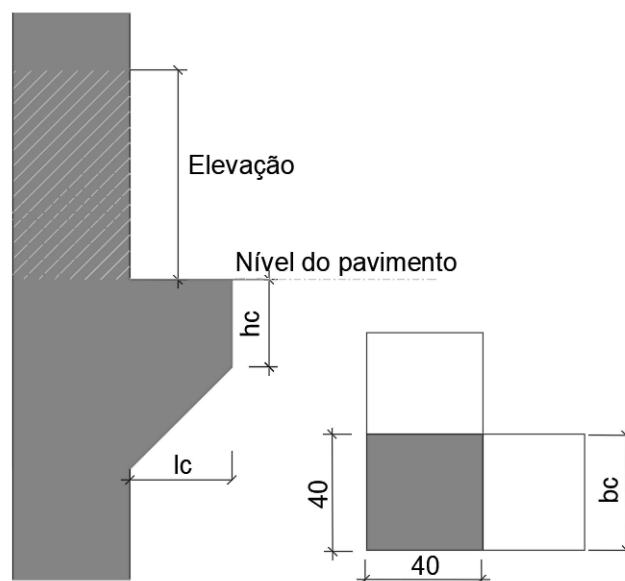
Nesta etapa, serão calculados os consolos do pilar P13. Nos pavimentos 1º andar e 2º andar, o pilar possui consolos trapezoidais. Já no pavimento cobertura, levando em consideração que estes consolos serão menos solicitados, a geometria adotada foi a retangular.

4.3.2.3.1 Consolos trapezoidais

- **Características geométricas:**

Para realizar o dimensionamento dos consolos, primeiramente, faz-se necessário a definição das características geométricas. A Figura 73 representa as dimensões adotadas. As dimensões escolhidas estão de acordo com as prescrições apresentadas na seção 7.3.3 de disposições construtivas da NBR 9062:2017.

Figura 73 – Dimensões do consolo trapezoidal



Fonte: Autora

Onde:

l_c é o comprimento do consolo. Foi adotado o comprimento de 35 cm.

h_c é a altura retangular do consolo. Foi adotado uma altura de 30 cm.

b_c é a largura do consolo. Foi adotado uma largura de 40 cm.

A elevação representa o valor da elevação do consolo em relação ao nível do pavimento. Neste caso, a elevação adotada será correspondente à altura da viga.

- **Carregamentos:**

Para projetar os consolos trapezoidais, será considerado apenas a etapa 5. Isso se deve ao fato de que nessa etapa todas as cargas já estão atuando sobre o consolo, tornando-a a situação crítica para o dimensionamento. Nas etapas anteriores (1, 2 e 3), não há carregamento direto na aba, e na etapa 4, apenas o peso próprio da viga atua sobre os consolos.

Dessa forma, a resultante vertical da reação das vigas nos consolos trapezoidais é de 195,86 kN.m, considerando todas as cargas atuantes na estrutura. Além disso, tem-se a carga de peso próprio do consolo trapezoidal (g_1), que foi obtida através da multiplicação da área do consolo pelo peso específico do concreto.

- **Esforços solicitantes:**

Com os carregamentos já definidos, é possível determinar os esforços de dimensionamento. A força vertical de dimensionamento F_d é dada pela Equação (367). Já a força horizontal de cálculo H_d , como mencionado na seção 2.2.2.2.2, para esse caso, é calculada multiplicando o valor da força vertical por 0,16. Também será utilizado o coeficiente de ponderação das ações igual a 1,3 (coeficiente do peso próprio do concreto para combinações desfavoráveis).

$$F_d = 1,3 \cdot (195,86 \text{ kN/m} + 4,16 \text{ kN/m}) = 260,02 \text{ kN/m} \quad (367)$$

$$H_d = 0,16 \cdot 260,02 = 41,60 \text{ kN/m} \quad (368)$$

- **Classificação do consolo:**

Através da distância (a) entre a carga aplicada e a face de apoio e da altura útil (d) do próprio consolo, é possível realizar a classificação do mesmo, de acordo com suas características geométricas.

A altura do consolo (h) é de 65 cm. Assim, sua altura útil (d) pode ser estimada através da Equação (369). Considerando que a bitola utilizada para o tirante será de 8mm, tem-se:

$$d = h - c - 0,5 \text{ cm} - \frac{\varphi_{tir}}{2} \quad (369)$$

$$d = 65 - 3 - 0,5 - \frac{0,8}{2} = 61,1 \text{ cm} \quad (370)$$

A distância a é obtida através do comprimento l_c , dividindo esse valor por 2. A relação entre a e d para o consolo corrido é dada por:

$$\frac{a}{d} = \frac{17,5}{61,1} = 0,28 \leq 0,5 \quad (371)$$

O consolo então é classificado como consolo muito curto, e deve ser dimensionado por meio do modelo de atrito-cisalhamento.

• **Cálculo da armadura principal - Tirante:**

Conforme o item 2.2.2.2.3, para consolos muito curtos, a armadura total do tirante é calculada pelas Equações (282) e (283), apresentadas previamente.

Assim, tem-se:

$$A_{sv} = \frac{0,8 \cdot 260,02}{43,48 \cdot 1,4} = 3,42 \text{ cm}^2 \quad (372)$$

$$A_{s,tir} = 3,42 + \frac{41,60}{43,48} = 4,37 \text{ cm}^2 \quad (373)$$

A área de aço mínima do tirante é dada pelo item 7.3.5.2 da NBR 9062:2017 e pode ser obtida através da Equação (286), apresentada previamente:

$$A_{s,tir,min} = 0,04 \cdot b_c \cdot d \cdot \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \quad (374)$$

$$A_{s,tir,min} = 0,04 \cdot 40 \text{ cm} \cdot 61,1 \cdot \frac{25}{500} = 4,89 \text{ cm}^2 \quad (375)$$

Portanto, será utilizado a área de aço mínima para a armadura do tirante. Para determinar o espaçamento máximo da armadura do tirante, a NBR 9062:2017 estabelece que o espaçamento dessa armadura (em planta) não pode ser maior que 15φ ou d . Portanto, o espaçamento máximo será de 15φ , que é igual a 12 cm.

Assim, é possível determinar o número de barras necessárias (n_{tir}), dividindo a área de aço adotada para o tirante pela área de aço da barra, conforme a Equação (376). Adotando uma bitola de 8 mm de diâmetro para o tirante, tem-se:

$$n_{tir} = \frac{4,89 \text{ cm}^2}{0,5 \text{ cm}^2} = 9,78 \quad (376)$$

Assim, serão necessárias 10 barras de diâmetro de 8 mm para a armadura principal do tirante dos consolos trapezoidais do pilar P13.

• **Armadura de costura - Estribos horizontais:**

Não é admissível a concepção de consolos curtos ou muito curtos sem armadura de costura. Para consolos muito curtos, a relação da armadura de costura é de 50% de A_{sv} :

$$A_{s, \text{cost}} \geq 65 \cdot \left(0,5 \cdot \frac{3,42}{61,1} \right) = 1,82 \text{ cm}^2 \quad (377)$$

A área de aço mínima para a armadura de costura também é estabelecida no item 7.3.6 da NBR 9062:2017, sendo obtida através da Equação (400):

$$A_{s, \text{cost}, \text{min}} = 0,15 \cdot b \quad (378)$$

$$A_{s, \text{cost}, \text{min}} = 0,15 \cdot 40 = 6 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (379)$$

Considerando que os estribos horizontais estarão distribuídos em uma altura de 65 cm (altura do consolo) a área de aço mínima para a armadura de costura é de 3,9 cm².

Assim, é possível determinar o número de barras necessárias, dividido a área de aço adotada para a armadura de costura pela área de aço da barras, conforme a Equação (382). Adotando uma bitola de 5 mm de diâmetro para o estribo horizontal, tem-se:

$$n_{\text{cos}} = \frac{3,9 \text{ cm}^2}{2 \cdot 0,196 \text{ cm}^2} = 9,9 \quad (380)$$

A armadura de costura será formada por 10 barras de diâmetro 5 mm.

• **Estribos verticais:**

De acordo com o item 7.3.7 da NBR 9062:2017, nos consolos sujeitos a cargas diretas com $\frac{a}{d} \leq 1,0$, os estribos verticais são construtivamente

necessários e escolhidos pelas taxas mínimas de 0,15% $bw \cdot h$, sendo bw a largura do consolo e h a altura igual à do consolo na seção de engastamento. Assim, a área de aço para a armadura dos estribos verticais A_{SV} é dada pela Equação (381):

$$A_{SV} = 0,15\% \cdot 40 \cdot 65 = 3,9 \text{ cm}^2 \quad (381)$$

Adotando uma bitola de 5 mm de diâmetro para o estribo vertical, tem-se:

$$n_{cos} = \frac{3,9 \text{ cm}^2}{2 \cdot 0,196 \text{ cm}^2} = 9,9 \quad (382)$$

A armadura dos estribos verticais será formada por 10 barras de diâmetro 5 mm.

• **Verificação da biela comprimida:**

De acordo com o item 2.2.2.2.1, para as condições de compressão diagonal em função da tensão de cisalhamento τ_{wd} , adota-se:

$$\tau_{wu} \leq \begin{cases} 3 + 0,9 \cdot \rho \cdot f_{yd} \\ 0,27 \cdot (1 - f_{ck}/250) \cdot f_{cd} \\ 8 \text{ MPa} \end{cases} \quad (383)$$

A taxa de armadura ρ é dada pela Equação (384):

$$\rho = \frac{A_{s,tir}}{100 \text{ cm} \cdot d} = \frac{4,34 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} \cdot 21,68 \text{ cm}} = 0,2\% \quad (384)$$

Assim, tem-se:

$$\tau_{wu} \leq \begin{cases} 3 + 0,9 \cdot 0,2\% \cdot 434,8 = 3,78 \text{ MPa} \\ 0,27 \cdot (1 - 25/250) \cdot 17,86 = 4,34 \text{ MPa} \\ 8 \text{ MPa} \end{cases} \quad (385)$$

Portanto, τ_{wu} assumirá o valor de 3,78 MPa. Esse valor deve ser comparado com o valor de τ_{wd} , que pode ser obtido através da Equação (405):

$$\tau_{wd} = \frac{F_d}{100 \text{ cm} \cdot d} = \frac{260,02 \text{ kN/m}}{1 \text{ m} \cdot 0,2168 \text{ m}} = 1,2 \text{ MPa} \quad (386)$$

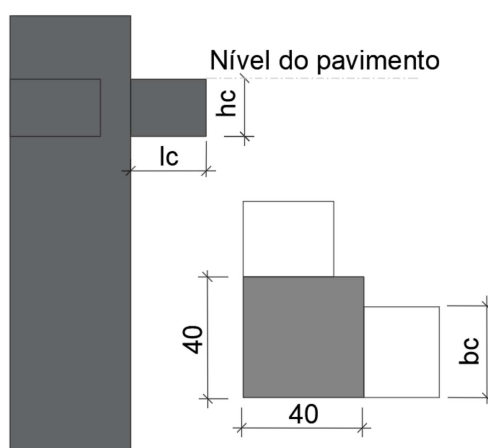
$$1,2 \text{ MPa} \leq 3,78 \text{ MPa} \rightarrow \text{Ok} \quad (387)$$

4.3.2.3.2 Consolos retangulares

- **Características geométricas:**

Para realizar o dimensionamento dos consolos, primeiramente, faz-se necessário a definição das características geométricas. A Figura 74 representa as dimensões adotadas. As dimensões escolhidas estão de acordo com as prescrições apresentadas na seção 7.3.3 de disposições construtivas da NBR 9062:2017.

Figura 74 – Dimensões do consolo retangular



Fonte: Autora

Onde:

l_c é o comprimento do consolo. Foi adotado o comprimento de 25 cm.

h_c é a altura retangular do consolo. Foi adotado uma altura de 19 cm.

b_c é a largura do consolo. Foi adotado uma largura de 30 cm.

- **Carregamentos:**

Para projetar os consolos retangulares, será considerado apenas a etapa 5. Isso se deve ao fato de que nessa etapa todas as cargas já estão atuando sobre o consolo, tornando-a a situação crítica para o dimensionamento. Nas etapas anteriores (1, 2 e 3), não há carregamento direto no consolo, e na etapa 4, apenas o peso próprio da viga atua sobre os consolos.

Dessa forma, a resultante vertical da reação das vigas nos consolos retangulares é de 8,4 kN.m, considerando todas as cargas atuantes na estrutura. Além disso, tem-se a carga de peso próprio do consolo retangular (g_1), que foi obtida através da multiplicação da área do consolo pelo peso específico do concreto.

- **Esforços solicitantes:**

Com os carregamentos já definidos, é possível determinar os esforços de dimensionamento. A força vertical de dimensionamento F_d é dada pela Equação (388). Já a força horizontal de cálculo H_d , como mencionado na seção 2.2.2.2.2, para esse caso, é calculada multiplicando o valor da força vertical por 0,16. Também será utilizado o coeficiente de ponderação das ações igual a 1,3 (coeficiente do peso próprio do concreto para combinações desfavoráveis).

$$F_d = 1,3 \cdot (8,4 \text{ kN/m} + 1,19 \text{ kN/m}) = 12,46 \text{ kN/m} \quad (388)$$

$$H_d = 0,16 \cdot 12,46 = 2 \text{ kN/m} \quad (389)$$

- **Classificação do consolo:**

Através da distância (a) entre a carga aplicada e a face de apoio e da altura útil (d) do próprio consolo, é possível realizar a classificação do mesmo, de acordo com suas características geométricas.

A altura do consolo (h) é de 19 cm. Assim, sua altura útil (d) pode ser estimada através da Equação (390). Considerando que a bitola utilizada para o tirante será de 8mm, tem-se:

$$d = h - c - 0,5 \text{ cm} - \frac{\varphi_{tir}}{2} \quad (390)$$

$$d = 19 - 3 - 0,5 - \frac{0,8}{2} = 15,1 \text{ cm} \quad (391)$$

A distância a é obtida através do comprimento l_c , dividindo esse valor por 2. A relação entre a e d para o consolo corrido é dada por:

$$\frac{a}{d} = \frac{12,5}{15,1} = 0,82 > 0,5 \quad (392)$$

O consolo então é classificado como consolo curto, e deve ser dimensionado por meio do modelo de bielas e tirantes.

- **Cálculo da armadura principal - Tirante:**

Conforme o item 2.2.2.2.3, a armadura total de consolos curtos ($0,5 < a/d \leq 1,0$) é dada pelas Equações (396) e (394):

$$A_{s,tir} = A_{sv} + \frac{H_d}{f_{yd}} \quad (393)$$

$$A_{sv} = \left(0,1 + \frac{a}{d}\right) \cdot \frac{F_d}{f_{yd}} \quad (394)$$

Assim, tem-se:

$$A_{sv} = \left(0,1 + \frac{12,5}{15,1}\right) \cdot \frac{12,46}{43,48} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad (395)$$

$$A_{s,tir} = 0,26 \text{ cm}^2 + \frac{2}{43,48} = 0,3 \text{ cm}^2 \quad (396)$$

A área de aço mínima do tirante é dada pelo item 7.3.5.2 da NBR 9062:2017 e pode ser obtida através da Equação (397):

$$A_{s,tir,min} = 0,04 \cdot 30 \text{ cm} \cdot d \cdot \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \quad (397)$$

$$A_{s,tir,min} = 0,04 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 15,1 \cdot \frac{25}{500} = 0,9 \text{ cm}^2 \quad (398)$$

Portanto, será utilizado a área de aço mínima para a armadura do tirante. Para determinar o espaçamento máximo da armadura do tirante, a NBR 9062:2017 estabelece que o espaçamento dessa armadura (em planta) não pode ser maior que 15φ ou d .

Serão utilizadas 4 barras de diâmetro 8 mm com um espaçamento de 4 cm.

- **Armadura de costura - Estribos horizontais:**

Não é admissível a concepção de consolos curtos ou muito curtos sem armadura de costura. Para consolos curtos, a relação da armadura de costura é de 40% de A_{sv} :

$$A_{s,cost} \geq 19 \cdot \left(0,4 \cdot \frac{0,26}{15,1}\right) = 0,13 \text{ cm}^2 \quad (399)$$

A área de aço mínima para a armadura de costura também é estabelecida no item 7.3.6 da NBR 9062:2017, sendo obtida através da Equação (400):

$$A_{s,cost,min} = 0,15 \cdot b \quad (400)$$

$$A_{s,cost,min} = 0,15 \cdot 30 = 4,5 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (401)$$

Considerando que os estribos horizontais estarão distribuídos em uma altura de 19 cm (altura do consolo) a área de aço mínima para a armadura de costura é de $0,86 \text{ cm}^2$.

Assim, é possível determinar o número de barras necessárias, dividido a área de aço adotada para a armadura de costura pela área de aço das barras, conforme a Equação (402). Adotando uma bitola de 5 mm de diâmetro para o estribo horizontal, tem-se:

$$n_{cos} = \frac{0,86 \text{ cm}^2}{2 \cdot 0,196 \text{ cm}^2} = 2,19 \quad (402)$$

A armadura de costura será formada por 3 barras de diâmetro 5 mm.

• **Estribos verticais:**

De acordo com o item 7.3.7 da NBR 9062:2017, nos consolos sujeitos a cargas diretas com $\frac{a}{d} \leq 1,0$, os estribos verticais são construtivamente necessários e escolhidos pelas taxas mínimas de 0,15% $bw \cdot h$, sendo bw a largura do consolo e h a altura igual à do consolo na seção de engastamento.

Assim, a área de aço para a armadura dos estribos verticais A_{SV} é dada pela Equação (403):

$$A_{SV} = 0,15\% \cdot 30 \cdot 19 = 0,85 \text{ cm}^2 \quad (403)$$

Adotando uma bitola de 5 mm de diâmetro para o estribo vertical, tem-se:

$$n_{cos} = \frac{0,85 \text{ cm}^2}{2 \cdot 0,196 \text{ cm}^2} = 2,19 \quad (404)$$

A armadura dos estribos verticais será formada por 3 barras de diâmetro 5 mm.

• **Verificação da biela comprimida:**

Conforme o item 2.2.2.2.1, para a verificação da biela comprimida de consolos curtos ($0,5 < a/d \leq 1,0$) a tensão de compressão na biela inclinada não deve ultrapassar:

- a) f_{cd} para carregamento direto;
- b) $0,85 \cdot f_{cd}$ no caso de carregamento indireto.

Considerando o caso "a", a tensão na biela não pode ultrapassar 17,86 MPa. Portanto, τ_{WU} assumirá o valor de 17,86 MPa. Esse valor deve ser comparado com o valor de τ_{Wd} , que pode ser obtido através da Equação (405):

$$\tau_{Wd} = \frac{F_d}{100 \text{ cm} \cdot d} = \frac{12,46 \text{ kN/m}}{1 \text{ m} \cdot 0,2168 \text{ m}} = 0,057 \text{ MPa} \quad (405)$$

$$0,057 \text{ MPa} \leq 17,86 \text{ MPa} \rightarrow \text{Ok} \quad (406)$$

4.3.3 Dimensionamento das alças de içamento

Assim conforme mencionado no item 2.1.4, o dimensionamento das alças consiste na verificação da resistência da barra e na ancoragem da mesma no concreto. Para esse dimensionamento, será adotado o aço ASTM 36 com bitola de 12,5mm.

Como se trata do dimensionamento de dispositivos de içamento, deve-se aplicar o coeficiente de amplificação dinâmico, conforme o item 2.1.5. Assim, o esforço solicitante referente ao peso próprio da seção do pilar (Figura 63) será multiplicado pelo coeficiente 3. Também será utilizado o coeficiente de ponderação das ações igual a 1,3 (coeficiente da etapa construtiva). O esforço solicitante será devido ao peso próprio será:

$$P_d = \frac{54,752 \text{ kN} \cdot 3 \cdot 1,3}{2 \text{ ramos por alça}} = 106,77 \text{ kN} \quad (407)$$

Para obtenção da força normal de cálculo F_d , é necessário aplicar o coeficiente de minoração α , que é igual a 1 para barras de 12,5mm de diâmetro.

$$F_d = \frac{106,77 \text{ kN}}{\sqrt{1}} = 106,77 \text{ kN} \quad (408)$$

O próximo passo é determinar o comprimento de ancoragem da básica barra, que é dado pelas Equações (300) e (301) apresentadas previamente. Assim, o comprimento básico de ancoragem é:

$$f_{bd} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot (0,15 \cdot 25^{2/3}) = 1,28 \text{ MPa} \quad (409)$$

$$l_b = \frac{12,5 \text{ mm}}{4} \frac{217,39 \text{ MPa}}{1,28 \text{ MPa}} \geq 25 \cdot 16 \text{ mm} \quad (410)$$

$$l_b = 53,07 \text{ cm} \geq 40 \text{ cm} \rightarrow \text{Ok} \quad (411)$$

O valor do comprimento de ancoragem básico deve ser comparado com o valor de ancoragem mínimo:

$$l_{b,\min} = \begin{cases} 0,3 \cdot 53,07 \text{ cm} \\ 10 \cdot 1,6 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases} \quad (412)$$

$$l_{b,\min} = 16,00 \text{ cm} \quad (413)$$

Como a alça de içamento contará com ganchos, é possível reduzir o comprimento de ancoragem básico, para se obter o comprimento de ancoragem necessário $l_{b,nec}$:

$$l_{b,nec} = 0,7 \cdot l_b = 0,7 \cdot 53,07 = 37,15 \text{ cm} \quad (414)$$

Conclui-se que o comprimento de ancoragem necessário é maior que o comprimento de ancoragem mínimo. Assim, é possível dar continuidade, através da determinação do comprimento de ancoragem disponível:

$$l_{b,disp} = h - c = 40 - 3 = 37 \text{ cm} \quad (415)$$

Calculando a armadura mínima necessária:

$$A_{s,min} = A_s \cdot \frac{l_{b,nec}}{l_{b,disp}} \quad (416)$$

$$A_{s,min} = \frac{53,07 \text{ kN}}{217391,30 \text{ kN/m}^2} \cdot \frac{0,3715}{0,37} = 2,45 \text{ cm}^2 \quad (417)$$

Como serão utilizadas alças de içamento em 4 pontos da peça e uma bitola de 12,5 mm, a área de aço efetiva $A_{s,ef}$ é dada por:

$$A_{s,ef} = \frac{\pi \phi^2}{4} \cdot 4 = 4,98 \text{ cm}^2 \quad (418)$$

Como a área de aço efetiva é maior do que a área de aço mínima, o dimensionamento está atendido.

4.3.4 Detalhamento final

Para o detalhamento final, seria necessário o dimensionamento do Neoprene e também dos chumbadores a serem utilizados. Contudo, esta etapa não será abordada no presente trabalho.

A seguir, encontra-se um resumo com as armaduras calculadas para o pilar P13:

- **Armadura longitudinal:**

- Área de aço calculada: 4,33 cm² em cada face.
- Área de aço efetiva: 12 barras de diâmetro 12,5 mm, resultando em 15 cm².

- **Armadura transversal:**

- Área de aço efetiva: barras de diâmetro 5 mm a cada 13 cm.

- **Armadura do consolo trapezoidal - Tirante:**

- Área de aço efetiva: 10 barras de diâmetro 8 mm.

- **Armadura do consolo trapezoidal - Costura:**

- Área de aço efetiva: 10 barras de diâmetro 5 mm.

- **Armadura do consolo trapezoidal - Estribo vertical:**
 - Área de aço efetiva: 10 barras de diâmetro 8 mm.
- **Armadura do consolo retangular - Tirante:**
 - Área de aço efetiva: 4 barras de diâmetro 8 mm.
- **Armadura do consolo retangular - Costura:**
 - Área de aço efetiva: 3 barras de diâmetro 8 mm.
- **Armadura do consolo retangular - Estribo vertical:**
 - Área de aço efetiva: 3 barras de diâmetro 8 mm.

5 DIMENSIONAMENTO COMPUTACIONAL

Nesta etapa, serão apresentados os procedimentos adotados para o dimensionamento computacional.

O programa utilizado foi o AltoQi Eberick 2023, apresentado no item 2.3, que foi objeto de análise durante o período de estágio obrigatório no âmbito do curso de Engenharia Civil. A experiência ocorreu na empresa AltoQi, onde a principal atividade consistiu em prestar suporte técnico aos clientes, referente ao programa. Durante o estágio, foi possível solicitar o empréstimo do programa, viabilizando um estudo comparativo para a elaboração deste Trabalho de Conclusão de Curso.

Para a seguinte análise, utilizou-se o módulo de pré-moldados do programa, apresentado anteriormente. O fluxo de trabalho adotado consiste, primeiramente, na definição das configurações de materiais e durabilidade, ações, combinações e dimensionamento, a fim de representar ao máximo a situação avaliada no cálculo manual, dispostos a seguir:

- **Materiais e durabilidade:** empregou-se o mesmo f_{ck} adotado para o cálculo manual, assim como os mesmos cobrimentos e as mesmas idades para as etapas transitórias para as vigas e pilares.
- **Ações:** foram consideradas as ações de peso próprio, adicionais e acidentais.
- **Combinações:** os coeficientes de ponderação para a etapa de construção e os coeficientes de amplificação em cada etapa transitória foram os mesmos utilizados para o cálculo manual.
- **Dimensionamento:** conferiu-se algumas configurações de dimensionamento de pilares e vigas pré-moldadas, como as dimensões e afastamentos dos consolos e bitola mínima para a armadura do tirante.

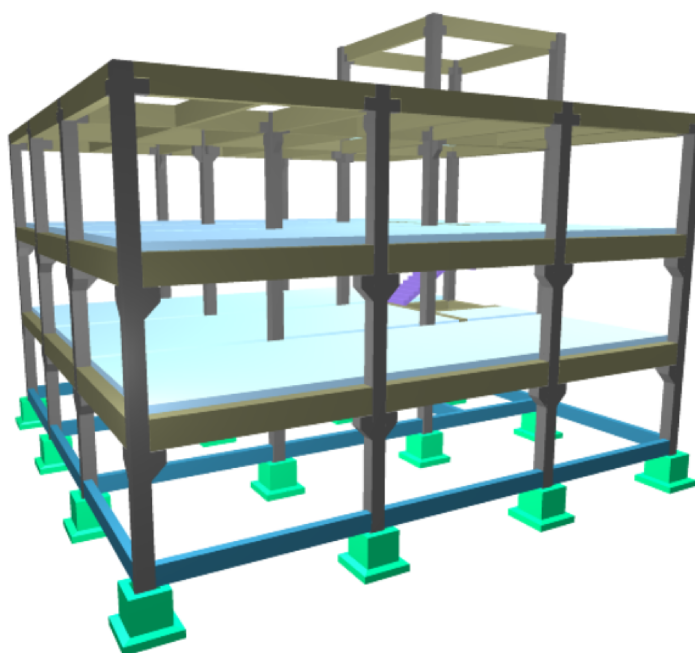
Em seguida, os elementos foram lançados no programa, com o auxílio das plantas arquitetônicas dos pavimentos. As ligações viga x pilar foram configuradas com um fator de restrição de 0,5 e as ligações viga x viga foram mantidas como rotuladas. A laje alveolar protendida LP15 de 15 cm de espessura da empresa escolhida foi inserida no cadastro de lajes alveolares do programa e posteriormente inserida na estrutura.

Posteriormente, o projeto foi processado por meio de uma análise estática linear para obter os valores dos esforços, considerando as etapas construtivas e, em seguida, o dimensionamento foi realizado.

Por fim, os elementos foram detalhados pelo programa, considerando a escolha automática ou manual das bitolas. Como o programa também realiza o dimensionamento de chumbadores (pinos) e de Neoprene, além do dimensionamento das armaduras dos elementos, foi possível um detalhamento mais completo das peças.

A Figura 75 apresenta o pórtico 3D da estrutura lançada no programa.

Figura 75 – Pórtico 3D da estrutura lançada



Fonte: Autora

6 RESULTADOS E COMPARAÇÕES

Neste item serão comparados os resultados obtidos através dos métodos manuais e computacionais.

6.1 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DA LAJE

O AltoQi software comercial não realiza o dimensionamento de painéis alveolares, apenas compara a sobrecarga atuante no painel de acordo com o vão cadastrado. Para a laje LP15 da empresa fabricante de painéis alveolares escolhida, o vão de 5,6 m é capaz de suportar uma sobrecarga de 13 kN/m².

Ao inserir todas as cargas consideradas para o dimensionamento da laje no programa, a sobrecarga atuando no painel mais solicitado foi de 12,23 kN/m². Assim, o programa julgou o dimensionamento do elemento como atendido.

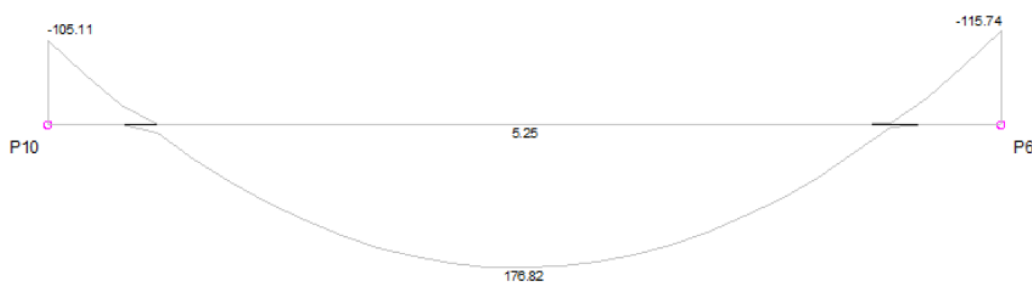
Em comparação com o dimensionamento manual, o resultado obtido foi o esperado, pois o painel alveolar calculado no presente trabalho possui características geométricas parecidas com o painel alveolar disponibilizado pela empresa fabricante de elementos pré-moldados, apresentando também uma capacidade de carga, para o vão analisado.

6.2 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DA VIGA

A análise comparativa da viga em questão é realizada considerando a área de aço longitudinal calculada para os trechos de momento positivo e negativo. O processo comparativo teve início com a utilização do diagrama de momentos fletores, uma vez que a partir deste é possível extrair os dados necessários para o cálculo da armadura. Dessa forma, é possível antecipar possíveis diferenças nos resultados.

A Figura 76 representa o diagrama de momentos fletores de cálculo para a viga V12.

Figura 76 – Diagrama de momentos fletores de cálculo para a viga V12



Fonte: Autora

Elaborou-se uma tabela (Tabela 33) que apresenta os valores dos momentos obtidos por meio de ambos os métodos, com o objetivo de quantificar a diferença total entre os diagramas.

Tabela 33 – Tabela de comparação entre momentos calculados pelo software comercial e Ftool - Viga

Trecho	software comercial (kN.m)	Ftool (kN.m)	Diferença
P10	-105,11	-153,86	48,75
Vão	176,82	230,44	-53,62
P6	-115,74	-153,58	37,84
Diferença acumulada			32,94

Fonte: Autora

A avaliação das diferenças foi realizada através da subtração dos momentos obtidos pelo software comercial pelos momentos obtidos pelo Ftool, onde um resultado negativo na diferença acumulada indica que os esforços obtidos pelo Ftool são superiores aos obtidos pelo software comercial. Essa discrepância pode ser atribuída às diferentes abordagens adotadas na determinação das reações das lajes nas vigas pelos dois métodos.

No método de cálculo manual, o carregamento da laje foi assumido como homogêneo, sendo igual ao maior valor obtido. Em contraste, no software comercial, o cálculo leva em consideração a variedade de cargas transferidas para as vigas devido a cada barra da grelha.

A seguir, foram comparadas as área de aço calculadas (Tabela 34) e efetivas (Tabela 35), para os dois métodos. Como no software comercial foi utilizado um fator de restrição de 0,5, o programa não calculou as barras negativas para a seção composta. Portanto, somente será analisada a armadura negativa para a seção simples.

Tabela 34 – Tabela de comparação entre áreas de aço calculadas pelo software comercial e método manual - Viga

Trecho	software comercial (cm ²)	Manual (cm ²)	Diferença
P10	2,04	3	-0,96
Vão	10,83	10,12	0,71
P6	2,04	3	-0,96
Alça de içamento	2,27	2,94	-0,67
Diferença acumulada			-1,88

Fonte: Autora

Uma diferença expressiva foi aquela obtida para a armadura efetiva das alças de içamento. Uma pequena diferença na armadura calculada foi o suficiente para fazer com que, no cálculo manual, fosse escolhida uma bitola maior do que a escolhida pelo programa, ocasionando a diferença.

Tabela 35 – Tabela de comparação entre áreas de aço efetivas pelo software comercial e método manual - Viga

Trecho	software comercial (cm ²)	Manual (cm ²)	Diferença
P10	5	3,75	1,25
Vão	15,715	11,25	4,465
P6	5	3,75	1,25
Alça de içamento	2,45	4,02	-1,57
Diferença acumulada			5,39

Fonte: Autora

Tabela 36 – Tabela de comparação entre áreas de aço calculadas para o tirante pelo software comercial e método manual - Viga

	software comercial (cm ² /m)	Manual (cm ² /m)	Diferença
Tirante	4,24	4,34	-0,1

Fonte: Autora

Tabela 37 – Tabela de comparação entre áreas de aço efetivas para o tirante pelo software comercial e método manual - Viga

	software comercial (cm ² /m)	Manual (cm ² /m)	Diferença
Tirante	$\varphi 6,3c/7$	$\varphi 6,3c/7$	0

Fonte: Autora

Os resultados para o consolo corrido são apresentados nas Tabelas 36 e 37.

Para o tirante, não foram observadas diferenças expressivas.

O detalhamento da viga V12 emitido pelo programa encontra-se no Anexo C.

6.3 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DO PILAR

A análise comparativa do pilar em questão é realizada considerando a área de aço longitudinal calculada e adotada. O processo comparativo teve início com a comparação dos esforços solicitantes.

Os esforços determinados pelo software comercial foram significativamente diferentes daqueles determinados pelo método manual, assim, a comparação da armadura longitudinal não torna-se viável. A título de exemplo, a Tabela 38 compara os valores obtidos para o esforço normal do pilar P13 para ambos os métodos.

Tabela 38 – Tabela de comparação entre esforços axiais calculados pelo software comercial e método manual - Pilar

Pavimento	software comercial (kN)	Método manual (kN)
Cobertura	54,08	25,62
2º Andar	239,62	574,14
1º Andar	423,28	1122,38
Térreo	491,53	1189,58

Fonte: Autora

Percebeu-se que no software comercial, a armadura longitudinal final do pilar foi determinada em função das etapas transitórias, visto que ao processar a estrutura sem a consideração das etapas construtivas, a área de aço efetiva foi menor. Essa situação também ocorreu no cálculo manual, já que a armadura longitudinal do pilar foi determinada pela armadura calculada para as etapas 1, 2 e 3.

Já para os consolos trapezoidais e retangulares, como a carga considerada tem origem das reações das vigas, os esforços solicitantes entre os métodos foram mais próximos. Como a armadura adotada foi a mínima, foi possível comparar os resultados obtidos com os resultados do programa, constatando pouca diferença entre os dois métodos, conforme exposto nas Tabelas 39 e 40.

Tabela 39 – Tabela de comparação entre áreas de aço calculadas para o tirante pelo software comercial e método manual - Pilar - consolo trapezoidal

Trecho	software comercial (cm ²)	Manual (cm ²)	Diferença
Tirante	4,89	4,89	0
Estribo horizontal	3,90	3,90	0
Estribo vertical	3,90	3,90	0

Fonte: Autora

Tabela 40 – Tabela de comparação entre áreas de aço calculadas para o tirante pelo software comercial e método manual - Pilar - consolo retangular

Trecho	software comercial (cm ²)	Manual (cm ²)	Diferença
Tirante	0,91	0,89	0,02
Estribo horizontal	0,86	0,86	0
Estribo vertical	1,54	0,86	0,68

Fonte: Autora

Para as alças de içamento do pilar, visto que o único carregamento atuante é o peso próprio, a comparação foi possível. A área de aço calculada pelo software comercial foi de 3,78 cm², em comparação com a área de aço calculada manualmente de 2,45 cm². Por fim, a área de aço efetiva para os dois casos foi a mesma.

O detalhamento do pilar P13 emitido pelo programa encontra-se no Anexo C.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nesta etapa serão apresentadas as conclusões do estudo, considerando suas limitações e objetivos, bem como sugestões para trabalhos futuros.

7.1 CONCLUSÕES

Por meio das atividades conduzidas na elaboração deste trabalho, logrou-se atingir os propósitos inicialmente estabelecidos. Este processo proporcionou uma revisão e ampliação significativa do conhecimento, contribuindo para a preparação para a futura vida profissional. O sistema construtivo em concreto pré-moldado foi caracterizado e as informações apresentadas na revisão bibliográfica propiciaram o dimensionamento manual dos elementos.

A elaboração do projeto, com base nos métodos abordados, resultou não apenas na conclusão do trabalho, mas também na aquisição de experiência e ferramentas práticas, que se revelarão valiosas em empreendimentos futuros. Os elementos (painel alveolar, viga e laje) foram manualmente dimensionados, levando em consideração as normas vigentes e particularidades do projeto de estruturas pré-moldadas e protendidas, cumprindo este objetivo.

Foi possível constatar que, no projeto de elementos pré-moldados, a análise das etapas transitórias é essencial para garantir que o dimensionamento esteja adequado, principalmente para vigas e pilares. Para a viga, a etapa transitória de construção preliminar mostrou-se a mais crítica. Para o pilar, o mesmo aconteceu, com a etapa de içamento sendo a mais crítica. Isso evidencia que para pilares de maior extensão e diferentes configurações de transporte e içamento, certamente será necessária uma análise mais cuidadosa.

Foi possível integrar os conhecimentos obtidos nas disciplinas de estruturas cursadas na faculdade, juntamente com os conhecimentos acerca do uso do programa Eberick, que foram adquiridos durante o estágio. Também atingiu-se o objetivo de dimensionamento e detalhamento feita através do programa. Foi possível constatar a eficácia do Eberick na elaboração de projetos estruturais, pois o mesmo apresenta cálculos mais apurados e sofisticados. Devido à sua natureza computacional, o programa também entrega resultados de maneira consideravelmente mais rápida, permitindo que o profissional dedique mais tempo aprimorando o projeto.

Assim, evidencia-se a importância de entender os conceitos básicos de dimensionamento e análise de estruturas, para que seja possível a interpretação e conferência dos resultados emitidos por programas de dimensionamento. Essa é uma característica essencial que o engenheiro responsável deve ter para garantir a correta elaboração de projetos estruturais.

Por fim, a comparação de resultados foi realizada. Concluiu-se, conforme es-

perado, que as abordagens de análise adotadas apresentaram divergências. Houve variações na distribuição dos esforços na estrutura, especialmente em alguns elementos. Entretanto, ambas as concepções estruturais são adequadas, uma vez que não há uma solução única para cada projeto.

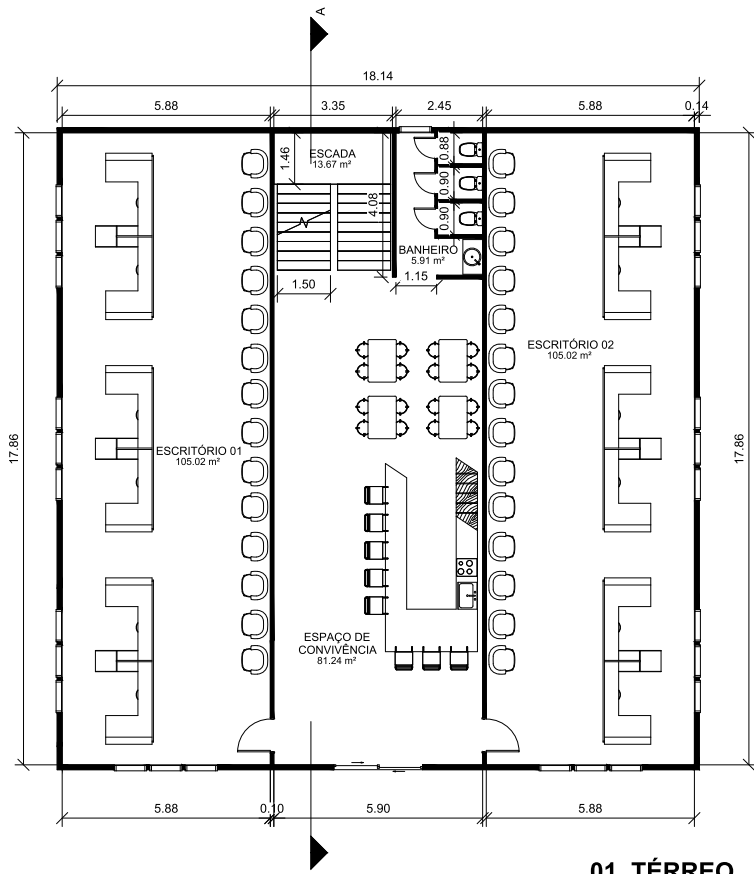
Ao comparar as metodologias desenvolvidas, notou-se que o primeiro método é simplificado, porém mais oneroso, enquanto o segundo é sofisticado e eficiente. Ambas as abordagens contribuíram para os objetivos do trabalho, complementando-se.

7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

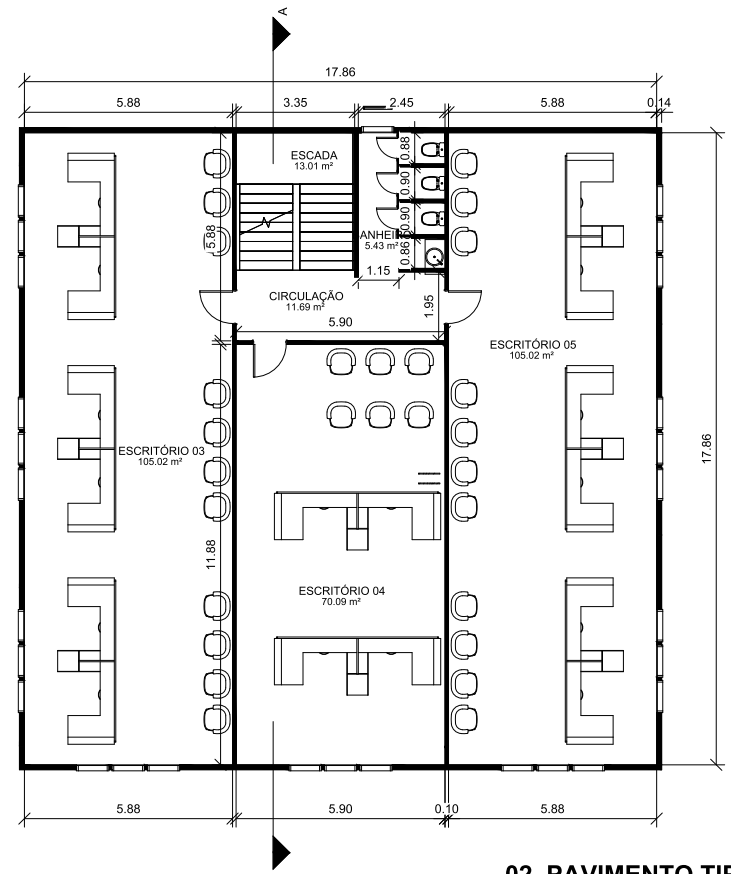
Considerando as limitações inerentes a este estudo em comparação com um projeto estrutural prático, são propostos a seguir alguns tópicos para investigações futuras:

- Otimização do processo de dimensionamento de painéis alveolares;
- Dimensionamento de viga pré-moldada somente com uma aba de apoio para a laje;
- Dimensionamento de pilar pré-moldado intermediário e de extremidade;
- Dimensionamento dos chumbadores e Neoprene de consolos em estruturas pré-moldadas;
- Detalhamento completo de viga e pilar pré-moldados, realizados manualmente.
- Consideração do vínculo entre pilar pré-moldado e fundação, com interação do solo com a estrutura;
- Consideração da ação do vento, em ambos os modelos;
- Avaliação da estabilidade global da estrutura;
- Avaliação da estabilidade global da estrutura, de acordo com diferentes fatores de restrição;

APÊNDICE A – PROJETO ARQUITETÔNICO

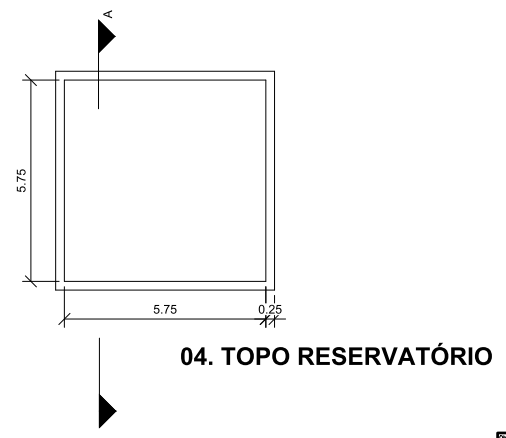
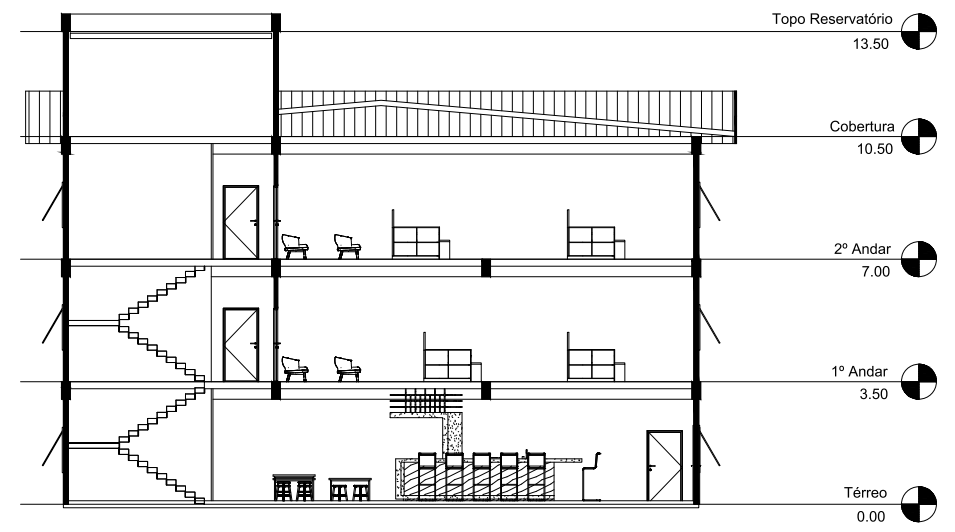
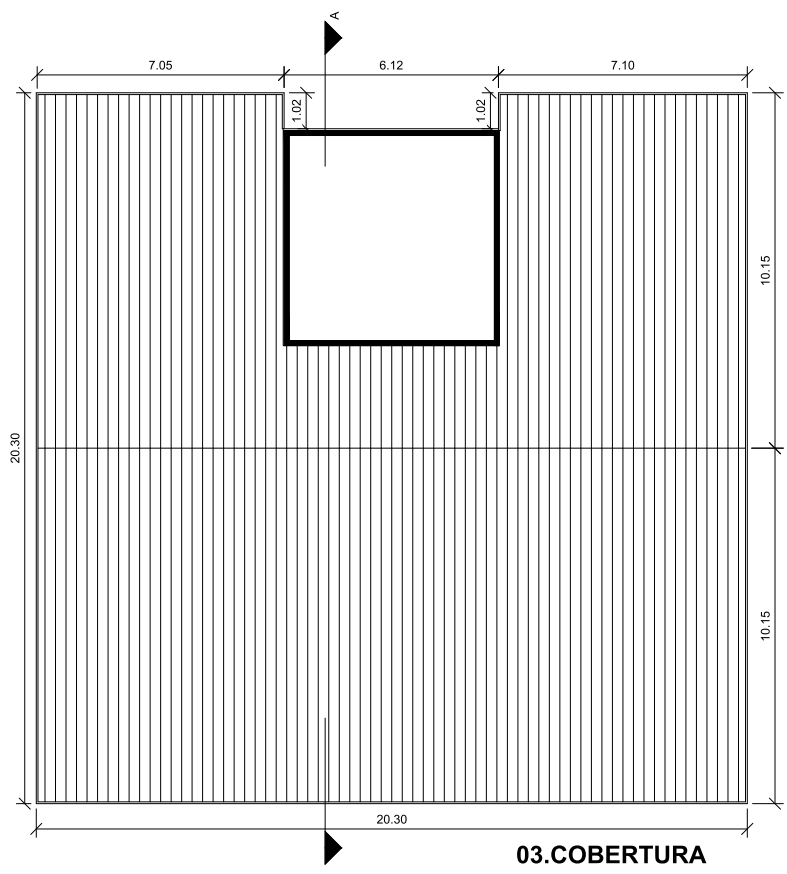


01. TÉRREO



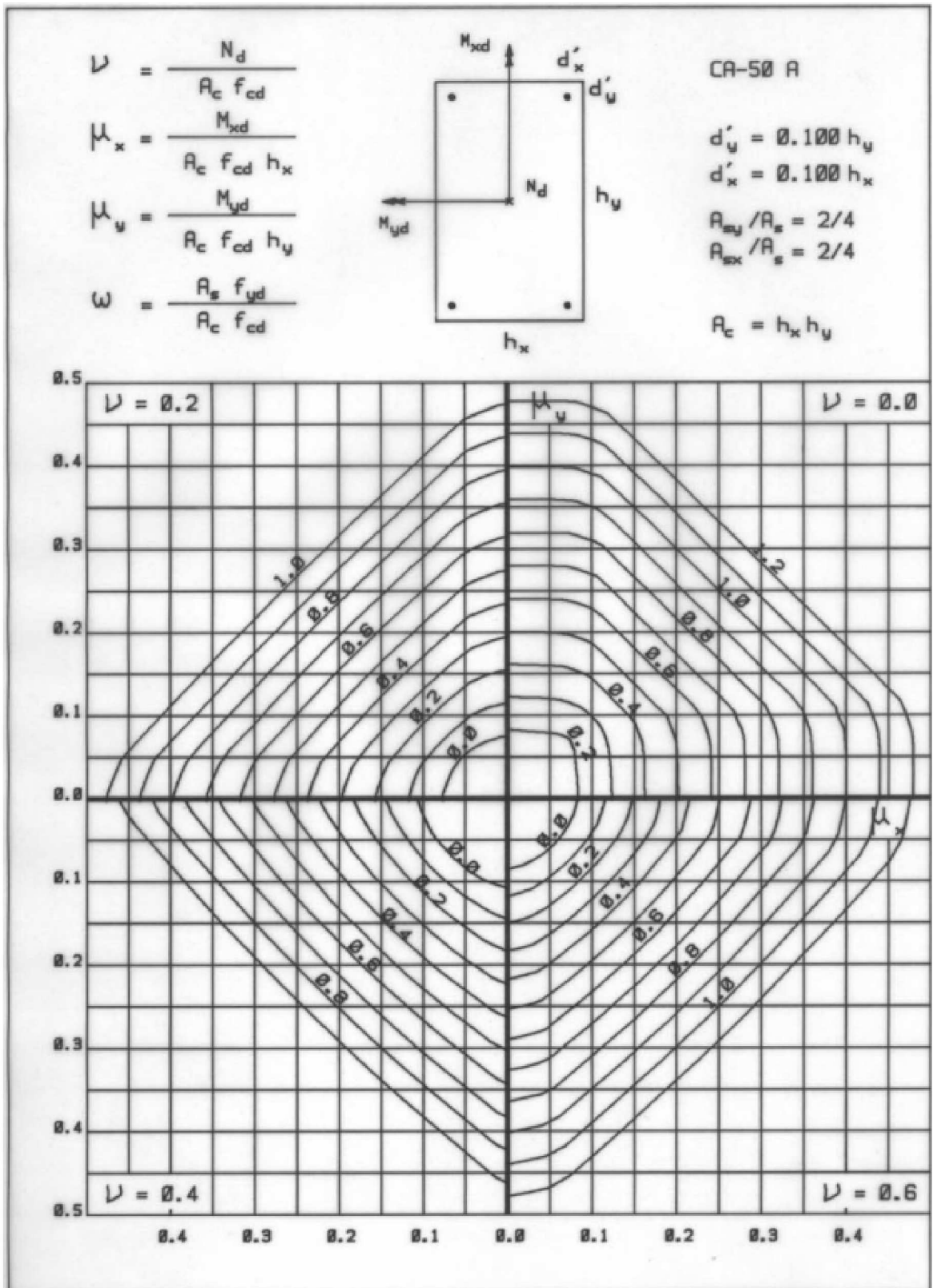
02. PAVIMENTO TIPO

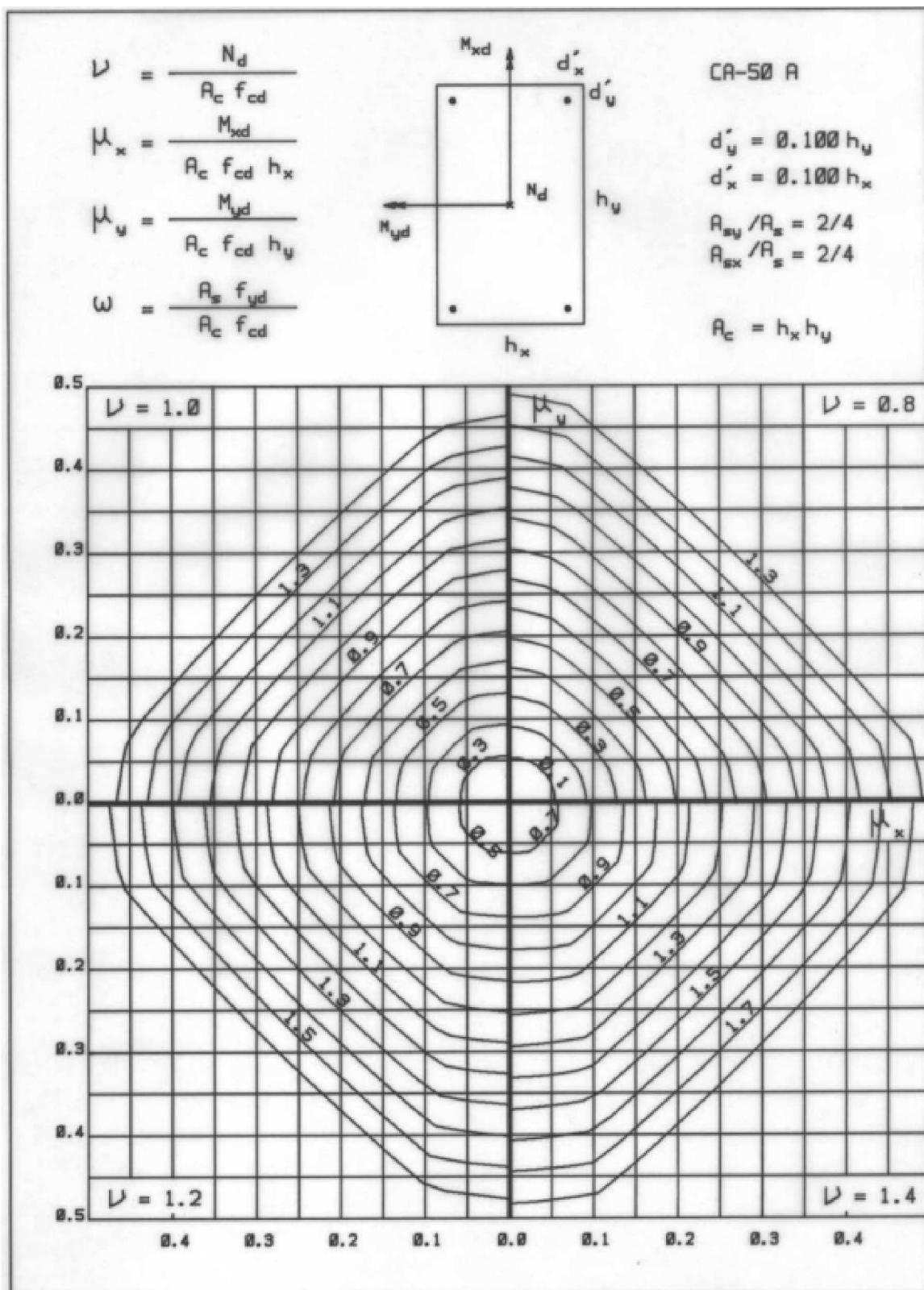
Título		Trabalho de Conclusão de Curso	
Descrição		Edifício de uso comercial	
Projeto	Projeto arquitetônico		Folha
Descrição	Projeto arquitetônico de Edifício de Uso Comercial - Térreo e pavimento Tipo		1
Data	Dezembro, 2023	Estado	Indicada
Desenho	Juliana Ribas	Confirmação	-



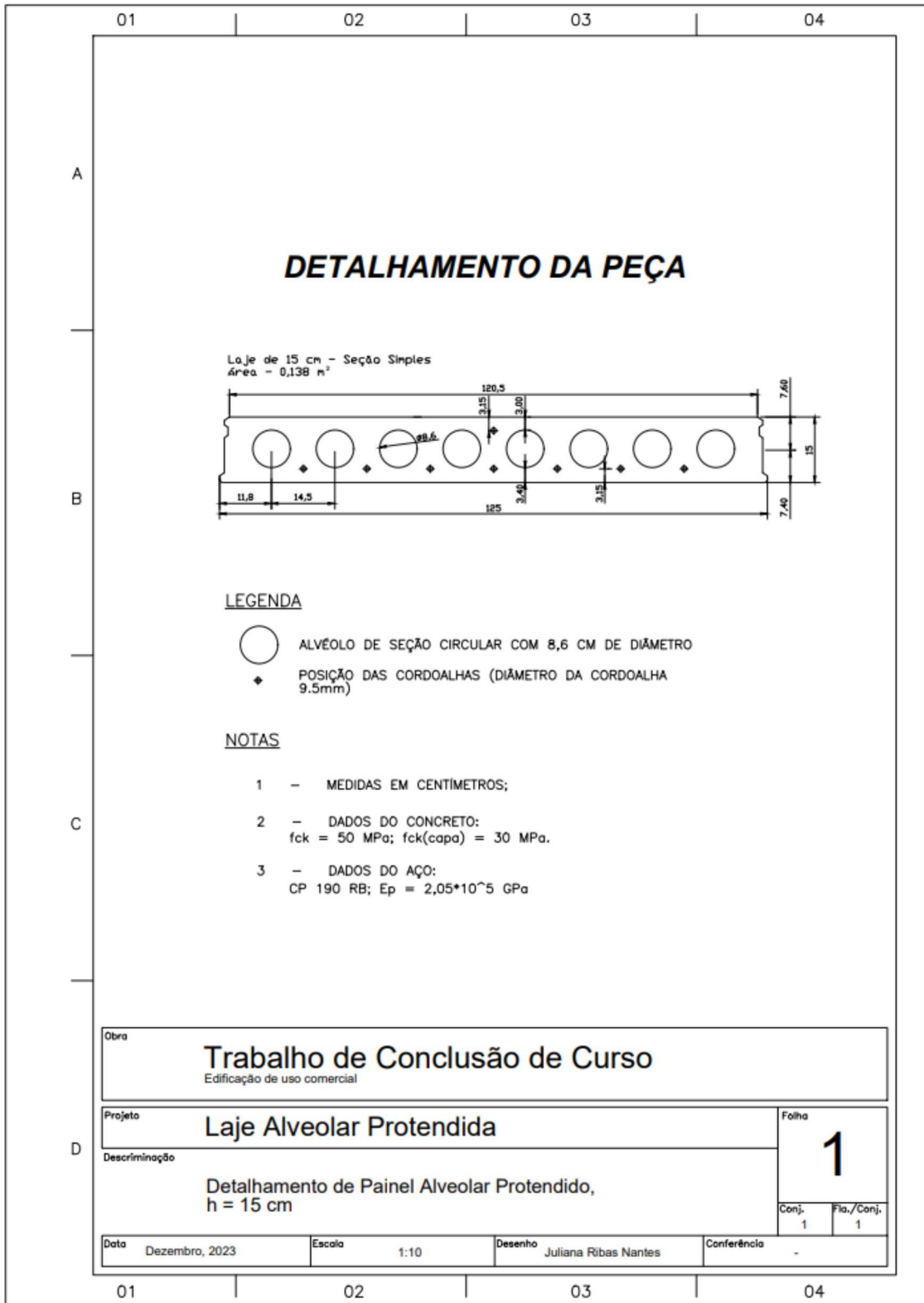
Tema				
Trabalho de Conclusão de Curso				
Edificação de uso comercial				
Projeto	Projeto arquitetônico			Folha
Descrição	Projeto arquitetônico de Edifício de Uso Comercial - Cobertura, topo reservatório e Corte A-A			2
Data	Dezembro, 2023	Estado	Indicado	Desenho
			Juliana Ribas	Conferência
			1	2

APÊNDICE B – ÁBACOS PARA FLEXÃO OBLÍQUA

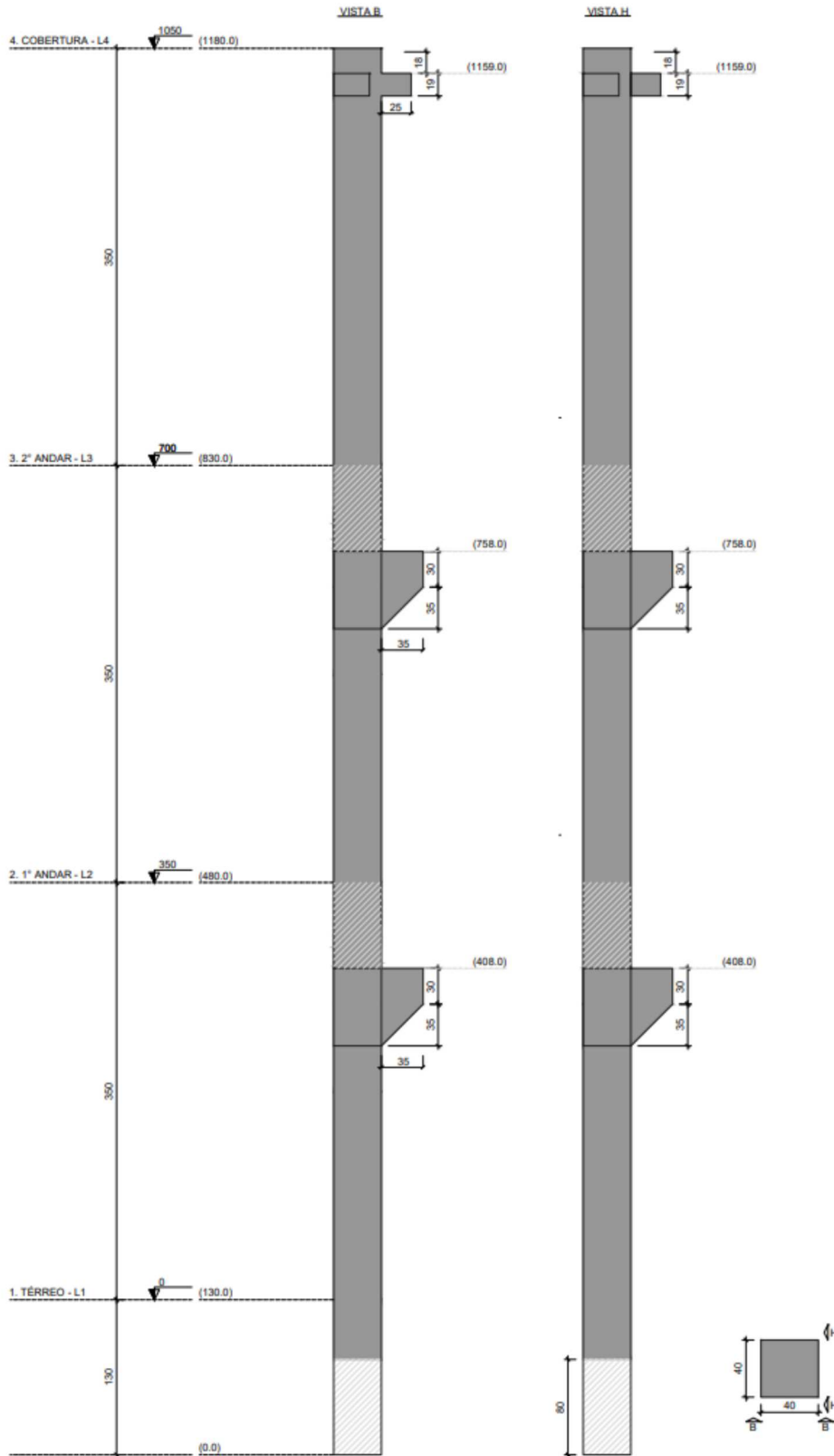




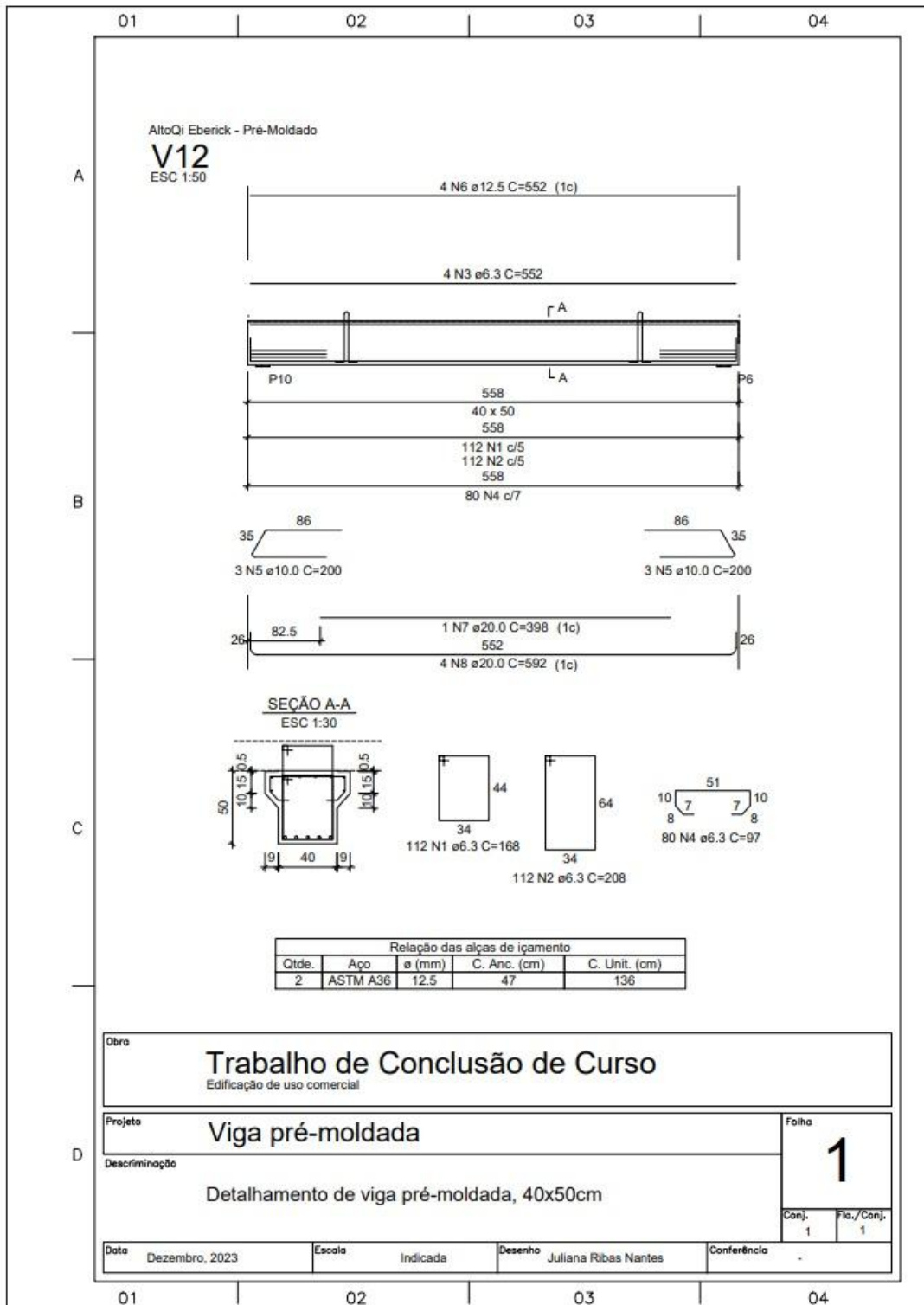
ANEXO A – DETALHAMENTO - PAINEL ALVEOLAR



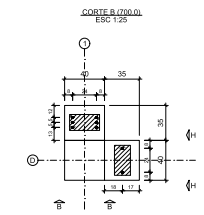
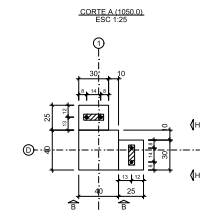
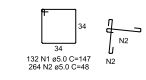
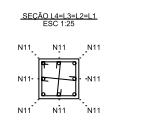
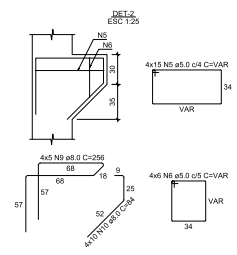
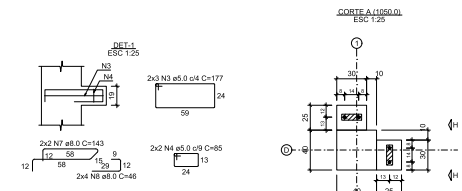
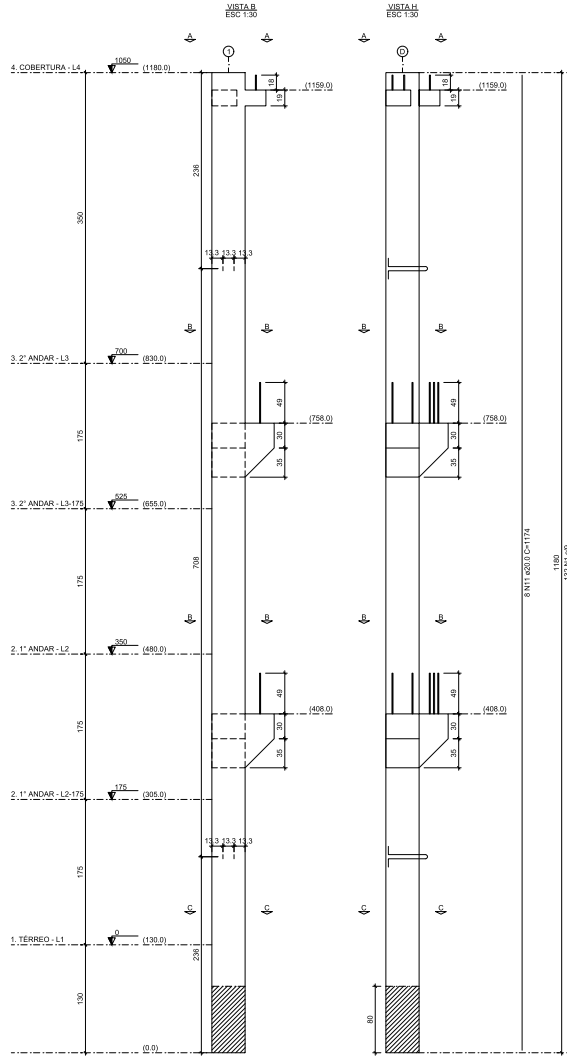
ANEXO B – GEOMETRIA PROPOSTA PARA O PILAR P13



ANEXO C – DETALHAMENTOS GERADOS PELO MÉTODO COMPUTACIONAL



P13



Relação dos aparelhos de apoio					
Nome	Quantidade	Dimensões			Dureza
		B (cm)	H (cm)	E (cm)	
Ap-1	2	20	6	2	70 Shore A
Ap-2	4	30	16	2	70 Shore A

Relação dos pinos de ancoragem				
Nome	Quantidade	Aço ø (mm)	Comp. (cm)	
PA-1	4	CA25	12.5	34
PA-2	4	CA25	12.5	92
PA-3	12	CA25	12.5	87

Relação das alças de içamento				
Qtde.	Aço	ø (mm)	C. Anc. (cm)	C. Unit. (cm)
4	ASTM A36	12.5	37	117

Trabalho de Conclusão de Curso
 Edificação de uso comercial

Projeto: **Pilar pré-moldado**

Descrição: **Detalhamento de pilar pré-moldado 40x40 cm**

Folha: **1**

Data: Dezembro, 2023 | Escala: Indefinida | Desenhista: | Contador: