



UNIVERSIDADE FEDERAL DAPARAÍBA
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

HELISSON ALVES DE LIMA SANTOS

**EXPLORAÇÃO E ANÁLISE DOS CONCEITOS DE FÔRMAS E ESCORAS NA
CONSTRUÇÃO CIVIL: ELABORAÇÃO E AVALIAÇÃO EM UM ESTUDO DE CASO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

JOÃO
PESSOA 2024

HELISSON ALVES DE LIMA SANTOS

**EXPLORAÇÃO E ANÁLISE DOS CONCEITOS DE FÔRMAS E ESCORAS NA
CONSTRUÇÃO CIVIL: ELABORAÇÃO E AVALIAÇÃO EM UM ESTUDO DE CASO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado a Universidade Federal da Paraíba, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof^ª. Dra. Andrea Brasiliano Silva

JOÃO PESSOA
2024

Catálogo na publicação
Seção de Catalogação e Classificação

S237e Santos, Helisson Alves de Lima.

EXPLORAÇÃO E ANÁLISE DOS CONCEITOS DE FÔRMAS E
ESCORAS NA CONSTRUÇÃO CIVIL: ELABORAÇÃO E AVALIAÇÃO EM
UM ESTUDO DE CASO / Helisson Alves de Lima Santos. -
João Pessoa, 2024.

74 f. : il.

Orientação: Andrea Silva.

TCC (Graduação) - UFPB/CT.

1. Fôrmas. 2. Escoramentos. 3. Materiais. 4.
Dimensionamento. I. Silva, Andrea. II. Título.

UFPB/CT/BSCT

CDU 62(043.2)

FOLHA DE APROVAÇÃO

HELISSON ALVES DE LIMA SANTOS

EXPLORAÇÃO E ANÁLISE DOS CONCEITOS DE FÔRMAS E ESCORAS NA CONSTRUÇÃO CIVIL:
ELABORAÇÃO E AVALIAÇÃO EM UM ESTUDO DE CASO

Trabalho de Conclusão de Curso em 10/05/2024 perante a seguinte Comissão Julgadora:

Andrea Brasiliano Silva Aprovado

Andrea Brasiliano Silva

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

Enildo Tales Ferreira APROVADO

Enildo Tales Ferreira

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

Givanildo Alves de Azeredo APROVADO

Givanildo Alves de Azeredo

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

Dedico este trabalho aos meus pais, cujo amor incondicional e apoio constante foram a força motriz por trás de cada página escrita.

AGRADECIMENTOS

Aos meus queridos pais, Helio e Silvia, expresso minha profunda gratidão pelo amor incondicional e pela paciência que demonstraram ao longo destes anos. Vocês são minhas principais fontes de inspiração e o motivo pelo qual alcancei este momento tão significativo em minha vida.

À minha prima Karol, sou imensamente grato por ter caminhado ao meu lado durante grande parte dessa jornada, sempre com carinho e compreensão.

À dona Wal, um ser humano verdadeiramente especial, que mesmo sem me conhecer pessoalmente, ofereceu seu auxílio e tornou todo o processo mais leve e suportável.

Às minhas tias Aparecida, Eliene, Lana, Neta e Lidiane, meu sincero agradecimento por estarem presentes nos momentos mais desafiadores e por seu valioso apoio.

Aos amigos que fiz ao longo da graduação, em especial Camila, Gesiel, Kaliel, Isaias, Joana, João Pedro, Moab e Simas, deixo meu profundo reconhecimento. Vocês tornaram esta jornada acadêmica mais divertida e enriquecedora, e espero que nossos caminhos se cruzem novamente, proporcionando a construção de novas e incríveis histórias.

Agradeço também à minha orientadora, Andrea, por sua orientação dedicada, ajuda e paciência em todos os momentos desafiadores.

Aos membros da Fíderes, meu agradecimento pela compreensão e apoio ao longo desta reta final.

Por último, mas não menos importante, expresso minha gratidão aos meus amigos Hualace, Lorena e Luciana, que, apesar da distância física, sempre estiveram presentes para me apoiar e incentivar a alcançar novos patamares.

RESUMO

Os sistemas de fôrmas e escoramentos desempenham um papel crucial na execução de estruturas de concreto armado, impactando diretamente na qualidade, no tempo e no custo. No entanto, mesmo possuindo tamanha importância o acervo de pesquisas sobre esses elementos é limitado. Diante desta afirmação, este trabalho visa preencher parte dessa lacuna ao oferecer uma visão abrangente dos conceitos, materiais e normas relacionadas a projetos e execução destas estruturas provisórias, além de elaborar o desenvolvimento de um sistema de escoramento e fôrmas em madeira para lajes maciças. Ademais, será proposto pontos de melhora no processo de dimensionamento contido na NBR 15696, visto que esta não considera as deformações previstas nas estruturas permanentes no processo de verificação. Como resultado deste trabalho, busca-se estabelecer uma base sólida para o desenvolvimento de futuros projetos e ressaltar a importância de mais pesquisas na área.

Palavras-chaves: Fôrmas, escoramento, materiais, dimensionamento.

ABSTRACT

The formwork and shoring systems play a crucial role in the execution of reinforced concrete structures, directly impacting quality, time, and cost. However, despite their importance, the research corpus on these elements is limited. In light of this assertion, this study aims to partially fill this gap by offering a comprehensive overview of the concepts, materials, and standards related to the design and execution of these temporary structures, as well as developing a wooden shoring and formwork system for solid slabs. Furthermore, improvements will be proposed in the sizing process contained in NBR 15696, as it does not consider the expected deformations in permanent structures during the verification process. The result of this work seeks to establish a solid foundation for the development of future projects and highlight the importance of further research in the field.

Keywords: *Formwork, shoring, materials, dimensioning.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Laje desaba na UEM em Maringá.....	11
Figura 2: Compensado de madeira plastificado.....	18
Figura 3: Fôrma metálica para muro de concreto armado.....	19
Figura 4: Fôrma plástica para parede de concreto armado.....	20
Figura 5: Cubetas de polipropileno para laje nervurada.....	20
Figura 6: Fôrma de papelão para pilar de concreto armado.....	21
Figura 7: Exemplo de escoramento em madeira – Madeira bruta.....	23
Figura 8: Exemplo de escoramento em madeira - Pontaletes.....	24
Figura 9: Exemplo de escoramento metálico - Escoras.....	26
Figura 10: Exemplo de escoramento metálico - Torre.....	27
Figura 11: Esquema de deformação aplicada em função da distância entre os apoios.....	39
Figura 12: Laje maciça utilizada como base do procedimento.....	41
Figura 13: Seções adotadas para os elementos do sistema de fôrmas e escoras (em cm).	42
Figura 14: Configuração - Assoalho.....	43
Figura 15: Área de influência – Vigas Secundárias.....	46
Figura 16: Momento fletor em viga biapoiada – Carga distribuída.....	46
Figura 17: Distribuição de vigas no sistema de escoramento.....	48
Figura 18: Distribuição das escoras.....	49
Figura 19: Área de influência – Viga principal mais carregada.....	50
Figura 20: Momento fletor em viga biapoiada – Carga pontual.....	51
Figura 21: Área de influência – Escora mais carregada.....	53
Figura 22: Casos existentes para lajes.....	61
Figura 23: Perspectiva do projeto final.....	65
Figura 24: Detalhe do sistema de vigas e escoras adotado.....	65
Figura 25: Flecha total em função do tempo de retirada do escoramento.....	66
Figura 26: Comparativo entre flecha total, considerando a fluência, e a flecha limitada determinada por norma.....	66
Figura 27: Deformação total – Retirada do escoramento aos 14 dias.....	67
Figura 28: Escritórios que fornecem naturalmente os Isovalores de deformações.....	69

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Definição de classe de carregamento	32
Tabela 2: Definição dos valores de K_{mod1}	35
Tabela 3: Definição dos valores de K_{mod2}	35
Tabela 4: Classes de umidade	36
Tabela 5: Classe de resistência das coníferas	36
Tabela 6: Classe de resistência das dicotiledôneas	37
Tabela 7: Coeficiente “a” para cálculo de flechas elásticas em lajes retangulares submetidas a carregamento uniformemente distribuído	61

SUMÁRIO

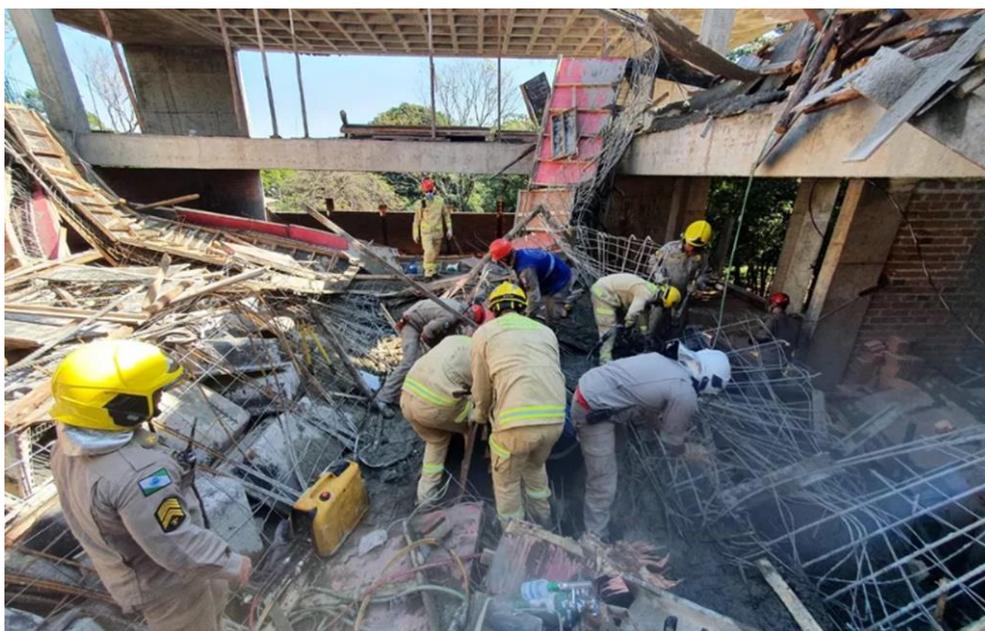
1	INTRODUÇÃO	11
1.1	OBJETIVO GERAL	12
1.2	OBJETIVO ESPECÍFICO	12
1.3	JUSTIFICATIVA	12
2	REFERENCIAL TEÓRICO	13
2.1	CONCRETO	13
2.1.1	Estimativa de resistência à compressão e módulo de elasticidade	14
2.2	FÔRMAS	17
2.2.1	Materiais empregados nos sistemas de fôrmas	17
2.2.2	Influências da fôrma na estrutura	21
2.3	ESCORAMENTO	22
2.3.1	Materiais e tipo de escoramento	22
2.3.2	Classificação quanto ao período de aplicação e finalidade	27
2.3.3	Recomendações quanto ao processo de montagem de escoramentos	29
2.3.4	Recomendações quanto ao processo de retirada de escoramentos	29
2.4	DIMENSIONAMENTO	30
2.4.1	Cargas	31
2.4.2	Método dos estados limite	33
3.	METODOLOGIA	40
3.1	PREMISSAS DE CÁLCULO	41
3.2	VÃO MÁXIMO - ASSOALHO DE MADEIRA	42
3.3	VÃO MÁXIMO - VIGAS SECUNDÁRIAS	45
3.4	ESPAÇAMENTO ENTRE ESCORAS	49
3.5	DEFORMAÇÃO TOTAL NO MEIO DO PAINEL DA LAJE	53
3.6	VERIFICAÇÃO DAS ESCORAS	53
3.7	TÁBUAS DE DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS	57
3.8	PERÍODO DE RETIRADA DO ESCORAMENTO	58
4.	RESULTADOS	64
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	70
6.	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	71
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	72

1 INTRODUÇÃO

A construção civil é um setor vital para o desenvolvimento urbano e social, responsável por erigir as infraestruturas essenciais que sustentam o funcionamento das cidades e o bem-estar da população. Dentro desse panorama, as fôrmas e escoras emergem como elementos primordiais, desempenhando um papel de suporte temporário e moldagem durante a execução de estruturas de concreto armado. A eficiência e segurança desses elementos são determinantes para o sucesso de uma obra, influenciando diretamente na qualidade, durabilidade e custos do empreendimento, chegando a compreender, de acordo com Nazar (2007), até 8% do custo total.

No entanto, apesar da sua importância crucial, as fôrmas e escoras muitas vezes são tratadas como elementos periféricos no processo construtivo, recebendo menos atenção do que outros aspectos estruturais, como observado por Peng *et al.* (1997 *apud* Soeiro, 2012). Esta negligência pode resultar em problemas significativos, desde atrasos na execução da obra até mesmo falhas estruturais graves, como apresentado na Figura 1, que mostra um acidente ocorrido em 2022 em uma obra na Universidade Estadual de Maringá, possivelmente causado pelo colapso do sistema de escoramento.

Figura 1: Laje desaba na UEM em Maringá



Fonte: Rede Sul De Notícias (2022).

O estudo realizado por Souza e Ripper (1998) destaca falhas comuns encontradas nas fôrmas e escoras tradicionais, dentre estas tem-se a falta de limpeza adequada e a omissão do desmoldante antes da concretagem que podem causar distorções e "embarrigamentos" no

elemento estrutural, demandando mais argamassa e sobrecarregando a estrutura. Além disso, a falta de estanqueidade das fôrmas expõe desordenadamente os agregados, tornando o concreto mais poroso. Adicionalmente, a retirada precoce das fôrmas pode gerar deformações e fissuras, enquanto a remoção incorreta dos escoramentos pode provocar trincas devido a um comportamento estático não previsto.

Diante desse contexto, torna-se imperativo compreender a fundo os conceitos, materiais, procedimentos normativos e processos de cálculo relacionados a esses elementos, a fim de garantir a sua correta aplicação e desempenho.

1.1 OBJETIVO GERAL

Neste trabalho tem-se como objetivo geral investigar de forma abrangente e sistemática os conceitos, materiais, procedimentos normativos e processos de cálculo relacionados às fôrmas e escoras na engenharia civil, com foco específico no desenvolvimento de um projeto de fôrmas e escoras em madeira para uma laje maciça, visando contribuir para o aprimoramento das práticas de projeto e construção no setor da construção civil.

1.2 OBJETIVO ESPECÍFICO

- a) Realizar uma revisão detalhada da literatura técnica e das normativas brasileiras pertinentes, visando apresentar os conceitos fundamentais, os materiais utilizados e os procedimentos normativos associados ao projeto de fôrmas e escoras em estruturas de concreto armado.
- b) Desenvolver um projeto detalhado de fôrmas e escoras em madeira para uma laje maciça, incluindo o dimensionamento estrutural das fôrmas e escoras e a seleção adequada dos materiais visando à aplicação prática e à validação dos conhecimentos adquiridos na revisão da literatura e das normativas.

1.3 JUSTIFICATIVA

O trabalho é justificável devido à carência de estudos aprofundados nesta área. Dada a sua importância central no ciclo construtivo, a análise detalhada das definições, materiais primários, procedimentos normativos e cálculos associados oferece uma oportunidade

essencial para preencher essa lacuna de conhecimento. A escassez de pesquisas nesse domínio ressalta ainda mais a necessidade de uma abordagem acadêmica rigorosa e detalhada, que não apenas aprofunde a compreensão teórica, mas também contribua para a prática profissional e para o avanço do campo da engenharia estrutural.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 CONCRETO

Embora não seja o foco principal do trabalho em questão, compreender as propriedades do concreto e o processo de ganho de resistência temporal contribui para entender a grande importância que o sistema de forma e escora tem na existência das estruturas de concreto armado.

Consoante Severo (2022) afirma que o concreto é, indiscutivelmente, o material de construção mais amplamente utilizado pela humanidade, alcançando um consumo médio de mais de 2 toneladas per capita. Ele pode ser compreendido como uma rocha artificial, resultante de uma mistura cuidadosamente elaborada de cimento Portland (como aglomerante), agregados graúdos e miúdos, água e, em alguns casos, aditivos.

A diversidade de tipos de concreto disponíveis atualmente reflete sua versatilidade e adaptabilidade às diferentes demandas da construção civil. Sua popularidade é impulsionada por suas propriedades, incluindo resistência à água, boa resistência mecânica e custo competitivo, o que o torna uma escolha frequente em uma variedade de aplicações construtivas (Severo, 2022).

Na sua essência, o concreto é um material plástico moldado para adquirir a forma desejada antes de passar por um processo de endurecimento, tornando-se suficientemente resistente para suportar os esforços solicitados por si só. Este processo de endurecimento só se faz possível devido às propriedades do Cimento Portland, o qual é um material produzido por meio da queima em altas temperaturas - até a fusão incipiente do material - de uma mistura específica de rocha calcária e argila finamente moídas, resultando no *clínquer* (Kaefer, 1998).

No processo de formação do *clínquer*, ocorrem uma série de reações químicas resultando na produção de compostos como o silicato tricálcico ($3CaO.SiO_2 = C_3S$), o silicato bicálcico ($2CaO.SiO_2 = C_2S$), o aluminato tricálcico ($3CaO.Al_2O_3 = C_3A$) e o ferro aluminato tricálcico ($4CaO.Al_2O_3.Fe_2O_3 = C_4AF_e$).

O silicato tricálcico emerge como o principal contribuinte para a resistência do concreto em todas as fases, notadamente durante o período inicial de cura, sendo o segundo componente mais relevante em calor de hidratação. Por outro lado, o silicato bicálcico assume um papel crucial no processo de endurecimento em estágios mais avançados, sendo amplamente responsável pelo ganho de resistência ao longo de um ano ou mais.

Enquanto isso, o aluminato tricálcico também desempenha um papel significativo na resistência, particularmente durante o primeiro dia, além de contribuir de forma significativa para o calor de hidratação, especialmente no início do período de cura (Severo, 2022).

No momento do lançamento, a resistência do concreto fresco é insignificante, sendo as propriedades de maior interesse naquele momento aquelas que afetam diretamente a trabalhabilidade, segregação e exsudação e até que o concreto atinja sua resistência característica projetada, ou f_{ck} (*Feature Compression Know*), que geralmente ocorre aos 28 dias, quando a maioria das reações químicas já ocorreu, ou até que atinja condições suficientes para se tornar autoportante, o sistema de escoramento e formas desempenha um papel crucial.

2.1.1 Estimativa de resistência à compressão e módulo de elasticidade

Consoante Comité Euro-Internacional Du Béton (1993 *apud* Weimer, 2014), a resistência à compressão para um concreto de idade “ t ” depende de fatores como o tipo de cimento, as condições de cura e a temperatura. É possível estimar o valor desta resistência para um concreto com menos de 28 dias empregando as Equações 01 e 02 apresentadas a seguir:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) * f_{cm} \quad (01)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s * \left[1 - \left(\frac{28}{t/t_1} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (02)$$

Sendo que:

$f_{cm}(t)$ - Resistência média à compressão do concreto em uma idade t , em dias;

$\beta_{cc}(t)$ - Coeficiente dependente da idade do concreto, em dias;

f_{cm} - Resistência média à compressão do concreto aos 28 dias;

s - Coeficiente que depende do tipo de concreto, sendo que para o caso da utilização de cimento de endurecimento rápido com alta resistência, o coeficiente assume valor de 0,20; para o caso de cimentos com endurecimento normal, assume o valor de 0,25 e por fim, para cimentos de endurecimento lento é empregado o valor de 0,38;

t - Tempo do concreto em dias;

t_1 - Tempo equivalente a um dia.

Como supracitado, $\beta_{cc}(t)$ é um coeficiente que depende da idade do concreto e o seu valor pode ser calculado por meio da Equação 03 contida na NBR 6118 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023):

$$\beta_1(t) = \frac{f_{ckj}}{f_{ck}} = \exp \left\{ s * \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (03)$$

Onde,

$\beta_1(t)$ - Coeficiente dependente da idade do concreto, em dias;

f_{ckj} - Resistência característica à compressão do concreto à uma idade j ;

f_{ck} - Resistência característica à compressão do concreto à idade de 28 dias;

s - Coeficiente que depende do tipo de concreto, sendo que para o caso da utilização de cimento de endurecimento rápido com alta resistência, o coeficiente assume valor de 0,20; para o caso de cimentos com endurecimento normal, assume o valor de 0,25 e por fim, para cimentos de endurecimento lento é empregado o valor de 0,38;

t - Tempo do concreto em dias.

Ademais, para a estimativa do módulo de elasticidade do concreto, podem ser empregadas as Equações 04 e 05, conforme o Comité Euro-Internacional Du Béton (1993 *apud* Weimer, 2014):

$$E_{ci}(t) = \beta_E(t) * E_{ci} \quad (04)$$

$$\beta_E(t) = [\beta_{cc}(t)]^{1/2} \quad (05)$$

Em que,

$E_{ci}(t)$ - Módulo de elasticidade para uma idade t , em dias;

$\beta_E(t)$ - Coeficiente que depende da idade do concreto, em dias;

E_{ci} - Módulo de elasticidade do concreto em 28 dias (Mpa);

$\beta_{cc}(t)$ - Coeficiente determinado com base na Equação 02.

Além destas equações apresentadas, a NBR 6118 define outras duas (Equações 06 e 07) como uma maneira de estimar teoricamente este módulo de elasticidade para diferentes intervalos de valores do fck do concreto. A Equação 06 apresentada a seguir é válida para concretos com fck dentro do intervalo de 20 a 45 MPa, já a Equação 07 é válida para o intervalo de 50 a 90 MPa (ABNT, 2023).

$$E_{ci}(t) = \left[\frac{f_c(t)}{f_c}\right]^{0,5} * E_{ci} \quad (06)$$

$$E_{ci}(t) = \left[\frac{f_c(t)}{f_c}\right]^{0,3} * E_{ci} \quad (07)$$

Sendo que,

$E_{ci}(t)$ - Módulo de elasticidade para uma idade t , em dias;

$f_c(t)$ - Resistência a compressão do concreto, em MPa, para uma idade t , em dias;

E_{ci} - Módulo de elasticidade do concreto em 28 dias (Mpa);

f_c - Resistência a compressão do concreto.

Caso não sejam empregados ensaios para a determinação do módulo de elasticidade do concreto em 28 dias, a NBR 6118 define as Equações 08 e 09 como maneiras de determiná-la. É válido destacar que a Equação 08 é empregada para concretos com fck variando entre 20 a 50 MPa, já a Equação 09 é empregada para concretos com fck variando entre 55 e 90 MPa (ABNT, 2023).

$$E_{ci} = \alpha_E * 5600 * \sqrt{fck} \quad (08)$$

$$E_{ci} = 21,5 * 10^3 * \alpha_E * (fck/10 + 1,25)^{1/3} \quad (09)$$

Em que,

E_{ci} - Módulo de elasticidade do concreto em 28 dias (Mpa);

α_E - Parâmetro que depende da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade, onde caso esteja sendo utilizado basalto e diabásio, ele assume o valor de 1,2; para granito e gnaisse, o valor de 1,0; calcário, 0,9 e por fim para o arenito o valor de 0,7;

f_{ck} - Resistência característica à compressão do concreto à idade de 28 dias.

2.2 FÔRMAS

As fôrmas são classificadas como estruturas provisórias que servem para moldar o concreto fresco, resistindo a todas as ações provenientes das cargas variáveis resultantes das pressões do lançamento deste concreto, até que o mesmo se torne autoportante, conforme a NBR 15696 (ABNT, 2009).

Durante um longo período no Brasil, a criação de moldes de fôrmas para se adequar às obras na estruturação de concreto armado era frequentemente realizada por profissionais com experiência prática. No entanto, no final dos anos 80, certas instituições começaram a manifestar preocupação com a necessidade de um manuseio mais racional de ferramentas e equipamentos utilizados nesse serviço (Calil *et al.*, 2000 *apud* Mendes, *et al.*, 2023).

Uma preocupação extremamente válida, visto que o custo da estrutura em um empreendimento de médio porte, possuindo, por exemplo, 2 subsolos, térreo e 15 pavimentos tipos, representa aproximadamente 20% do custo total, e o da forma entre 25 a 40% do custo da estrutural, o que corresponde de 5 a 8% do custo total do empreendimento, ou seja, um valor significativo. Esta variação de custo muito se dá devido ao sistema de fôrma adotado, o número de reaproveitamento de materiais, a produtividade da equipe e o prazo da execução (Nazar, 2007).

Ademais, caso ocorra um mau dimensionamento das fôrmas, as consequências podem se manifestar ao longo do período de execução ou mesmo após a conclusão do empreendimento, como o surgimento de fissuras devido à deformação (Nazar, 2007).

2.2.1 Materiais empregados nos sistemas de fôrmas

Entre os materiais comumente utilizados para a construção de fôrmas, destacam-se a madeira e o metal como os mais empregados, juntamente do plástico e o papelão. A seleção entre esses materiais é influenciada por diversos fatores, incluindo o tipo de peça a ser concretada, o prazo para execução, sua repetitividade e até mesmo a disponibilidade financeira da empresa. Em muitos casos, a escolha é orientada pela relação custo-benefício a

curto e longo prazo, considerando-se o investimento inicial em equipamentos e a economia proporcionada pela durabilidade e reutilização das fôrmas (Nazar, 2007).

2.2.1.1 Fôrmas de madeira

No preparo das fôrmas, é generalizado o emprego da madeira, que foi e continua sendo a matéria-prima principal utilizada na confecção dos moldes para concretagem (Morikawa, 2003). Quando bem projetadas e executadas, apresentam um ótimo resultado técnico e econômico além de já estarem no cotidiano da mão-de-obra existente, facilitando o processo executivo.

Segundo Moliterno (1995), a utilização da madeira para a confecção de fôrmas se destaca por ser um material que possui um elevado módulo de elasticidade e uma razoável resistência, permite um bom desempenho quanto à trabalhabilidade, tem um baixo custo e permite vários reaproveitamentos nos edifícios de múltiplos andares.

Como exemplo, pode-se citar as tábuas de pinho, classificadas como de 3° ou 4° categoria industrial, que podem ser reaproveitadas pelo menos três vezes para lajes, vigas e pilares e as placas de compensado utilizadas nos painéis e lajes que podem ser reutilizadas até cinco vezes se a capa externa for pintada com resina, e até mais de vinte vezes se a capa em contato com o concreto for plastificada, como a Figura 2.

Entre as madeiras mais comumente utilizadas para a confecção de fôrmas, destacam-se o Pinho-do-Pará, amplamente empregado na região Sul do Brasil, o *Pinus Elliottii* e o Eucalipto, frequentemente utilizados na região Centro-Sul, e a Virola ou Ucuúba, predominante na região Norte do país. Além disso, as espessuras das placas para fôrmas variam geralmente de 6 a 20 mm, oferecendo uma gama de opções para atender às necessidades específicas de cada projeto (Moliterno, 1995).

Figura 2: Compensado de madeira plastificado



Fonte: A Casa Do Compensado (2022).

2.2.1.2 Fôrmas de metálicas

De acordo com Carmo (2007), as fôrmas metálicas podem ser fabricadas em aço ou alumínio e oferecem uma superfície extremamente lisa ao concreto, além de proporcionarem um alto número de reaproveitamentos, sendo esta uma de suas principais vantagens. Atualmente, sua utilização é mais difundida em construções de muros de concreto armado, como apresentado na Figura 3, reservatórios e fundações, embora sejam menos comuns em edifícios devido ao seu custo mais elevado. Quando comparadas às fôrmas de aço, as fôrmas de alumínio são consideravelmente mais leves, facilitando seu manuseio, porém apresentam um custo mais elevado.

Figura 3: Fôrma metálica para muro de concreto armado



Fonte: Orguel (2023).

2.2.1.3 Fôrmas plásticas

As fôrmas de plástico, em sua maioria, têm uma utilização limitada no Brasil, embora possam ser empregadas em pilares, vigas e lajes. Até o momento, sua viabilidade técnico-econômica não foi devidamente estudada ou demonstrada. No entanto, seu uso mais promissor, do ponto de vista financeiro, parece ser em lajes, especialmente em estruturas de blocos de concreto, onde os módulos podem ser facilmente montados e desmontados. Além disso, essas fôrmas podem ser eficazmente utilizadas em paredes, especialmente em projetos habitacionais populares (Nazar, 2007). A Figura 4 ilustra a utilização dessas fôrmas plásticas na construção de paredes de concreto.

Figura 4: Fôrma plástica para parede de concreto armado



Fonte: Entendantes (2020).

Todavia, as cubetas de polipropileno, um tipo específico de fôrmas de plástico, têm uma utilização mais expressiva, especialmente em lajes conhecidas como "lajes nervuradas". Uma das principais vantagens de optar por essas fôrmas como parte do sistema estrutural é a economia de concreto em comparação à uma laje maciça para o mesmo vão. A Figura 5 ilustra um exemplo de sua aplicação.

Figura 5: Cubetas de polipropileno para laje nervurada



Fonte: Escola Engenharia (2019)

2.2.1.4 Fôrmas de papelão

Conforme Nazar (2007), as fôrmas de papelão são comumente empregadas em pilares com seção circular e, com menos frequência, em enchimentos de lajes do tipo "caixão perdido", lajes nervuradas com fechamento inferior, possuindo mesa dupla. A Figura 6 exemplifica a utilização deste tipo de fôrma na execução de um pilar circular. Devido ao seu peso leve, são de fácil manuseio.

No entanto, apresentam como desvantagens o alto custo por metro quadrado executado, devido à ausência de reaproveitamento, e a necessidade de muitos travamentos externos para garantir a estabilidade.

Figura 6: Fôrma de papelão para pilar de concreto armado



Fonte: Tubo minas (2019).

2.2.2 Influências da fôrma na estrutura

Segundo Assahi (2005), a fôrma desempenha um papel fundamental na qualidade da estrutura, sendo o principal fator a ser considerado. Isso porque o prumo, o nível, o alinhamento e o esquadro são resultados diretos da correta aplicação do sistema de fôrmas. Em casos de má utilização, podem surgir diversas patologias nos empreendimentos já construídos, como trincas na estrutura ou na vedação, muitas vezes decorrentes de um excesso de mobilidade. As rupturas das estruturas a médio e longo prazo têm como principais causas o vazamento da nata durante a concretagem, expondo a agentes agressivos, diminuindo sua durabilidade, entre outros fatores.

Além disso, as fôrmas estão diretamente ligadas ao prazo de execução de uma estrutura, uma vez que iniciam e regulam o ritmo das demais atividades. Em processos produtivos tradicionais, a execução das fôrmas corresponde a aproximadamente 60% do tempo de execução da estrutura e a 30% do prazo total de execução do empreendimento como um todo.

2.3 ESCORAMENTO

De acordo com Mendes *et al.* (2023), os escoramentos são fundamentais na construção civil, pois permitem que elementos estruturais como lajes e vigas alcancem segurança e estabilidade, mesmo quando apoiados em apenas uma extremidade, tornando-se autoportantes. Eles atuam suportando e distribuindo as cargas constantes e variáveis provenientes da aplicação do concreto recém-despejado sobre suas bases de sustentação e são essenciais para garantir a integridade da obra e o bem-estar dos trabalhadores durante todo o processo construtivo, visto que também desempenham frequentemente a função de equilibrar e suportar o peso dos trabalhadores e das ferramentas utilizadas na obra.

2.3.1 Materiais e tipo de escoramento

Atualmente, no mercado, encontram-se duas principais categorias de materiais amplamente utilizados no método de escoramento: madeira e metal. A madeira, apresenta uma subdivisão em dois tipos distintos: madeira serrada e madeira bruta, já o metal, no que lhe concerne, pode ser subdividido em sistemas pontuais e torres.

Consoante Carmo (2007), é crucial realizar uma análise minuciosa para determinar qual material será mais adequado para o projeto, levando em consideração diversos fatores, tais como custo, resistência, durabilidade e disponibilidade local. Optar pelo material mais econômico nem sempre é a melhor escolha a longo prazo, visto que pode acarretar problemas durante a execução da obra ou comprometer a segurança estrutural do empreendimento.

2.3.1.1 Escoras de madeira

Como mencionado anteriormente, as escoras de madeira são subdivididas em dois grupos: madeira bruta (troncos) e madeira serrada (pontaletes). No caso das escoras feitas deste material, um dos fatores críticos a serem considerados é o impacto ambiental decorrente dessa escolha. A NBR 15696 recomenda que toda a madeira utilizada seja proveniente de reflorestamento. Na ausência dessa opção, é possível recorrer à madeira de florestas nativas, desde que haja planos de manejo sustentável devidamente aprovados pelos órgãos competentes e comprovação pelo fornecedor da madeira (ABNT, 2009).

2.3.1.1.1 Escoras de madeira bruta (Tronco)

Em tempos anteriores, de acordo com Martha (2010), devido à limitação de tecnologia e materiais adequados para a construção, eram utilizadas escoras feitas de troncos de madeira. Embora esse tipo de escora fosse fácil de obter e tivesse um preço acessível, não oferecia uma capacidade significativa de reutilização, uma vez que a madeira tende a se deteriorar rapidamente devido à sua baixa capacidade de suportar as cargas impostas.

Esse sistema é altamente rudimentar e não é recomendado para aplicações estruturais devido a diversas limitações. É geralmente construído com troncos de eucalipto com um diâmetro médio de cerca de 10 cm e apresenta uma heterogeneidade significativa. As peças tendem a ser desiguais e variadas, como mostra a Figura 7, comprometendo a uniformidade e a capacidade de carga do sistema.

Além disso, o ajuste de altura é extremamente difícil devido à natureza irregular das peças, o que pode levar a instabilidades na estrutura. Como supracitado, o reaproveitamento desses materiais é bastante limitado, resultando em um ciclo de vida curto e pouco sustentável. Por essas razões, é recomendável optar por materiais mais modernos e padronizados para garantir a segurança e a estabilidade das estruturas de escoramento.

Figura 7: Exemplo de escoramento em madeira – Madeira bruta



Fonte: Pinterest (2019)

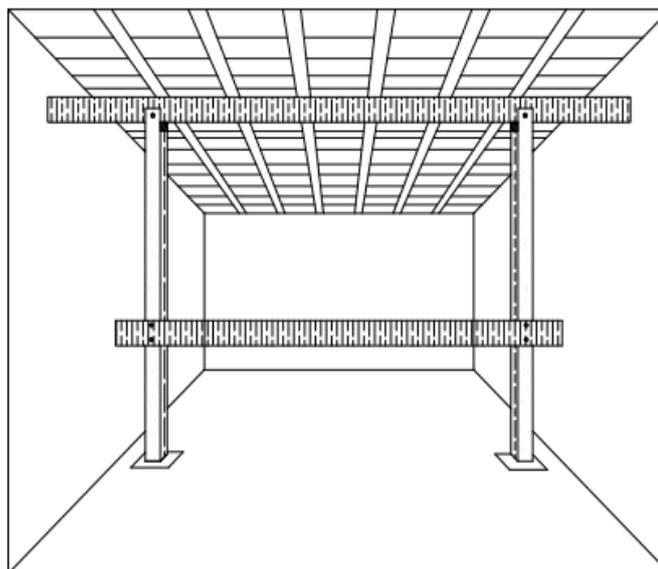
Na Figura 7 é perceptível a heterogeneidade das escoras, o que gera como sequência a necessidade que seja feita uma análise mais detalhada ao realizar os cálculos para o dimensionamento.

2.3.1.1.2 Escoras de madeira serrada (Pontaletes)

O pontalete de pinho é amplamente empregado na construção em grande escala devido às suas características favoráveis. Com uma seção quadrada de 3 x 3 polegadas (aproximadamente 7,5 x 7,5 cm), esse material é mais homogêneo em comparação com a madeira bruta. Suas peças são retilíneas, como exemplificado na Figura 8, facilitando uma montagem mais precisa. No entanto, sua capacidade de carga ainda é limitada em comparação com materiais mais robustos (Diogenes, 2019).

É importante destacar que o pontalete de pinho pode ser instável durante o manuseio devido às suas características naturais. Além disso, ele não possui ajuste de altura, o que pode representar uma limitação em determinadas situações de escoramento. Ademais, dependendo das dimensões da laje e da viga que precisam ser escoradas, pode ser necessário utilizar um excesso de elementos para garantir a estabilidade e a segurança da estrutura durante o processo de construção.

Figura 8: Exemplo de escoramento em madeira - Pontaletes



Fonte: Schneider (2017)

Na Figura 8, além dos pontaletes é possível notar alguns outros elementos presentes neste escoramento, dentre estes as “tábuas de distribuição de carga”. Conforme a NBR 15696, o escoramento não pode ser apoiado diretamente no solo e precauções devem ser tomadas para evitar possíveis recalques prejudiciais no solo ou na base do apoio, e um exemplo a ser citado destas precauções é justamente a utilização das tábuas em questão,

tendo como finalidade correções de irregularidades e melhor distribuição das cargas (ABNT, 2009).

Nota-se também o contraventamento das escoras de madeira que se refere ao uso de elementos estruturais adicionais, para proporcionar estabilidade e resistir às forças laterais que atuam sobre as escoras durante a construção. Esses elementos são posicionados estrategicamente para evitar deslocamentos indesejados das escoras e garantir a segurança da estrutura em construção.

Além disso, existem também as vigas primárias e secundárias, que no contexto do escoramento, são utilizadas para fornecer suporte temporário durante a construção de uma estrutura. Juntas, formam um sistema de escoramento robusto que consegue suportar o peso da laje ou das formas durante o processo de construção.

2.3.1.2 Escoramento metálico

De acordo com Guilherme (2004, *apud* Carmo, 2007), esse método de escoramento é apropriado para situações em que é crucial evitar deformações nas lajes, sendo comumente alugado ou adquirido de empresas especializadas. Os materiais empregados nesse sistema oferecem ajustes precisos, flexibilidade e maior resistência. A presença de um profissional qualificado durante a montagem do escoramento metálico é essencial para prevenir possíveis complicações decorrentes do uso inadequado nas estruturas concretadas.

Os elementos metálicos oferecem várias vantagens em relação às escoras de madeira, dentre elas o fato de não haver necessidade de armazenamento dos equipamentos na obra, pois eles são destinados de acordo com o projeto, o que otimiza o espaço e reduz a desorganização, além de garantir uma circulação adequada entre os equipamentos montados, ao contrário da madeira, onde os pontaletes costumam ficar próximos uns dos outros, dificultando a movimentação e o acesso aos locais de trabalho.

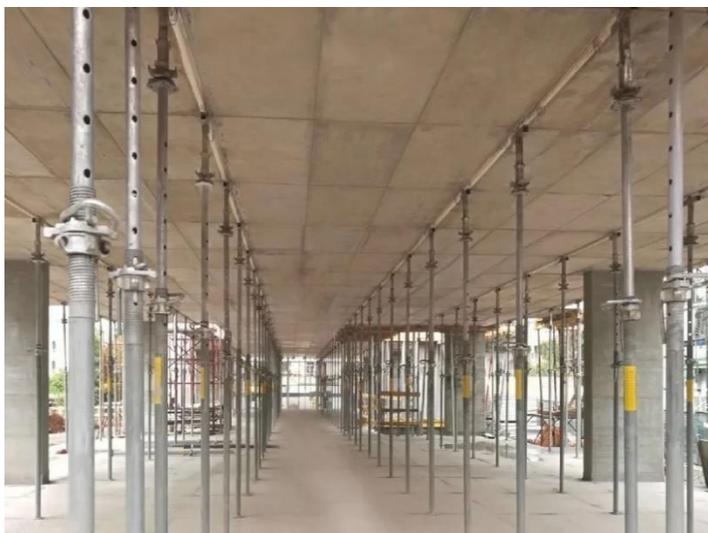
Além disso, os elementos metálicos possuem uma alta capacidade de reutilização, o que os torna econômicos e sustentáveis. A produção desses elementos também é rápida e fácil, contribuindo para uma montagem eficiente no canteiro de obras. Consoante Soeiro (2009), os escoramentos metálicos podem ser categorizados em dois grupos distintos: o sistema pontual, ou escoras, e as torres.

2.3.1.2.1 Sistema pontual (Escoras)

As escoras metálicas, conforme a Comunidade da Construção (2015 *apud* SALOMÃO *et al*, 2019), têm benefícios superiores às escoras de madeira, como reutilização, ajuste de altura, nivelamento preciso e alta capacidade de carga. Isso as tornam ideais para construções de alta qualidade e que requerem estabilidade.

As escoras são amplamente utilizadas, disponíveis para locação e venda, com alta capacidade de carga e longa durabilidade e são recomendados para alturas inferiores a 4,5m. O sistema de ajuste inclui tubos tipo "flauta" ou "telescópica" furados para ajustes grossos e rosca para ajustes finos, como mostra a Figura 9. Elas podem ser usadas para escorar lajes e vigas com facilidade.

Figura 9: Exemplo de escoramento metálico - Escoras



Fonte: Archiproducts, 2024.

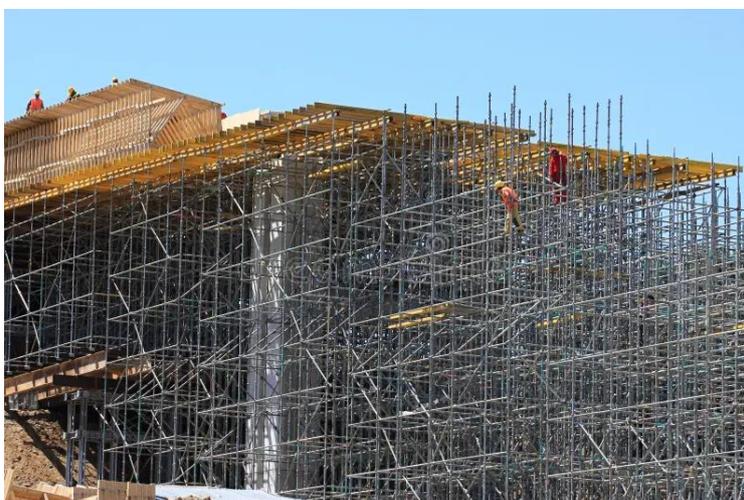
Nota-se, na Figura 9, os furos presentes nas escoras, assim como as roscas para ajustes finos. Tais ajustes são extremamente úteis, por exemplo, em situações em que surge a necessidade da utilização de uma contra flecha, que é um artifício construtivo de estruturas, como vigas e lajes, empregado para compensar a deformação natural, quando esta é superior aos limites determinados pela NBR 6118.

2.3.1.2.2 Torres metálicas

Segundo a NBR 15696, as torres metálicas são estruturas tubulares compostas geralmente por quadros metálicos soldados, tubos telescópicos, tubos e hastes reguláveis através de roscas, base inferior, suportes superiores para a viga e acessórios de ligação (ABNT, 2009).

Normalmente, esses elementos são empregados em escoramentos com alturas superiores a 4,5 metros, proporcionando suporte à construção e sustentando cargas durante a execução de estruturas de concreto com pé-direito elevado, de acordo com Soeiro (2009). Dentro do possível deve ser utilizado outro sistema, uma vez que as torres se compõem de muitos elementos e ocupam muito espaço sobre a laje. A Figura 10 apresenta um sistema de torre metálica sendo empregada para sustentação de uma ponte na República Tcheca.

Figura 10: Exemplo de escoramento metálico - Torre



Fonte: *Dreamstime* (2024).

2.3.2 Classificação quanto ao período de aplicação e finalidade.

Fugindo do âmbito das diferenciações por materiais empregados no tipo de escoramento e partindo para a classificação com base no momento e à finalidade de sua aplicação durante o processo de construção de uma obra, é possível dividir este tema em três diferentes grupos, conforme Salvador (2013):

- **Escoramento:** Um sistema temporário de suporte, utilizando pontaletes metálicos, durante a concretagem de um pavimento de concreto armado para sustentar todo o sistema de fôrmas.
- **Escoramento remanescente:** Refere-se aos pontaletes metálicos que permanecem sob o elemento estrutural de concreto armado após a retirada das fôrmas, apoiando a estrutura diretamente sob chapas de madeira, conhecidas como faixa de "reescoro".
- **Reescoramento:** Quando os pontaletes metálicos são recolocados sob uma estrutura de concreto armado já moldada, substituindo o escoramento inicial, e implica um procedimento de aperto dos pontaletes, que podem estar sob as chapas de madeira mencionadas anteriormente.

Segundo estabelecido pela NBR 15696, os projetos de reescoramento, ou escoramento remanescentes, devem conter informações detalhadas sobre a localização precisa dos elementos que compõem o sistema, a capacidade de resistência e a deformação das peças resistentes, além disso é imprescindível verificar a capacidade de carga dos pavimentos inferiores durante as diversas fases de aplicação de cargas decorrentes das concretagens subsequentes. Adicionalmente, é essencial examinar a capacidade de carga dos pavimentos superiores em várias etapas de aplicação de cargas resultantes da retirada dos escoramentos remanescentes dos pavimentos inferiores (ABNT, 2009).

Em suma, a norma determina que devem ser considerados diversos aspectos durante o planejamento dos sistemas. Estes incluem:

- a) O peso próprio de todos os elementos presentes no pavimento;
- b) As dimensões dos panos de lajes que compõem o pavimento;
- c) As fases de concretagem dos pavimentos subsequentes;
- d) A carga adicional de uso de cada pavimento, tanto durante a concretagem quanto nas etapas posteriores;
- e) Sobrecargas de uso e cargas permanentes;
- f) Resistência e módulo de elasticidade ao longo da retirada do reescoramento e durante a concretagem de novas lajes;
- g) A resistência e o módulo de elasticidade alcançados pelo concreto após 28 dias;
- h) Indicações de deformação vertical resultantes das cargas aplicadas nas escoras.

2.3.3 Recomendações quanto ao processo de montagem de escoramentos

Conforme Schneider (2017), durante a montagem do sistema de escoramento, é crucial adotar medidas cautelares para garantir a segurança da estrutura que será concretada. No caso de utilização de sistemas industrializados, os fornecedores devem fornecer recomendações e instruções claras para a equipe responsável pela montagem, visando evitar quaisquer dúvidas ou equívocos durante o processo. No entanto, é importante ressaltar que mesmo com as orientações fornecidas pelo fornecedor, a presença e acompanhamento do projetista estrutural durante a montagem do escoramento continuam sendo necessários. Isso assegura que a montagem seja realizada conforme as especificações do projeto, garantindo a integridade e segurança da estrutura.

Quanto às recomendações contidas em normas técnicas, a NBR 15696 sugere a adoção de lastro, pranchões ou piso de concreto quando necessário para distribuir cargas e corrigir irregularidades, evitando assim recalques no solo ou nas bases de apoio do escoramento causados pelos carregamentos transmitidos. Além disso, é recomendado seguir as diretrizes estabelecidas pela NR 18 para proteger o sistema de escoramento contra possíveis riscos de incêndio (ABNT, 2009).

Durante o processo de concretagem, é importante garantir que a geometria das peças permaneça inalterada e que estas possam resistir a contaminações sem comprometer sua eficácia, assim como a da armadura e do concreto. Antes da concretagem, verificações devem ser realizadas nas fôrmas e escoramentos para garantir que todas as peças estejam corretamente posicionadas e que as estruturas consigam resistir às movimentações de funcionários e equipamentos necessários durante o processo.

Ainda, quanto às escoras, segundo Passuello *et. al.* (2005, *apud* Dickel, 2014), as escoras devem ser posicionadas de modo a proporcionar uma deformação controlada à estrutura, conseqüentemente, independente da peça que será empregada, recomenda-se no máximo um espaçamento de 2,0 m, tanto para lajes quanto para vigas.

2.3.4 Recomendações quanto ao processo de retirada de escoramentos

A NBR 15696 alerta para os cuidados específicos durante a retirada do escoramento:

- Certificar-se de que a nova estrutura tem capacidade suficiente para suportar os carregamentos e ações de forma segura antes de remover o escoramento. Evitar

aplicar cargas adicionais à estrutura de escoramento, a menos que seja garantida a capacidade de resistência segura.

- Disponibilizar considerações sobre deformabilidade, resistência do concreto e análise estrutural para planejar a estrutura de reescoramento. Verificar a capacidade de a estrutura de concreto para suportar os carregamentos definidos em projeto, considerando dado de resistência e deformabilidade do concreto, bem como a capacidade de resistência do sistema de escoramento.
- Submeter a nova estrutura a esforços de forma gradual e retirar o sistema de escoramento gradualmente, sem colisões, conforme o programa implementado para cada tipo de estrutura.
- Respeitar o tempo especificado para a retirada do sistema de escoramento, sendo no mínimo 14 dias, para evitar prejuízos à movimentação das juntas de dilatação ou retração. Se o concreto adquirir resistência mais rapidamente, o tempo pode ser reduzido.
- Fornecer dados como módulo de elasticidade e resistência mínima à compressão pelo projetista da estrutura para serem respeitados durante a retirada dos elementos de escoramento.

É válido ressaltar que é imprescindível o acompanhamento de um projetista estrutural durante a retirada deste sistema e que deve ser seguido um planejamento, ou projeto de desforma, que deve ser fornecido pelo responsável técnico da obra, apontando as recomendações e cuidados para que a segurança e o desempenho da estrutura não sejam prejudicados (ABNT, 2009).

2.4 DIMENSIONAMENTO

Para o processo de dimensionamento de fôrmas e escoras, a NBR 15696 afirma que o cálculo da resistência deve ser feito por meio do método dos estados-limites, com uma ressalva para a utilização do método das tensões admissíveis, desde que o fator de segurança utilizado atenda às condições asseguradas pelo método dos estados-limites, todavia no projeto

em questão esta possibilidade não será aprofundada e o mesmo se limita apenas ao primeiro método (ABNT, 2009).

É válido ressaltar que nesta etapa, será abordado, em sua grande maioria, os critérios empregados para o dimensionamento de estruturas de madeira, visto que o projeto que será abordado mais adiante utilizará como matéria prima este material, tanto para as fôrmas, quanto para as escoras. Neste caso, devem ser seguidas as prescrições da NBR 7190 (ABNT, 2022).

2.4.1 Cargas

A NBR 8681, que trata das ações e seguranças da estrutura, define como ações, ou cargas, como as causas que provocam os esforços ou deformações na estrutura, podendo ser classificadas em três categorias distintas (ABNT, 2003):

- Ações permanentes: São ações que apresentam pequena variação durante toda a vida da construção;
- Ações variáveis: Diferentemente das ações permanentes elas apresentam uma variação significativa ao longo da vida da construção;
- Ações excepcionais: São aquelas que apresentam uma duração extremamente curta, com baixa probabilidade de ocorrência, durante a vida da construção.

Nos casos de escoramentos, a NBR 15696 define que as cargas aplicadas nestes sistemas compreendem diversos fatores. Primeiramente, inclui-se o peso próprio dos elementos estruturais e das fôrmas, bem como o peso de todos os elementos da estrutura de concreto que são suportados pelo escoramento, como lajes, vigas, paredes, capitéis, entre outros. Além disso, há as cargas provenientes do método de lançamento do concreto sobre as fôrmas e o escoramento, assim como carregamentos assimétricos sobre as fôrmas e o escoramento (ABNT, 2009).

A sobrecarga de trabalho durante o lançamento, adensamento e acabamento do concreto também deve ser considerada. Ela deve ser de no mínimo 2,0 kN/m², com uma carga estática total não inferior a 4,0 kN/m². O impacto do lançamento do concreto é outro fator

relevante, onde além dos valores estáticos, os efeitos dinâmicos ou de impactos causados por máquinas e equipamentos de lançamento devem ser considerados.

É importante ressaltar que o impacto máximo do lançamento do concreto sobre a face horizontal da fôrma está limitado ao esforço resultante de uma altura de 0,20 m acima do nível acabado. Para alturas maiores que 0,20 m, devem ser previstas sobrecargas adicionais. As vibrações do concreto e de equipamentos de adensamento também devem ser levadas em conta.

Quando se utilizam plataformas de trabalho, deve-se considerar uma sobrecarga mínima de 1,5 KN/m². E os esforços horizontais aplicados nas laterais das fôrmas da laje para efeito de cálculo de contraventamento e/ou ancoragem em pontos fixos externos devem ser adotados iguais a 5% da carga vertical aplicada neste mesmo nível nos dois sentidos principais da laje, se não forem considerados os efeitos dinâmicos devidos a bombas de concreto. Neste caso, este efeito deve ser somado ao primeiro esforço horizontal.

Quando há um conjunto de cargas com a probabilidade não desprezível de ações simultâneas é determinado um carregamento. Em cada tipo de carregamento, as ações devem ser combinadas de diferentes maneiras, a fim de se encontrar os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura.

Conforme a NBR 7190, existem diferentes classes de carregamento e estas são classificadas com base na duração acumulada prevista para a ação variável tomada como principal na combinação (ABNT, 2022). Na Tabela 1 estão contidas todas as classes existentes segundo a norma supracitada:

Tabela 1: Definição de classe de carregamento

Classes de carregamento	Ação variável principal da	
	Duração acumulada	Ordem de grandeza da duração acumulada da ação característica
Permanente	Permanente	Mais de dez anos
Longa duração	Longa duração	Seis meses a dez anos
Média duração	Média duração	Uma semana a seis meses
Curta duração	Curta duração	Menos de uma semana
Instantânea	Instantânea	Muito curta

Fonte: NBR 7190:2022 (Adaptado).

Além disso, de acordo com Calil *et al.* (2003), os carregamentos podem ser classificados em diferentes categorias:

- Carregamentos "Normais": Refere-se às ações decorrentes do uso previsto da estrutura, caracterizando-se por serem de longa duração e devem ser sempre considerados nas verificações dos estados limite.
- Carregamentos "Especiais": São constituídos por ações variáveis de natureza ou intensidade especiais, que superam os efeitos considerados para um carregamento normal.
- Carregamentos "Excepcionais": São definidos na presença de ações com efeitos catastróficos, sendo de duração instantânea.
- Carregamentos de "Construção": Representa um caso particular em que os procedimentos correspondentes podem levar a um estado limite último.

2.4.2 Método dos estados limite

Os estados limites referem-se a condições em que, quando ultrapassadas, comprometem o desempenho adequado da estrutura para suas finalidades na construção. Esses estados limites podem ser classificados como estados limites últimos e estados limites de utilização.

2.4.2.1 Estado Limite Último

Os Estados Limites Últimos são condições em que a ocorrência determina a paralisação total ou parcial do uso da construção. Podem ser caracterizados por perda de equilíbrio, ruptura de materiais, transformação em sistema hipostático, instabilidade por deformação ou instabilidade dinâmica (Calil Junior, Lahr e Dias, 2003).

A NBR 15696 afirma que para este estado, deve ser verificado se o valor de cálculo da ação que irá atuar sobre o elemento estrutural é menor, ou igual, a resistência do elemento, como mostrado na Equação 10 (ABNT, 2009):

$$F_d \leq f_d \quad (10)$$

Onde,

F_d - Valor de cálculo da ação;

f_d - Resistência de projeto.

Para o caso de estruturas de madeira, o valor da resistência de projeto é obtido a partir do valor da resistência característica, por meio da Equação 11:

$$f_d = K_{mod} \frac{f_{i,k}}{\gamma_w} \quad (11)$$

Onde,

R_d - Resistência de projeto para os diversos esforços;

$f_{i,k}$ - Resistência característica para os diversos esforços;

γ_w - Coeficiente de minoração da resistência a madeira;

K_{mod} - Coeficiente de modificação, que altera o valor característico das propriedades de resistência da madeira em função da classe de carregamento da estrutura e da classe de umidade admitida;

Consoante a NBR 7190, o coeficiente de minoração (γ_w) para os estados-limites último decorrente de tensões normais assume o valor de 1,4. Já para o decorrente por tensões de cisalhamento este valor passa a ser de 1,8. Quanto ao coeficiente de modificação K_{mod} , a norma afirma que o mesmo pode ser calculado por meio da Equação 12 (ABNT, 2022):

$$K_{mod} = K_{mod1} * K_{mod2} \quad (12)$$

Onde o coeficiente de modificação K_{mod1} tem seu valor baseado na classe de carregamento e no tipo de material utilizado, como mostra a Tabela 2, já o K_{mod2} contempla a classe de umidade e o tipo de material, como apresentado na Tabela 3.

Tabela 2: Definição dos valores de K_{mod1}

Classes de carregamento	Tipos de Madeira	
	Madeira serrada Madeira roliça Madeira lamelada colada (MLC) Madeira lamelada colada cruzada (MLCC) Madeira laminada colada (LVL)	Madeira recomposta
Permanente	0,60	0,30
Longa duração	0,70	0,45
Média duração	0,80	0,65
Curta duração	0,90	0,90
Instantânea	1,10	1,10

Fonte: NBR 7190:2022 (Adaptado)

Tabela 3: Definição dos valores de K_{mod2}

Classes de umidade	Madeira serrada Madeira roliça Madeira lamelada colada (MLC) Madeira lamelada colada cruzada (MLCC) Madeira laminada colada (LVL)	Madeira recomposta
(1)	1,00	1,00
(2)	0,90	0,95
(3)	0,80	0,93
(4)	0,70	0,90

Fonte: NBR 7190:2022 (Adaptado)

A umidade é considerada no processo de modificação porque o percentual presente na madeira pode alterar suas propriedades de resistência e elasticidade (Calil Junior, Lahr e Dias, 2003). As classes de umidade visam ajustar as propriedades de resistência e rigidez da madeira conforme as condições ambientais em que as estruturas permanecerão durante sua vida útil. Todos os intervalos que definem as classes de umidade estão especificados na Tabela 4.

Tabela 4: Classes de umidade

Classes de umidade	Umidade relativa do ambiente U_{amb}	Umidade de equilíbrio máxima da madeira U_{eq}
1	$U_{amb} \leq 65 \%$	12%
2	$65 \% < U_{amb} \leq 75 \%$	15%
3	$75 \% < U_{amb} \leq 85 \%$	18%
4	$U_{amb} > 85 \%$ durante longos períodos	$\geq 25 \%$

Fonte: NBR 7190:2022 (Adaptado)

Consoante Calil Junior, Lahr e Dias (2003), é adotado o conceito de classes de resistência em relação às propriedades das madeiras empregadas em projetos. Isso permite a utilização de várias espécies com propriedades similares em um mesmo projeto, conforme evidenciado nas Tabelas 5 e 6. Para isso, é necessário que o lote de madeira tenha sido classificado e que o revendedor apresente certificados de laboratórios idôneos, comprovando as propriedades do lote dentro de uma das classes de resistência.

As madeiras são divididas em dois grandes grupos: as gimnospermas, sendo a classe mais importante a conífera, comumente conhecida como "madeira mole", caracterizada macroscopicamente por folhas em formato de escamas ou agulhas. Um exemplo desta classe é o gênero Pinus. O outro grupo é formado pelas angiospermas, destacando-se a classe das dicotiledôneas, usualmente chamadas de "madeira dura". Caracterizam-se macroscopicamente por folhas de formatos diversos e renovação periódica, como é o caso da Virola e do Ipê.

Tabela 5: Classe de resistência das coníferas

CLASSES DE RESISTÊNCIA DAS CONÍFERAS					
CONÍFERAS (VALORES NA CONDIÇÃO-PADRÃO DE REFERÊNCIA $U=12\%$)					
CLASSES	f_{c0k} (Mpa)	f_{vk} (Mpa)	$E_{c0,m}$ (Mpa)	$P_{bas,m}$ (Kg/m ³)	P_{ap} (Kg/m ³)
C20	20	4	3500	400	500
C25	25	5	8500	450	550
C30	30	6	14500	500	600

Fonte Calil Junior, Lahr e Dias, 2003 (Adaptado)

Tabela 6: Classe de resistência das dicotiledôneas

CLASSES DE RESISTÊNCIA DAS DICOTILEDÔNEAS					
DICOTILEDÔNEAS (VALORES NA CONDIÇÃO-PADRÃO DE REFERÊNCIA U = 12%)					
CLASSE	f_{ck} (MPa)	f_{vk} (MPa)	$E_{c0,m}$ (Mpa)	$P_{bas,m}$ (Kg/m ³)	P_{ap} (Kg/m ³)
C20	20	4	9500	500	650
C30	30	5	14500	650	800
C40	40	6	19500	750	950
C60	60	8	24500	800	1000

Fonte: Calil Junior, Lahr e Dias, 2003 (Adaptado)

Quanto às combinações de cargas que devem ser consideradas neste estado-limite, a NBR 15696 afirma que, mesmo que as formas e as escoram tenham um caráter provisório, consideram-se as combinações provenientes de construções normais, dada pela Equação 13 (ABNT, 2009).

$$Fd = \gamma_Q [F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j,ef} F_{Qj,k}] \quad (13)$$

Onde,

$F_{Q1,k}$ - Valor característico da ação variável considerada como principal para a situação transitória;

$\psi_{0j,ef}$ - Coeficiente de minoração para as ações variáveis secundárias de longa duração;

$F_{Qj,k}$ - Valor característico da ação variável considerada como secundária para a situação transitória;

γ_Q - Coeficiente de majoração para cargas variáveis

Para o caso de combinações normais $\psi_{0j,ef}$ assume o valor de 1 e γ_Q o valor de 1,4. Consequentemente, a Equação 13 pode ser reescrita assumindo a seguinte forma.

$$Fd = 1,4 \sum_{j=1}^n F_{Qj,k} \quad (14)$$

No estado-limite último também deve-se garantir para a estrutura segurança relativa às tensões normais e tensões tangenciais. Para o caso das tensões normais, segundo Calil Junior, Lahr e Dias (2003), devem ser atendidas simultaneamente as seguintes condições, como apresentado nas Equações 15 e 16:

$$\sigma_{cd} = \frac{Md}{Wc} \leq f_{c0,d} \quad (15)$$

$$\sigma_{td} = \frac{Md}{Wt} \leq f_{t0,d} \quad (16)$$

Onde,

σ_{cd} - Representa o valor de cálculo da máxima tensão de compressão atuante;

σ_{td} - Indica o valor de cálculo da máxima tensão de tração atuante;

Md - Refere-se ao valor de cálculo do momento fletor atuante;

Wc - Corresponde ao módulo de resistência da seção transversal em relação à borda comprimida;

Wt - Denota o módulo de resistência da seção transversal em relação à borda tracionada;

$f_{c0,d}$ - Significa o valor de cálculo da resistência à compressão paralela às fibras;

$f_{t0,d}$ - Indica o valor de cálculo da resistência à tração paralela às fibras.

Os módulos de resistência são determinados de forma convencional, usando o momento de inércia da seção transversal (I) e as distâncias da linha neutra em relação às bordas comprimida (Yc) e tracionada (Yt), onde a linha neutra passa pelo centro de gravidade da seção, conforme ilustrado pelas Equações 17 e 18. Quando a seção transversal possui furos ou entalhes, os módulos de resistência são calculados considerando-se a área útil.

$$Wc = \frac{I}{yc} \quad (17)$$

$$Wt = \frac{I}{yt} \quad (18)$$

Para verificar a segurança relativa às tensões tangenciais resultantes do esforço cortante, é necessário atender à seguinte condição expressa pela Equação 19:

$$\tau_d = \frac{Vd \times S}{b \times I} \leq f_{v0,d} \quad (19)$$

Onde,

τ_d - Representa o valor de cálculo da máxima tensão de cisalhamento atuante;

Vd - Indica o valor de cálculo do esforço cortante atuante;

S - Momento estático da parte da seção transversal (em relação ao seu centro de gravidade) situada abaixo (ou acima) da posição em que se determina a tensão de cisalhamento;

b - Largura da seção transversal na posição considerada;

I - Momento de inércia da seção transversal;

$f_{v0,d}$ - Denota o valor de cálculo da resistência ao cisalhamento paralelo às fibras.

2.4.2.2 Estado Limite de Utilização

Estados Limites de Utilização são condições que, por sua ocorrência, repetição ou duração, resultam em efeitos estruturais que não atendem às condições especificadas para o uso normal da construção ou indicam comprometimento de sua durabilidade. Podem ser caracterizados por deformações excessivas que afetam o uso normal, vibrações excessivas que causam desconforto ou danos.

A NBR 15696 define a seguinte condição para o dimensionamento (ABNT, 2009):

$$U_{total} \leq U_{lim} \quad (20)$$

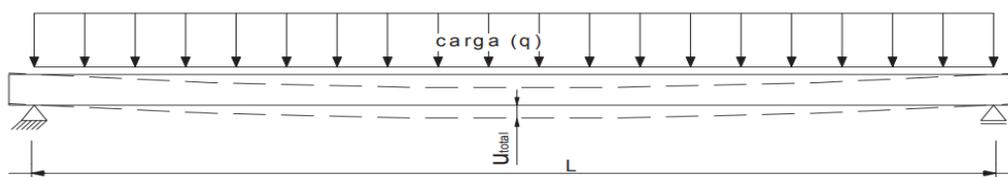
Onde,

U_{total} - Máxima flecha que ocorre no elemento, calculada com a carga do peso próprio do concreto e a sobrecarga de 1KN/m², sem a aplicação do coeficiente de segurança.

U_{lim} - É a deformação limite em milímetros.

É importante ressaltar que quanto a L , a NBR 15696 se refere à distância entre os apoios de cada elemento estrutural ou fôrma estudada, como mostra a Figura 11.

Figura 11: Esquema de deformação aplicada em função da distância entre os apoios



Fonte: NBR 15696 (ABNT, 2009)

No caso das escoras, elementos sujeitos a esforços de compressão, de acordo com Calil Junior, Lahr e Dias (2003), o comprimento máximo não deve ultrapassar quarenta vezes a dimensão transversal correspondente ao eixo de flambagem. Além disso, se a escora for

classificada como uma peça curta, ou seja, seu índice de esbeltez for inferior a 40, ela não perderá estabilidade e seu dimensionamento será realizado por compressão simples. A condição de segurança para esse caso é dada pela Equação 21.

$$\sigma_{c0,d} = \frac{Nd}{A} \leq f_{c0,d} \quad (21)$$

Onde,

$\sigma_{c0,d}$ - Representa o valor calculado da tensão de compressão atuante;

Nd - Indica o valor calculado do esforço normal de compressão;

A - Corresponde à área da seção transversal;

$f_{c0,d}$ - Denota o valor calculado da resistência à compressão paralela.

No entanto, para peças com índice de esbeltez entre 40 e 80 (consideradas medianamente esbeltas) e para aquelas com índice de esbeltez superior a 80 (consideradas esbeltas), é necessário realizar uma verificação da sua estabilidade na prática, tratando-as como se estivessem sujeitas à flexão-compressão. O índice de esbeltez é definido conforme a Equação 22.

$$\lambda = \frac{L_0}{i} \quad (22)$$

Em que,

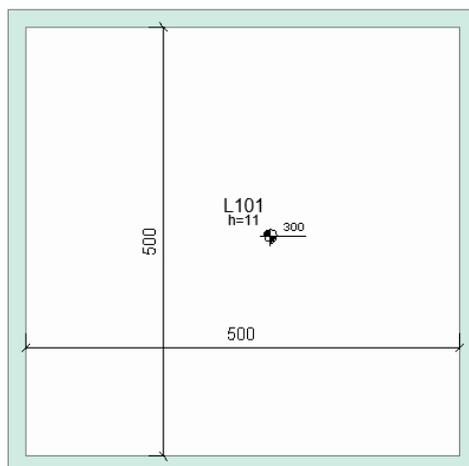
L_0 - Comprimento de flambagem, assumindo o valor de $2L$ quando uma extremidade da peça é engastada e a outra livre; para os demais casos, assume o valor de L ;

i - Raio de giração da seção transversal da peça, em relação ao eixo considerado.

3. METODOLOGIA

Neste capítulo, será efetuado o dimensionamento do sistema de fôrmas e escoras para uma laje maciça que possui as características apresentadas na Figura 12. É válido destacar que todas as medidas expressas na imagem estão em centímetros.

Figura 12: Laje maciça utilizada como base do procedimento



Fonte: Autor (2024).

Nesse sentido, o objetivo principal deste capítulo é dimensionar as fôrmas e escoras para suportar as cargas de uma laje maciça com 11 cm de espessura, abrangendo um vão de 5,00 m x 5,00 m posicionada a uma altura de 3,00 metros em relação ao terreno.

3.1 PREMISSAS DE CÁLCULO

Ao estabelecer as premissas para o projeto em questão, é imprescindível considerar as especificações técnicas dos materiais envolvidos, as quais nortearão todas as etapas subsequentes.

Partindo do pressuposto de que a obra será realizada em uma localidade com umidade ambiente inferior a 65%, foi determinado que tanto o assoalho da laje quanto o escoramento, incluindo escoras, vigas primárias e secundárias, serão confeccionados com madeira proveniente de uma árvore da família dicotiledônea, classificada como C60, apresentando um teor de umidade de 12%.

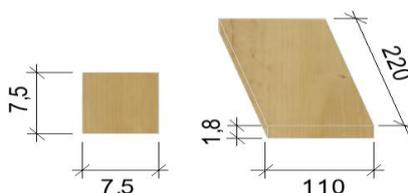
Com base nos dados obtidos na Tabela 5, observa-se que essa madeira possui uma resistência característica à compressão paralela à fibra de 60 MPa, resistência característica ao cisalhamento paralelo à fibra de 8 MPa, um módulo médio de elasticidade na compressão paralela à fibra de 24500 MPa, e uma massa específica aparente de 1000 kgf/m³.

Adicionalmente, o concreto a ser utilizado na laje será do tipo comum, com uma resistência característica à compressão de 25 MPa.

Para as vigas primárias (vigas apoiadas diretamente nas escoras e que servirão de apoio direto para as vigas secundárias), vigas secundárias (vigas apoiadas diretamente nas

vigas primárias e que servirão de apoio direto para o assoalho) e escoras, será adotada uma seção transversal quadrada de 7,5 x 7,5 centímetros, dimensões comumente empregadas para esses elementos. Já para o assoalho, será empregado um compensado de 1,8 centímetros de espessura, com folhas de dimensões 110 x 220 centímetros, conforme representado na Figura 13. É válido ressaltar que todas as peças citadas serão posicionadas de tal modo que os esforços solicitados sejam todos paralelos às fibras.

Figura 13: Seções adotadas para os elementos do sistema de fôrmas e escoras (em cm).



Fonte: Autor (2024).

3.2 VÃO MÁXIMO - ASSOALHO DE MADEIRA

Antes de determinar o vão máximo que o assoalho de madeira pode suportar, é necessário definir as cargas que atuarão sobre ele, incluindo o peso do concreto, seu próprio peso e as sobrecargas.

Conforme estipulado pela NBR 6120:2019, o concreto armado possui uma massa específica aparente de 2500 kgf/m³. Considerando um acréscimo de 10% devido ao processo de vibração, a massa específica aparente é ajustada para 2750 kgf/m³. Com a laje em questão tendo uma espessura de 11 cm, a carga proveniente deste elemento é de 302,5 kgf/m².

Quanto ao peso próprio do assoalho de madeira, com espessura de 1,8 cm e peso específico aparente de 1000 kgf/m³, a carga proveniente de seu próprio peso é de 18,0 kgf/m².

Para a sobrecarga, adotaremos o valor mínimo especificado pela NBR 15696:2009 de 200 kgf/m². Assim, aplicando a Equação 14, o carregamento de cálculo é:

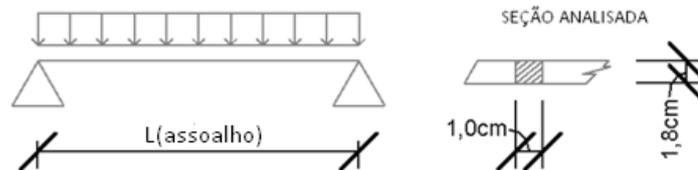
$$Qd = 1,4 * (302,5 + 18,0 + 200,0)$$

$$Qd = 728,7 \text{ Kgf/m}^2$$

A fôrma é delimitada por vigas secundárias e está biapoiada nestas. Essa configuração, com o carregamento incidente sobre ela, gera um momento fletor que será um dos parâmetros usados para determinar o vão máximo. Para isso, considerou-se um vão de

comprimento $L_{(assoalho)}$, e o assoalho foi subdividido em faixas de 1,0 cm de largura. O valor do momento máximo existente nesta configuração pode ser encontrado usando a Equação 22, uma vez que para qualquer faixa do assoalho atua sobre ela uma carga distribuída retangular, conforme ilustrado na Figura 14.

Figura 14: Configuração - Assoalho



Fonte: Autor (2024).

$$Md = Qd * L^2/8 \quad (22)$$

Logo tem-se que,

$$Md = (728,7 * 0,01) * L_{(assoalho)}^2/8$$

$$Md = 0,911L_{(assoalho)}^2 \text{ Kgf/m}$$

Para determinar a resistência de cálculo do elemento, considera-se os seguintes fatores:

1. Devido ao caráter temporário do elemento, as cargas atuantes sobre ele têm curta duração. Segundo a Tabela 02, o coeficiente K_{mod1} é 0,9.
2. A classe de umidade é Classe 1, determinada pelas características do ambiente e baseada na Tabela 4. Portanto, conforme a Tabela 3, o coeficiente K_{mod2} é 1,00.
3. Para esforços de compressão, o coeficiente de minoração da madeira γ_w é 1,4, enquanto para tração, o valor passa a ser 1,8.
1. A resistência à compressão característica do elemento é de 60 MPa, conforme a Tabela 5, enquanto a resistência à tração característica equivale a 0,77 da compressão, totalizando 46,2 MPa.

Com base nessas informações, pode-se encontrar a resistência de cálculo para compressão e tração do elemento usando a Equação 11, obtendo os seguintes resultados:

$$f_{cd} = (1,00 * 0,9) \frac{60 * 10^5}{1,4}$$

$$f_{cd} = 3,85 * 10^6 \text{ kgf/m}^2$$

$$f_{td} = (1,00 * 0,9) \frac{46,2 * 10^5}{1,8}$$

$$f_{td} = 2,31 * 10^6 \text{ kgf/m}^2$$

Outro valor necessário para a verificação da seção é o módulo de resistência à compressão e à tração. Por se tratar de uma seção retangular com base $L_{(assoalho)}$ e altura 1,8 cm, este valor pode ser encontrado usando a Equação 17, como mostrado a seguir:

$$W = \frac{b * h^3 * 2}{12 * h} = \frac{b * h^2}{6}$$

$$W = \frac{0,01 * 0,018^2}{6} = 5,4 * 10^{-7} m^3$$

Aplicando a Equação 15 e Equação 16, é possível encontrar o vão máximo permitido em função da compressão e tração a qual o elemento estará submetido:

Quanto a compressão:

$$\sigma_{cd} = \frac{Md}{Wc} \leq f_{c0,d}$$

$$\frac{0,911L_{(assoalho)}^2}{5,4 * 10^{-7}} \leq 3,85 * 10^6$$

$$L_{(assoalho)} \leq 1,51m$$

Quanto à tração:

$$\sigma_{td} = \frac{Md}{Wt} \leq f_{t0,d}$$

$$\frac{0,911L_{(assoalho)}^2}{5,4 * 10^{-7}} \leq 2,31 * 10^6$$

$$L_{(assoalho)} \leq 1,17m$$

Partindo para a determinação do vão máximo permitido por meio da flecha, tem-se que o deslocamento máximo que ocorrerá em uma faixa do assoalho de comprimento $L_{(assoalho)}$, assumindo que este é biapoiado, é dado pela Equação 23:

$$\Delta = \frac{5}{384} \frac{Qd * L^4}{E * J} \quad (23)$$

No caso em questão, o valor médio do módulo de elasticidade na compressão paralela à fibra é de 24500 MPa, porém o valor efetivo empregado em cálculo é encontrado multiplicando essa elasticidade média pelo K_{mod} , que neste caso é 0,90. Logo, o módulo de elasticidade efetiva empregado em cálculos será de 22050 MPa. Dito isso, aplicando a Equação 23, tem-se:

$$\Delta = \frac{5}{384} \frac{0,07287 * L_{(assoalho)}^4}{220500 * 0,486} = 8,85 * 10^{-9} L_{(assoalho)}^4 \text{ cm}$$

Como determinado pela norma, a deformação máxima no vão não pode ser superior a $L/350$. Portanto, podemos determinar o valor do vão utilizando a seguinte Equação 20:

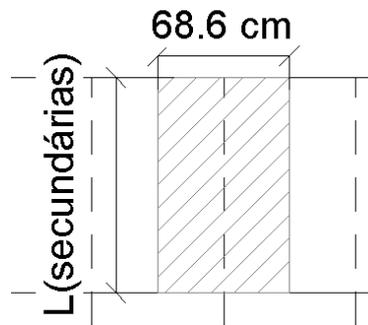
$$8,85 * 10^{-9} * L_{(assoalho)}^4 \leq \left(\frac{L_{(assoalho)}}{350} \right)^4$$

$$L_{(assoalho)} \leq 68,60 \text{ cm}$$

Conclui-se com isto que, como as vigas secundárias serão o apoio direto do assoalho, as mesmas deverão ter um espaçamento de no máximo 68,60 cm, visto que foi o menor valor encontrado anteriormente.

3.3 VÃO MÁXIMO - VIGAS SECUNDÁRIAS

Assim como no assoalho, o primeiro passo será determinar a carga aplicada sobre o elemento. No caso em questão, incluem-se a carga do concreto, do assoalho, o peso próprio da viga e a sobrecarga. É importante notar que o espaçamento máximo permitido entre as vigas secundárias é de 68,60 cm, portanto, para a viga mais carregada, a área de influência será igual a $L_{(secundárias)} \times 68,60 \text{ cm}$, como apresentado na Figura 15.

Figura 15: Área de influência – Vigas Secundárias

Fonte: Autor (2024).

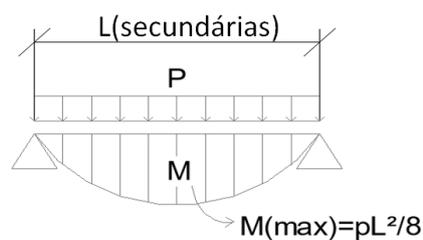
Tomando como base o carregamento do assoalho e multiplicando pelo valor da largura da área de influência, obtém-se um carregamento de 499,89 kgf/m. Além disso, será computado o peso próprio do elemento. Como as características do material são as mesmas, ou seja, possui um peso específico aparente de 1000 kgf/m³, e a seção passou a ser de 7,5 x 7,5 cm, o peso próprio do elemento é de 5,625 kgf/m. Logo, aplicando a Equação 14:

$$Qd = 1,4 \sum_{j=1}^n Q_{Qj,k}$$

$$Qd = 1,4 * (499,89 + 5,625)$$

$$Qd = 707,72 \text{ kgf/m}$$

Para um comprimento de vão igual a $L_{(secundárias)}$, e com a viga sendo biapoiada e submetida a uma carga distribuída de 707,72 kgf/m, previamente calculada, é possível determinar o valor do seu momento máximo aplicando a Equação 22. Essa equação também é apresentada na Figura 16 para uma melhor visualização do comportamento do elemento.

Figura 16: Momento fletor em viga biapoiada – Carga distribuída

Fonte: Autor (2024).

$$Md = (707,72) * L_{(secundárias)}^2/8$$

$$Md = 88,47L_{(secundárias)}^2 Kgf\,m$$

Como visto anteriormente, a resistência de cálculo à compressão desta madeira é de $3,85 * 10^6$ kgf/m², e a de tração equivale a $2,31 * 10^6$ kgf/m². Assim, pode-se determinar o vão máximo por meio da Equação 11:

Quanto à compressão:

$$\sigma_{cd} = \frac{Md}{W_c} \leq f_{c0,d}$$

$$\frac{88,47L_{(secundárias)}^2}{(0,075*0,075^2)/6} \leq 3,85 * 10^6$$

$$L_{(secundárias)} \leq 1,75 \, m$$

Quanto à tração:

$$\sigma_{td} = \frac{Md}{W_t} \leq f_{t0,d}$$

$$\frac{88,47L_{(secundárias)}^2}{(0,075*0,075^2)/6} \leq 2,31 * 10^6$$

$$L_{(secundárias)} \leq 1,35 \, m$$

Como as vigas secundárias sofrem flexão simples reta, o cisalhamento também deve ser considerado. Para encontrá-lo, inicialmente precisa-se calcular o cortante máximo atuante na viga. Por se tratar de uma viga biapoiada sob ação de uma carga distribuída retangular, tem-se que o cortante máximo pode ser encontrado por meio da Equação 24:

$$V_{max} = Qd * L/2 \tag{24}$$

Logo, tem-se que:

$$V_{max} = 353,86L_{(secundárias)} Kgf$$

Para a madeira adotada, por meio da Tabela 6, tem-se que a resistência característica ao cisalhamento paralelo à fibra é de 8 MPa, conseqüentemente, aplicando a Equação 11, tem-se que a resistência de cálculo ao cisalhamento paralelo à fibra é de 4 MPa. Aplicando a Equação 19 tem-se que:

$$\frac{3}{2} * \frac{353,86L_{(secundárias)}}{0,075 * 0,075} \leq 4,0 * 10^5$$

$$L_{(secundárias)} \leq 4,23 \text{ m}$$

Por fim, se faz possível determinar o valor de $L_{(secundárias)}$ por meio da Equação 23:

$$\Delta = \frac{5}{384} \frac{7,0772 * L_{(secundárias)}^4}{220500 * 7,5 * 7,5^3 / 12} = 1,58 * 10^{-9} L_{(secundárias)}^4 \text{ cm}$$

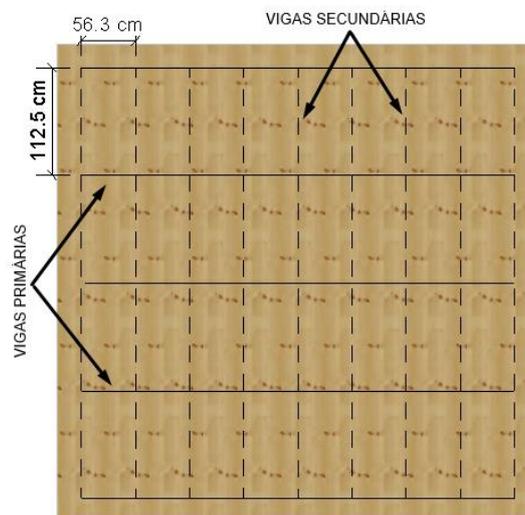
Como determinado pela norma, a deformação máxima no vão não pode ser superior a $L/350$. Portanto, podemos determinar o valor do vão utilizando a seguinte Equação 20:

$$1,58 * 10^{-9} * L_{(secundárias)}^4 \leq \left(\frac{L_{(secundárias)}}{350} \right)$$

$$L_{(secundárias)} \leq 121,83 \text{ cm}$$

Conclui-se então que, como as vigas primárias são os apoios direto das vigas secundárias, elas devem estar dispostas a uma distância de no máximo 1,21m. Consequentemente já se faz possível efetuar um esboço da distribuição das vigas no sistema, buscando empregar distâncias que estejam dentro do limite estabelecido e que facilitem o processo executivo. Tal distribuição está representada na Figura 17.

Figura 17: Distribuição de vigas no sistema de escoramento



Fonte: Autor (2024).

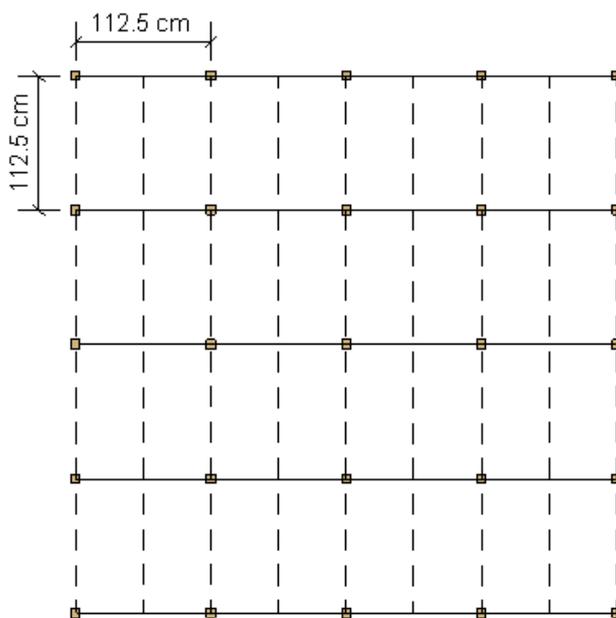
Nota-se pela Figura 17 que as vigas secundárias, representadas por linhas tracejadas, estão dispostas com um espaçamento de 56,3 cm, enquanto foi adotado para as vigas primárias uma distância equivalente a aproximadamente o dobro deste valor, 112,5 cm. Tal medida foi adotada visando maior praticidade no procedimento de execução, mantendo uma estrutura robusta e equilibrada para suportar as cargas aplicadas.

3.4 ESPAÇAMENTO ENTRE ESCORAS

Tendo em vista que as vigas primárias e secundárias possuem seções iguais e são constituídas pelo mesmo material, para carregamentos idênticos, ambos os elementos se comportam de maneira similar.

Como as vigas primárias, além de receberem os carregamentos provenientes das vigas secundárias, transmitidos em forma de carga pontual, também estão sujeitas à ação de seu próprio peso, é possível, dentro da distribuição de vigas existente na Figura 16, e considerando o vão máximo permitido nas vigas secundárias, determinar o posicionamento de todas as escoras do sistema, como apresentado na Figura 18.

Figura 18: Distribuição das escoras

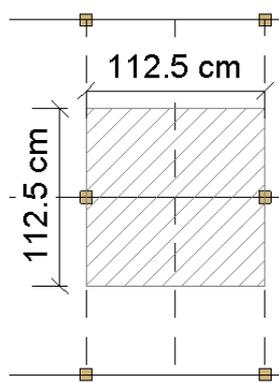


Fonte: Autor (2024).

Conclui-se da Figura 18 que as escoras estão espaçadas a uma distância de 112,5 cm em ambas as direções, e cada lance da viga principal será responsável por suportar o carregamento de uma viga secundária apoiada no meio do seu vão.

Para efetuar a verificação da viga principal, primeiramente deve-se determinar o carregamento ao qual ela estará exposta. Neste caso, o carregamento é composto pela carga proveniente da laje, do assoalho e da viga secundária, contidos em uma área de 112,5 x 112,5 cm (área de influência), como apresentada na Figura 19, além de seu próprio peso e do carregamento acidental.

Figura 19: Área de influência – Viga principal mais carregada



Fonte: Autor (2024).

Para fins de cálculo, o peso próprio, embora seja naturalmente uma carga distribuída ao longo de todo o elemento, será tratado como uma carga pontual aplicada no meio do vão, com módulo equivalente ao valor do carregamento distribuído multiplicado pelo vão. Esta consideração não impactará no resultado final do processo, mas facilitará a análise do caso.

$$Q = Q_{(laje+assoalho+acidental)} + Q_{v.secundárias} + Q_{v.primárias}$$

$$Q = (302,5 + 18 + 200) * 1,125 * 0,5625 + 1,125 * 5,625 + 1,125 * 5,625$$

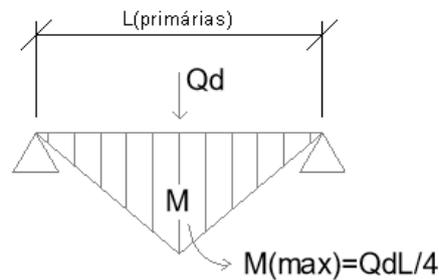
$$Q = 342,035 \text{ Kgf}$$

Aplicando a Equação 14, tem-se que:

$$Qd = 478,85 \text{ Kgf}$$

Para uma carga pontual aplicada no meio do vão de uma viga biapoiada (cenário atual), como mostra a Figura 20, o momento máximo de cálculo pode ser calculado por meio da Equação 25:

Figura 20: Momento fletor em viga biapoiada – Carga pontual



Fonte: Autor (2024).

$$Md = Qd * L/4 \quad (25)$$

Logo, tem-se que:

$$Md = 478,85 * 1,125/4 = 134,68 \text{ Kgf}m$$

Aplicando a Equação 15, é possível encontrar o vão máximo permitido em função da compressão e tração a qual o elemento estará submetido:

Quanto a compressão:

$$\begin{aligned} \sigma_{cd} &= \frac{Md}{W_c} \leq f_{c0,d} \\ \frac{134,68}{(0,075 * 0,075^2)/6} &\leq 3,81 * 10^6 \\ 1,91 * 10^6 &\leq 3,81 * 10^6 \end{aligned}$$

Quanto à tração:

$$\begin{aligned} \sigma_{td} &= \frac{Md}{W_t} \leq f_{t0,d} \\ 1,91 * 10^6 &\leq 2,31 * 10^6 \end{aligned}$$

Assim como as vigas secundárias, as vigas primárias também sofrem flexão simples reta, conseqüentemente o cisalhamento deve ser levado em consideração no processo de

verificação. Aplicando a Equação 24, se fez possível encontrar o valor do cortante máximo existente no sistema.

$$V_{max} = 478,85/2 = 239,43 \text{ Kgf}$$

De posse do valor do cortante e da informação de que a resistência de cálculo ao cisalhamento paralelo à fibra é de 4 MPa para a madeira adotada, pode-se utilizar a Equação 19 para verificar se a viga suportará a tensão de cisalhamento existente.

$$\frac{3}{2} * \frac{239,43}{0,075 * 0,075} \leq 4,0 * 10^5$$

$$6,38 * 10^4 \leq 4,0 * 10^5$$

Por fim, a última etapa do processo de verificação é analisar se a flecha máxima existente está dentro do valor delimitado por norma. Para o cenário, tal flecha é determinada por meio da Equação 26.

$$\Delta = \frac{1}{48} \frac{Qd * L^3}{E * J} \quad (26)$$

Aplicando valores,

$$\Delta = \frac{1}{48} \frac{478,85 * 112,5^3}{220500 * 7,5 * 7,5^3/12} = 0,24 \text{ cm}$$

Como a deformação máxima permitida tem um valor igual a L/350 e o comprimento em questão é de 112,5 cm, tem-se que o valor limite é de 0,32 cm. Por meio da Equação 20, é possível efetuar a verificação:

$$0,24 \leq 0,32$$

Conclui-se assim, que a viga primária passou por todos os processos de verificação e pode-se com isto dar seguimento ao procedimento de cálculo.

3.5 DEFORMAÇÃO TOTAL NO MEIO DO PAINEL DA LAJE

A deformação total no meio do painel da laje será dada pela soma das deformações do compensado, viga secundária e viga primária:

$$\Delta = 8,85 * 10^{-9} * 56,25^4 + 1,12 * 10^{-9} * 112,5^4 + 0,24$$

$$\Delta = 0,51 \text{ cm}$$

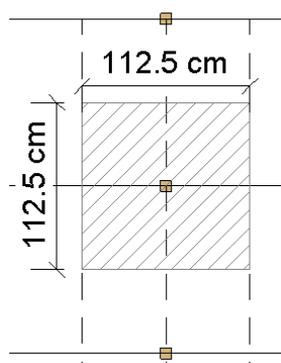
Segundo a NBR 15696:2009, o valor máximo permitido para a deformação do sistema equivale a $L/500$, onde L é o comprimento do vão da laje suportado pela estrutura provisória. Como no caso em questão este vão tem o valor de 5,00 metros, conclui-se que a deformação máxima permitida é de 1 cm.

A deformação máxima encontrada durante a análise é inferior a 1 cm, o que indica que o sistema está dentro dos limites estabelecidos pela norma. Isso garante que a estrutura provisória atenda aos requisitos de segurança e qualidade, proporcionando uma base estável e confiável para o projeto.

3.6 VERIFICAÇÃO DAS ESCORAS

Dando seguimento ao processo, é necessário analisar se as escoras adotadas conseguirão suportar os esforços solicitados. Para isto, a primeira etapa é definir a sua área de influência e com isto a carga existente no topo da escora. Tal área de influência está apresentada na Figura 21.

Figura 21: Área de influência – Escora mais carregada



Fonte: Autor (2024).

Nota-se pela imagem acima que a área de influência do pilar é de 1,27m² e engloba três vigas secundárias, uma viga principal, além do assoalho e concreto. Com isto tem-se que a carga axial no topo do pilar é de:

$$Q = Q_{laje} + Q_{assoalho} + 4 * Q_{vigas} + Q_{sobrecarga}$$

$$Q = (302,5 * 1,27 + 0,018 * 1000 * 1,27 + 4 * 0,075^2 * 1000 * 1,125 + 200 * 1,27)$$

$$Q = 686,35 \text{ kgf}$$

Além da carga encontrada anteriormente, também deve ser considerado o peso próprio do pilar. Tendo em vista a altura do pé esquerdo de 3,00 m, as dimensões dos elementos aqui verificados e a placa de distribuição que deve ser posicionada abaixo da escora para melhor distribuição da tensão, tem-se que a altura total será de 2,70 m, com isso o seu peso próprio será igual a:

$$P = 0,075^2 * 1000 * 2,7 = 15,19 \text{ Kgf}$$

Com isto, tem-se que a carga axial total na escora será:

$$Q_{tot} = Q + P = 686,35 + 15,19 = 701,54 \text{ Kgf}$$

Consequentemente, por meio da Equação 14 tem-se:

$$Q_d = 1,4 * 701,54$$

$$Q_d = 982,15 \text{ Kgf}$$

No caso das escoras, se faz necessário verificar a esbeltez do elemento para definir como será feito o processo de verificação. Inicialmente é calculado o raio de giração do elemento, que para seções retangulares pode ser calculado conforme a Equação 27.

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (27)$$

Logo,

$$i = \sqrt{\frac{0,075 * 0,075^3 / 12}{0,075 * 0,075}} = 2,2 \text{ cm}$$

Tendo em vista que as escoras terão suas duas extremidades simplesmente apoiadas, o seu comprimento de flambagem será o mesmo que seu comprimento real e por meio da Equação 22 se faz possível definir qual o seu índice de esbeltez.

$$\lambda = \frac{270,2}{2,2} = 122,8$$

Segundo a NBR 6118, o índice de esbeltez deve ser menor ou igual a 200. Para os casos onde $\lambda < 35$, o elemento é considerado curto. Se $35 < \lambda < 90$, o elemento passa a ser considerado medianamente esbelto. Em caso de $90 < \lambda < 140$, o mesmo é tratado como esbelto e, por fim, se $140 < \lambda < 200$, o elemento é muito esbelto. Cada um dos intervalos citados tem um tratamento diferente, por isso se torna tão importante a verificação deste índice (ABNT, 2023).

Com o valor encontrado, conclui-se que a escora se caracteriza como um elemento esbelto implicando em um processo de verificação mais complexo. Visando facilitar a análise e gerar uma estrutura mais robusta, todas as escoras serão contraventadas, nas duas direções, em sua meia altura. Conseqüentemente o seu índice de esbeltez passa a ser metade do valor encontrado anteriormente ($\lambda = 61,40\text{cm}$), se caracterizando como um elemento medianamente esbelto.

Para que a escora empregada no sistema seja aceitável, a Equação 28 precisa ser atendida:

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1 \quad (28)$$

No qual,

σ_{Nd} - Valor de cálculo da tensão de compressão atuante, encontrando dividindo o carregamento axial pela área a seção;

$f_{c0,d}$ - Valor de cálculo da resistência à compressão paralela;

σ_{Md} - Valor de cálculo da tensão de compressão devida ao momento fletor de segunda ordem M_d , calculado conforme a Equação 29, dividido pelo módulo de resistência da seção transversal:

$$M_d = N_d * e_1 \frac{N_{cr}}{N_{cr} - N_d} \quad (29)$$

Onde,

Nd - Valor do carregamento axial;

e_1 - Excentricidade inicial, dada pela soma da excentricidade acidental com a excentricidade de primeira ordem;

Ncr - Carga crítica de Euler.

Para determinar a excentricidade acidental, e a excentricidade de primeira ordem, são aplicadas as equações 30 e 31, respectivamente:

$$e_i = \frac{M1d}{Nd} \quad (30)$$

$$e_a = \frac{L_0}{300} \quad (31)$$

Como o momento de primeira ordem nas escoras é nulo e o comprimento de flambagem da escora é igual a 1,35m, tem-se que a excentricidade inicial é igual a excentricidade acidental:

$$e_1 = e_a = \frac{1,35}{300} = 4,5 * 10^{-3}m$$

Para a determinação da carga crítica de Euler, é empregada Equação 32:

$$Ncr = \frac{\pi^2 * E_{c0,ef} * I}{L_0^2} \quad (32)$$

Aplicando valores, tem-se que:

$$Ncr = \frac{\pi^2 * 22050000 * 0,075 * 0,075^3 / 12}{1,351^2} = 32 \text{ KN}$$

Como foi empregado um sistema de contraventamento, segundo Moliterno (1995), deve ser acrescido ao esforço axial 10% do seu valor, visando abranger qualquer acréscimo de carga. Além disso, o peso próprio anteriormente calculado também sofrerá alteração, visto que o comprimento de análise terá metade de sua extensão. Com isto, a carga Qd passará a ser de:

$$Q_d = \left[1,4 * \left(686,35 + \frac{15,19}{2} \right) \right] * 1,1 = 1068,67 \text{ Kgf}$$

Diante disso, por meio da Equação 29, é encontrado o seguinte momento de cálculo.

$$Md = Nd * e_1 \frac{Ncr}{Ncr - Nd}$$

$$Md = 10,69 * 4,5 * 10^{-3} * \frac{32}{32 - 10,69} = 0,072 \text{ KNm}$$

Após a determinação do momento de cálculo, já se faz possível, por meio da Equação 27, determinar se a escora atende aos critérios de verificação:

$$\frac{10,69 / (0,075 * 0,075)}{38571,42} + \frac{0,072 / (7,03 * 10^{-5})}{38571,42} \leq 1$$

$$0,08 \leq 1$$

Como 0,08 é menor que 1, conclui-se que todos os elementos aqui verificados estão de acordo com a norma vigente e aptos a serem executados.

3.7 TÁBUAS DE DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS

Como foi dito ao longo do trabalho, mais especificamente no subitem 2.3.1.1.2, se faz necessário o emprego de tábuas de distribuição de cargas na base das escoras para que a tensão transmitida para a laje, ou para o terreno, ao qual a escora está apoiada, seja reduzida. Para o projeto, optou-se pela utilização de uma tábua quadrada de espessura igual a 3,0 centímetros e lados iguais a 3 vezes a largura da escora.

Como todas as escoras empregadas no projeto possuem seção de 7,5 x 7,5cm, conclui-se que a tábua de distribuição possuirá dimensões de 22,5 x 22,5cm. Consequentemente, conclui-se que a tensão que será transmitida equivale a:

$$\sigma = \frac{9,82 * 1,1}{0,225^2} = 213,33 \text{ KN/m}^2 = 0,213 \text{ MPa}$$

Conseqüentemente, para evitar deformações indesejadas o local onde a escora estará apoiada deverá ter capacidade para reagir com segurança à tensão de 0,213 MPa. Em caso de projeto executado direto sobre o solo, onde o mesmo não consegue suportar tal tensão, deve-se ser executado um lastro de concreto magro para apoiar a estrutura (Moliterno, 1995).

3.8 PERÍODO DE RETIRADA DO ESCORAMENTO

Para finalizar o procedimento de cálculo, se faz necessário determinar o período de retirada do escoramento. Será considerado que a laje só irá atuar resistindo aos carregamentos a ela impostos, a partir do momento de retirada das escoras.

Serão tratados 3 intervalos de tempo distintos: 07, 14 e 21 dias. Para o procedimento de cálculo e inicialmente será encontrada a resistência e o módulo de elasticidade, inicial e secante, para cada período.

Aplicando a Equação 02, tem-se que o valor de β_{cc} para cada período analisado é de:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s * \left[1 - \left(\frac{28}{t/t_1} \right)^{1/2} \right] \right\}$$

Para 07 dias:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ 0,25 * \left[1 - \left(\frac{28}{7} \right)^{1/2} \right] \right\}$$

$$\beta_{cc}(t) = 0,779$$

Para 14 dias:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ 0,25 * \left[1 - \left(\frac{28}{14/1} \right)^{1/2} \right] \right\}$$

$$\beta_{cc}(t) = 0,902$$

Para 21 dias:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ 0,25 * \left[1 - \left(\frac{28}{21} \right)^{1/2} \right] \right\}$$

$$\beta_{cc}(t) = 0,962$$

Conseqüentemente, tendo em vista que a resistência característica do concreto empregado é de 25 MPa, tem-se por meio da Equação 01 que o valor em cada intervalo de tempo será de:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) * f_{cm}$$

Para 07 dias:

$$f_{cj}(07) = 0,779 * 25 = 19,475 \text{ MPa}$$

Para 14 dias:

$$f_{cj}(14) = 0,902 * 25 = 22,55 \text{ MPa}$$

Para 21 dias:

$$f_{cj}(21) = 0,962 * 25 = 24,05 \text{ MPa}$$

Além disso, por meio da resistência característica do projeto, se faz possível, através da Equação 06, encontrar o seu módulo de elasticidade inicial:

$$E_{ci} = 1 * 5600 * \sqrt{25}$$

$$E_{ci} = 28000 \text{ MPa}$$

Aplicando a Equação 04, tem-se que:

Para 07 dias:

$$E_{ci}(07) = (0,779)^{0,5} * 28000$$

$$E_{ci}(07) = 24713,07 \text{ MPa}$$

Para 14 dias:

$$E_{ci}(14) = (0,902)^{0,5} * 28000$$

$$E_{ci}(14) = 26592,6 \text{ MPa}$$

Para 21 dias:

$$E_{ci}(21) = (0,962)^{0,5} * 28000$$

$$E_{ci}(21) = 27462,84 \text{ MPa}$$

A NBR 6118:2023 recomenda que na avaliação do comportamento de um elemento estrutural ou seção transversal, pode-se usar um módulo de deformação único, tanto à compressão, quanto à tração, de módulo igual ao de deformação secante, que pode ser encontrado por meio da Equação 33:

$$E_{cs} = \alpha_1 * E_{ci} \quad (33)$$

Em que,

$$\alpha_1 = 0,8 + 0,2 * \frac{f_{ck}}{80} \leq 1 \quad (34)$$

Logo,

Para 07 dias:

$$E_{cs} = (0,8 + 0,2 * 19,475/80) * 24713,07 = 20973,67 \text{ MPa}$$

Para 14 dias:

$$E_{cs} = (0,8 + 0,2 * 22,55/80) * 26592,6 = 22773,23 \text{ MPa}$$

Para 21 dias:

$$E_{cs} = (0,8 + 0,2 * 24,05/80) * 27462,84 = 23621,48 \text{ MPa}$$

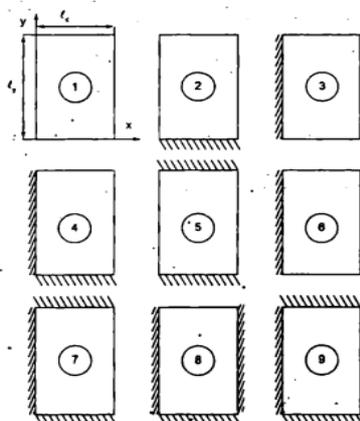
Para o carregamento empregado no procedimento de cálculo, será considerado o peso próprio da laje, a carga acidental de 1 KN/m² para manutenção e uma carga de 0,85 KN/m², tomando como base que a laje mesma se configura como uma cobertura e será responsável, por exemplo, de sustentar as cargas proveniente do telhado e de um possível forro, tal valor foi encontrado por meio de análise da NBR 6120:2019. Logo, considerando uma situação de carregamento quase permanente, tem-se, o carregamento total será de 4,00 KN/m².

A flecha imediata que ocorrerá com a ativação da laje, ou retirada do escoramento, pode ser calculada por meio da Equação 35:

$$\Delta = \frac{q * L^4}{E * h^3} * \frac{a}{100} \quad (35)$$

O valor do parâmetro “a” depende da relação entre os lados da laje e o seu apoio. Como ambas as laterais da laje possuem 5,0 metros de extensão, tem-se que l_x/l_y equivale a 1. Este é o valor de Lambda. Além disso, será considerado que a laje será simplesmente apoiada em todos os bordos, o que configura no caso 1, como mostra a Figura 22. Logo, por meio da Tabela 7 é encontrado o valor de $a = 4,67$.

Figura 22: Casos existentes para lajes



Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho (2014).

Tabela 7: Coeficiente “a” para cálculo de flechas elásticas em lajes retangulares submetidas a carregamento uniformemente distribuído

λ	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1,00	4,67	3,20	3,20	2,42	2,21	2,21	1,81	1,81	1,46
1,05	5,17	3,61	3,42	2,67	2,55	2,31	2,04	1,92	1,60
1,10	5,64	4,04	3,63	2,91	2,92	2,41	2,27	2,04	1,74
1,15	6,09	4,47	3,82	3,12	3,29	2,48	2,49	2,14	1,87
1,20	6,52	4,91	4,02	3,34	3,67	2,56	2,72	2,24	1,98
1,25	6,95	5,34	4,18	3,55	4,07	2,63	2,95	2,33	2,10
1,30	7,36	5,77	4,35	3,73	4,48	2,69	3,16	2,42	2,20
1,35	7,76	6,21	4,50	3,92	4,92	2,72	3,36	2,48	2,30
1,40	8,14	6,62	4,65	4,08	5,31	2,75	3,56	2,56	2,37
1,45	8,51	7,02	4,78	4,23	5,73	2,80	3,73	2,62	2,45
1,50	8,87	7,41	4,92	4,38	6,14	2,84	3,91	2,68	2,51
1,55	9,22	7,81	5,00	4,53	6,54	2,86	4,07	2,73	2,57
1,60	9,54	8,17	5,09	4,65	6,93	2,87	4,22	2,77	2,63
1,65	9,86	8,52	5,13	4,77	7,33	2,87	4,37	2,78	2,68
1,70	10,15	8,87	5,17	4,88	7,70	2,88	4,51	2,79	2,72
1,75	10,43	9,19	5,26	4,97	8,06	2,88	4,63	2,81	2,76
1,80	10,71	9,52	5,36	5,07	8,43	2,89	4,75	2,83	2,80
1,85	10,96	9,82	5,43	5,16	8,77	2,89	4,87	2,85	2,83
1,90	11,21	10,11	5,50	5,23	9,08	2,90	4,98	2,87	2,85
1,95	11,44	10,39	5,58	5,31	9,41	2,90	5,08	2,89	2,88
2,00	11,68	10,68	5,66	5,39	9,72	2,91	5,19	2,91	2,91
∞	15,35	15,35	6,38	6,38	15,35	3,07	6,38	3,07	3,07

Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho (2014).

É importante salientar que, antes do momento da retirada do sistema de escoramento, a laje apresentará uma deformação igual à da estrutura provisória que a sustenta. No caso em questão, o valor desta flecha será igual a 0,51cm, como visto no subitem 3.5.

Conseqüentemente, a deformação obtida logo após a retirada do sistema de escoramento, será dada pela soma da flecha imediata, obtida por meio da Equação 35, com a deformação já existente proveniente da estrutura provisória

Flecha imediata logo após a retirada do escoramento aos 07 dias:

$$\Delta = \frac{4,00 \cdot 5^4}{20973,67 \cdot 10^3 \cdot 0,11^3} \cdot \frac{4,67}{100} = 4,12 \cdot 10^{-3} m$$

Flecha imediata logo após a retirada do escoramento aos 14 dias:

$$\Delta = \frac{4,00 \cdot 5^4}{22773,23 \cdot 10^3 \cdot 0,11^3} \cdot \frac{4,67}{100} = 3,85 \cdot 10^{-3} m$$

Flecha imediata logo após a retirada do escoramento aos 21 dias:

$$\Delta = \frac{4,00 \cdot 5^4}{23621,48 \cdot 10^3 \cdot 0,11^3} \cdot \frac{4,67}{100} = 3,71 \cdot 10^{-3} m$$

De posse de todas as flechas imediatas, tem-se que:

Flecha total logo após a retirada do escoramento aos 07 dias:

$$\Delta_{tot} = 4,12 \cdot 10^{-3} + 0,0051 = 9,22 \cdot 10^{-3} m$$

Flecha total logo após a retirada do escoramento aos 14 dias:

$$\Delta_{tot} = 3,85 \cdot 10^{-3} + 0,0051 = 8,95 \cdot 10^{-3} m$$

Flecha total logo após a retirada do escoramento aos 21 dias:

$$\Delta_{tot} = 3,71 \cdot 10^{-3} + 0,0051 = 8,81 \cdot 10^{-3} m$$

Ademais, deve-se levar em consideração que o concreto sofrerá um aumento da deformação com o tempo sob a ação de cargas permanentes, denominado como “fluência”. Como foi determinado que a laje trabalhará apenas a partir do momento de retirada dos escoramentos, por meio da Equação 36 se faz possível contemplar tal elemento.

$$ai = \frac{2 - 0,68 * 0,996^{t * 0,32}}{1 + 50 * p'} \quad (36)$$

Considerando que não há armadura comprimida, tem-se que $p' = 0$ e o tempo empregado na equação é dado em meses. Aplicando valores, tem-se que:

Para 07 dias:

$$ai = \frac{2 - 0,68 * 0,996^{0,23} * 0,23^{0,32}}{1} = 1,58$$

Para 14 dias:

$$ai = \frac{2 - 0,68 * 0,996^{0,47} * 0,47^{0,32}}{1} = 1,47$$

Para 21 dias:

$$ai = \frac{2 - 0,68 * 0,996^{0,7} * 0,7^{0,32}}{1} = 1,40$$

Por fim, tem-se que a flecha considerando a fluência do concreto após meses da retirada do sistema de escoramento será aquela dada pela Equação 37:

$$f_{fluência} = f_{imediate} * (1 + ai) \quad (37)$$

Flecha considerando a fluência após meses - Retirada do escoramento aos 7 dias:

$$f_{fluência} = 4,12 * 10^{-3} * (1 + 1,58) = 0,0106 \text{ m}$$

Flecha considerando a fluência após meses - Retirada do escoramento aos 14 dias:

$$f_{fluência} = 3,85 * 10^{-3} * (1 + 1,47) = 0,0095 \text{ m}$$

Flecha considerando a fluência após meses - Retirada do escoramento aos 21 dias:

$$f_{fluência} = 3,71 * 10^{-3} * (1 + 1,40) = 0,0089 \text{ m}$$

Como há uma deformação na laje, proveniente da estrutura provisória antes mesmo do processo de retirada do escoramento, tem-se que a deformação total deste elemento após meses será de:

Flecha total após meses – Retirada do escoramento aos 07 dias:

$$f_{total} = (0,0106 + 0,0051) * 1000 = 15,7 \text{ mm}$$

Flecha total após meses – Retirada do escoramento aos 14 dias:

$$f_{total+escoramento} = (0,0095 + 0,0051) * 1000 = 14,6 \text{ mm}$$

Flecha total após meses – Retirada do escoramento aos 21 dias:

$$f_{total+escoramento} = (0,0089 + 0,0041) * 1000 = 13,0 \text{ mm}$$

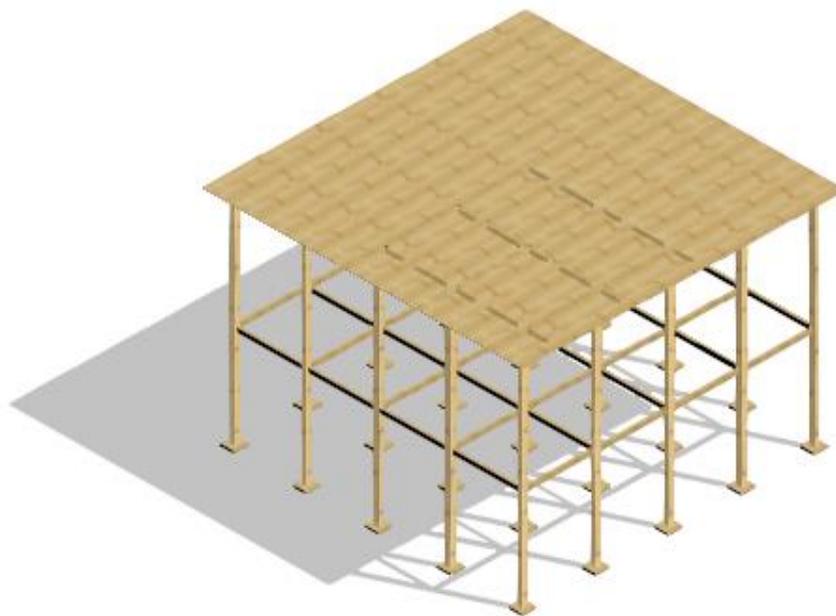
Como a laje de estudo possui como menor dimensão 5,00 m, e a flecha máxima permitida, para o estado limite de serviço, é de $L/350$, tem-se que a deformação permitida máxima é de 14,2 mm. Consequentemente, diante dos valores encontrados para períodos diferentes de retirada das escoras, a única situação em que tal limite é respeitado se dá quando o escoramento adotado é retirado após 21 dias.

Ademais, é recomendado que o processo de retirada ocorra do centro para as extremidades da laje, visando evitar sobrecarga em escoras e fazer com que a laje trabalhe da maneira a qual foi projetada.

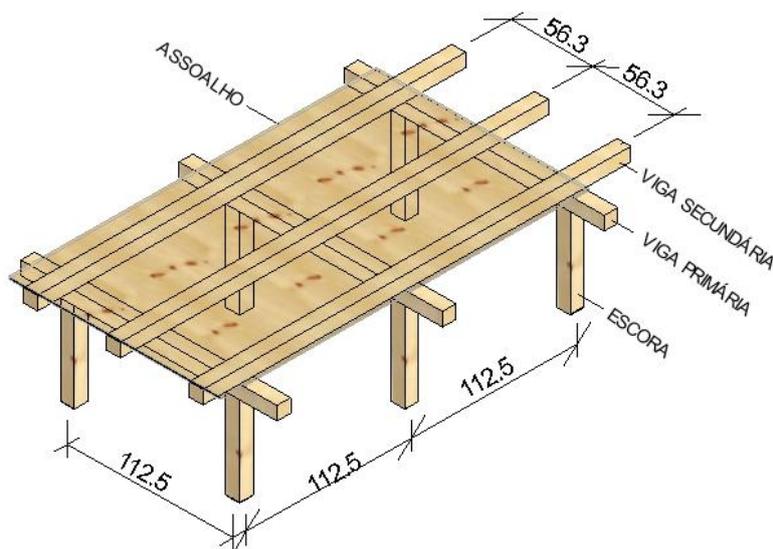
4. RESULTADOS

Como resultado do processo de dimensionamento, foi estabelecido um sistema de escoramento com vigas secundárias espaçadas entre si a uma distância de 56,3 cm, enquanto as vigas primárias e as escoras foram espaçadas em 112,5 cm. Este último valor é inferior ao limite de 200 cm estabelecido na literatura. Além disso, para garantir a estabilidade lateral das escoras, foi implementado um contraventamento em ambas as direções.

Adicionalmente, para garantir uma distribuição adequada das tensões transmitidas para o solo ou laje, foi adotada uma placa de distribuição de cargas com dimensões de 3,00 x 22,5 x 22,5 cm, resultando em uma tensão de 0,203 MPa. As Figuras 23 e 24 apresentam, respectivamente, o modelo 3D e uma perspectiva do sistema. É fundamental ressaltar que, em projetos executivos, devem ser preparadas pranchas contendo todas as informações especificadas pelas normas vigentes.

Figura 23: Perspectiva do projeto final

Fonte: Autor (2024).

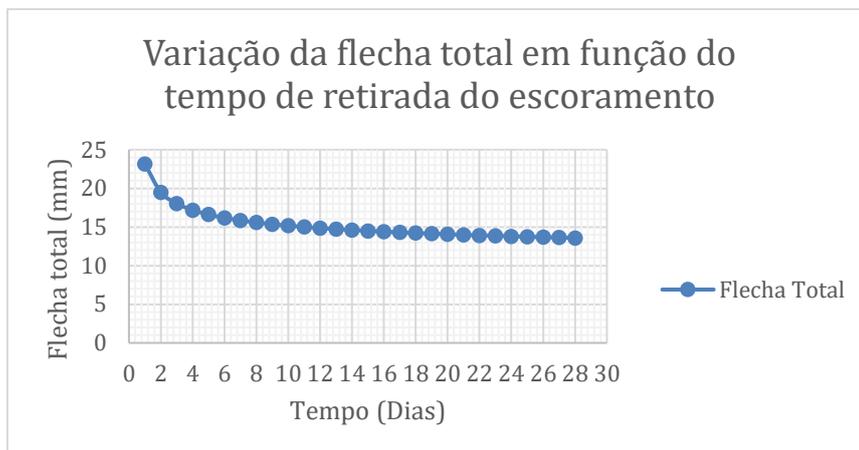
Figura 24: Detalhe do sistema de vigas e escoras adotado

Fonte: Autor (2024).

Quanto ao processo de desforma, observou-se que, dentre os três intervalos adotados (07, 14 e 21 dias) para a retirada do sistema de escoramento, apenas aos 21 dias foi respeitada a deformação limite do estado limite de serviço, permitindo a retirada da estrutura provisória. Esse período é superior ao mínimo de 14 dias recomendado pela NBR 15696:2009. Também se nota que quanto mais tardia a retirada do escoramento, menor é a flecha total do sistema. A

Figura 25 apresenta um gráfico que representa essa variação no valor da flecha em função do tempo.

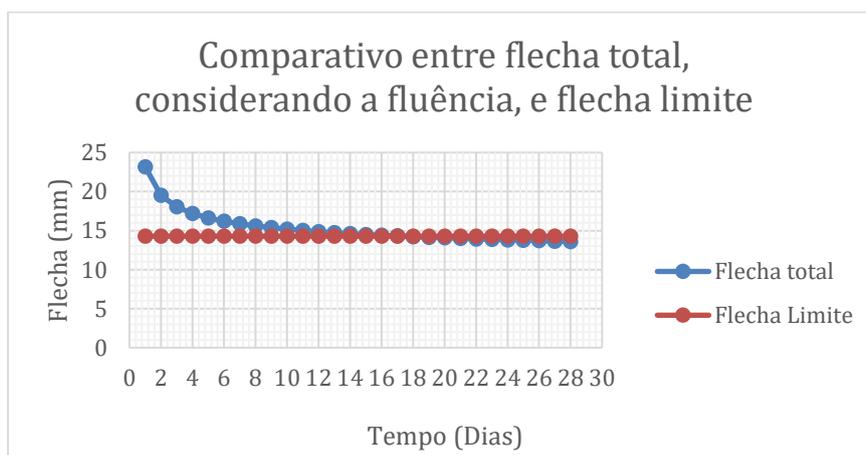
Figura 25: Flecha total em função do tempo de retirada do escoramento



Fonte: Autor (2024).

Ao analisar a Figura 25, é notável uma variação significativa da flecha total nos primeiros 7 dias. A flecha diminui de 23,17mm, quando o sistema de escoramento é removido após 1 dia de concretagem, para 15,86mm, quando removido após 7 dias de concretagem, resultando em uma redução de 31,55%. Esse comportamento pode ser atribuído à contribuição significativa do silicato tricálcico, juntamente do aluminato tricálcico, para o aumento da resistência do concreto durante este período de cura. Ao comparar as flechas totais, considerando a fluência, obtidas ao longo do tempo com a flecha limite para o estado de serviço estabelecida pela norma, é possível elaborar o gráfico representado na Figura 26.

Figura 26: Comparativo entre flecha total, considerando a fluência, e a flecha limite determinada por norma.



Fonte: Autor (2024).

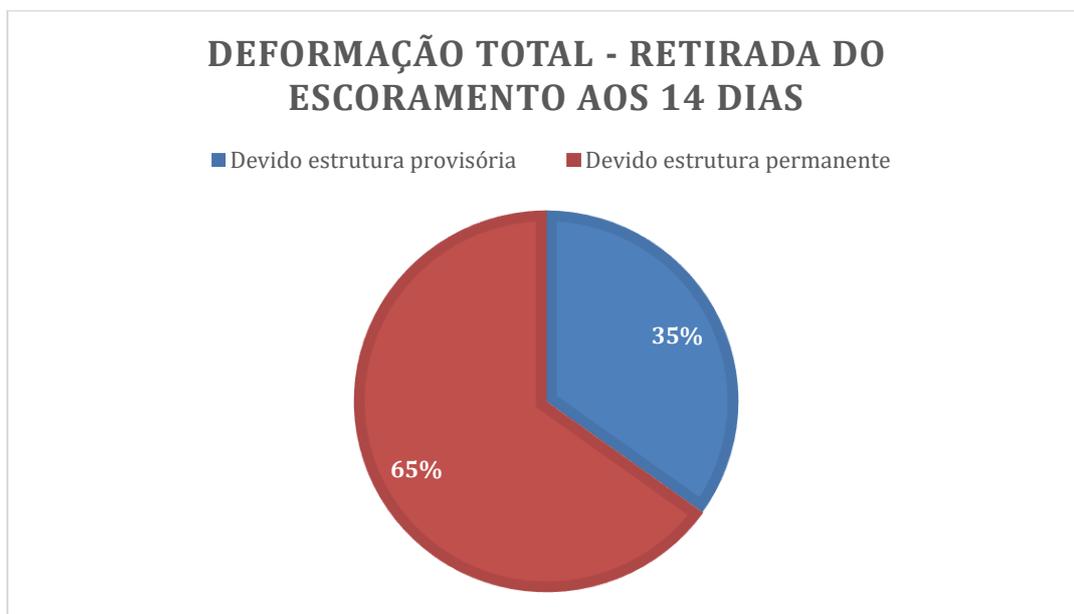
Devido ao aumento da resistência do concreto com o passar dos dias, o comportamento do gráfico apresentado na Figura 26 pode ser explicado. Inicialmente, observa-se que a flecha total excede o limite estabelecido pela norma, porém, à medida que o tempo avança, essa diferença diminui, chegando a um ponto em que os valores das flechas se igualam, teoricamente permitindo a remoção do sistema de escoramento, que no caso se dá aos 18 dias.

No entanto, é importante notar que, mesmo aos 18 dias, podem ocorrer deformações nas vigas de apoio da laje em análise, o que impactará diretamente no sistema. Para garantir que a flecha limite do estado de serviço não seja excedida, é prudente manter o escoramento até os 21 dias, conforme determinado anteriormente.

Observa-se também que a redução da flecha em idades mais avançadas é menos significativa, o que se explica devido à diminuição das reações químicas responsáveis pelo ganho de resistência, que praticamente se esgotam aos 28 dias.

Entretanto, ao analisar os causadores das deformações existentes na laje utilizando a retirada do escoramento aos 14 dias, por exemplo, prazo mínimo recomendado por norma para casos em que é empregado um concreto convencional, a parcela proveniente da estrutura temporária chama atenção. Na Figura 27, estão contidos os valores referentes a essa análise.

Figura 27: Deformação total – Retirada do escoramento aos 14 dias.



Fonte: Autor (2024)

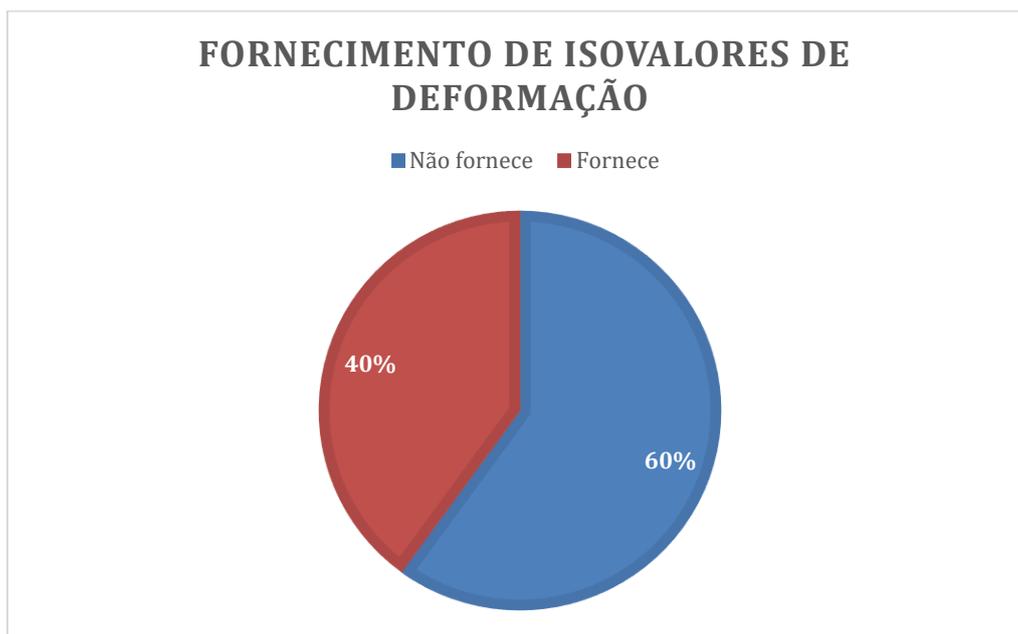
Percebe-se que apenas a deformação dos elementos provisórios, como as vigas primárias, secundárias e o assoalho, equivale a 35% da deformação total. Entretanto, esse valor poderia ser ainda maior, uma vez que a norma NBR 15696:2009 determina que, para lajes de 5 metros, como é o caso em questão, essa deformação pode chegar a até 11mm, o que faria com que a deformação total fosse de 20,55mm, com a deformação proveniente da estrutura provisória representando aproximadamente 54% desse valor.

Esses valores são alarmantes, pois tanto no processo de verificação de estruturas permanentes quanto no de estruturas provisórias, não se leva em consideração as deformações de ambas as estruturas em conjunto. Isso pode levar, em casos de estruturas permanentes complexas, onde naturalmente há deformações mais elevadas nas lajes, por exemplo, ao não atendimento do estado limite de serviço, independentemente do período de retirada do escoramento, o que pode ocasionar fissuras visíveis, inclinação perceptível do piso e desconforto para os ocupantes do edifício.

Essas informações evidenciam a necessidade de novas considerações no processo de verificação da estrutura provisória apresentado na NBR 15696:2009, adicionando como uma das etapas a soma da flecha existente no sistema de fôrma e escoramento à flecha ativa determinada na elaboração do projeto estrutural da edificação. Conseqüentemente, surge uma necessidade de uma maior interação entre os responsáveis por tais projetos. O simples fornecimento de uma prancha que contenha os isovalores das deformações estruturais pode facilitar consideravelmente o processo.

Em conversas com 5 engenheiros calculistas e responsáveis por escritórios de projetos estruturais na cidade de João Pessoa - PB, foi questionado se eles forneciam naturalmente aos seus clientes alguma prancha que contenham estes desenhos. Como resposta, verificou-se que a maioria não o faz, como mostra a Figura 28.

Figura 28: Escritórios que fornecem naturalmente os Isovalores de deformações.



Fonte: Autor (2024)

Notou-se também que, em termos de projetos e execução, há uma clara subdivisão em três grandes grupos distintos, que em muitos casos há pouquíssimas conexões entre si, porém são cruciais para o bom funcionamento do processo.

O primeiro grupo é constituído pelos escritórios responsáveis pelo desenvolvimento do dimensionamento dos elementos estruturais, considerando os esforços (estado limite último) e as flechas (estado limite de serviços), informando os resultados das soluções através de desenhos para a obra, incluindo, por exemplo, pontos de flecha e contraflecha.

O segundo grupo é constituído pelos escritórios responsáveis pelo dimensionamento dos elementos provisórios, como as fôrmas e o escoramento, considerando que essa estrutura provisória não provoque nos elementos de concreto alterações referentes ao processo de execução.

Por fim, o terceiro grupo refere-se à obra, onde interessa as soluções apresentadas nos desenhos dos projetos dos outros dois grupos citados, de forma que após a retirada do escoramento, as flechas nos elementos de concreto sejam menores que as flechas limites, mesmo que para isso se utilize das contraflechas, sempre respeitando, por exemplo, os esforços que os elementos como as fôrmas resistem.

No entanto, persiste uma significativa carência de profissionais especializados na elaboração de estruturas provisórias na região. Essa lacuna evidencia uma negligência em relação a esse aspecto crucial do processo de construção.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base nos temas abordados sobre escoras e fôrmas, é evidente que esses elementos desempenham um papel fundamental na construção civil, garantindo a estabilidade e segurança das estruturas durante todo o processo construtivo. Este trabalho explorou diversos aspectos relacionados às definições, materiais utilizados, normativas e cuidados necessários ao empregar escoras e fôrmas em projetos de engenharia.

Destacou-se também a importância desses elementos na garantia da qualidade das estruturas, desde a fase de montagem até a concretagem e desmontagem. Além disso, foram abordados os diferentes materiais disponíveis, suas características específicas e a importância da escolha adequada para cada projeto, considerando também a sustentabilidade e o impacto ambiental.

Ao abordar o dimensionamento das escoras e fôrmas com base nas normativas vigentes, foi enfatizada a necessidade de seguir procedimentos padronizados e criteriosos para garantir a segurança e eficiência das estruturas. A análise detalhada das cargas, aliada à escolha adequada dos materiais e ao cumprimento das diretrizes estabelecidas pelas normas técnicas, é essencial para o correto dimensionamento.

Além disso, notou-se a possibilidade de melhoria do processo de dimensionamento estabelecido na NBR 15696-2009, visto que a análise das deformações de tais elementos provisórios de forma isolada da estrutura permanente, como sugere a norma em questão, pode ocasionar sérios problemas à estrutura. Ademais, verificou-se a necessidade de uma maior interação entre o projetista dos elementos provisórios com os responsáveis pelas estruturas permanentes, resultando em projetos mais assertivos e propiciando uma redução de erros e, conseqüentemente, custos.

Portanto, este trabalho reafirma a importância crítica das escoras e fôrmas na construção civil e ressalta a necessidade contínua de pesquisa, inovação e adoção de boas práticas para garantir a qualidade e sustentabilidade das estruturas construídas.

6. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sugestão para futuros trabalhos, proponho a realização do processo de dimensionamento de fôrmas verticais, ou seja, fôrmas destinadas para vigas e pilares em concreto armado, visto que esse tema não foi abordado no trabalho atual.

Além disso, sugiro a realização de uma análise, utilizando software de elementos finitos, das deformações na estrutura permanente causadas pelo processo gradual de retirada do sistema de escoramento. Essa análise pode oferecer *insights* valiosos sobre o comportamento estrutural e ajudar a otimizar o projeto e a execução da obra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A CASA DO COMPENSADO. (2022). **Compensado plastificado**. Disponível em: <https://www.acasadocompensado.com.br/compensado-plastificado/>. Acesso em: 10 de março de 2024.

ARCHIPRODUCTS. (2024). **CEP - Condor European Props By Condor**. Disponível em: https://www.archiproducts.com/en/products/condor/prop-cep-condor-european-props_23206. Acesso em: 15 de março de 2024.

ASSAHI, P. N. **Sistema de fôrma para estrutura de concreto**/ Concreto-Ensino, pesquisa e realizações (G. C. Isaia; São Paulo: IBRACON, 2005): p.407-437.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 15696: **Fôrmas e escoramentos para estruturas de concreto** – Projeto, dimensionamento e procedimentos executivos. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6120: **Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 8681:2003: **Ações e segurança nas estruturas** – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 7190: **Projetos de estrutura de madeira**. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.

CARMO, Eduardo João Zanotto do. **Fôrmas e escoramentos**. 2007. 50 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil) – Universidade São Francisco, Itatiba, 2007.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: Segundo a NBR 6118:2014, São Carlos: Edufscar, 2014. 415 p.

CALIL JUNIOR, Carlito; LAHR, Francisco Antonio Rocco; DIAS, Antonio Alves. Dimensionamento de elementos estruturais de madeira. São Paulo: Manole, 2003, 164p.

DICKEL, Diogo Fernando. **Estudo espaçamento do escoramento remanescente em lajes de concreto armado que provocam ações de construção compatíveis com as de projeto**. 2014, 147 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil) – Centro Universitário UNIVATES, Lajeado, 2014.

DIOEGENES, Hidelbrando Jose Farkat. **Execução das estruturas**. 2019. 78 f. Notas de aula.

DREAMSTIME. (2024). **Construction of the bridge and scaffolding, Czech Republic.** Disponível em: <https://www.dreamstime.com/stock-photos-construction-bridge-scaffolding-image9772803>. Acesso em: 15 de março de 2024.

ENTENDANTES. (2020). **Saiba tudo sobre paredes de concreto.** Disponível em: <https://entendaantes.com.br/parede-de-concreto/>. Acesso em: 11 de março de 2024.

ESCOLA ENGENHARIA. (2019). **Laje Nervurada: O que é, vantagem e desvantagens.** Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/laje-nervurada/>. Acesso em: 11 de março de 2024.

KAEFER, Luís Fernando. **A evolução do concreto armado.** São Paulo, 1998. 43 p.

MARTHA, Luiz Fernando. **Análise de estruturas, conceitos e métodos básicos,** Rio de Janeiro: Elsevier, 2010. 560p.

MENDES, Lucas Matheus Silva, *et al.* Estudo comparativo entre sistema metálico e de madeira na construção civil, uma revisão de literatura. **REASE: Revista Ibero Americana de Humanidades, Ciências e Educação,** São Paulo, v.9, n.06, junho de 2023. Disponível em: doi.org/10.51891/rease.v9i6.10568. Acesso em: 11 de março de 2024.

MOLITERNO, Antonio. **Escoramentos, cimbramentos, fôrmas para concreto e travessias em estruturas de madeira.** São Paulo: Edgard Blucher, 1989. 379 p.

MORIKAWA, Mauro Satoshi. **Materiais alternativos utilizados em fôrmas para concreto armado.** 2003. 143f. Trabalho de Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2003.

NAZAR, Nilton. **Fôrmas e escoramentos para edifícios: critérios para dimensionamento e escolha do sistema.** São Paulo: Pini, 2007.

ORGUEL. (2023). **Fôrmas metálicas: tipos e usos em obras.** Disponível em: <https://orguel.com.br/formas-metalicas/>. Acesso em: 10 de março de 2024.

PINTEREST. (2019). **Escoramento.** Disponível em: <https://br.pinterest.com/pin/635922409869972804/>. Acesso em: 10 de março de 2024.

RSN. (2022). **Laje desaba e atinge cinco trabalhadores em obra na UEM em Maringá.** Disponível em: <https://redesuldenoticias.com.br/noticias/laje-desaba-e-atinge-cinco-trabalhadores-em-obra-na-uem-em-maringa/>. Acesso em: 10 de março de 2024.

SALOMÃO, Pedro Emílio Amador *et al.* Análise comparativa: cimbramento metálico x cimbramento de madeira. **Research, Society and Development, [S. l.],** v. 8, n. 7, p.21, 2019. Disponível em: <https://rsdjournal.org/index.php/rsd/article/view/1165>. Acesso em: 11 de março de 2024.

SALVADOR, Paulo Fernando. **Investigação teórica e experimental da transferência de cargas entre pavimentos de concreto escorados.** 2013. 208 f. Tese (Programa de Pós-

Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013.

SCHNEIDER, Nathália. **Estudo sobre os componentes e escoramento de lajes pré-moldadas com vigotas em concreto protendido**. 2017. 86 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil) - Universidade de Santa Cruz do Sul, Santa Cruz do Sul, 2013.

SEVERO, Cibelle Guimarães Silva. **Concreto**. 2022. 151 f. Notas de aula.

SOEIRO, Marcos Andrew Rabelo. **Avaliação da segurança de torres metálicas para escoramentos de estrutura de concreto**. 2012. 111 f. Trabalho de Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2012.

SOUZA, Vicente Custódio de; RIPPER, Thomaz. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1998. 257 p.

TUBO MINAS. (2019). **Formas de papelão para pilares em obras de construção civil**. Disponível em: <https://tubominas.com.br/formas-de-papelao-para-pilares-em-obras-de-construcao-civil/>. Acesso em: 23 de abril de 2024.

WEIMER, Bianca Funk. **Estudo sobre os critérios para o projeto estrutural do sistema de escoramento de lajes de concreto armado em edificações comerciais**. 2014. 81f. Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.