



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

MATHEUS DE ALMEIDA PORTELA

**CONCEPÇÃO E DIMENSIONAMENTO DE FORMAS DE MADEIRA PARA
PILARES E VIGAS DE CONCRETO ARMADO**

Recife
2018

MATHEUS DE ALMEIDA PORTELA

**CONCEPÇÃO E DIMENSIONAMENTO DE FORMAS DE MADEIRA PARA
PILARES E VIGAS DE CONCRETO ARMADO**

Monografia apresentada à Universidade Federal de Pernambuco como parte dos requisitos para obtenção de grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. José Jéferson do Rêgo Silva.

Recife
2018

Catálogo na fonte
Bibliotecária: Rosineide Mesquita Gonçalves Luz / CRB4-1361 (BCTG)

- P843c Portela, Matheus de Almeida.
 Concepção e dimensionamento de formas de madeira para pilares e vigas de concreto armado / Matheus de Almeida Portela - Recife, 2018.
 100f., il., figs., tabs.
- Orientador: Prof. Dr. José Jéferson do Rêgo Silva.
 TCC (Graduação) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG.
 Departamento de Engenharia Civil, 2018.
 Inclui Referências Apêndices e Anexos.
1. Engenharia Civil. 2. Formas de madeira. 3. Concreto. 4.
 Dimensionamento de formas. I. Silva, José Jéferson do Rêgo (Orientador).
 II. Título.

624 CDD (22.ed)

UFPE/BCTG-2018/ 320



**SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL
UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
COORDENAÇÃO DO CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ATA DA DEFESA DO TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO PARA
CONCESSÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL**

CANDIDATO(S): 1 – Matheus de Almeida Portela
2 –

BANCA EXAMINADORA:

Orientador: José Jéferson do Rêgo Silva

Examinador 1: Tibério Wanderley Correia de Oliveira Andrade

Examinador 2: Diego Victor Siqueira Reis e Silva

TÍTULO DO TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO: CONCEPÇÃO E
DIMENSIONAMENTO DE FORMAS DE MADEIRA PARA PILARES E VIGAS DE
CONCRETO ARMADO.

LOCAL: Centro de Tecnologia e Geociências – CTG, UFPE

DATA: 06 / 08 / 2018 **HORÁRIO DE INÍCIO:** 08:30h.

Em sessão pública, após exposição de cerca de 30 minutos, o(s) candidato(s) foi (foram) arguido(s) oralmente pelos membros da banca com NOTA: _____ (deixar 'Exame Final', quando for o caso).

1) (☐) **aprovado(s)** (nota $\geq 7,0$), pois foi demonstrado suficiência de conhecimento e capacidade de sistematização no tema da monografia e o texto do trabalho aceito.

As revisões observadas pela banca examinadora deverão ser corrigidas e verificadas pelo orientador no prazo máximo de 30 dias (o verso da folha da ata poderá ser utilizado para pontuar revisões).

O trabalho com nota no seguinte intervalo, $3,0 \leq \text{nota} < 7,0$, será reapresentado, gerando-se uma nota ata; sendo o trabalho aprovado na reapresentação, o aluno será considerado **aprovado com exame final**.

2) (☐) **reprovado(s)**. (nota $< 3,0$)

Na forma regulamentar foi lavrada a presente ata que é assinada pelos membros da banca e pelo(s) candidato(s).

Recife, 06 de Agosto de 2018

Orientador:

Avaliador 1:

Avaliador 2:

Candidato 1:

Candidato 2:

*Dedico este trabalho a Deus, aos meus pais, à
minha irmã e seu marido, que sempre se
dedicaram a me ensinar as boas virtudes e
tudo de melhor que a vida tem a oferecer.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, a Deus que me deu forças e tranquilidade para concluir o curso, mesmo diante de tantas dificuldades.

Agradeço aos meus pais, que através dos seus lindos ensinamentos, aprendi que ser estudioso e investir na educação é uma das maiores virtudes.

Agradeço à minha irmã, um dos meus alicerces, e ao seu marido, que juntos deram-me forças e incentivos para seguir o melhor caminho e, por serem engenheiros, fizeram-me crescer demasiadamente como profissional.

Agradeço à minha Tia Socorro que, nos meus momentos de dificuldades durante o ensino médio, demonstrou o quão enorme é o seu coração para com o próximo.

Agradeço aos meus colegas que, em momentos de dúvidas, foram essenciais para o meu aprendizado.

Agradeço, principalmente, aos momentos de dificuldades, pois precisamos passar por eles para sermos “maiores”, e através deles aprendi que Deus escreve certo por linhas tortas.

RESUMO

Analisando a atual conjuntura e a competitividade nas quais a construção civil se insere, empregar e promover o desenvolvimento de novas tecnologias são aspectos indispensáveis para qualquer empresa do ramo. Os incentivos comuns às empresas da construção civil é, sem dúvida, a otimização dos custos, dos prazos e uma busca por mão de obra qualificada. Levando em conta este cenário, explorar estudos sobre formas, que são estruturas temporárias e servem para dar forma ao concreto fresco, é de extrema importância, pois além de exercer influência direta na qualidade da estrutura da edificação, também tem direta participação no custo total da estrutura e, por consequência, na construção como um todo. Portanto, com o intuito de otimizar os custos e aperfeiçoar o procedimento de execução das construções, faz-se necessário a realização de um estudo sobre o dimensionamento de formas através do qual pode-se tirar proveito de melhores alternativas para tal. Sendo assim, o trabalho disserta sobre o dimensionamento e a concepção de formas de madeira para pilares e vigas construídos em concreto armado, cujo propósito é determinar e verificar os espaçamentos para montagem daquelas. Após as realizações do dimensionamento e de tais verificações, serão expostos os resultados.

Palavras-chave: Formas de madeira. Concreto. Dimensionamento de formas.

ABSTRACT

Analyzing the current conjuncture and participation in civil companies is inserted, employ and promote the development of new technologies are indispensable aspects for any company in the field. The incentives are the construction companies, undoubtedly an advantage of costs, deadlines and a quest for skilled labor. This study is the date in this site, at least this study is to be used in the structure of this study, is the most important value for the data of this study structure and, consequently, the construction as a whole. In this way, it is necessary to carry out the cost evaluation and improvement of the construction process, provided that a study on the dimensioning of the constructions is necessary. Thus, the paper discusses the design and design of wood forms to build and build constructed on reinforced concrete, what its function is and mark the spaces for the assembly of those. After the sizing achievements and such verifications, the results will be exposed.

Keywords: Forms of wood. Concrete. Sizing of shapes.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Solicitação vertical sobre formas de laje.....	20
Figura 2 – Solicitações vertical e horizontal em formas de vigas	21
Figura 3 – Solicitações horizontais em formas de pilares	21
Figura 4 – Anéis de crescimento da madeira.....	23
Figura 5 - Seção transversal de um tronco, mostrando as camadas	24
Figura 6 – Eixos principais de uma peça de madeira em relação à direção das fibras.....	25
Figura 7 – Relação geral entre a resistência e/ou rigidez da madeira e o seu teor em água.....	26
Figura 8 – Comparação de retratibilidades.....	27
Figura 9 – Alguns tipos de chapas de madeira compensada	29
Figura 10 – Configuração das lâminas	30
Figura 11 – Ilustração do reforço dos painéis de vigas	34
Figura 12 – Expressões de n_0 , β , β_{lim} e $R_{vd,1}$	37
Figura 13 – Pressões laterais exercidas por um fluido (concreto) nas paredes das formas	43
Figura 14 - Diagrama para determinação da pressão do concreto P_b , e a altura hidrostática h_s correspondente, em função da velocidade da concretagem v_b e da consistência ..	46
Figura 15 - Envoltória de pressão lateral no decorrer do tempo. A=nível de concreto, e B=profundidade do vibrador.	47
Figura 16 - Distribuição da pressão do concreto fluido em função da altura h da forma.....	48
Figura 17 – Pressão do concreto nas faces laterais da forma	50
Figura 18 - Comparação entre os diagramas de pressões dos métodos da NBR 15696 (ABNT, 2009) e do DIN 18218/80	52
Figura 19 – Diagrama de pressões nas formas para vigas.....	53
Figura 20 – Ilustração dos vigamentos secundários (sarrafos na vertical) e primários (sarrafos na horizontal), e demais elementos de interesse nas formas de pilares	55
Figura 21 – Ilustração dos sarrafos de estruturação dos painéis laterais da viga.	59
Figura 22 - Ilustração do fundo de uma viga e seus apoios.....	60
Figura 23 - Geometria do pilar P1	64
Figura 24 - Cálculo do empuxo exercido pelo concreto sobre os painéis do pilar P1	65
Figura 25 - Ilustração da configuração dos painéis de um pilar	66
Figura 26 – Espaçamento máximo dos sarrafos verticais dos painéis do pilar P1	67

Figura 27 - Exemplo de dois elementos de ancoragens dos sarrafos horizontais do pilar	68
Figura 28 - Espaçamento máximo entre os sarrafos horizontais do pilar P1	69
Figura 29 - Espaçamento máximo entre as ancoragens dos sarrafos horizontais do pilar P1 ..	69
Figura 30 - Geometria da viga V1	70
Figura 31- Cálculo do empuxo exercido pelo concreto sobre os painéis laterais da viga V1 ..	71
Figura 32 - Espaçamento máximo dos sarrafos verticais dos painéis laterais da viga V1	72
Figura 33 - Ilustração da configuração dos painéis de uma viga (não estão mostrados os sarrafos verticais e horizontais dos painéis laterais).....	75
Figura 34 - Espaçamento máximo dos sarrafos horizontais dos painéis laterais da viga V1 ..	75
Figura 35 - Espaçamento máximo entre as ancoragens dos sarrafos horizontais de V1	76
Figura 36 - Cálculo da carga atuante sobre o fundo da forma da viga V1	77
Figura 37 - Determinação e cálculo dos sarrafos do fundo da viga V1 e espaçamentos máximos dos seus apoios.....	77
Figura 38 - Quadro resumo dos sarrafos e dos painéis referentes aos maiores lados dos pilares correspondentes que compõem o projeto piloto	81
Figura 39 - Quadro resumo dos espaçamentos máximos entre as ancoragens dos sarrafos horizontais dos pilares que compõem o projeto piloto	81
Figura 40 - Quadro resumo dos painéis laterais e seus respectivos sarrafos das vigas que compõem o projeto piloto	82
Figura 41 - Quadro resumo dos espaçamentos máximos entre as ancoragens dos sarrafos horizontais das vigas que compõem o projeto piloto.....	82
Figura 42 - Quadro resumo dos painéis de fundo, dos seus respectivos sarrafos, e dos espaçamentos máximos entre seus apoios das vigas que compõem o projeto piloto	82
Figura 43 - Vista frontal da forma do pilar P1.	83
Figura 44 - Vista lateral da forma do pilar P1 (corte BB')	84
Figura 45 - Vista superior da forma do pilar P1	85
Figura 46 - Vista lateral da forma da viga V1	86
Figura 47 - Vista do fundo da forma da viga V1	86
Figura 48 - Vista superior da forma da viga V1	86
Figura 49 - Espaçamento máximo entre os apoios do fundo da forma da viga V1.....	87
Figura 50 - Vista frontal da forma da viga V1 (corte AA')	87

Figura 51 - Características físicas e geométricas dos sarrafos para madeira do tipo Sucupira	98
Figura 52 - Valores médios de resistência e rigidez de madeiras dicotiledôneas nativas e de reflorestamento	99
Figura 53 - Valores médios de resistência e rigidez de madeiras coníferas nativas e de reflorestamento	100

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Prazos mínimos de retirada das formas	18
Tabela 2 – Dimensões comerciais dos compensados	31
Tabela 3 – Algumas dimensões de pregos.....	35
Tabela 4 – Pregos comuns de cabeça chata segundo NBR 6627/1981	36
Tabela 5 – Fatores de majoração (para ações variáveis principais)	38
Tabela 6 – Fatores de minoração (combinação e de utilização) (para ações variáveis secundárias)	38
Tabela 7 – $k_{mod,1}$	39
Tabela 8 – $k_{mod,2}$	39
Tabela 9 – Classes de umidade.....	40
Tabela 10 – Características físicas e geométricas dos compensados	41
Tabela 11 – Fatores para majoração da pressão do concreto fluido e da altura hidrostática com uso de aditivos retardadores de pega	48
Tabela 12 – Consistência do concreto x abatimento do concreto segundo NBR 15696 (ABNT, 2009)	49
Tabela 13 – Fatores α	49
Tabela 14 – Consistência do concreto x abatimento do concreto segundo DIN 18218/80	52
Tabela 15 – Fator K_0	53
Tabela 16 – Especificações dos pilares que compõem o projeto piloto	62
Tabela 17 – Especificações das vigas que compõem o projeto piloto.....	63

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	JUSTIFICATIVA E MOTIVAÇÃO	15
1.2	OBJETIVOS	15
1.2.1	Objetivos gerais	15
1.2.2	Objetivos específicos.....	15
2	REFERENCIAL TEÓRICO	16
2.1	CONCEPÇÃO GLOBAL SOBRE FORMAS PARA ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO.....	16
2.1.1	Necessidade da utilização das formas	16
2.1.2	Atuação das formas sobre os custos e o prazo de execução de uma estrutura	17
2.1.3	Atribuições das formas.....	17
2.1.4	Processo de desforma	18
2.2	CARGAS SOBRE AS FORMAS	19
2.3	FORMAS DE MADEIRA.....	21
2.3.1	Estrutura física da madeira	22
2.3.2	Propriedades físicas e mecânicas das madeiras	24
2.3.2.1	Umidade	25
2.3.2.2	Densidade	27
2.3.2.3	Retratibilidade	27
2.3.2.4	Resistência à compressão	27
2.3.2.5	Resistência à tração	28
2.3.3	Chapas de madeira compensada	29
2.3.4	Consolidação e reforço dos painéis de madeira compensada	33
2.3.5	Ligações (pregos)	34
2.4	DIMENSIONAMENTO DE FORMAS	37
2.4.1	Conceitos e critérios.....	37
2.4.2	Aproximações das resistências características.....	42
2.4.3	Flechas	42
2.4.4	Pressão lateral exercida pelo concreto fresco sobre as formas.....	43
2.4.5	Dimensionamento de formas para pilares.....	54
2.4.6	Dimensionamento de formas para vigas.....	58

3	METODOLOGIA	61
4	PROCEDIMENTO DE CÁLCULO.....	62
4.1	PROCEDIMENTO DO DIMENSIONAMENTO DAS FORMAS DOS PILARES...	62
4.1.1	Especificações dos pilares	62
4.2	PROCEDIMENTO DO DIMENSIONAMENTO DAS FORMAS DAS VIGAS	62
4.2.1	Especificações das vigas	63
5	APLICAÇÃO DO PROCEDIMENTO DE CÁLCULO AO PROJETO PILOTO.....	64
5.1	DESENVOLVIMENTO DOS CÁLCULOS PARA FORMA DO PILAR P1	64
5.2	DESENVOLVIMENTO DOS CÁLCULOS PARA FORMA DA VIGA V1	70
5.2.1	Painel lateral da viga	70
5.2.2	Painel de fundo da viga	76
6	CONCLUSÕES	78
	REFERÊNCIAS	79
	APÊNDICE A – QUADROS RESUMOS DOS DIMENSIONAMENTOS DAS FORMAS DOS PILARES QUE COMPÕEM O PROJETO PILOTO	81
	APÊNDICE B – QUADROS RESUMOS DOS DIMENSIONAMENTOS DAS FORMAS DAS VIGAS QUE COMPÕEM O PROJETO PILOTO	82
	APÊNDICE C – FORMA DO PILAR P1	83
	APÊNDICE D – FORMA DA VIGA V1.....	86
	APÊNDICE E – MEMORIAL DE CÁLCULO DO PILAR P1.....	88
	APÊNDICE F – MEMORIAL DE CÁLCULO DA VIGA V2.....	92
	ANEXO A – CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E GEOMÉTRICAS DOS SARRAFOS.....	98
	ANEXO B – VALORES MÉDIOS USUAIS DE RESISTÊNCIA E RIGIDEZ DE ALGUMAS MADEIRAS NATIVAS E DE REFLORESTAMENTO	99

1 INTRODUÇÃO

Desde o princípio do concreto armado na construção se faz uso das formas, estas que correspondem à união de componentes que viabiliza a possibilidade de dar forma a uma estrutura em concreto. Por conseguinte, constituem uma estrutura temporária e necessita atender alguns requisitos para que sua montagem e desforma assegurem a geometria especificada em projeto.

De acordo com Salgado (2014, p. 73), as formas para concreto armado devem satisfazer alguns requisitos de ordem geral como, ser executadas rigorosamente de acordo com as dimensões indicadas no projeto e ter a resistência necessária para não se deformarem sensivelmente sob a ação dos esforços que vão suportar, isto é, sob a ação conjunta do peso próprio, do peso e pressão do concreto fresco, do peso das armaduras e das cargas acidentais. Além disso, devem possuir também rugosidade superficial que assegure o acabamento adequado à peça a ser concretada.

Nazar (2007, p. 30) infere que um estudo detalhado do dimensionamento das formas bem como a melhor escolha dos materiais que as compõem são plenamente justificados pela importância que elas têm na concepção, na execução e nos custos da estrutura de um edifício, o que acabará refletindo na mão de obra e nos demais itens, mesmo aqueles não diretamente ligados à estrutura de concreto armado. De acordo com Assahi (2005, p. 4) o custo das formas equivale a 5% a 8% do custo total de um empreendimento. Nazar (2007, p. 30) menciona ainda que há possibilidade para o surgimento de fissuras decorrentes de uma deformação lenta pelo mal dimensionamento das formas, manifestando-se ao longo do período de execução, ou mesmo após a entrega do empreendimento, podendo comprometer o desempenho e a durabilidade da estrutura.

Segundo Nazar (2007, p. 30) tradicionalmente, as formas de madeira, em geral compostas por chapas de compensado, seja resinado ou plastificado, pontaletes e tábuas, são as mais utilizadas na construção de edifícios, pois geralmente atendem simultaneamente, com menores custos, aspectos como, prazos de execução de obras, número de utilizações e nível de solicitação das peças. Vale ressaltar que havendo compatibilização para a utilização das formas de madeira, é alternativo um estudo sobre a viabilização da aplicação de formas metálicas, que inclusive podem ser alugadas.

“O fato de as formas serem estruturas provisórias não deve servir de justificativa para considerá-la como tal, pois durante a execução de uma estrutura as sobrecargas são, na maioria das vezes, acima daquelas previstas no projeto definitivo de concreto armado e requerem, portanto, rigoroso dimensionamento para a sua execução” (NAZAR, 2007, p. 31).

1.1 JUSTIFICATIVA E MOTIVAÇÃO

Na literatura nacional, aspectos relacionados ao dimensionamento e à execução de formas em estruturas de concreto armado, ainda não são amplamente mencionados. É comum disciplinas associadas a projetos estruturais em concreto, o projeto de formas ser abordado através de meros tópicos, sem maior detalhamento sobre o material a ser utilizado, bem como o processo de dimensionamento e execução das formas.

Sendo tais informações de grande importância para a construção civil, torna-se imprescindível o estudo do tema abordado para adaptá-lo ao mercado, pois dessa forma será possível obter uma melhor relação de custo/benefício, visto que dentre os custos totais de uma edificação, as formas podem atingir valores expressivos.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivos gerais

O presente trabalho tem como objetivo geral explicar os procedimentos de dimensionamento e a concepção do sistema de formas de madeira para pilares e vigas construídos em concreto armado, apresentando uma metodologia de cálculo aplicada a um projeto piloto.

1.2.2 Objetivos específicos

- Apresentar formas-padrão para vigas e pilares, e o dimensionamento adequado do sistema;
- Detalhar procedimentos de cálculos do dimensionamento de formas;
- Desenvolvimento de rotinas eletrônicas que auxiliem no dimensionamento do sistema de formas de madeira.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 CONCEPÇÃO GLOBAL SOBRE FORMAS PARA ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Há, aproximadamente, sessenta anos surgia a tecnologia do sistema de formas ainda hoje empregada, de modo predominante, pelas construtoras. Tal sistema fundamentou-se nos conhecimentos da engenharia civil aliados às observações e às experiências do dia a dia dos canteiros de obra. E, desde o período mencionado até os dias atuais, o grande objetivo é a otimização dos custos através do aperfeiçoamento de produtividade e da minimização do consumo de materiais aliados à ampliação do número de reaproveitamento das formas.

De acordo com Salvador (2007, p. 34), o uso de formas é um serviço que era, e ainda é um serviço que geralmente é executado por profissionais que se utilizam mais de conhecimentos empíricos do que propriamente de conhecimentos técnicos. Sendo assim, à medida que os anos foram transcorridos percebeu-se a necessidade da aplicação de maiores conhecimentos técnicos sobre o dimensionamento do conjunto de formas. Por isso, segundo Salvador (2007, p. 34), no final da década de 80, algumas empresas no Brasil demonstraram preocupação com a utilização das formas, publicando normas internas para aperfeiçoar seus processos, objetivando criar uma estrutura básica para projetar, produzir e montar formas. No cenário atual utiliza-se a ABNT NBR 15696 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2009) que fixa os procedimentos e condições que devem ser obedecidos na execução das estruturas provisórias que servem de formas e escoramentos, para execução de estruturas de concreto moldadas in loco. Nos tempos modernos há uma tendência, por parte das construtoras, de terceirização das atividades de fabricação e montagem das formas para otimização dos prazos e dos custos de execução de uma obra.

Pode-se entender por forma como sendo um elemento auxiliar às peças de concreto armado, moldando-as, e fornecendo a geometria necessária e especificada em projeto, suportando as cargas próprias das mesmas, quando no estado fresco, até que elas possam auto suportar-se.

2.1.1 Necessidade da utilização das formas

Sabe-se que as formas têm função básica de moldar as estruturas em concreto armado nas quais serão aplicadas. Outra função de extrema importância a se destacar é a responsabilidade das formas no suporte das cargas das peças até que o concreto atinja a resistência especificada em projeto. Portanto, elas consistem em uma estrutura temporária que

deve atender alguns requisitos para propiciar ao concreto o acabamento desejado, e suportar as cargas atuantes com segurança.

A forma é um dos subsistemas dos muitos que compõem o sistema construtivo em uma edificação em concreto, todos trabalhando em prol das necessidades do empreendimento. Todos estes múltiplos subsistemas interdependem-se e contribuem para o resultado do todo. A forma, no entanto, tem uma particularidade única dentro deste contexto: é o que inicia todo o processo, e por isso, passa a ser referência para os demais, estabelecendo e padronizando o grau de excelência exigida para toda a obra. O desempenho do sistema de forma exerce forte influência na qualidade, prazo e custo do empreendimento, conforme explica o Engº Paulo Assahi (AZEVEDO, 2008, p. 7).

2.1.2 Atuação das formas sobre os custos e o prazo de execução de uma estrutura

De acordo com Assahi (2005, p. 4), em relação às estruturas cujas peças são moldadas in-loco, a execução sempre faz parte do caminho crítico na composição do cronograma físico. Sem levar em conta alguns casos atípicos, a execução da estrutura representa cerca de 50% do prazo total de execução da edificação, sendo 60% deste tempo atribuído às formas, que consome portanto, 30% do prazo total do empreendimento, ou seja, 30% do caminho crítico do cronograma físico. Desse modo, ainda segundo o autor, pode-se considerar que o sistema de formas representa uma das atividades de maior influência no prazo de execução de qualquer empreendimento civil com estrutura em concreto armado ou protendido.

Ainda segundo o mesmo, a estrutura de um empreendimento predial de porte médio (p. ex: 2 subsolos, térreo e 15 pavimentos tipos) custa, aproximadamente, 20% do custo total. Já a forma custa entre 25% e 40% da estrutura, portanto equivale a 5% a 8% do custo total do empreendimento. Os fatores intervenientes que explicam esses números são: o sistema de formas adotado, o número de reaproveitamento dos materiais, a produtividade da equipe de mão-de-obra e o prazo de execução, sendo o custo da mão-de-obra responsável por 50% a 70% da montagem das formas, que influencia diretamente a produtividade e o custo dos equipamentos locados.

2.1.3 Atribuições das formas

Além das características básicas de moldar o concreto e sustentá-lo no estado fresco até que ele atinja a resistência necessária, os autores Araújo e Freire (2004, p. 7) destacam outras atribuições importantes:

- a) Proporcionar à superfície do concreto a textura requerida;
- b) Servir de suporte para o posicionamento da armação, permitindo a colocação dos espaçadores para garantir os cobrimentos;
- c) Servir de suporte para o posicionamento dos elementos das instalações e outros itens embutidos;
- d) Servir de estrutura provisória para as atividades de armação e concretagem, devendo resistir às cargas provenientes do seu peso próprio, além das de serviço, tais como pessoas, equipamentos e materiais;
- e) Proteger o concreto novo contra choques mecânicos; e
- f) Limitar a perda de água do concreto, facilitando a sua cura.

Tendo em vista tantas responsabilidades atribuídas às formas, verifica-se a grande relevância sobre a necessidade de garantir o seu desempenho através da sua concepção, do seu dimensionamento e da sua execução.

2.1.4 Processo de desforma

Após o concreto atingir o endurecimento capaz de suportar os esforços que sobre ele atuarem, a desforma do sistema poderá ser executada. Maranhão (2000, p. 163 e 164) e Azeredo apud Azevedo (2008, p.11) descrevem os prazos necessários para que ocorra a remoção do sistema de formas, conforme a Tabela 1. De acordo com o tipo de cimento utilizado para a fabricação da peça de concreto, os prazos podem variar. A utilização do Cimento Portland CP-V, por possuir alta resistência inicial, fornece um prazo menor para a desforma do sistema, em comparação com o Cimento Portland CP-IV.

Tabela 1 - Prazos mínimos de retirada das formas

Tipos de formas	Cimento Portland CP-IV	Cimento Portland CP-V (alta resistência inicial)
Paredes, pilares e faces laterais de vigas	03 dias	02 dias
Lajes de até 10cm de espessura	07 dias	03 dias
Faces inferiores de vigas com pontaletes bem encunhados (com reescoramento)	14 dias	07 dias
Lajes com mais de 10cm de espessura e faces inferiores de vigas sem pontaletes (sem reescoramento) com menos de 10m de vão	21 dias	07 dias
Arcos e faces inferiores de vigas com mais de 10m de vão	28 dias	10 dias

Fonte: Maranhão (2000, p. 163 e 164) e Azeredo apud Azevedo (2008, p.11).

“A retirada das formas e do escoramento só pode ser feita quando o concreto estiver suficientemente endurecido para resistir às ações que sobre ele atuarem e não conduzir a deformações inaceitáveis, tendo em vista o baixo valor do módulo de elasticidade do concreto e a maior probabilidade de grande deformação diferida no tempo quando o concreto é solicitado com pouca idade. Para o atendimento dessas condições, o responsável pelo projeto da estrutura deve informar ao responsável pela execução da obra os valores mínimos de resistência à compressão e módulo de elasticidade que devem ser obedecidos concomitantemente para a retirada das formas e do escoramento, bem como a necessidade de um plano particular (sequência de operações) de retirada do escoramento” (NBR 14931, ABNT, 2004, p. 24).

2.2 CARGAS SOBRE AS FORMAS

Conhecer as cargas que atuam sobre as formas, tanto na intensidade quanto na forma de aplicação, se faz necessário para melhor compreender e realizar os cálculos dos elementos que compõem o sistema de formas, esquivando-se de possíveis adversidades ou erros nos dimensionamentos, que podem promover prejuízos sobre os custos e deformações excessivas nas peças de uma estrutura.

No caso de uma estrutura provisória, como o sistema de formas, as cargas a serem consideradas no seu dimensionamento são aquelas devidas ao peso do concreto armado, ao peso do próprio sistema de formas e às cargas acidentais durante a construção, afirma Cristiani apud Araújo e Freire (2004, p. 8). Ainda segundo este, estas últimas são resultantes das vibrações e peso dos equipamentos, dos materiais e do tráfego de pessoas sobre o assoalho, durante as operações de armação, lançamento e adensamento do concreto. Segundo Hurd apud Araújo e Freire (2004, p. 8), alguns fatores influenciam na pressão do concreto, como:

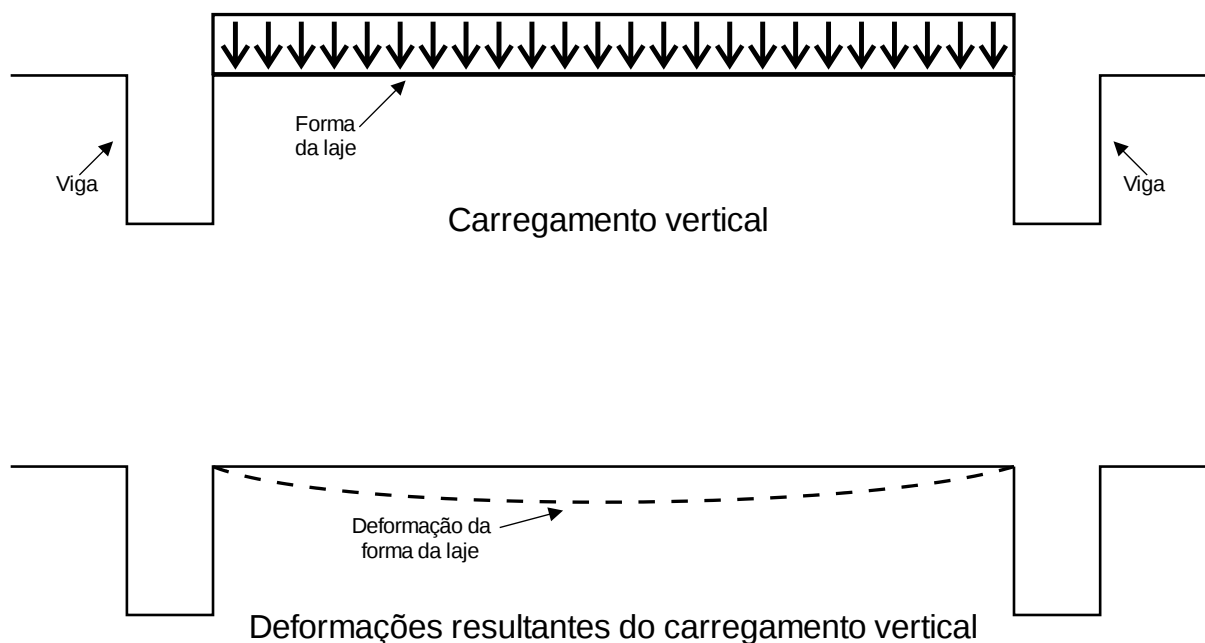
- a) Peso próprio do concreto;
- b) Velocidade de lançamento do concreto;
- c) Altura do elemento estrutural;
- d) Altura de lançamento do concreto;
- e) Vibração proveniente do adensamento;
- f) Temperatura do concreto.

Araújo e Freire (2004, p. 8) dissertam que, ainda que todos os fatores citados acima sejam

importantes, de um modo geral o peso próprio do concreto é mais significativo e recebe maior atenção dos projetistas de formas. Ainda elucidam que, para a avaliação dos esforços que agem sobre as formas, consideram-se as cargas verticais, horizontais e oblíquas provenientes de inclinações no molde. Dentre estas, considerando que laje em relação à peça é plana e perpendicular, as cargas verticais são as mais importantes. Porém, solicitações oriundas da ação do vento ou de choques laterais podem gerar cargas horizontais.

Uma solicitação vertical esquemática atuando na forma de uma laje, bem como a sua deformação, são vistos na Figura 1.

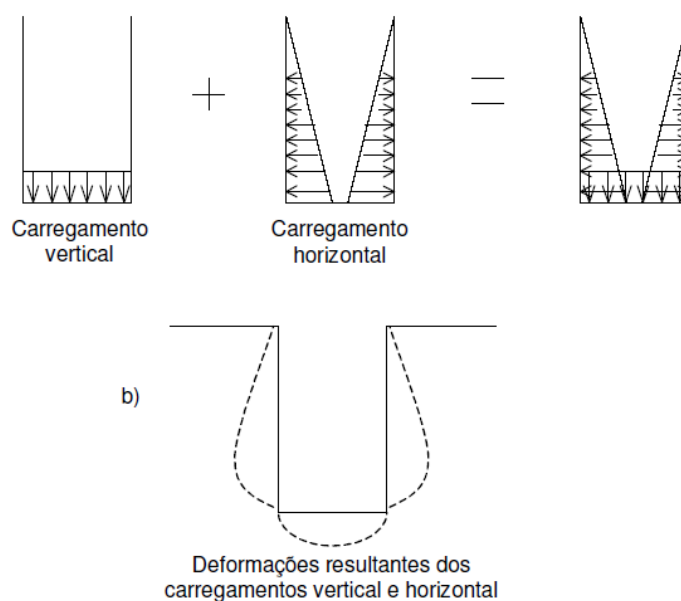
Figura 1 – Solicitação vertical sobre formas de laje



Fonte: Elaborado pelo autor com embasamento em Araújo e Freire (2004, p. 9).

Na concepção de um sistema estrutural padrão, formas de vigas recebem solicitações verticais e horizontais, conforme indicadas na Figura 2.

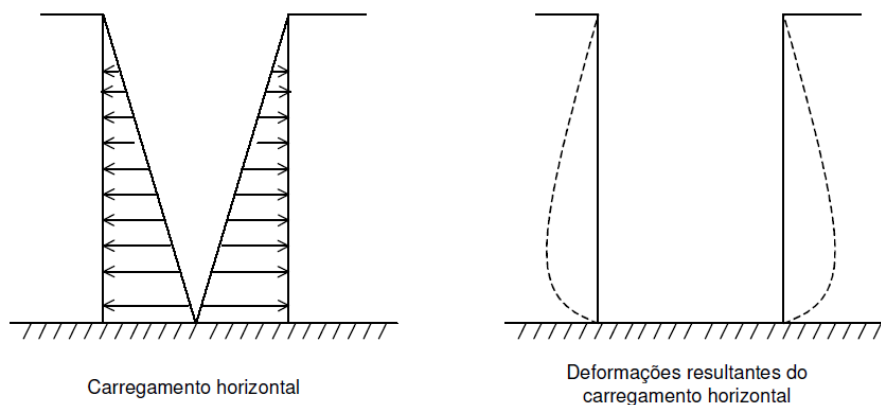
Figura 2 – Solicitações vertical e horizontal em formas de vigas



Fonte: Araújo e Freire (2004, p. 9).

Ainda segundo Araújo e Freire (2004, p. 9), as formas dos pilares, por sua vez, são fundamentalmente solicitadas pelos carregamentos horizontais provenientes da pressão lateral do concreto, representados esquematicamente pela Figura 3.

Figura 3 – Solicitações horizontais em formas de pilares



Fonte: Araújo e Freire (2004, p. 10).

2.3 FORMAS DE MADEIRA

Em consequência da necessidade de reduzir custos e prazos, a construção saiu do estágio quase artesanal e caminhou para a industrialização e especialização, disserta Moliterno apud Salvador (2013, p. 24). Ainda segundo este, a madeira ainda é o material mais

utilizado no Brasil para a produção de formas para estruturas de concreto armado.

Duas características importantes sobre as madeiras são apresentadas por Rezende (2010, p. 24): possui facilidade em se ajustar às mais variadas formas, e tem significativa resistência. Outras características tão importantes quanto estas duas são, a baixa densidade das madeiras configurando um material mais trabalhável em relação a outros materiais, e a facilidade com que os cortes e furos são realizados. Todas essas características fazem com que a madeira seja altamente indicada para utilização em formas.

2.3.1 Estrutura física da madeira

Segundo Pfeil e Pfeil (2003, p. 1), as madeiras utilizadas em construção são obtidas de troncos de árvores e dividem-se em duas categorias principais de madeiras:

- a) Madeiras duras: provenientes de árvores frondosas (dicotiledôneas, da classe Angiosperma, com folhas achatadas e largas), de crescimento lento, como peroba, ipê, aroeira, carvalho etc.; as madeiras duras de melhor qualidade são também chamadas madeiras de lei;
- b) Madeiras macias: provenientes em geral das árvores coníferas (da classe Gimnosperma, com folhas em forma de agulhas ou escamas, e sementes agrupadas em forma de cones), de crescimento rápido, como pinheiro-do-paraná e pinheiro-bravo, ou pinheirinho, pinheiros europeus, norte-americanos etc.

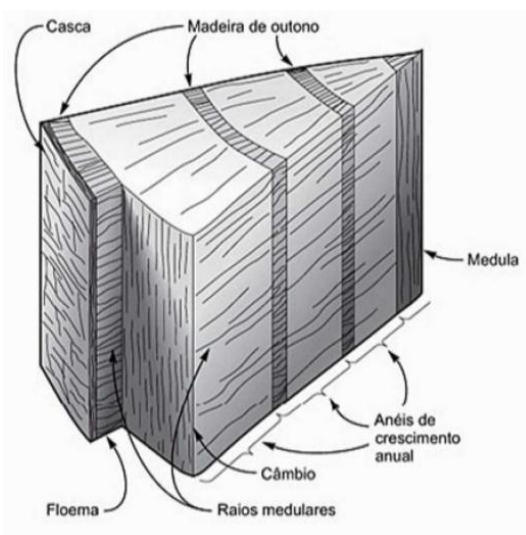
Os autores ressaltam ainda que, enquanto as árvores coníferas mantêm suas folhas verdes todo o ano, as frondosas perdem geralmente suas folhas no outono. E elucidam que essas categorias distinguem-se pela estrutura celular dos troncos e não propriamente pela resistência.

A estrutura da árvore é basicamente constituída de uma medula central envolvida por anéis de crescimento e recoberta por um tecido especial chamado casca. Entre a casca e o conjunto de anéis de crescimento, chamado lenho, existe uma camada delgada fluida denominada câmbio, que é considerada a parte viva da árvore, conforme mostrado na Figura 4 (NAZAR, 2007, p. 46).

De acordo com Pfeil e Pfeil (2003, p. 1 e 2), as madeiras de construção são do tipo exogênico, isto é, crescem pela adição de camadas externas, sob a casca. De dentro para fora, a seção transversal de um tronco de árvore revela as seguintes camadas, conforme Figura 5:

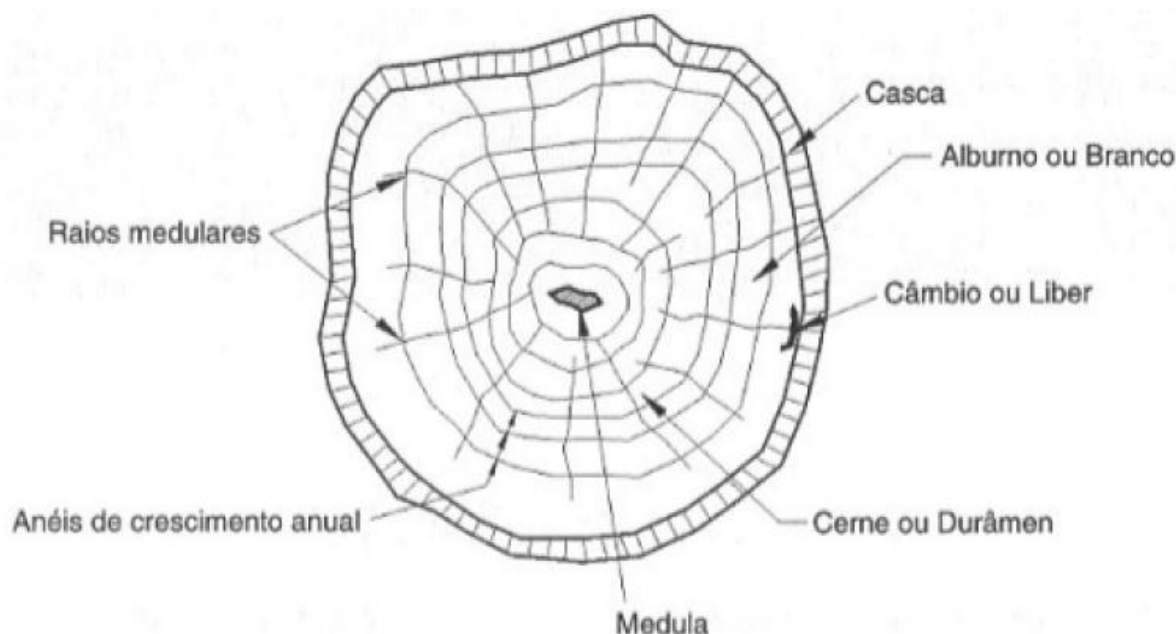
- a) Casca: proteção externa da árvore, formada por uma camada externa morta, de espessura variável com a idade e as espécies, e uma fina camada interna, de tecido vivo e macio, que conduz o alimento preparado na folha para as partes em crescimento;
- b) Alburno ou branco: camada formada por células vivas que conduzem a seiva das raízes para as folhas; tem espessura variável conforme a espécie, geralmente de 3 a 5 cm;
- c) Cerne ou durâmen: com o crescimento, as células vivas do alburno tornam-se inativas e constituem o cerne, de coloração mais escura, passando a ter apenas função de sustentar o tronco;
- d) Medula: tecido macio, em torno do qual se verifica o primeiro crescimento da madeira, nos ramos novos.

Figura 4 – Anéis de crescimento da madeira



Fonte: Franco apud Nazar (2007, p. 46).

Figura 5 - Seção transversal de um tronco, mostrando as camadas



Fonte: Pfeil e Pfeil (2003, p. 2).

Uma das razões que explica a utilização da madeira em grande escala na execução de formas é a ótima relação entre a resistência e o peso que o material tem, segundo Costa Junior e Filho (2008, p. 2). Este cita ainda outras razões: esse material possui resistência mecânica maior e peso próprio reduzido em relação ao concreto; possui também características estéticas e técnicas dificilmente encontradas em outros materiais.

2.3.2 Propriedades físicas e mecânicas das madeiras

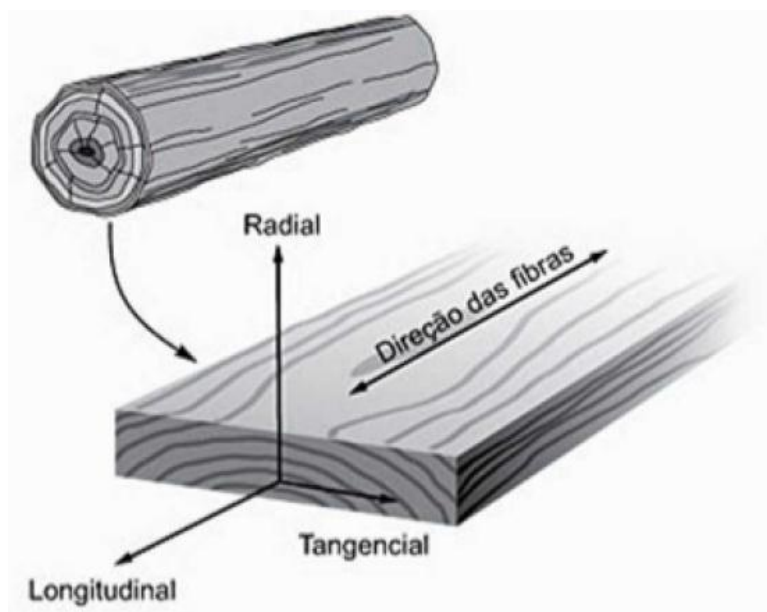
Para Nazar (2007, p. 51), as principais características físicas da madeira, importantes para o dimensionamento e para um bom controle de qualidade das formas e para utilização em construção em geral, são:

- a) Densidade;
- b) Umidade;
- c) Retratabilidade;
- d) Resistência ao fogo;
- e) Durabilidade natural;
- f) Resistência química.

A madeira trata-se de um material ortotrópico, ou seja, que tem comportamento diferente em relação à direção das fibras e apresenta os três eixos perpendiculares entre si,

considerando a posição das camadas de crescimento dentro da peça: o longitudinal, o radial e o tangencial, como mostra a Figura 6, (NAZAR, 2007, p. 52).

Figura 6 – Eixos principais de uma peça de madeira em relação à direção das fibras

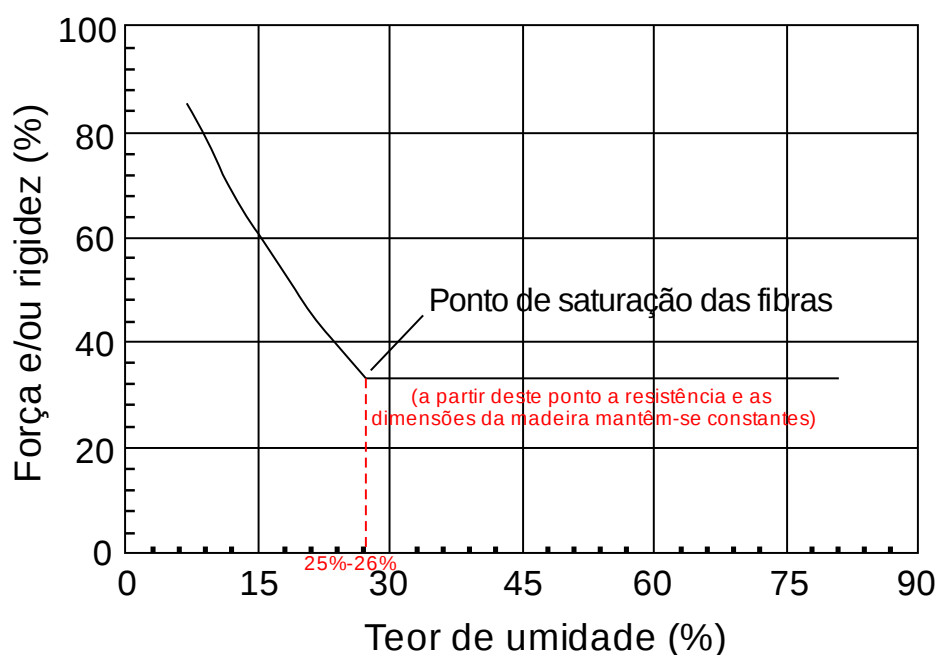


Fonte: Calil Júnior apud Nazar (2007, p. 52).

2.3.2.1 Umidade

Um dos fatores mais relevantes que intervém no comportamento da madeira é a variação da sua umidade interna, que promove alterações nas suas propriedades físicas e mecânicas, Figura 7, tanto maiores quanto menor for o seu conteúdo de água (ainda que diminua a sua tenacidade e resistência ao choque), esclarece Correia (2009, p. 15). Essa variação de umidade é atribuída ao fato de a madeira ser um material higroscópico, isto é, ela absorve umidade até alcançar o equilíbrio com o ambiente em que se encontra.

Figura 7 – Relação geral entre a resistência e/ou rigidez da madeira e o seu teor em água



Fonte: Elaborado pelo autor com embasamento em Correia (2009, p. 16).

De acordo com Martins (2010, p. 22), para uma melhor compreensão da influência da umidade sobre as peças de madeira, faz-se necessário entender as parcelas de água que compõe a água total dentro desse material, são elas: água de constituição, água de impregnação e água livre. A primeira não é levada em conta, visto que esta não é eliminada na fase de secagem, não sendo possível a sua remoção. Portanto, diz-se que a madeira está completamente seca se esta for a única água contida no elemento. O autor define as outras duas parcelas da seguinte forma:

- a) Água de impregnação: é a que aparece entre as fibras e as células lenhosas e faz com que a madeira inche, alterando o seu comportamento mecânico. Quando esta água impregna toda a madeira diz-se que a madeira atingiu o teor de umidade de saturação do ar;
- b) Água livre: é a água que apenas preenche os vasos capilares e é fruto de qualquer incremento de água depois de ser atingido o teor de umidade de saturação do ar.

Para as madeiras brasileiras, o ponto de saturação das fibras situa-se em torno de 25%, sendo que até esse percentual pouco dano ocorre no material, disserta Nazar (2007, p. 54). Para valores de umidades situados antes do ponto de saturação, a perda de umidade é acompanhada de retração, com as respectivas reduções de dimensões e aumento de resistência. Segundo o autor, esse ponto saturação é definido como o teor de umidade

correspondente ao mínimo de água livre e ao máximo de água de impregnação. Para fins de cálculo estrutural, a NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 14) especifica a umidade de 12% como referência para ensaios e valores de resistência.

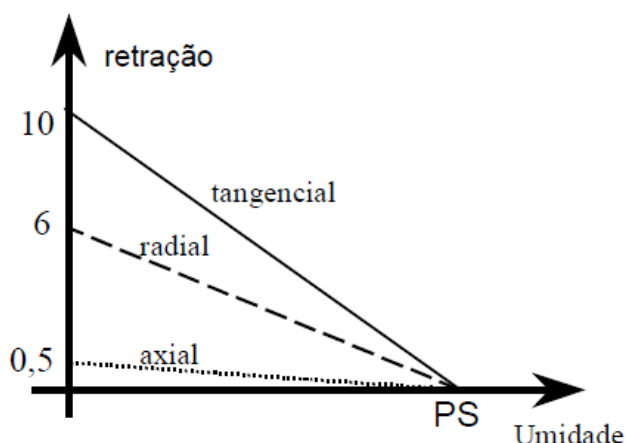
2.3.2.2 Densidade

A densidade é uma das mais relevantes características físicas da madeira, pois condiciona a maioria das propriedades mecânicas. Além disso, o seu valor é estritamente influenciado pelo seu teor de água, sendo que, a densidade, também conhecida como massa volumétrica é uma medida do peso da madeira por unidade de volume, disserta Correia (2009, p. 17). De acordo com Calil et al. (2003, p. 28), existe uma relação muito próxima entre a densidade e a resistência mecânica, de modo que as madeiras mais pesadas são, em geral, mais resistentes. Seguindo o raciocínio dos autores, este parâmetro varia em função do teor de água da madeira, o qual interfere não só no peso, mas também no seu volume.

2.3.2.3 Retratibilidade

De acordo com Gesualdo (2003, p. 7), retratibilidade é definida como a redução das dimensões pela perda da água de impregnação da madeira. Explica ainda que a madeira tem maior retratibilidade na direção tangencial, seguida pela radial e axial, como ilustra a Figura 8. Essa variação se deve à anisotropia da madeira, ou seja, as propriedades físicas e mecânicas desta dependem da direção em que são medidas.

Figura 8 – Comparação de retratibilidades



Fonte: Gesualdo (2003, p. 7).

2.3.2.4 Resistência à compressão

De acordo com Martins (2010, p. 29), a resistência da madeira depende da direção da

carga que é aplicada sobre ela, isso ocorre porque esse material é fibroso. Portanto, torna-se relevante distinguir entre compressão axial ou transversal, seja a carga aplicada paralela ou transversalmente ao fio. O autor menciona ainda que um dos aspectos em que a madeira se destaca em relação a outros materiais, está relacionado ao fato de esta apresentar uma resistência à compressão de cerca de metade da sua resistência à tração. Quanto aos tipos de compressão já mencionados, de modo generalizado pode-se afirmar que a resistência à compressão axial é cerca de 15 vezes superior à resistência à compressão transversal.

De acordo com Correia (2009, p. 22), quando a madeira é solicitada à compressão na direção das fibras, valores entre 16 e 34MPa são registrados. E essa solicitação equivale, aproximadamente, a 40% da resistência à tração paralela às fibras. Quando cargas de compressão são aplicadas no sentido axial, as fibras longitudinais da madeira são separadas, provocando a diminuição da coesão do elemento estrutural, e consequentemente, a sua resistência global. O autor elucida ainda que, a resistência dos elementos estruturais de madeira à compressão axial está intrinsecamente ligada a três fatores: o teor de água, cujo maior valor de resistência é registrado no estado anidro, e o mínimo quando este teor da madeira supera ponto de saturação de 30% de umidade; a massa volumétrica, em que quanto maior for esta grandeza, maior será o valor da resistência à compressão axial; e os defeitos da peça, exercendo pouquíssima influência sobre a resistência em questão.

Segundo Tsoumis apud Martins (2010, p. 30), a compressão perpendicular às fibras pode provocar na madeira uma alteração da forma da sua seção transversal e a redução das cavidades celulares. O colapso pode ocorrer por dobragem e deformação plástica das paredes celulares. Correia (2009, p. 23) cita que essa compressão depende da distribuição da carga no elemento, e pode ser traduzida pela sua resistência ao esmagamento, sendo função da massa volumétrica do material. Este autor esclarece que a solicitação em questão é bastante inferior a igual solicitação, no sentido paralelo às fibras, em até 20% a 25%.

2.3.2.5 Resistência à tração

Segundo Correia (2009, p. 23), ao realizar uma comparação entre a resistência à tração na direção paralela às fibras e a resistência à tração na direção perpendicular às fibras, esta é cerca de 25 a 50 vezes menor que a outra, sendo registrados valores característicos entre 0,3 a 0,9 MPa. O autor menciona que esse baixo valor se deve ao escasso número de fibras que a madeira possui na direção perpendicular ao eixo das árvores, e consequentemente, pela falta

de travamento transversal das fibras longitudinais e a fraqueza das ligações intercelulares transversais.

2.3.3 Chapas de madeira compensada

As chapas compensadas são aplicadas em alternativa à utilização das tábuas nos painéis de formas. Pois, geralmente, as tábuas encontradas no mercado possuem largura máxima de 30cm, impondo restrições à montagem destes. Apesar de a industrialização da madeira compensada está propagada nos dias hodiernos, aplicando um processo de fabricação que utiliza a maioria das espécies de madeira, ela teve início nos Estados Unidos e na Alemanha, utilizando apenas algumas espécies de madeiras de baixa densidade e poucas formas de arranjos de lâminas, como propõe Calil Júnior et al apud Morikawa (2003, p. 17).

Figura 9 – Alguns tipos de chapas de madeira compensada



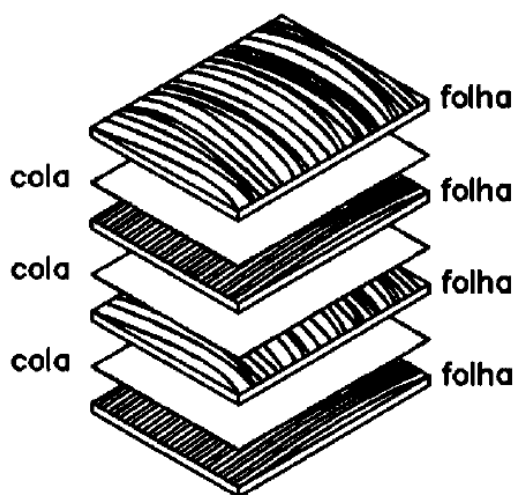
Fonte: Prátika apud Morikawa (2003, p. 17).

De acordo com Nazar (2007, p. 55), as chapas de madeira compensadas são denotadas desta forma por apresentarem, em função da distribuição das lâminas que as compõem, uma compensação na distribuição de tensões, quando solicitadas. O autor retrata ainda que, geralmente, as lâminas são assentadas umas sobre as outras em direções perpendiculares entre si e possuem quase sempre número ímpar de lâminas, que são coladas entre si com adesivos próprios. Esse posicionamento cruzado das lâminas, segundo o autor, fornece ao painel de compensado uma excelente resistência mecânica, tornando-o à prova de movimentações de contração e expansão.

Segundo Morikawa (2003, p. 18), a madeira compensada é colada e composta por lâminas, de espessura final variando entre 1,5cm e 5cm. Os eixos longitudinais das lâminas coincidem com a direção de suas fibras e são paralelos ao eixo longitudinal da peça. Seguindo o raciocínio do autor, o adesivo, que tem a função de ligar as lâminas, possui origem sintética

(fenolformaldeído, resorcinol-formaldeído), e seu volume utilizado no compensado é quase sempre inferior a 1% do volume total do composto. E, por conta das características de resistência e elasticidade da chapa, é de suma importância garantir boa qualidade do adesivo. Os painéis podem ter faces externas formadas por películas plásticas, ou lixadas e com um tratamento superficial.

Figura 10 – Configuração das lâminas



Fonte: Calil Júnior apud Morikawa (2003, p. 19).

Uma resina fenólica líquida é aplicada e estendida sobre a superfície dos compensados resinados, e sobre as laterais destes, destaca Maranhão (2000, p. 20). O autor menciona ainda que esse tipo de revestimento não sofre um processo de polimerização eficiente, e a proteção que oferece à chapa é bastante precária, já que a resina, aos poucos, durante os processos de concretagem, vai sendo removida de sua superfície. Com isso, o número de reaproveitamentos de um mesmo painel fica reduzido, em torno de 4 a 5 usos. Tais características condicionam esse material a ser interpretado como mais simples, e mais barato.

Em relação às chapas, cujas superfícies são plastificadas, segundo Maranhão (2000, p. 20), estas recebem em sua superfície, uma camada de resina fenólica sob a forma de filme (Tego-Film). As laterais são totalmente seladas com resina do tipo epóxi ou similar, a prova d'água. Com isso, a superfície do concreto sobre a qual esse tipo de chapa será aplicada possuirá melhor acabamento, e o compensado terá vida útil variando entre 30 e 40 reaproveitamentos, ou seja, para cada face deste serão aplicadas de 15 a 20 reutilizações, porém, por terem melhor qualidade, o custo é maior do que os compensados resinados.

Segundo Maranhão (2000, p. 21), as dimensões corretas das chapas são de 1,10m x

2,20m para chapas resinadas e 1,22m x 2,44m ou 1,10m x 2,20m para chapas plastificadas, com espessuras de 6mm, 9mm, 12mm, 18mm ou 21mm. Tais espessuras irão influenciar diretamente na quantidade de reaproveitamento do material, a Tabela 2 mostra tal fato.

Tabela 2 – Dimensões comerciais dos compensados

ESPESSURA	COMPRIMENTO X LARGURA	Nº DE LÂMINAS	Nº DE REUTILIZAÇÕES
6 mm	2,20 x 1,10 m 2,44 x 1,22 m	3	10 a 12
8 mm	2,20 x 1,10 m 2,44 x 1,22 m	5	
10 mm	2,20 x 1,10 m 2,44 x 1,22 m		
12 mm	2,20 x 1,10 m 2,44 x 1,22 m		
14 mm	2,20 x 1,10 m	5 7	10 a 12 12 a 14
15 mm 17 mm	2,44 x 1,22 m 2,20 x 1,10 m	7	12 a 14
18 mm	2,44 x 1,22 m	7 9 11 13	12 a 14 14 a 16 16 a 18 18 a 21
		11	18 a 21
		25 mm	2,20 x 1,10 m 2,44 x 1,22 m
Revestimento em filme fenólico de 120 a 180g/m².			

Fonte: GlobalWood (2018).

Segundo Pizzol e col. (2017), alguns fatores intervêm no número de reutilizações dos painéis, tais como:

- a) A utilização de produtos desmoldantes sobre as faces dos painéis nas quais o concreto entrará em contato, é indispensável para evitar que ocorram danos sobre o compensado. Pois, se esses produtos não forem aplicados, no momento da desforma os painéis ficarão grudados na peça de concreto correspondente, devido à rugosidade existente nas suas faces, e pedaços das placas serão arrancados, diminuindo o número de reutilizações possível dos painéis;
- b) Além da omissão do uso dos desmoldantes, os pregos e parafusos utilizados na montagem de um painel podem gerar danos sobre ele se não utilizados e removidos de forma cuidadosa. Tais danos gerados tanto pela falta de desmoldantes, quanto pelo mau uso dos materiais das ligações, acarretam na diminuição da densidade do painel

- pela perda de material e, conseqüentemente, o número de reutilização dele diminui;
- c) Outro fator que intervém no número de reutilização do painel é o seu módulo de elasticidade. Quanto mais danos o painel sofrer, menor é o seu módulo de elasticidade e, conseqüentemente, menor será o número de reutilização possível do mesmo. Segundo Pizzol e col. (2017, p. 5), na quinta reutilização o painel tem uma diminuição de cerca de 48% do seu valor inicial do módulo de elasticidade;
- d) É importante que as bordas dos painéis sejam seladas com tinta, proporcionando maior impermeabilidade nessa região, evitando maiores desgastes pela ação, principalmente, da água que é lançada sobre elas antes da concretagem, favorecendo maior quantidade de reutilização dos compensados;
- e) A estocagem dos painéis devem ser feitas sob área coberta, livre da ação do sol para que um maior número de reutilizações seja assegurado. A atuação dos raios solares sobre os painéis, durante longo período de tempo, provoca retração no material pela perda de umidade e, conseqüentemente, empenamento do mesmo.

Stamato (2002, p. 13) menciona alguns fatores intervenientes nas propriedades de resistência e de rigidez da madeira compensada. São eles:

- a) Fatores geométricos (número e espessuras das lâminas; composição);
- b) Material (espécie de madeira; teor de umidade);
- c) Fatores de carga (tipo de carregamento; direção das tensões em relação às fibras das lâminas de face do compensado; duração da carga);
- d) Ambientais (fogo).

Devido à laminação cruzada, a resistência ao cisalhamento da madeira maciça é inferior à resistência ao cisalhamento do plano da chapa de compensado, elucida Stamato (2002, p. 14). No caso de ligações por pinos, serão permitidos pequenos espaçamentos entre eles, devido à grande resistência ao fendilhamento resultante dos posicionamentos ortogonais das múltiplas camadas finas de lâminas de madeira, esclarece Olin apud Stamato (2002, p. 14). Ainda segundo este autor, de modo semelhante ao que ocorre com as madeiras maciças, o compensado também está sujeito a variações dimensionais devido à variação do teor de umidade, da temperatura e de outros fatores. No que diz respeito à contração e expansão higroscópica, no compensado, esta tendência à expansão na direção perpendicular é minimizada, pelo cruzamento das lâminas que formam o compensado.

De acordo com Stamato (2002, p. 15), os compensados possuem ótima trabalhabilidade, tendo em vista que eles permitem ser cortados em qualquer dimensão, permitindo a execução de peças fletidas. Outro fator que contribui para tal trabalhabilidade é a facilidade de conexão entre os compensados pelos meios mecânicos usuais (grampos, parafusos e pregos) e por cola. Além disso, pregos e parafusos podem ser colocados mais próximos às bordas dos painéis, por conta do posicionamento das suas lâmina, em comparação à madeira maciça.

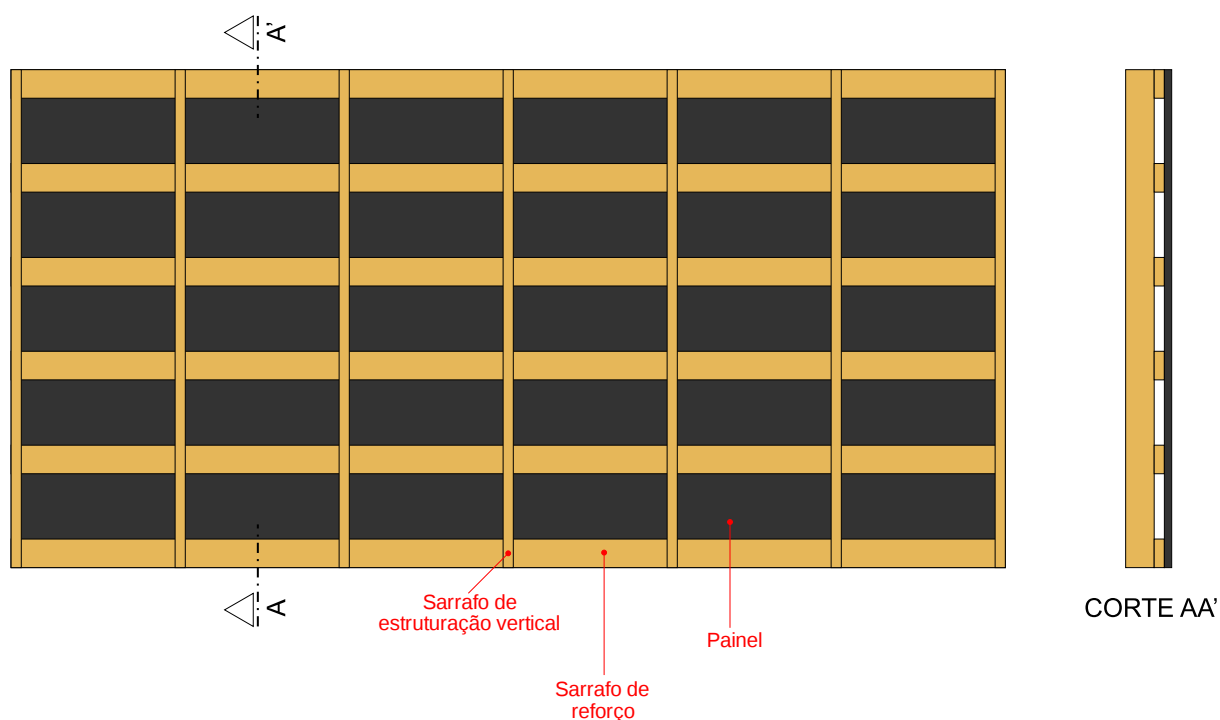
Mencionadas diversas características sobre as chapas de madeira compensada, é possível afirmar que estas representam um material de excelente qualidade para aplicação sobre as diversas peças de concreto armado, e pelo grande número de reutilizações, as chapas compensadas plastificadas são extremamente indicadas para execução.

2.3.4 Consolidação e reforço dos painéis de madeira compensada

O reforço dos painéis consiste em um procedimento que contribui para o aumento da rigidez e do rendimento do sistema de formas. Tal reforço tem estrita importância neste sistema, por conta da necessidade de garantir às peças de concreto as dimensões que correspondem a estas em projeto.

Após o lançamento do concreto sobre a forma, esta submete-se às solicitações de cargas, já mencionadas no texto. O reforço se dá pela utilização de peças de madeira, como tábuas, ripas e pontaletes, ou de peças metálicas, podendo haver a utilização de ambas em um mesmo sistema. Segue uma ilustração do reforço na Figura 11.

Figura 11 – Ilustração do reforço dos painéis de vigas



Fonte: Elaborado pelo autor.

2.3.5 Ligações (pregos)

De acordo com Pfeil e Pfeil (2003, p. 59), os pregos são fabricados com aço doce, em grande variedade de tamanhos. O autor menciona ainda que, as bitolas comerciais descrevem os pregos por dois números: o primeiro representa o diâmetro em fieira (diâmetro do material que originou o prego) francesa (Jauge Paris); o segundo mede o comprimento em linhas de polegadas portuguesas, cuja unidade equivale a 2,3mm. Os pregos são fabricados em diversas dimensões, expostas na Tabela 3, cabendo ao projetista calcular e uniformizar o máximo possível a distribuição destes sobre às formas.

Os autores mencionam que pode ocorrer o fendilhamento da madeira, pelo afastamento das fibras que a compõe, resultante da penetração do prego sobre ela. Para contornar este problema, as normas de projeto prescrevem regras construtivas envolvendo dimensões e espaçamentos entre pregos. Esclarecem também que o diâmetro do prego é, em geral, tomado $1/8$ a $1/10$ da menor espessura de madeira atravessada. De acordo com a NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 33), o diâmetro do prego não deve exceder $1/5$ da menor espessura atravessada.

Tabela 3 – Algumas dimensões de pregos

Nomenclatura comercial	Bitola (mm)	Comprimento (mm)
10 x 12	1,50	28
11 x 18	1,60	41
12 x 15	1,80	34
13 x 18	2,00	41
14 x 18	2,20	41
14 x 21	2,20	43
14 x 27	2,20	62
15 x 18	2,40	41
15 x 21	2,40	48
15 x 27	2,40	62
16 x 21	2,70	48
16 x 24	2,70	55
16 x 27	2,70	62
17 x 24	3,00	55
17 x 27	3,00	62
17 x 30	3,00	69
18 x 24	3,40	55
18 x 27	3,40	62
18 x 30	3,40	69
18 x 33	3,40	76
18 x 36	3,40	83
19 x 27	3,90	62
19 x 30	3,90	69
19 x 33	3,90	76
19 x 36	3,90	83
19 x 39	3,90	90
20 x 30	4,40	69
20 x 33	4,40	76
20 x 39	4,40	90
20 x 42	4,40	96
20 x 48	4,40	110
21 x 33	4,90	76

Fonte: Maranhão (2000, p. 86).

Tabela 4 - Pregos comuns de cabeça chata segundo NBR 6627/1981

Designação	Diâmetro (d)		Comprimento (l)	
	Nominal (mm)	Tolerância (mm)	Nominal (mm)	Tolerância (mm)
9x14	0,9	$\pm 0,08$	14	$\pm 1d$
10x16	1,0		16	
11x18	1,1		18	
12x20	1,2		20	
14x20	1,4		20	
14x25	1,4		25	
16x28	1,6		28	

Fonte: NBR 6627 (ABNT, 1981, p. 5).

“A resistência total de um pino de ligação é dada pela soma das resistências correspondentes às suas diferentes seções de corte. Nas ligações com até oito pinos em linha, dispostos paralelamente ao esforço a ser transmitido, a resistência total é dada pela soma das resistências de cada um dos pinos. Nas ligações com mais de oito pinos, os pinos suplementares devem ser considerados com apenas 2/3 de sua resistência individual. Neste caso, sendo n o número efetivo de pinos, a ligação deve ser calculada com o número convencional n_0 ” NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 33).

Ainda segundo a norma citada, o valor de cálculo da resistência de um pino metálico correspondente a uma única seção de corte é determinado em função do valor do parâmetro β , dado pela razão entre a espessura convencional da madeira (t) e o diâmetro (d) do pino, estabelecendo-se como valor limite β_{lim} , igual a multiplicação entre o fator de 1,25 e a raiz da razão entre a resistência de cálculo ao escoamento (f_{yd}) do pino metálico e a resistência de cálculo de embutimento (f_{ed}). Menciona ainda que o valor de cálculo $R_{vd,1}$ da resistência de um pino, correspondente a uma única seção de corte, é dada pelas expressões I e II. Estas expressões e as expressões correspondentes a n_0 , β e β_{lim} , são mostradas na Figura 12.

Figura 12 – Expressões de n_0 , β , β_{lim} e $R_{vd,1}$

$$n_0 = 8 + \frac{2}{3} (n - 8) \quad \beta = \frac{t}{d} \quad \beta_{lim} = 1,25 \sqrt{\frac{f_{yd}}{f_{ed}}}$$

I - Embutimento na madeira

$$\beta \leq \beta_{lim}$$

$$R_{vd,1} = 0,40 \frac{t^2}{\beta} f_{ed}$$

II - Flexão do pino

$$\beta > \beta_{lim}$$

$$R_{vd,1} = 0,625 \frac{d^2}{\beta_{lim}} f_{yd} \quad (\text{com } \beta = \beta_{lim})$$

Fonte: Imagens recortadas da NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 33).

2.4 DIMENSIONAMENTO DE FORMAS

2.4.1 Conceitos e critérios

Ainda que a forma seja uma estrutura temporária, deve ser dimensionada. Dois estudos distintos são necessários para o integral dimensionamento: o da forma e cimbramento, e o da análise das ações construtivas, descreve Assahi (2005, p.8). No primeiro, os cálculos são realizados de modo a conferir a rigidez e a resistência necessária a cada um dos elementos do sistema. Já no segundo, mais complexo, está associado às solicitações que ocorrem sobre as estruturas moldadas, na maioria delas, ainda na fase prematura de cura do concreto.

São considerados coeficientes da Norma brasileira como critério para o dimensionamento das peças de madeira. De acordo com Nazar (2007, p. 98), para compreender tal dimensionamento, se faz necessário entender alguns conceitos básicos, tais quais:

- Estados-limites: Segundo Calil Júnior apud Nazar (2007, p. 98), são os estados assumidos pela estrutura, a partir dos quais apresenta desempenhos inadequados às finalidades da construção;
- Estados-limites últimos: São os que por sua simples ocorrência determinam a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção;
- Estados-limites de utilização: São os que por sua ocorrência, repetição ou duração,

causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura;

- d) Ações permanentes: de acordo com a NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 7), ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção. Estas, por sua definição, não são consideradas no caso de cimbramentos e formas;
- e) Ações variáveis: de acordo com a NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 7), ocorrem com valores cuja variação é significativa durante a vida da construção;
- f) Ações excepcionais: de acordo com a NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 7), são aquelas que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção.

Coeficientes de majoração, referentes às ações variáveis, e fatores de minoração, referentes às combinações e utilização, estão mostrados, respectivamente, na Tabela 5 e na Tabela 6 segundo a NBR 7190 (ABNT, 1997).

Tabela 5 – Fatores de majoração (para ações variáveis principais)

Combinações	Ações variáveis em geral, incluídas as cargas acidentais móveis	Efeitos da temperatura
Normais	$\gamma_Q = 1,4$	$\gamma_\varepsilon = 1,2$
Especiais ou de construção	$\gamma_Q = 1,2$	$\gamma_\varepsilon = 1,0$
Excepcionais	$\gamma_Q = 1,0$	$\gamma_\varepsilon = 0$

Fonte: NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 13).

Tabela 6 – Fatores de minoração (combinação e de utilização) (para ações variáveis secundárias)

Cargas acidentais dos edifícios	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
- Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos fixos, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,4	0,3	0,2
- Locais onde há predominância de pesos de equipamentos fixos, ou de elevadas concentrações de pessoas	0,7	0,6	0,4
- Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6

Fonte: NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 9).

Em que:

Ψ_0 - Ações variáveis secundárias para o estado limite último;

Ψ_1 - Ações variáveis de média duração para o estado limite de utilização;

Ψ_2 - Ações variáveis de longa duração para o estado limite de utilização.

O coeficiente de modificação, k_{mod} , é formado pelo produto $k_{mod} = k_{mod,1} \cdot k_{mod,2} \cdot k_{mod,3}$. Tal que, $k_{mod,1}$ leva em conta a classe de carregamento e o tipo de material empregado, $k_{mod,2}$ leva em conta a classe de umidade e o tipo de material empregado, e $k_{mod,3}$ leva em consideração se a madeira é de primeira ou segunda categoria NBR 7190 (ABNT, 1997, p.17).

Valores de $k_{mod,1}$ e $k_{mod,2}$ estão descritos, respectivamente, na Tabela 7 e na Tabela 8.

Tabela 7 – $k_{mod,1}$

Classes de carregamento	Tipos de madeira	
	Madeira serrada Madeira laminada colada Madeira compensada	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 (ABNT, 1997, p. 18).

Tabela 8 - $k_{mod,2}$

Classes de umidade	Madeira serrada Madeira laminada colada Madeira compensada	Madeira recomposta
(1) e (2)	1,00	1,00
(3) e (4)	0,80	0,90

Fonte: NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 18).

Os valores de $k_{mod,2}$ são extraídos de acordo com a Tabela 8 e a Tabela 9. E no caso de formas, segundo Nazar (2007, p. 100), esse coeficiente é sempre 0,8, devido às condições de uso (umidade acima de 85%), atentando que as formas não são elementos de longos períodos, mas temporários. De acordo com a NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 17), no caso particular de madeira serrada submersa, admite-se o valor $k_{mod,2} = 0,65$.

Tabela 9 – Classes de umidade

Classes de umidade	Umidade relativa do ambiente U_{amb}	Umidade de equilíbrio da madeira U_{eq}
1	$\leq 65\%$	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 (ABNT, 1997, p. 14).

Em relação ao $k_{mod,3}$, a NBR 7190 (1997, p. 17) elucida que:

- a) No caso de madeira de segunda categoria, admite-se $k_{mod,3} = 0,8$, e no caso de primeira categoria, $k_{mod,3} = 1,0$;
- b) A condição de madeira de primeira categoria somente pode ser admitida se todas as peças estruturais forem classificadas como isentas de defeitos, por meio de método visual normalizado, e também submetidas a uma classificação mecânica que garanta a homogeneidade da rigidez das peças que compõem o lote de madeira a ser empregado. Não se permite classificar as madeiras como de primeira categoria apenas por meio de método visual de classificação;
- c) O coeficiente parcial de modificação $k_{mod,3}$ para coníferas na forma de peças estruturais maciças de madeira serrada sempre deve ser tomado com o valor $k_{mod,3} = 0,8$, a fim de se levar em conta o risco da presença de nós de madeira não detectáveis pela inspeção visual;
- d) O coeficiente parcial de modificação $k_{mod,3}$ para madeira laminada colada leva em conta a curvatura da peça, valendo $k_{mod,3} = 1,0$ para peça reta e $k_{mod,3} = 1 - 2000 \cdot (t/r)^2$, onde t é a espessura das lâminas e r o menor raio de curvatura das lâminas que compõem a seção transversal resistente.

Alguns coeficientes de ponderação da resistência para estados limites últimos, em função da direção de aplicação das cargas, em relação à direção das fibras, é tratado pela NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 18), são eles:

- a) O coeficiente de ponderação para estados limites últimos decorrentes de tensões de compressão paralela às fibras tem o valor básico $\gamma_{wc} = 1,4$;

- b) O coeficiente de ponderação para estados limites últimos decorrentes de tensões de tração paralela às fibras tem o valor básico $\gamma_{wt} = 1,8$;
- c) O coeficiente de ponderação para estados limites últimos decorrentes de tensões de cisalhamento paralelo às fibras tem o valor básico $\gamma_{wv} = 1,8$.

A Norma cita ainda o coeficiente de ponderação para estados limites de utilização:

- a) O coeficiente de ponderação para estados limites de utilização tem o valor básico $\gamma_w = 1,0$.

A NBR 15696 (ABNT, 2009, p. 6) adota os seguintes valores para os coeficientes parciais de modificação: $k_{mod,1} = 0,9$, considerando que a ação variável é de curta duração; $k_{mod,2} = 0,8$ para madeira maciça e $k_{mod,2} = 1,0$ para madeira industrializada e; $k_{mod,3} = 0,8$.

Esta norma afirma ainda que, para a compressão perpendicular às fibras considera-se apenas 25% do valor da compressão paralela às fibras. Assim, os valores de resistência de cálculo, f_d , em função das resistências características do material, f_{ck} , serão dados por:

- a) Compressão e tração paralela às fibras, e bordas de flexão, para madeira maciça: $f_d = 0,411.f_{ck}$;
- b) Compressão perpendicular às fibras para madeira maciça: $f_d = 0,103.f_{ck}$;
- c) Compressão e tração paralela às fibras, e bordas de flexão, para madeira industrializada: $f_d = 0,514.f_{ck}$;
- d) Compressão perpendicular às fibras para madeira industrializada: $f_d = 0,129.f_{ck}$.

Características físicas e geométricas fornecidas pela ABIMCI (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA INDÚSTRIA DE MADEIRA PROCESSADA MECANICAMENTE) para compensados, são mencionadas por Nazar (2007, p. 102) segundo a Tabela 10.

Tabela 10 – Características físicas e geométricas dos compensados

Espessura do compensado (mm)	Dimensões (cm)		Nº de lâminas	Módulo de elasticidade (E) (kgf/cm ²)	Momento de Inércia (J) (cm ⁴)	Módulo de resistência (W) (cm ³)	Tensão admissível (kgf/cm ²)
	a	b					
18	110	220	9	70949	53,46	59,40	102,00
18	110	220	7	63383	53,46	59,40	102,00
15	110	220	7	69130	30,94	41,25	85,00
15	110	220	5	69331	30,94	41,25	85,00
12	110	220	5	68990	15,84	26,40	68,00

Fonte: Adaptado pelo autor segundo ABIMCI apud Nazar (2007, p. 102).

2.4.2 Aproximações das resistências características

Para a investigação direta da resistência de lotes homogêneos de madeira, cada lote não deve ter volume superior a 12m³, menciona a NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 18). Afirma ainda que para a caracterização simplificada de lotes de madeira das espécies usuais, deve-se extrair uma amostra composta por pelo menos seis exemplares, em que cada exemplar contém dois corpos de prova, retirado de modo distribuído no lote, que serão ensaiados à compressão paralela às fibras, para cada uma das resistências a determinar. O valor característico da resistência deve ser estimado pela expressão 1 e corrigido pela expressão 2 para o teor de umidade de 12%.

$$f_{wk} = \left(2 \frac{f_1 + f_2 + \dots + f_n}{n} - \frac{f_n}{2} \right) \times 1,1 \quad (1)$$

$$f_{12} = f_{U\%} \left[1 + \frac{3(U\% - 12)}{100} \right] \quad (2)$$

A NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 18) exalta que os resultados devem ser colocados em ordem crescente $f_1 \leq f_2 \leq \dots \leq f_n$, desprezando-se o valor mais alto se o número de corpos de prova for ímpar, não se tomando para f_{wk} valor inferior a f_1 , nem a 0,70 do valor médio.

Tomado o resultado de f_{wk} , é possível obter o valor de cálculo das resistências dos materiais, f_{wd} , dado pela expressão 3, de acordo com a NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 20).

$$f_{wd} = k_{mod} \frac{f_{wk}}{\gamma_w} \quad (3)$$

Onde k_{mod} e γ_w estão representados no item 2.4.1.

2.4.3 Flechas

Atribui-se o nome de flechas às deformações máximas sofridas pelas formas quando submetidas a solicitações de cargas. Tratar desse parâmetro é extremamente importante, pois o limite deste evita que as estruturas de concreto abortem sua geometria projetada e criem imperfeições nas regiões próximas às superfícies do concreto.

De acordo com a NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 39), em construções especiais, tais como formas para concreto estrutural, cimbramentos, torres etc., as deformações limites devem ser estabelecidas pelo proprietário da construção, ou por normas especiais referentes às mesmas.

A NBR 15696 (ABNT, 2009, p. 7) afirma que a flecha máxima que ocorre no elemento, u_{total} , é calculada com carga de peso próprio do concreto e sobrecarga de 1,0 KN/m², sem

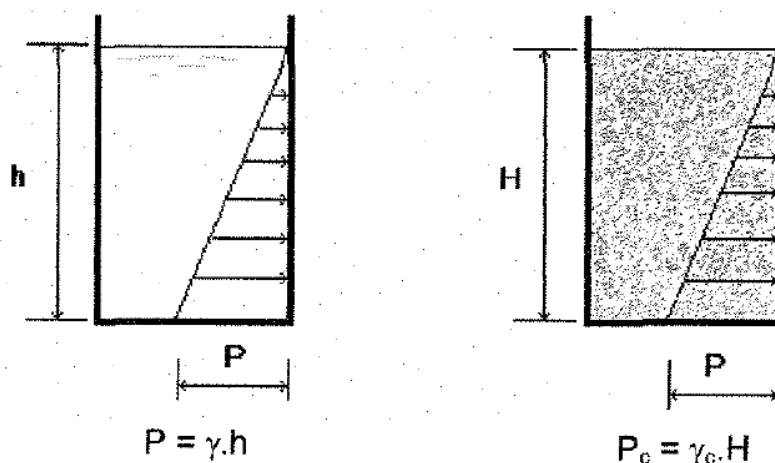
aplicação de coeficiente de segurança. Menciona ainda que $u_{total} \leq u_{lim}$, onde $u_{lim} = (1+L/500)$ é a deformação limite, dada em milímetros, em que “L” é a distância entre os apoios de cada elemento estrutural da forma estudada, dada em milímetros.

2.4.4 Pressão lateral exercida pelo concreto fresco sobre as formas

De acordo com Da Cruz (1997, p. 23), a pressão do concreto fresco age de forma relevante sobre as superfícies laterais das formas. Mascarenhas apud Da Cruz (1997, p. 23) relata que quando se expele o concreto em uma forma, ele é contido pelas suas laterais, que impossibilita o seu abatimento sobre o plano inferior (fundo). Sendo assim, para reter a mistura, a forma necessita responder à pressão causada pela massa, que tende à posição de equilíbrio. Da Cruz (1997, p. 24) elucida ainda que, ao se realizar o adensamento, tal equilíbrio é perturbado por uma fluidificação da mistura, que passará a se comportar de modo equivalente a um líquido, exercendo pressões sobre as paredes da forma, cujo valor dependerá de sua massa volumétrica e da altura que atinge em relação ao fundo dela.

Sendo assim, pode-se considerar que o concreto terá comportamento similar ao da água. Tal analogia está ilustrada na Figura 13, à esquerda a água, e à direita o concreto, em que “ γ ” é o peso específico do fluido e, “h” e “H” são as alturas dos fluidos.

Figura 13 – Pressões laterais exercidas por um fluido (concreto) nas paredes das formas



Fonte: Da Cruz (1997, p. 24).

Diferentemente do que ocorre nas lajes, quando submetidas às pressões oriundas do concreto, as vigas e os pilares sofrem ações dessas solicitações de modo que surgem pressões hidrostáticas atuando lateralmente nas formas verticais, por conta do comportamento líquido que o concreto assume, menciona Nazar (2007, p. 113). Segundo este, a pressão lateral efetiva

é influenciada pelo peso, velocidade de concretagem, temperatura da mistura do concreto, uso de retardadores e pelo efeito da vibração ou métodos de adensamento. Portanto, estes itens devem ser avaliados antes da execução do projeto de forma.

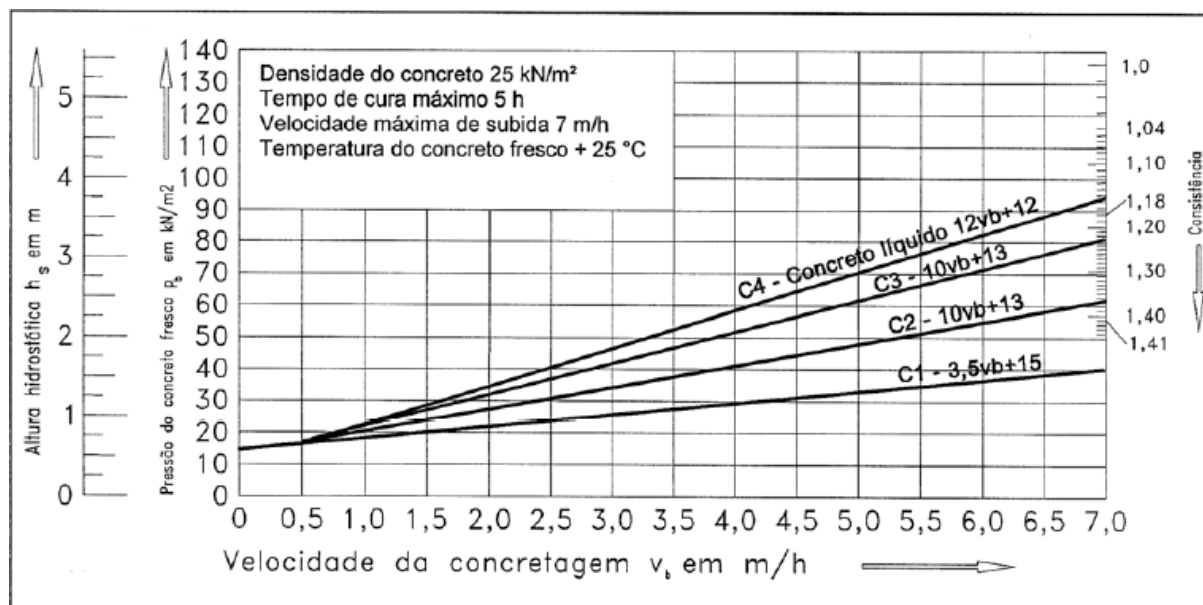
De acordo com a NBR 15696 (ABNT, 2009, p. 22), vários fatores podem aumentar ou reduzir a pressão do concreto fluido. A pressão hidrostática $P_b = \gamma_b \cdot h$ é a pressão máxima possível, dada em kN/m^2 , onde h é a altura da forma e γ_b é o peso específico do concreto. Esta norma menciona ainda que, este valor deve ser usado como limite, pois o cálculo resultará em valores mais altos em função de um ou mais dos fatores a seguir:

- a) Vibração: a pressão do concreto fluido, conforme diagrama da Figura 14, vale para a profundidade da vibração h_r até a altura hidrostática h_s (diferença entre a superfície superior do concreto fluido e a altura, onde a pressão do concreto fluido atinge o valor máximo P_b), conforme a Figura 16, dadas em metros. Para profundidades de vibração maiores, mantendo os outros fatores de influência do diagrama, a pressão do concreto deve ser aumentada para $P_b = 25 \cdot h_r$. O diagrama mencionado é válido para a compactação do concreto com vibradores internos. Em casos de compactação do concreto com vibradores externos ou vibradores acoplados na forma, para as partes da forma onde estes vibradores têm influência durante a compactação, deve ser considerada a pressão hidrostática $P_b = 25 \cdot h_s$. Vibrações externas permanentes ou com alta frequência, mesmo que aconteçam não intencionalmente para o fim da compactação do concreto fluido, também devem ser consideradas;
- b) Temperatura do concreto fluido: a temperatura influencia o tempo de endurecimento e, através deste tempo, a pressão do concreto fluido. Nos casos em que a temperatura do concreto fluido na hora da concretagem for menor que 25°C , ou quando a temperatura de 25°C não puder ser mantida, P_b e h_s devem ser aumentados em 3 % para cada 1°C abaixo de 25°C . No caso em que a temperatura do concreto fluido, na hora do lançamento do concreto, ultrapasse 25°C , a pressão do concreto fluido P_b e a altura hidrostática h_s não podem ser reduzidas;
- c) Temperatura do ambiente: a influência de temperaturas ambiente inferiores a 25°C para a pressão do concreto fluido não precisa ser considerada, desde que o concreto mantenha a temperatura em função de medidas de isolamento térmico. Sem medidas de isolamento térmico, este fator deve ser considerado nos casos em que a temperatura

do concreto, durante o endurecimento, pode cair abaixo de 25 °C. Neste caso, P_b e h_s devem ser aumentados em 3 % para cada 1 °C abaixo de 25 °C. Não é permitido considerar a influência de temperaturas de ambiente acima de 25 °C. O aumento da pressão do concreto em função de refrigeração do concreto fluido deve ser considerado, desde que a temperatura do concreto caia durante o endurecimento abaixo de 25 °C;

- d) Aditivos do concreto: aditivos influenciam a pressão basicamente através de alterações da consistência ou do tempo de endurecimento;
- e) Aditivos para aumentar a fluidez e/ou para a criação de bolhas de ar: o aumento da pressão causado por estes aditivos deve ser considerado através da classe da consistência;
- f) Retardadores de pega: usando aditivos retardadores de pega, os valores da pressão do concreto P_b e a altura hidrostática h_s extraídos do diagrama da Figura 14 devem ser multiplicados com os valores da Tabela 11. Esta tabela é válida somente para alturas de concretagem até 10m.
- g) Concreto leve e concreto pesado: no caso em que o peso específico do concreto γ_b difira de 25 kN/m³ do valor considerado no diagrama da Figura 14, o valor da pressão do concreto P_b deve ser multiplicado pelo fator α extraído da Tabela 13. A altura hidrostática h_s permanece igual, independentemente das alterações do peso específico. Os outros fatores mencionados acima devem ser considerados iguais aos do concreto com peso específico de 25 kN/m³.

Figura 14 - Diagrama para determinação da pressão do concreto P_b , e a altura hidrostática h_s correspondente, em função da velocidade da concretagem v_b e da consistência



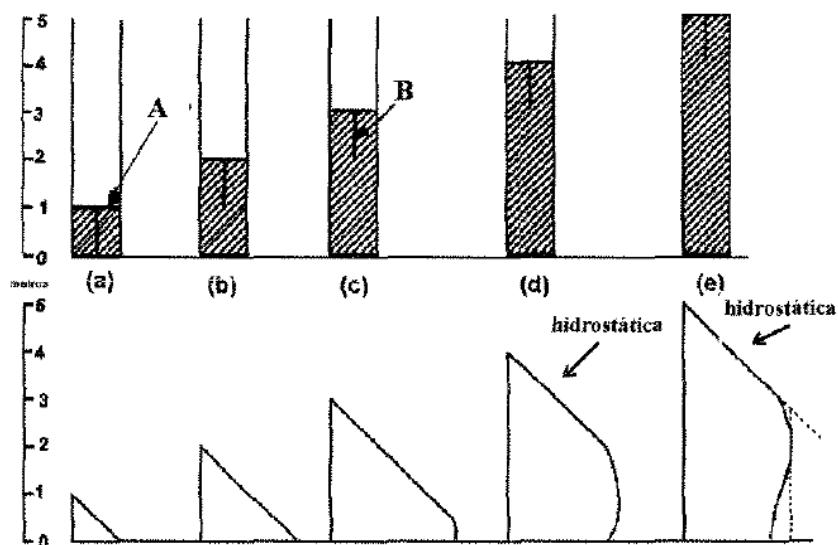
Fonte: NBR 15696 (ABNT, 2009, p. 20).

Percebe-se que há um pequeno erro no diagrama da Figura 14, mencionado pela NBR 15696 (ABNT, 2009, p. 20): as equações dos concretos dos tipos C2 e C3 são iguais, e isso é impossível, visto que tratam-se de consistências distintas, e o comportamento das retas do diagrama confirma essa impossibilidade. Portanto, utilizando alguns pontos do diagrama, assume-se, neste trabalho, que a equação que mais se aproxima do concreto do tipo C2 é $P_b = 7 \cdot v_b + 14$.

De acordo com SH Formas (2008, p. 80), a altura hidrostática $h_s = 0,04 \cdot P_b$, em metros, com P_b em kN/m².

Segundo a NBR 15696 (ABNT, 2009, p. 21), a distribuição da pressão do concreto fluido pela altura $h = 5 \cdot v_b$ (tempo de endurecimento x velocidade de concretagem) deve ser considerada conforme imagem superior da Figura 16. Para o dimensionamento da forma deve ser considerado o posicionamento da carga conforme imagem superior da Figura 16 na situação mais desfavorável em relação à altura total da fôrma (ver imagens inferiores da Figura 16).

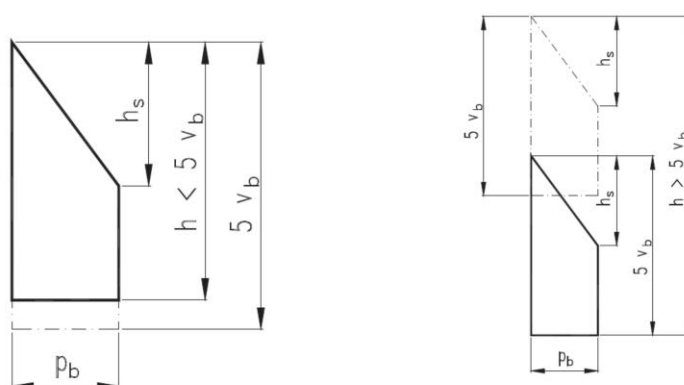
Figura 15 - Envoltória de pressão lateral no decorrer do tempo. A=nível de concreto, e B=profundidade do vibrador.



Fonte: Gardner apud Da Cruz (1997, p. 28).

A partir da Figura 15, compreende-se que somente a partir da superfície livre a pressão lateral é hidrostática, até que alcança o máximo e decresce, devido ao surgimento de resistências cisalhantes, já comentadas, diminuindo a carga efetiva e a pressão lateral para valores inferiores ao da pressão hidrostática, menciona Maranhão (2000, p. 42). No entanto, de modo a favorecer a segurança, a resistência cisalhante é desprezada no dimensionamento, de modo que o valor do empuxo exercido pelo concreto sobre as formas seja máximo. Tal empuxo encontra-se ilustrado na Figura 16.

Figura 16 - Distribuição da pressão do concreto fluido em função da altura h da forma



Distribuição da pressão do concreto fluido em função da altura h da forma

Fonte: NBR 15696 (ABNT, 2009, p. 21).

Tabela 11 - Fatores para majoração da pressão do concreto fluido e da altura hidrostática com uso de aditivos retardadores de pega

Fatores para a pressão P_b		
Classe de consistência	Retardamento (h)	
	5	15
C1	1,15	1,45
C2	1,25	1,80
C3 e C4	1,40	2,15

Fonte: NBR 15696 (ABNT, 2009, p. 23).

Tabela 12 - Consistência do concreto x abatimento do concreto segundo NBR 15696 (ABNT, 2009)

Classe de consistência	Abatimento mm
C1	abatimento ≤ 20
C2	$20 < \text{abatimento} \leq 80$
C3	$80 < \text{abatimento} \leq 140$
C4	abatimento > 140

Fonte: NBR 15696 (ABNT, 2009, p. 19).

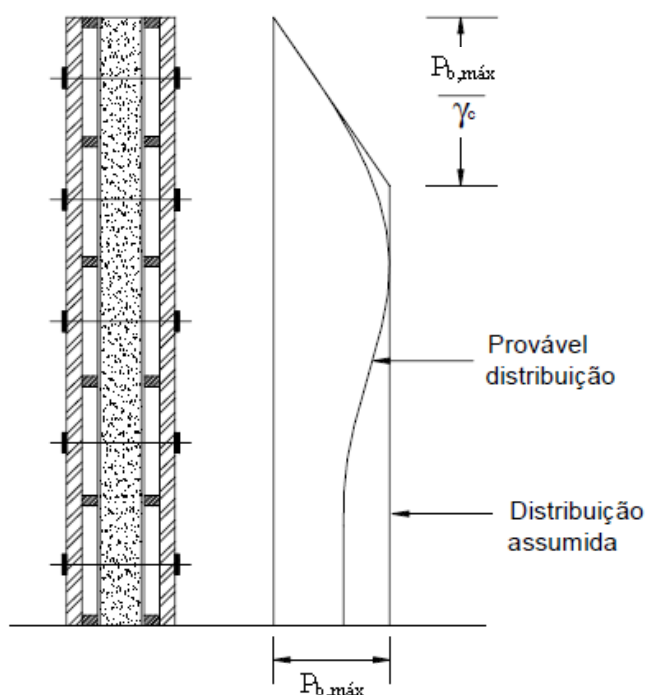
Tabela 13 - Fatores α

γ_b kN/m ³	α	γ_b kN/m ³	α
10	0,4	24	0,96
12	0,48	25	1
14	0,56	26	1,04
16	0,64	28	1,12
17	0,72	30	1,2
20	0,8	35	1,4
22	0,88	40	1,6

Fonte: NBR 15696 (ABNT, 2009, p. 23).

Além do método estabelecido pela NBR 15696 (ABNT, 2009) para o cálculo do empuxo, P_b , Maranhão (2000, p. 43 e 44) menciona dois métodos utilizados para o cálculo dessa pressão ($P_{b,máx}$, conforme Figura 17), o American Concrete Institute (ACI) 347R/88 e o Deutsches Institut Für Normung (DIN) 18218/80.

Figura 17 – Pressão do concreto nas faces laterais da forma



Fonte: Adaptado pelo autor com embasamento em Maranhão (2000, p. 41).

O concreto lançado sobre as formas de pilares se preenche rapidamente, tendo em vista que a maioria destes possuem seções relativamente pequenas, menciona Nazar (2007, p. 116). Por isso, as pressões nas formas de pilares são maiores do que em paredes de concreto.

A envoltória de pressão deve ser hidrostática a partir da superfície livre do concreto na forma até um valor limite dado pela expressão 4, menciona ACI (1988) apud (Maranhão, 2000, p. 43). Isso é válido para projetos de formas com profundidade de imersão do vibrador menor do que 1,25m e o concreto com abatimento menor que 100mm.

$$P_b = 7,2 + \frac{785.R}{T+17,8} \quad (\text{kN/m}^2) \quad (4)$$

Onde: - R: Velocidade de enchimento (m/h)

- T: Temperatura do concreto (°C)

Maranhão (2000, p. 44) menciona que P_b deve ter o máximo de 144 kN/m² e um mínimo de 28,7 kN/m², não devendo ultrapassar 23,5.h (pressão hidrostática), onde h (m) é a altura da peça a ser concretada.

A consistência do concreto e a velocidade de enchimento são os parâmetros utilizados no método DIN 18218/80. Quatro equações são mostradas por DIN 18218/80 e Gardner (1985) apud Maranhão (2000, p. 45), segundo as expressões 5, 6, 7 e 8. E são válidas para

calcular as pressões laterais dos mais variados tipos de concretos internamente vibrados, com temperatura de 15 °C, e não deve superar o valor de $P_b = 24.h$, onde h é a altura máxima da peça a ser concretada.

$$P_b = 21 + 5.R \quad (\text{kN/m}^2), \text{ para concreto com mistura densa.} \quad (5)$$

$$P_b = 19 + 10.R \quad (\text{kN/m}^2), \text{ para concreto com mistura leve.} \quad (6)$$

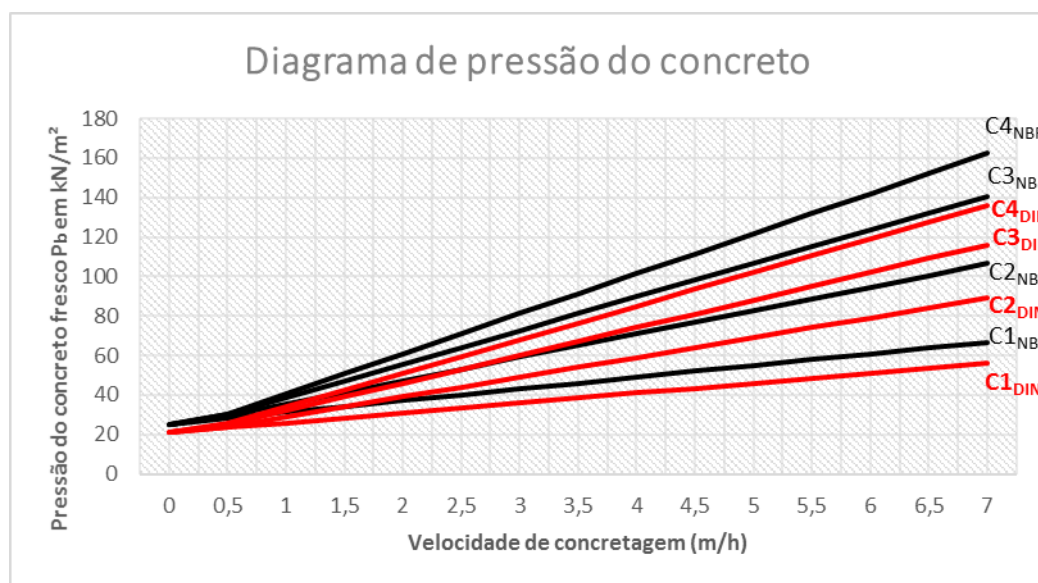
$$P_b = 18 + 14.R \quad (\text{kN/m}^2), \text{ para concreto com mistura fluida.} \quad (7)$$

$$P_b = 17 + 17.R \quad (\text{kN/m}^2), \text{ para concreto com mistura muito fluida.} \quad (8)$$

Com R igual a velocidade de enchimento em m/h.

Percebe-se que os métodos abordados pela NBR 15696 (ABNT, 2009) e por DIN 18218/80, mencionam equações muito semelhantes para a obtenção do empuxo do concreto, P_b . Porém, enquanto que o primeiro método considera as temperaturas do ambiente e do concreto iguais a 25°C, o segundo método considera as mesmas iguais a 15°C. O gráfico da Figura 18 ilustra a comparação entre as equações estabelecidas pelos dois métodos. Para isso, utilizou-se os fatores de correções relacionados à temperatura ambiente e à temperatura do concreto como sendo iguais a 1,3, visto que de 25°C a 15°C há uma diferença de 10°C, portanto para cada 1°C de diferença acrescentou-se 3%, resultando em um acréscimo de 30% para os 10°C no cálculo do empuxo do concreto pelas equações da NBR 15696 (ABNT, 2009). Portanto, para a realização da comparação entre os diagramas dos dois métodos, as expressões da Figura 14 serão corrigidas pelo fator igual a 1,3² (30% de acréscimo relacionado à variação da temperatura ambiente de 25°C a 15°C, e 30% de acréscimo relacionado à variação da temperatura do concreto de 25°C a 15°C), e as expressões 5, 6, 7 e 8 serão mantidas.

Figura 18 - Comparação entre os diagramas de pressões dos métodos da NBR 15696 (ABNT, 2009) e do DIN 18218/80



Fonte: Elaborado pelo autor.

Conclui-se, por meio do gráfico acima, que as equações fornecidas pela NBR 15696 (ABNT, 2009) conferem maior segurança ao dimensionamento, pois resultam em maiores valores de empuxo.

Maranhão (2000, p. 45), menciona uma lista que relaciona a consistência do concreto com o seu abatimento, conforme Tabela 14.

Tabela 14 – Consistência do concreto x abatimento do concreto segundo DIN 18218/80

Consistência do Concreto		Abatimento do Concreto (mm)
C1	Mistura densa	0 a 25
C2	Mistura leve	25 a 75
C3	Mistura fluida	75 a 125
C4	Mistura muito fluida	Maior que 125

Fonte: Adaptado pelo autor com embasamento em Maranhão (2000, p. 45).

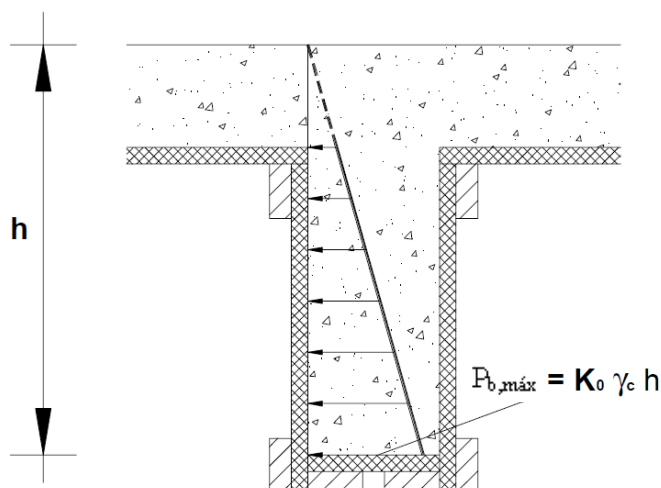
Maranhão (2000, p. 47), afirma que a pressão lateral que o concreto exerce nas faces das formas das vigas não varia linearmente com a altura. O coeficiente K_0 , conforme Tabela 15, é utilizado como fator de correção para a equação de P_b , linearizando o comportamento da pressão, conforme Figura 19.

Tabela 15 – Fator K_0

Abatimento (mm)	Temperatura do concreto (°C)					
	5	10	15	20	25	30
25	1,45	1,10	0,80	0,60	0,45	0,35
50	1,90	1,45	0,80	0,80	0,60	0,45
75	2,35	1,80	1,00	1,00	0,75	0,55
100	2,75	2,10	1,15	1,15	0,90	0,65

Fonte: Maranhão (2000, p. 43).

Figura 19 – Diagrama de pressões nas formas para vigas



Fonte: Adaptado pelo autor com embasamento em Maranhão (2000, p. 47).

Para o caso da Figura 19, a NBR 15696 (ABNT, 2009, p. 4) especifica que:

- Deve-se considerar uma sobrecarga de trabalho de no mínimo 4,0 kN/m². Neste trabalho, esse acréscimo será considerado para o dimensionamento da viga;
- O impacto máximo a ser considerado no lançamento do concreto sobre a face horizontal da forma está limitado ao esforço resultante do lançamento de uma altura de 0,20m acima do nível acabado. No caso de alturas maiores que esta, o cálculo deve prever sobrecargas adicionais;
- Deve-se considerar pressões de vento, de no mínimo 0,6 kN/m². Porém, neste trabalho será desconsiderado esse acréscimo.

Dos empuxos calculados pelos três métodos, será escolhido o maior, favorecendo à segurança. A NBR 15696 (ABNT, 2009, p. 5), menciona que o valor da ação variável principal, no caso o empuxo mencionado, deverá ser multiplicado por um fator de segurança $\gamma_q=1,4$.

2.4.5 Dimensionamento de formas para pilares

O principal parâmetro interveniente no dimensionamento de formas para pilares é a altura de concretagem. Nas edificações, habitualmente realiza-se a concretagem de uma única vez e, por conta disso, as formas dos pilares devem prever a altura de concretagem, que vai desde a base do pilar até o fundo da viga por ele sustentada. Segundo a NBR 14931 (ABNT, 2004, p. 20), a altura de queda livre do concreto deve ser de no máximo 2m, pois quando esse número é superado podem surgir problemas futuros à peça que foi concretada, como a segregação e falta de argamassa nos pés de pilares. Em formas verticais, algumas verificações devem ser realizadas para garantir a boa execução da peça, tais como: verificação de esquadro, verificação dos travamentos, verificação de prumo, verificação de espaçadores.

Durante a concretagem dos pilares, as pressões geradas nas laterais da forma geram forças resultantes nos cantos dos mesmos, provocando a abertura e, por conta disso, a torção do sistema. Para evitar tais problemas, os travamentos devem ser realizados e verificados minuciosamente, com o uso de tirantes, tanto na forma do pilar quanto na forma das vigas que chegam até ele.

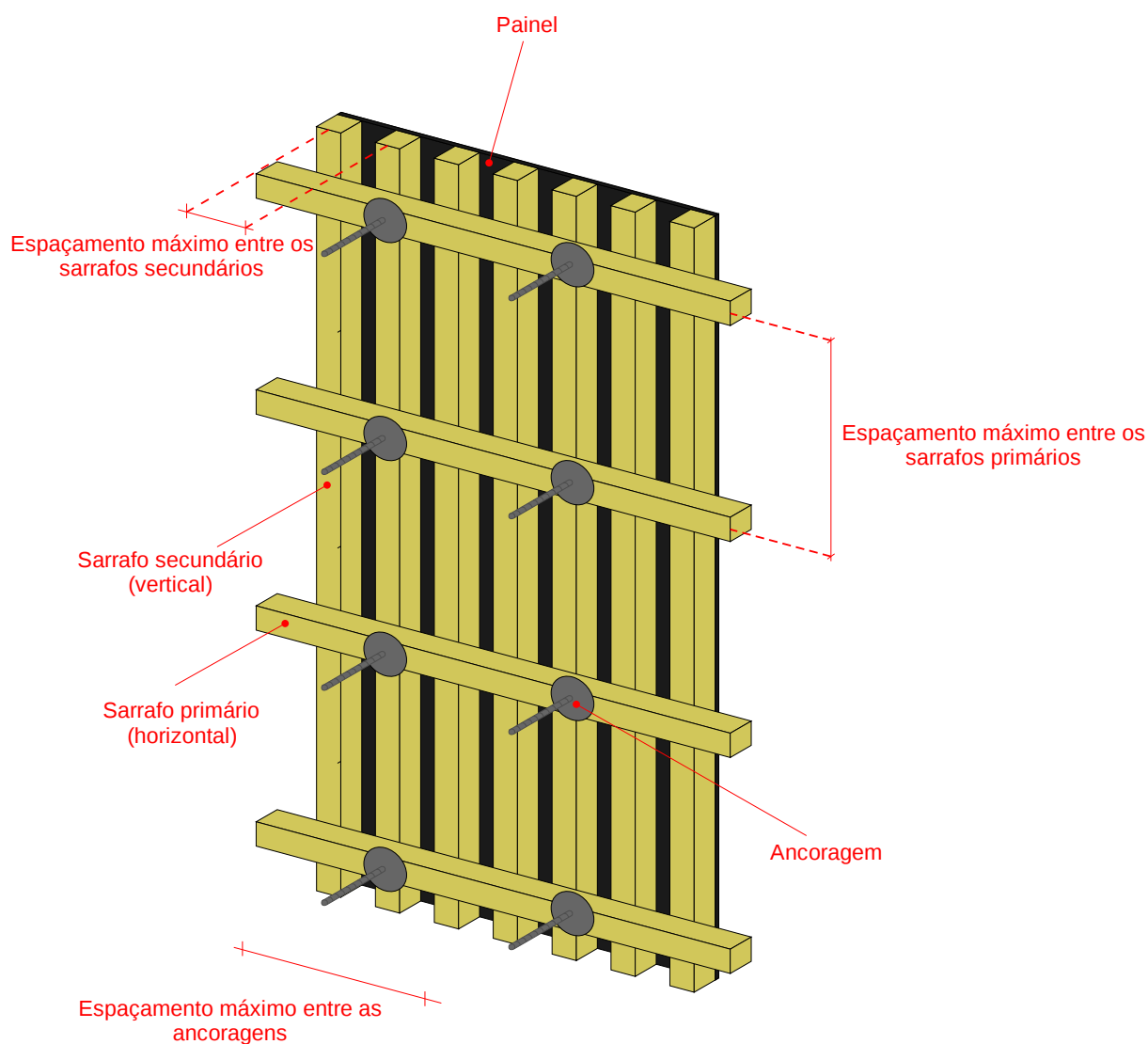
De acordo com SH Formas (2008), o dimensionamento de formas de pilares seguem uma sequência, descrita abaixo:

- a) De posse das dimensões do pilar, calcular o empuxo do concreto fresco baseando-se no item 2.4.4. Dos valores encontrados em ambos os métodos citados, optar pelo maior, favorecendo a segurança, e multiplicá-lo pelo fator de segurança $\gamma_q=1,4$;
- b) Eleger a espessura do compensado;
- c) Calcular o espaçamento máximo do vigamento secundário (espaçamento máximo entre os sarrafos verticais) pela flecha máxima segundo a expressão 9, e pelo momento de flexão máxima segundo a expressão 10, adotando-se o menor valor obtido nestas duas. Em ambos os casos considera-se a largura do compensado $b=1\text{cm}$, e o comprimento da faixa do compensado $l_{\text{faixa}}=1\text{cm}$ para o cálculo da expressão 15.
- d) Eleger os sarrafos secundários e ao mesmo tempo calcular o espaçamento máximo entre os sarrafos primários (sarrafos horizontais) em função das dimensões daqueles. Será calculado o espaçamento máximo do vigamento primário pela flecha máxima (expressão 9), e pelo momento de flexão máxima (expressão 10). O momento de inércia da expressão 9, será calculado para o conjunto (compensado + sarrafos secundários), pelas expressões 11, 13 e 14. Para a expressão 11, considera-se b igual à

largura do painel (p. ex: para um painel 110cm x 220cm, $b=110\text{cm}$). O cálculo da expressão 15 considerará l_{faixa} igual à largura do pilar. E o módulo de elasticidade será igual ao menor dentre os módulos do compensado e dos sarrafos secundários;

- e) Eleger os sarrafos primários e ao mesmo tempo calcular o espaçamento máximo entre as ancoragens, pela flecha máxima (expressão 9), com módulo de elasticidade e momento de inércia dos sarrafos primários, e pelo momento de flexão máximo (expressão 10), com M calculado pela expressão 18. O cálculo da expressão 15 considerará l_{faixa} igual ao espaçamento máximo obtido na letra anterior.

Figura 20 – Ilustração dos vigamentos secundários (sarrafos na vertical) e primários (sarrafos na horizontal), e demais elementos de interesse nas formas de pilares



Fonte: Elaborado pelo autor.

$$L_{\text{máxflecha}} = \sqrt[3]{\frac{0,256 \cdot E \cdot J}{Q}}, \text{ resultante da consideração de uma flecha máxima igual a } L/300 \quad (9)$$

Onde: - $L_{\text{máxflecha}}$: espaçamento máximo em relação à flecha máxima de uma peça;

- E: módulo de elasticidade de um material;

- J: momento de inércia de um material;

- Q: carregamento distribuído sobre uma faixa (l_{faixa}) de um material;

- L: vão entre dois apoios sucessivos entre os quais pretende-se obter a flecha.

$$L_{\text{máxmomento}} = \sqrt{\frac{8 \cdot M}{Q}} \quad (10)$$

Onde: - $L_{\text{máxmomento}}$: espaçamento máximo em relação ao momento máximo de uma peça;

- M: momento admissível de uma peça;

- Q: carregamento distribuído sobre uma faixa (l_{faixa}) do material.

$$J_{\text{comp}} = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (11)$$

Onde: - J_{comp} : momento de inércia do compensado;

- b: largura adotada do compensado;

- h: altura adotada do compensado.

$$J_{\text{sarr}} = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (12)$$

Onde: - J_{sarr} : momento de inércia do sarrafo;

- b: largura adotada do sarrafo;

- h: altura adotada do sarrafo.

$$J_{\text{estr}} = n \cdot J_{\text{sarr}} \quad (13)$$

Onde: - J_{estr} : soma dos momentos de inércia de um número n de sarrafos;

- n: número de sarrafos adotado;

- J_{sarr} : momento de inércia do sarrafo.

$$J_{\text{conjunto}} = J_{\text{comp}} + J_{\text{estr}} \quad (14)$$

Onde: - J_{conjunto} : momento de inércia do conjunto (compensado + sarrafos);

- J_{comp} : momento de inércia do compensado;
- J_{estr} : soma dos momentos de inércia de um número n de sarrafos;

$$Q = P_b \cdot l_{faixa} \quad (15)$$

Onde: - Q : carregamento distribuído sobre uma faixa (l_{faixa}) do material;

- P_b : maior empuxo calculado dentre os métodos mencionados no item 2.4.4.
Atentar para a multiplicação de P_b pelo fator de segurança $\gamma_q=1,4$;

- l_{faixa} : comprimento da faixa adotada do material.

$$M_{comp} = \sigma_{admcomp} \cdot W_{comp} \quad (16)$$

Onde: - M_{comp} : momento do compensado;

- $\sigma_{admcomp}$: tensão admissível do compensado;

- W_{comp} : módulo resistente elástico do compensado.

$$W_{comp} = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (17)$$

Onde: - W_{comp} : módulo resistente elástico do compensado;

- b : largura adotada do compensado;

- h : altura adotada do compensado.

$$M_{sarr} = \sigma_{admsarr} \cdot W_{sarr} \quad (18)$$

Onde: - M_{sarr} : momento do sarrafo;

- $\sigma_{admsarr}$: tensão admissível do sarrafo;

- W_{sarr} : módulo resistente elástico do sarrafo.

$$W_{sarr} = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (19)$$

Onde: - W_{sarr} : módulo resistente elástico do sarrafo;

- b : largura adotada do sarrafo;

- h : altura adotada do sarrafo.

$$M_{estr} = n \cdot M_{sarr} \quad (20)$$

Onde: - M_{estr} : soma dos momentos de um número n de sarrafos;

- M_{sarr} : momento do sarrafo.

$$M_{conjunto} = M_{comp} + M_{estr} \quad (21)$$

Onde: - $M_{conjunto}$: momento do conjunto (compensado + sarrafos);

- M_{comp} : momento do compensado;

- M_{estr} : soma dos momentos de um número n de sarrafos.

2.4.6 Dimensionamento de formas para vigas

Esse dimensionamento é desmembrado em duas etapas, e consiste em determinar os espaçamentos dos sarrafos para as faces laterais e para o fundo da forma. Segundo Maranhão (2000, p. 92), esse dimensionamento é realizado de modo que as formas suportem o empuxo lateral exercido pelo concreto sobre elas.

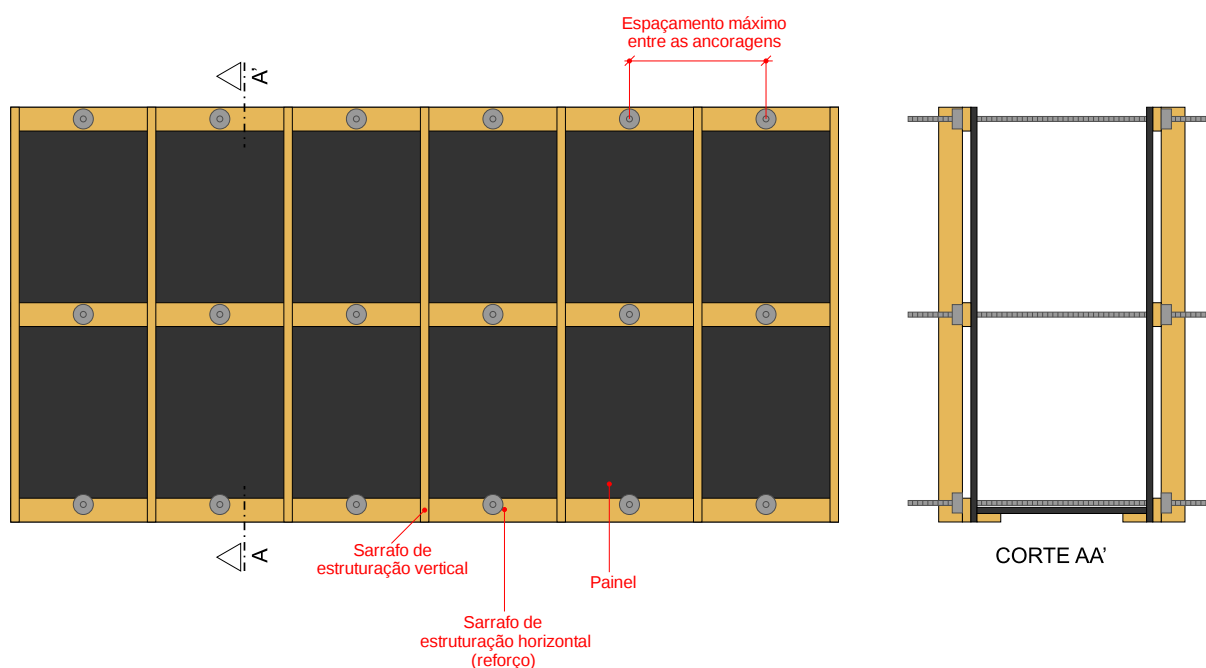
O dimensionamento das faces laterais das formas de vigas seguem os seguintes passos, de acordo com SH Formas (2008):

- a) De posse das dimensões das vigas, calcular o empuxo do concreto fresco baseando-se no item 2.4.4. A NBR 15696 (ABNT, 2009, p. 22) menciona a equação $P_b = 25 \cdot h_r$, a ser adotada, onde h_r é a profundidade de vibração, e será adotada como sendo igual a soma das alturas da viga e da laje correspondente. Portanto P_b será multiplicado pelo fator de segurança $\gamma_q = 1,4$;
- b) Eleger a espessura do compensado;
- c) Calcular o espaçamento máximo entre os sarrafos verticais pela flecha máxima (expressão 9), e pelo momento de flexão máxima (expressão 10), adotando-se o menor valor obtido entre as duas expressões. Em ambos os casos admite-se a largura do compensado $b = 1\text{cm}$ para os cálculos das expressões 11 e 17. E $Q = P_b \cdot 1,4$;
- d) A depender da altura da viga, a utilização de sarrafos de estruturação horizontais a meia altura pode ser requerida. Essa necessidade, ou não, será verificada através do cálculo seguinte: Elege-se os sarrafos verticais, cujo espaçamento máximo entre eles foi calculado na letra anterior, e calcula-se o espaçamento máximo entre os sarrafos horizontais, tanto pela flecha máxima (equação 9), sendo o módulo de elasticidade adotado como sendo o menor dentre os módulos dos sarrafos verticais e do compensado, a largura b do compensado será igual ao comprimento da viga e o momento de inércia será igual a do conjunto (compensado + sarrafos verticais),

calculado pelas expressões 11, 13 e 14. O momento do conjunto (sarrafos verticais + compensado) será calculado pelas expressões 16, 20 e 21. A carga $Q = P_b \cdot 1,4 \cdot l_{\text{faixa}}$, com l_{faixa} igual ao comprimento da viga. Se o espaçamento máximo entre os sarrafos de estruturação horizontal for maior do que a altura da viga, não será necessário sua utilização;

- e) Eleger os sarrafos de estruturação horizontal, se necessários, e ao mesmo tempo calcular o espaçamento máximo entre as ancoragens, pela flecha máxima (expressão 9), com módulo de elasticidade e momento de inércia dos sarrafos de estruturação horizontal, e pelo momento de flexão máximo (expressão 10), com M calculado pela expressão 18. O cálculo da expressão 15 considerará l_{faixa} igual ao espaçamento máximo obtido na letra anterior.

Figura 21 – Ilustração dos sarrafos de estruturação dos painéis laterais da viga.



Fonte: SH Formas (2008, p. 159).

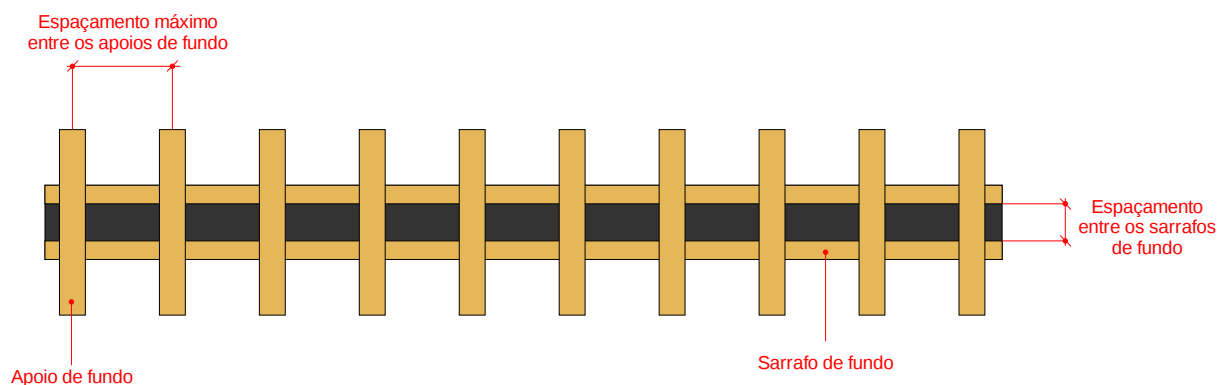
O dimensionamento dos fundos das formas das vigas consiste em calcular o vão máximo do compensado, onde serão definidos os sarrafos de estruturação do sistema e o espaçamento entre eles, e delimitar o espaçamento máximo entre os apoios (escoramentos). Segue os seguintes passos, de acordo com SH Formas (2008):

- a) Como primeiro passo, calcular o empuxo do concreto fresco baseando-se no item 2.4.4. A NBR 15696 (ABNT, 2009, p. 22) menciona a equação $P_b = 25 \cdot h_r$, a ser

adotada, onde h_r será igual à soma das alturas da viga e da laje correspondente. Porém, para o fundo de uma forma de viga, considera-se a carga por metro linear do seu comprimento. Assim, o empuxo será igual à multiplicação entre P_b e a largura da viga, e multiplicado pelo fator de segurança $\gamma_q=1,4$. Esse empuxo será acrescido de uma sobrecarga igual a 4 kN/m^2 , como menciona o item 2.4.4;

b) Eleger os sarrafos de fundo da forma de viga e sua quantidade. Em função dos dados desses sarrafos, são calculados os espaçamentos máximos entre os apoios do fundo de viga, tanto pela flecha máxima quanto pelo momento de flexão máximo, e assim confirma-se o uso dos sarrafos eleitos para o fundo. O módulo de elasticidade usado será o menor dentre os módulos do compensado e do sarrafo. O momento de inércia corresponde ao conjunto (compensado + sarrafos de fundo), calculado pelas expressões 11, 13 e 14. E o empuxo será igual àquele mencionado na letra (a). O momento de flexão será calculado mediante uso das expressões 16, 20 e 21, com a faixa de compensado, b , igual à largura da viga.

Figura 22 - Ilustração do fundo de uma viga e seus apoios



Fonte: Elaborado pelo autor.

3 METODOLOGIA

Escolheu-se um projeto piloto de uma edificação para a realização e o acompanhamento do dimensionamento das formas dos pilares e das vigas que os compõe. Para tal, utilizou-se um programa computacional para a realização do desenho do projeto, o CorelDraw, e criou-se uma planilha eletrônica para automatizar os cálculos, com o auxílio do programa computacional Microsoft Excel.

O projeto piloto é composto por quatro pilares, denotados por P1, P2, P3 e P4, e por quatro vigas, denotadas por V1, V2, V3 e V4. A laje correspondente a essas peças possui espessura igual a 10cm, que influenciará no dimensionamento das formas das vigas.

Cada peça componente do projeto piloto será dimensionada com o auxílio da planilha eletrônica, segundo os procedimentos de cálculo mencionados no item 4, tanto para formas de pilares quando para formas de vigas. As peças a serem calculadas são o pilar P1 e a viga V1, cujas especificações constam nas tabelas 16 e 17, respectivamente. Os cálculos serão explicados e expostos no item 5, a partir dos resultados obtidos na planilha eletrônica.

Por fim, serão desenhados os detalhamentos das formas obtidas para as peças P1 e V1 pelo programa computacional Corel Draw. Esses detalhamentos constam nos apêndices C e D, para vigas e para os pilares, respectivamente. Nos apêndices A e B, estão expostos os quadros resumos dos dimensionamentos das demais peças.

4 PROCEDIMENTO DE CÁLCULO

4.1 PROCEDIMENTO DO DIMENSIONAMENTO DAS FORMAS DOS PILARES

De acordo as teorias propostas no item 2.4, os cálculos para o dimensionamento das formas dos pilares seguirão os seguintes passos:

- a) Coletar as dimensões dos pilares a partir do projeto piloto;
- b) Com o auxílio da planilha eletrônica, calcular o empuxo do concreto sobre a forma;
- c) Eleger a espessura do compensado, mediante visualização da Tabela 10;
- d) Com o auxílio da planilha eletrônica, calcular o espaçamento máximo do vigamento secundário;
- e) Eleger a categoria da madeira dos sarrafos secundários, mediante ANEXO B;
- f) Eleger as dimensões dos sarrafos secundários, mediante ANEXO A;
- g) Com o auxílio da planilha eletrônica, calcular o espaçamento máximo vigamento primário;
- h) Eleger a categoria da madeira dos sarrafos primários, mediante ANEXO B;
- i) Eleger as dimensões dos sarrafos primários, mediante ANEXO A;
- j) Com o auxílio da planilha eletrônica, calcular o espaçamento máximo entre as ancoragens.

4.1.1 Especificações dos pilares

O projeto piloto comporta quatro pilares, denotados por: P1, P2, P3 e P4. Suas especificações são as que constam na Tabela 16.

Tabela 16 - Especificações dos pilares que compõem o projeto piloto

Pilares	Dimensões (cm)		
	Maior lado	Menor lado	Altura
P1	90	25	270
P2	100	25	270
P3	120	30	270
P4	160	35	270

Fonte: Elaborado pelo autor.

4.2 PROCEDIMENTO DO DIMENSIONAMENTO DAS FORMAS DAS VIGAS

De acordo as teorias propostas no item 2.4, os cálculos para o dimensionamento das formas das vigas seguirão os seguintes passos:

- a) Coletar as dimensões das vigas a partir do projeto piloto;
- b) Com o auxílio da planilha eletrônica, calcular o empuxo do concreto sobre os

painéis laterais da forma;

- c) Eleger a espessura do compensado, mediante visualização da Tabela 10;
- d) Com o auxílio da planilha eletrônica, calcular o espaçamento máximo dos sarrafos verticais;
- e) Eleger a categoria da madeira dos sarrafos verticais, mediante ANEXO B;
- f) Eleger as dimensões dos sarrafos verticais, mediante ANEXO A;
- g) Com o auxílio da planilha eletrônica, calcular o espaçamento máximo dos sarrafos horizontais, se necessário, mediante verificação;
- h) Sendo necessário o uso de sarrafos horizontais, eleger a categoria da madeira dos mesmos, mediante ANEXO B;
- i) Sendo necessário o uso de sarrafos horizontais, eleger as dimensões da madeira dos mesmos, mediante ANEXO A;
- j) Com o auxílio da planilha eletrônica, calcular o espaçamento máximo entre as ancoragens;
- k) Com o auxílio da planilha eletrônica, calcular o empuxo do concreto sobre o fundo da forma da viga;
- l) Escolher a quantidade de sarrafos do fundo da viga;
- m) Eleger a categoria da madeira dos sarrafos do fundo da forma da viga, mediante ANEXO B;
- n) Eleger as dimensões dos sarrafos do fundo da forma da viga, mediante ANEXO A;
- o) Com o auxílio da planilha eletrônica, calcular o espaçamento máximo entre os apoios do fundo da forma da viga.

4.2.1 Especificações das vigas

O projeto piloto comporta quatro vigas, denotadas por: V1, V2, V3 e V4. Suas especificações são as que constam na Tabela 17.

Tabela 17 - Especificações das vigas que compõem o projeto piloto

Vigas	Dimensões (cm)		
	Largura	Altura	Comprimento
V1	20	40	400
V2	20	50	400
V3	30	60	400
V4	30	80	400

Fonte: Elaborado pelo autor.

5 APLICAÇÃO DO PROCEDIMENTO DE CÁLCULO AO PROJETO PILOTO

A fim de automatizar os cálculos dos espaçamentos máximos dos sarrafos que compõem as formas de pilares e de vigas, desenvolveu-se uma planilha eletrônica, utilizando o programa computacional Microsoft Excel, para a realização do dimensionamento. No tópico 4.1.1 constam os pilares que compõem o projeto piloto, e no tópico 4.2.1 constam as vigas que compõem o projeto piloto. No item 5.1 será descrito o cálculo do dimensionamento da forma do pilar P1. E no item 5.2 será descrito o cálculo do dimensionamento das forma da viga V1.

5.1 DESENVOLVIMENTO DOS CÁLCULOS PARA FORMA DO PILAR P1

O pilar P1 possui seção 25cm x 90cm e 2,70m de altura, conforme Figura 23.

Figura 23 - Geometria do pilar P1

Geometria do pilar (retangular)	
Maior lado (cm)	90
Menor lado (cm)	25
Altura (cm)	270

Fonte: Elaborado pelo autor.

Adotando os seguintes parâmetros:

1. Velocidade de concretagem v_b (m/h): 4;
2. Abatimento do concreto (mm): 125mm;
3. Fator de segurança γ_q : 1,4, conforme NBR 15696 (ABNT, 2009, p. 5);
4. Tipo de vibração: Interna;
5. Profundidade de vibração adotada h_r (m): 1;
6. Peso específico do concreto γ_c (kN/m³): 25;
7. Temperatura do concreto fluido (°C): 25;
8. Temperatura ambiente (°C): 25;
9. Não será utilizado retardador de pega no concreto fresco do pilar.

Como o abatimento do concreto é igual a 125mm, de acordo com a Tabela 12 o concreto é de classe C3. Portanto a equação a ser utilizada para o cálculo do empuxo será $P_b = 10 \cdot v_b + 13$, conforme diagrama da Figura 14. Esse será o valor do empuxo inicial, $P_{b, inicial}$, sem a aplicação dos fatores correspondentes aos elementos que intervêm no valor do empuxo.

O fator de segurança, γ_q , será multiplicado pelo $P_{b, \text{inicial}}$, resultando em $P_{b, \text{seg}}$.

A altura hidrostática inicial, será dada por $h_{s, \text{inicial}} = 0,04 \cdot P_{b, \text{inicial}}$, sem a aplicação dos fatores correspondentes aos elementos que intervêm no valor da altura hidrostática.

Como a vibração é do tipo interna e, segundo os cálculos, $h_r \leq h_{s, \text{inicial}}$, o valor do empuxo, até então $P_{b, \text{seg}}$, não será alterado. A altura hidrostática não sofre influência da vibração.

Como o peso específico do concreto é igual a 25 kN/m^3 , então $\alpha=1$, e o empuxo não se altera novamente, conforme Tabela 13.

Como as temperaturas do concreto fluido e do ambiente são iguais a 25°C , não existirá efeito dessas temperaturas sobre o empuxo do concreto.

Sobre o concreto de P1, não será utilizado nenhum retardador de pega, portanto o empuxo não sofrerá influência desse parâmetro.

A Figura 24 mostra o resultado do valor do empuxo a ser utilizado no cálculo do dimensionamento.

Figura 24 - Cálculo do empuxo exercido pelo concreto sobre os painéis do pilar P1

Empuxo exercido pelo concreto (P_b)	
Velocidade de concretagem v_b (m/h)	4
Abatimento do concreto (mm)	125
Classe de consistência do concreto	C3
Empuxo inicial $P_{b, \text{inicial}}$ (kN/m^2)	53
Fator de segurança γ_q	1,4
Empuxo corrigido pelo fator de segurança $P_{b, \text{seg}}$ (kN/m^2)	74,2
Altura hidrostática inicial $h_{s, \text{inicial}}$ (m)	2,12
Tipo de vibração	Interna
Profundidade da vibração h_r (m)	1
Peso específico do concreto γ_c (kN/m^3)	25
Temperatura do concreto fluido ($^\circ\text{C}$)	25
Temperatura ambiente ($^\circ\text{C}$)	25
Retardadores de pega	Nenhum
Empuxo corrigido pelos demais fatores P_b (kN/m^2)	74,2
Altura hidrostática corrigida h_s (m)	2,12

Fonte: Elaborado pelo autor.

O compensado adotado será de 18mm de espessura com 9 lâminas, conforme Tabela 10. Da mesma tabela, extrai-se o valor do módulo de elasticidade do compensado.

A expressão 11 será utilizada para calcular o momento de inércia do compensado, considerando uma faixa $b=1\text{cm}$. A carga distribuída, Q , será calculada utilizando-se a expressão 15, considerando uma faixa de compensado $l_{\text{faixa}}=1\text{cm}$. A flecha adotada pelo construtor será igual a $L/300$, podendo-se utilizar a expressão 9 para o cálculo do espaçamento máximo permitido entre os sarrafos verticais do painel do pilar, pela flecha máxima.

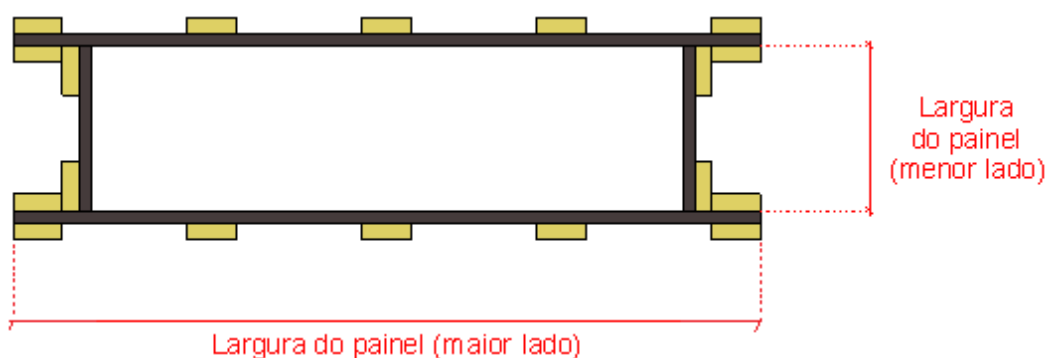
Da Tabela 10, extrai-se o valor da tensão admissível do compensado, σ_{admcomp} . A expressão 17 será utilizada para calcular o módulo resistente elástico do compensado, considerando uma faixa $b=1\text{cm}$. Com Q já calculada, pode-se utilizar a expressão 10 para o cálculo do espaçamento máximo permitido entre os sarrafos verticais do painel do pilar, pelo momento máximo de flexão.

Dos valores de espaçamento máximo entre os sarrafos verticais do painel do pilar obtidos por ambos os métodos, escolhe-se o menor deles, a favor da segurança, conforme Figura 26.

Utilizando o ANEXO B, escolheu-se a madeira dos sarrafos verticais como sendo da categoria Dicotiledônia, e espécie denotada por Sucupira. Desse anexo, extrai-se o módulo de elasticidade e a tensão admissível característica correspondentes à madeira escolhida. Através do ANEXO A, elegeu-se as dimensões dos sarrafos verticais dos painéis do pilar como sendo $7,5\text{cm} \times 2,5\text{cm}$. Seguem resultados na Figura 26.

A largura total do painel do maior lado do pilar será dada pela seguinte soma: largura do maior lado do pilar, mais duas vezes a largura do sarrafo vertical, mais duas vezes a espessura do sarrafo vertical, mais duas vezes a espessura do compensado. E a largura do painel do menor lado do pilar será igual à largura do menor lado do pilar. A Figura 25 ilustra as larguras mencionadas.

Figura 25 - Ilustração da configuração dos painéis de um pilar



Fonte: Elaborado pelo autor.

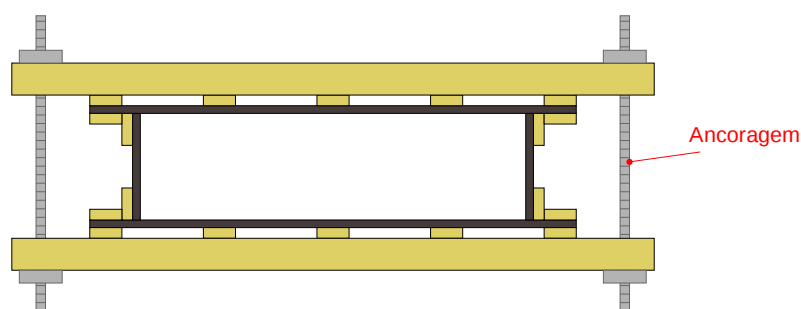
Figura 26 – Espaçamento máximo dos sarrafos verticais dos painéis do pilar P1

Espaçamento máximo (sarrafos verticais)	
Espessura do compensado (mm)	18
Nº de lâminas do compensado	9
Categoria da madeira dos sarrafos verticais	Dicotiledôneas
Nome da madeira dos sarrafos verticais	Sucupira
Tensão admissível característica dos sarrafos verticais f_{ck}/f_{c0} (kN/m ²)	95200
Tensão admissível de cálculo dos sarrafos verticais f_d (kN/m²)	9805,6
Módulo de elasticidade dos sarrafos verticais (kN/m²)	21724000
Dimensões dos sarrafos verticais	7,5cmx2,5cm / 3"x1"
Largura dos sarrafos verticais (cm)	7,5
Altura dos sarrafos verticais (cm)	2,5
Espaçamento máximo entre os sarrafos verticais (pela flecha) (cm)	22,8282631
Espaçamento máximo entre os sarrafos verticais (pelo momento) (cm)	24,36912898
Espaçamento máximo adotado entre os sarrafos verticais (cm)	22,8282631
Lado maior	
Largura do painel do maior lado (cm)	113,6
Nº de espaços	4
Nº de sarrafos verticais do maior lado	5
Espaçamento entre os sarrafos verticais do maior lado (cm)	19,02500000
Lado menor	
Largura do painel do menor lado (cm)	25
Nº de espaços	1
Nº de sarrafos verticais do menor lado	2
Espaçamento entre os sarrafos verticais do menor lado (cm)	10,00000000

Fonte: Elaborado pelo autor.

Para o cálculo dos espaçamentos máximos dos sarrafos horizontais, deverá ser considerado o conjunto (compensado + sarrafos verticais). Além disso, será calculado apenas para o maior lado do pilar, visto que a ancoragem dos sarrafos horizontais no maior lado do pilar funcionará como sarrafos horizontais para o menor lado do pilar. Esta situação encontra-se ilustrada na Figura 27.

Figura 27 - Exemplo de dois elementos de ancoragens dos sarrafos horizontais do pilar



Fonte: Elaborado pelo autor.

Dentre os módulos de elasticidade do compensado (Tabela 10) e dos sarrafos verticais (ANEXO B), adota-se o menor, favorecendo à segurança. Da Tabela 10 extrai-se o momento de inércia do compensado, J_{comp} , e o momento de inércia de um dos sarrafos verticais, J_{sarr} , extrai-se do ANEXO A. Porém, há n sarrafos verticais, dessa forma será utilizada a expressão 13 para o cálculo do momento de inércia de todos os sarrafos verticais presentes no painel correspondente. De posse de J_{comp} e J_{sarr} , utiliza-se a expressão 14 para calcular o momento de inércia do conjunto (compensado + sarrafos verticais). O carregamento, Q , será obtido pela expressão 15 com l_{faixa} igual à largura do maior lado do pilar. Assim, por meio da expressão 9 calcula-se o espaçamento máximo, em relação à flecha máxima, entre os sarrafos horizontais correspondentes ao maior lado do painel do pilar. Os valores de tensão admissível do compensado, $\sigma_{admcomp}$, e do módulo resistente elástico do compensado, W_{comp} , serão obtidos pela Tabela 10, e daí utiliza-se a expressão 16 para encontrar o momento de flexão do compensado. O momento admissível de um dos sarrafos verticais, M_{sarr} , será obtido pelo ANEXO A, com a tensão admissível de cálculo dada pela expressão $f_d = 0,103 \cdot f_{ck}$ (pois os esforços estão sendo exercidos perpendicularmente às fibras de uma madeira maciça), porém existem n sarrafos verticais, e dessa forma será utilizada a expressão 20 para obter o momento de flexão do conjunto de sarrafos verticais, M_{estr} . Utilizando-se a expressão 21, obtém-se o momento do conjunto (compensado + sarrafos verticais), e assim utiliza-se a expressão 10 para calcular o espaçamento máximo entre os sarrafos horizontais pelo momento de flexão máximo. Dos espaçamentos máximos entre os sarrafos horizontais obtidos pelos métodos da flecha máxima e do momento de flexão máximo, adota-se o menor, a favor da segurança, conforme Figura 28.

Daí elege-se a categoria e a espécie da madeira que corresponde aos sarrafos horizontais do pilar, pelo ANEXO B. E suas dimensões são escolhidas pelo ANEXO A. A Figura 28 os

parâmetros escolhidos.

Será admitida uma folga entre as extremidades do painel do pilar e os sarrafos horizontais mais externos, por questões construtivas, igual a 12,5cm em cada uma das extremidades, superior e inferior, conforme Figura 28.

Figura 28 - Espaçamento máximo entre os sarrafos horizontais do pilar P1

Espaçamento máximo (sarrafos horizontais)	
Categoria da madeira dos sarrafos horizontais	Dicotiledóneas
Nome da madeira dos sarrafos horizontais	Sucupira
Tensão admissível característica dos sarrafos horizontais f_{ck} / f_{cd} (kN/m ²)	95200
Tensão admissível de cálculo dos sarrafos horizontais f_d (kN/m ²)	9805,6
Módulo de elasticidade dos sarrafos horizontais (kN/m ²)	21724000
Dimensões dos sarrafos horizontais	7,5cmx7,5cm / 3"x3"
Largura dos sarrafos horizontais (cm)	7,5
Altura dos sarrafos horizontais (cm)	7,5
Espaçamento máximo entre os sarrafos horizontais (pela flecha) (cm)	30,30086424
Espaçamento máximo entre os sarrafos horizontais (pelo momento) (cm)	33,3481234
Espaçamento máximo adotado entre os sarrafos horizontais (cm)	30,30086424
Folgas entre os sarrafos horizontais das extremidades e as bordas, superior ou inferior, do compensado (cm)	12,5
Nº de espaços	7
Nº de sarrafos horizontais do maior lado	8
Espaçamento entre os sarrafos horizontais do maior lado (cm)	26,42857143

Fonte: Elaborado pelo autor.

O espaçamento máximo entre as ancoragens dos sarrafos horizontais do pilar será igual ao menor espaçamento dentre os obtidos pelos métodos da flecha máxima e momento de flexão máximo. Para o primeiro método, considera-se o módulo de elasticidade dos sarrafos horizontais, mediante ANEXO B, o momento de inércia de um dos sarrafos horizontais, mediante ANEXO A. O carregamento, Q, será calculado pela expressão 15 com l_{faixa} igual ao espaçamento máximo entre os sarrafos horizontais adotado. Utiliza-se a expressão 9. Quanto ao segundo método, extrai-se do ANEXO A o momento admissível dos sarrafos horizontais, com a tensão admissível de cálculo dada pela expressão $f_d = 0,103 \cdot f_{ck}$ (pois os esforços estão sendo exercidos perpendicularmente às fibras de uma madeira maciça). Daí, calcula-se o espaçamento máximo entre as ancoragens dos sarrafos horizontais pela expressão 10. A Figura 29 ilustra os resultados.

Figura 29 - Espaçamento máximo entre as ancoragens dos sarrafos horizontais do pilar P1

Espaçamento máximo entre as ancoragens dos sarrafos horizontais	
Espaçamento máximo entre as ancoragens dos sarrafos horizontais (pela flecha) (cm)	90,76574802
Espaçamento máximo entre as ancoragens dos sarrafos horizontais (pelo momento) (cm)	53,0346312
Espaçamento máximo adotado entre as ancoragens dos sarrafos horizontais (cm)	53,0346312

Fonte: Elaborado pelo autor.

5.2 DESENVOLVIMENTO DOS CÁLCULOS PARA FORMA DA VIGA V1

5.2.1 Painel lateral da viga

Conforme a Figura 30, a viga V1 possui seção 20cm x 40cm e comprimento igual a 400cm. E será adotada uma laje de 10cm de espessura.

Figura 30 - Geometria da viga V1

Geometria da viga (retangular)	
Largura (cm)	20
Altura (cm)	40
Extensão (cm)	400
Altura da laje correspondente (cm)	10

Fonte: Elaborado pelo autor.

Adotando os seguintes parâmetros:

1. Abatimento do concreto (mm): 125mm;
2. Fator de segurança γ_q : 1,4, conforme NBR 15696 (ABNT, 2009, p. 5);
3. Tipo de vibração: Interna;
4. Profundidade de vibração adotada h_r (m): igual à soma entre as alturas da viga e da laje;
5. Peso específico do concreto γ_c (kN/m³): 25;
6. Temperatura do concreto fluido (°C): 25;
7. Temperatura ambiente (°C): 25;
8. Não será utilizado retardador de pega no concreto fresco da viga;
9. Sobrecarga de trabalho (kN/m²): 4, conforme NBR 15696 (ABNT, 2009, p. 4).

Como o abatimento do concreto é igual a 125mm, de acordo com a Tabela 12 o concreto é de classe C3. O empuxo inicial, isto é, aquele que está livre da aplicação dos fatores correspondentes aos elementos que intervêm no empuxo, será dado por $P_{b, inicial} = 25 \cdot h_r$, onde h_r é a profundidade de vibração dada pela soma entre as alturas da viga e da sua laje correspondente. O fator de segurança, γ_q , será multiplicado pelo $P_{b, inicial}$, resultando em $P_{b, seg}$.

A altura hidrostática inicial, será dada por $h_{s, inicial} = 0,04 \cdot P_{b, inicial}$, sem a aplicação dos fatores correspondentes aos elementos que intervêm no valor da altura hidrostática.

Como a vibração é do tipo interna e, segundo os cálculos, $h_r \leq h_{s, inicial}$, o valor do empuxo, até então $P_{b, seg}$, não será alterado. A altura hidrostática não sofre influência da

vibração.

Como o peso específico do concreto é igual a 25 kN/m^3 , então $\alpha=1$, e o empuxo não se altera novamente, conforme Tabela 13.

Como as temperaturas do concreto fluido e do ambiente são iguais a 25°C , não existirá efeito dessas temperaturas sobre o empuxo do concreto.

Sobre o concreto de V1, não será utilizado nenhum retardador de pega, portanto o empuxo não sofrerá influência desse parâmetro.

Soma-se o valor da sobrecarga ao valor do empuxo atualizado.

A Figura 31 mostra o resultado do valor do empuxo a ser utilizado no cálculo do dimensionamento dos painéis laterais.

Figura 31- Cálculo do empuxo exercido pelo concreto sobre os painéis laterais da viga V1

Empuxo exercido pelo concreto sobre a lateral da forma (P_b)	
Abatimento do concreto (mm)	125
Classe de consistência do concreto	C3
Tipo de vibração	Interna
Profundidade da vibração h_r (m)	0,5
Empuxo inicial $P_{b,\text{inicial}}$ (kN/m^2)	12,5
Fator de segurança γ_q	1,4
Empuxo corrigido pelo fator de segurança $P_{b,\text{seg}}$ (kN/m^2)	17,5
Altura hidrostática inicial $h_{s,\text{inicial}}$ (m)	0,5
Peso específico do concreto γ_c (kN/m^3)	25
Temperatura do concreto fluido ($^\circ\text{C}$)	25
Temperatura ambiente ($^\circ\text{C}$)	25
Retardadores de pega	Nenhum
Empuxo corrigido pelos demais fatores $P_{b,\text{fat}}$ (kN/m^2)	17,5
Sobrecarga de trabalho (kN/m^2)	4
Empuxo corrigido com sobrecarga P_b (kN/m^2)	21,5
Altura hidrostática corrigida h_s (m)	0,5

Fonte: Elaborado pelo autor.

O compensado adotado será de 18mm de espessura com 9 lâminas, conforme Tabela 10. Da mesma tabela, extrai-se o valor do módulo de elasticidade do compensado.

A expressão 11 será utilizada para calcular o momento de inércia do compensado, considerando uma faixa $b=1\text{cm}$. A carga distribuída, Q , será calculada utilizando-se a expressão 15, considerando uma faixa de compensado $l_{\text{faixa}}=1\text{cm}$. A flecha adotada pelo

construtor será igual a $L/300$, podendo-se utilizar a expressão 9 para o cálculo do espaçamento máximo permitido entre os sarrafos verticais do painel do pilar, pela flecha máxima.

Da Tabela 10, extrai-se o valor da tensão admissível do compensado, $\sigma_{admcomp}$. A expressão 17 será utilizada para calcular o módulo resistente elástico do compensado, considerando uma faixa $b=1\text{cm}$. Com Q já calculada, pode-se utilizar a expressão 10 para o cálculo do espaçamento máximo permitido entre os sarrafos verticais do painel lateral da viga, pelo momento máximo de flexão.

Dos valores de espaçamento máximo entre os sarrafos verticais do painel lateral da viga obtidos por ambos os métodos, escolhe-se o menor deles, a favor da segurança, conforme Figura 32.

Utilizando o ANEXO B, escolheu-se a madeira dos sarrafos verticais como sendo da categoria Dicotiledônia, e espécie denotada por Sucupira. Desse anexo, extrai-se o módulo de elasticidade e a tensão admissível característica correspondentes à madeira escolhida. Através do ANEXO A, elegeu-se as dimensões dos sarrafos verticais dos painéis laterais da viga como sendo $2,5\text{cm} \times 5,0\text{cm}$. Seguem os resultados na Figura 32.

Figura 32 - Espaçamento máximo dos sarrafos verticais dos painéis laterais da viga V1

Lateral da forma (sarrafos verticais)	
Espessura do compensado (mm)	18
Nº de lâminas do compensado	9
Categoria da madeira dos sarrafos verticais	Dicotiledôneas
Nome da madeira dos sarrafos verticais	Sucupira
Tensão admissível característica dos sarrafos verticais f_{ck}/f_{c0} (kN/m²)	95200
Tensão admissível de cálculo dos sarrafos verticais f_d (kN/m²)	9805,6
Módulo de elasticidade dos sarrafos verticais (kN/m²)	21724000
Dimensões dos sarrafos verticais	2,5cmx5cm / 1"x2"
Largura dos sarrafos verticais (cm)	2,5
Altura dos sarrafos verticais (cm)	5
Espaçamento máximo entre os sarrafos verticais (pela flecha) (cm)	34,49806089
Espaçamento máximo entre os sarrafos verticais (pelo momento) (cm)	45,27127535
Espaçamento máximo adotado entre os sarrafos verticais (cm)	34,49806089
Nº de espaços	11
Nº de sarrafos verticais	12
Espaçamento entre os sarrafos verticais (cm)	33,63636364

Fonte: Elaborado pelo autor.

Para o cálculo dos espaçamentos máximos dos sarrafos horizontais, deverá ser considerado o conjunto (compensado + sarrafos verticais). Serão calculados os espaçamentos máximos pelos métodos da flecha máxima e do momento de flexão máximo, adotando-se o menor valor obtido dentre os dois. Se este valor for maior do que a altura da viga, não será necessário a utilização da estruturação horizontal no painel lateral da viga, caso contrário será necessária a utilização dessa estruturação e, conseqüentemente, será calculado o espaçamento máximo entre as ancoragens pelos métodos da flecha máxima e do momento de flexão máximo.

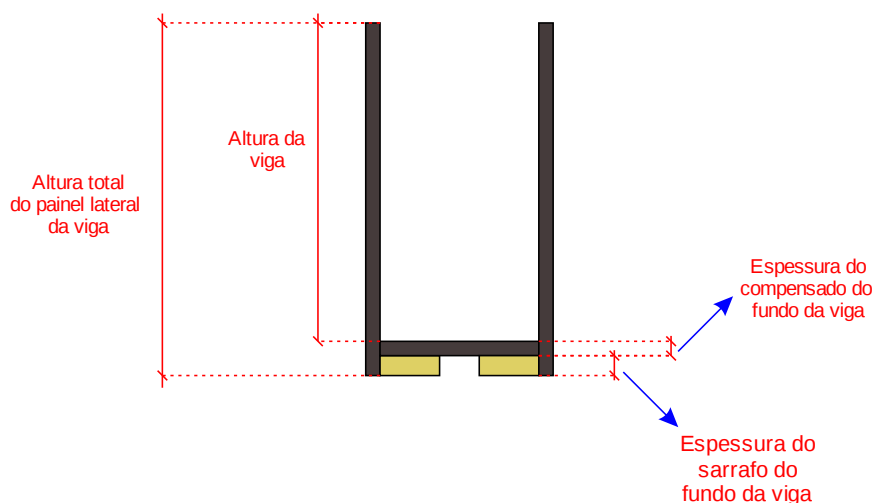
Dentre os módulos de elasticidade do compensado (Tabela 10) e dos sarrafos verticais (ANEXO B), adota-se o menor, favorecendo à segurança. O momento de inércia do compensado, J_{comp} , será calculado pela expressão 11 com b igual ao comprimento da viga, e o momento de inércia de um dos sarrafos verticais, J_{sarr} , extrai-se do ANEXO A. Porém, há n sarrafos verticais, dessa forma será utilizada a expressão 13 para o cálculo do momento de inércia de todos os sarrafos verticais presentes no painel correspondente. De posse de J_{comp} e J_{sarr} , utiliza-se a expressão 14 para calcular o momento de inércia do conjunto (compensado + sarrafos verticais). O carregamento, Q , será obtido pela expressão 15 com l_{faixa} igual ao comprimento da viga. Assim, por meio da expressão 9 calcula-se o espaçamento máximo em relação à flecha máxima, entre os sarrafos horizontais da viga. O valor da tensão admissível do compensado, $\sigma_{admcomp}$, será obtido pela Tabela 10, e o módulo resistente elástico do compensado, W_{comp} , será calculado pela expressão 17 com b igual ao comprimento da viga, e daí utiliza-se a expressão 16 para encontrar o momento de flexão do compensado. O momento admissível de um dos sarrafos verticais, M_{sarr} , será obtido pelo ANEXO A, com a tensão admissível de cálculo dada pela expressão $f_d = 0,103.f_{ck}$ (pois os esforços estão sendo exercidos perpendicularmente às fibras de uma madeira maciça), porém existem n sarrafos verticais, e dessa forma será utilizada a expressão 20 para obter o momento de flexão do conjunto de sarrafos verticais, M_{estr} . Utilizando-se a expressão 21, obtém-se o momento do conjunto (compensado + sarrafos verticais), e assim utiliza-se a expressão 10 para calcular o espaçamento máximo entre os sarrafos horizontais pelo momento de flexão máximo. Dos espaçamentos máximos entre os sarrafos horizontais obtidos pelos métodos da flecha máxima e do momento de flexão máximo, adota-se o menor, a favor da segurança. Se esse valor for maior do que a altura da viga, então a estruturação horizontal não é necessária e, caso contrário, sua utilização será necessária e o espaçamento máximo entre as ancoragens deve

ser calculado. Para o caso da viga V1, não foi necessário utilizar a estruturação horizontal, visto que o espaçamento máximo permitido entre os sarrafos horizontais resultou em 47,48cm, que é maior que a altura da viga, 40cm. A Figura 34 mostra os resultados, e se observa que, as três últimas linhas da planilha mostrada nessa figura estão sem resultados, justamente porque não houve a necessidade da utilização de sarrafos horizontais para a viga V1.

Se a necessidade da utilização de sarrafos horizontais sobre os painéis laterais de uma viga for confirmada, que não é o caso da viga V1, deve-se eleger a categoria e a espécie da madeira que corresponde aos sarrafos horizontais, pelo ANEXO B. E suas dimensões são escolhidas pelo ANEXO A. E, portanto, calcula-se o espaçamento máximo entre as ancoragens, sendo igual ao menor espaçamento dentre os obtidos pelos métodos da flecha máxima e do momento de flexão máximo. Para o primeiro método, considera-se o módulo de elasticidade dos sarrafos horizontais, mediante ANEXO B, o momento de inércia de um dos sarrafos horizontais, mediante ANEXO A. O carregamento, Q , será calculado pela expressão 15 com l_{faixa} igual ao espaçamento máximo entre os sarrafos horizontais adotado. Utiliza-se a expressão 9. Quanto ao segundo método, extrai-se do ANEXO A o momento admissível dos sarrafos horizontais, com a tensão admissível de cálculo dada pela expressão $f_d=0,103.f_{ck}$ (pois os esforços estão sendo exercidos perpendicularmente às fibras de uma madeira maciça). Daí, calcula-se o espaçamento máximo entre as ancoragens dos sarrafos horizontais pela expressão 10. Os resultados são mostrados conforme a Figura 35. As linhas da planilha mostrada nessa figura estão sem valores, justamente porque a viga V1 não necessitou da utilização de sarrafos horizontais.

A altura total do painel lateral da forma da viga será dada pela seguinte soma: altura da viga, mais a espessura do compensado do fundo da forma, mais a altura do sarrafo horizontal do fundo da forma, conforme ilustração da Figura 33. A largura do painel de fundo da viga será igual à largura da viga.

Figura 33 - Ilustração da configuração dos painéis de uma viga (não estão mostrados os sarrafos verticais e horizontais dos painéis laterais)



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 34 - Espaçamento máximo dos sarrafos horizontais dos painéis laterais da viga V1.

Lateral da forma (sarrafos horizontais)	
Categoria da madeira dos sarrafos horizontais	Dicotiledôneas
Nome da madeira dos sarrafos horizontais	Sucupira
Tensão admissível característica dos sarrafos horizontais f_{ck}/f_{c0} (kN/m ²)	95200
Tensão admissível de cálculo dos sarrafos horizontais f_d (kN/m ²)	9805,6
Módulo de elasticidade dos sarrafos horizontais (kN/m ²)	21724000
Dimensões dos sarrafos horizontais	5cmx2,5cm / 2"x1"
Largura dos sarrafos horizontais (cm)	5
Altura dos sarrafos horizontais (cm)	2,5
Espaçamento máximo entre os sarrafos horizontais (pela flecha) (cm)	47,48284087
Espaçamento máximo entre os sarrafos horizontais (pelo momento) (cm)	56,47720265
Espaçamento máximo adotado entre os sarrafos horizontais (cm)	47,48284087
O painel não necessita de estruturação horizontal	
Dimensões dos sarrafos horizontais do fundo da forma	5cmx2,5cm / 2"x1"
Largura dos sarrafos horizontais do fundo da forma (cm)	5
Altura dos sarrafos horizontais do fundo da forma (cm)	2,5
Altura do painel lateral da forma	44,3
Nº de espaços	
Nº de sarrafos horizontais	
Espaçamento entre os sarrafos horizontais (cm)	

Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 35 - Espaçamento máximo entre as ancoragens dos sarrafos horizontais de V1

Lateral da forma (espaçamento máximo entre as ancoragens dos sarrafos horizontais)	
Espaçamento máximo entre as ancoragens dos sarrafos horizontais (pela flecha) (cm)	
Espaçamento máximo entre as ancoragens dos sarrafos horizontais (pelo momento) (cm)	
Espaçamento máximo adotado entre as ancoragens dos sarrafos horizontais (cm)	

Fonte: Elaborado pelo autor.

5.2.2 Pannel de fundo da viga

O cálculo da carga que atua sobre o fundo da forma da viga será calculado da mesma forma que consta no item 5.2.1, porém será considerada uma faixa igual à largura da viga V1, resultando na carga por metro linear da extensão da viga, conforme Figura 36.

O compensado adotado será de 18mm de espessura com 9 lâminas, conforme Tabela 10. Porém, seu momento de inércia, seu módulo de resistência elástico e seu momento, serão calculados, respectivamente, pelas expressões 11, 17 e 16, considerando a largura b igual à largura da viga.

Utilizando o ANEXO B, escolheu-se a madeira dos sarrafos do fundo da forma como sendo da categoria Dicotiledônia, e espécie denotada por Sucupira. Desse anexo, extrai-se o módulo de elasticidade e a tensão admissível característica correspondentes à madeira escolhida. Através do ANEXO A, elegeu-se as dimensões dos mesmos sarrafos como sendo 5,0cm x 2,5cm.

Para o cálculo do espaçamento máximo entre os apoios do fundo da viga e, conseqüentemente, para a definição dos sarrafos de fundo, calculou-se os espaçamentos máximos permitidos entre os apoios pelos métodos da flecha máxima e do momento de flexão máximo. Para o caso da flecha máxima, estabeleceu-se uma quantidade $n=2$ de sarrafos do fundo da forma da viga V1, calculou-se o momento de inércia dos sarrafos de fundo pela expressão 13. Com a expressão 14 calculou-se o momento de inércia do conjunto (compensado + sarrafos de fundo). O módulo de elasticidade adotado será o menor dentre os módulos do compensado e dos sarrafos de fundo. Para o caso do momento máximo de flexão, o momento de flexão admissível de um dos sarrafos de fundo foi obtido pelo ANEXO A, e o momento de flexão admissível dos n sarrafos de fundo foi calculado pela expressão 20. O momento do conjunto foi obtido pela expressão 21. Assim, calculou-se os espaçamentos máximos permitidos entre os apoios do fundo da forma pelos métodos da flecha máxima e do momento de flexão máximo, adotando o menor valor entre eles. E, conseqüentemente,

obteve-se os sarrafos do fundo da forma. Seguem os resultados na Figura 37.

Figura 36 - Cálculo da carga atuante sobre o fundo da forma da viga V1

Empuxo exercido pelo concreto sobre o fundo da forma (P_b)	
Abatimento do concreto (mm)	125
Classe de consistência do concreto	C3
Altura total (viga+laje correspondente) (m)	0,5
Carga inicial, por metro de extensão da viga, sobre o fundo da forma $P_{b, inicial}$ (kN/m)	2,5
Fator de segurança γ_q	1,4
Carga corrigida pelo fator de segurança, por metro de extensão da viga, sobre o fundo da forma $P_{b, seg}$ (kN/m)	3,5
Peso específico do concreto γ_c (kN/m ³)	25
Temperatura do concreto fluido (°C)	25
Temperatura ambiente (°C)	25
Retardadores de pega	Nenhum
Empuxo corrigido pelos demais fatores $P_{b, fat}$ (kN/m)	3,5
Sobrecarga de trabalho (kN/m ²)	4
Sobrecarga de trabalho por metro de extensão da viga (kN/m)	0,8
Empuxo corrigido com sobrecarga, por metro de extensão da viga, P_b (kN/m)	4,3

Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 37 - Determinação e cálculo dos sarrafos do fundo da viga V1 e espaçamentos máximos dos seus apoios

Fundo da forma (sarrafos horizontais e espaçamento máximo entre os apoios do fundo da forma)	
Categoria da madeira dos sarrafos horizontais	Dicotiledôneas
Nome da madeira dos sarrafos horizontais	Sucupira
Tensão admissível característica dos sarrafos horizontais f_{ck}/f_{cd} (kN/m ²)	95200
Tensão admissível de cálculo dos sarrafos horizontais f_d (kN/m²)	9805,6
Módulo de elasticidade dos sarrafos horizontais (kN/m²)	21724000
Dimensões dos sarrafos horizontais do fundo da forma	5cmx2,5cm / 2"x1"
Largura dos sarrafos horizontais do fundo da forma (cm)	5
Altura dos sarrafos horizontais do fundo da forma (cm)	2,5
Quantidade de sarrafos horizontais do fundo da forma	2
Espaçamento entre os sarrafos horizontais do fundo da forma (cm)	10
Espaçamento máximo entre os apoios do fundo da forma (pela flecha) (cm)	45,79745956
Espaçamento máximo entre os apoios do fundo da forma (pelo momento) (cm)	62,84742198
Espaçamento máximo adotado entre os apoios do fundo da forma (cm)	45,79745956

Fonte: Elaborado pelo autor.

6 CONCLUSÕES

Por ter grande influência econômica e social, a construção civil é um importante setor para o desenvolvimento das cidades. Por isso, cabe aos profissionais de engenharia buscar aperfeiçoamentos, adaptações e diminuição de custos e prazos de execuções em áreas indispensáveis para contribuir com o crescimento.

Comumente percebe-se em obras que as formas das suas estruturas, de modo geral, são dimensionadas de forma errada por não terem recebido o estudo necessário. Com isso, através deste trabalho torna-se possível elaborar o dimensionamento das formas de vigas e pilares de concreto armado de modo racionalizado, a fim de evitar superdimensionamentos que podem resultar em custos mais elevados, evitar subdimensionamentos que podem resultar em problemas estruturais, e de garantir condições de segurança ao sistema.

Utilizando-se dos conhecimentos fornecidos pelas referências bibliográficas mencionadas no texto, este trabalho conclui que o sistema de formas, ainda que considerado uma estrutura temporária, deve receber estrita atenção quanto ao dimensionamento e ser executado de acordo com critérios estabelecidos em projeto. Em diversas obras, percebe-se que o sistema de formas ainda é executado de forma primitiva considerando, somente, as experiências dos mestres de obras. Portanto, o dimensionamento dos elementos componentes das formas deve ser mais aprofundado, a fim de garantir melhores resultados à estrutura, garantindo a satisfação do construtor e promovendo mais segurança ao sistema. Tanto a escolha dos materiais, como também do tipo do sistema, se estudado de modo aprofundado, podem acarretar às obras grandes benefícios, não somente do ponto de vista material quanto ao acabamento das estruturas e quanto à segurança dos sistemas mas, principalmente, a otimização do tempo de execução e a racionalização dos materiais e dos custos.

Para trabalhos futuros, sugere-se aplicar o conceito deste trabalho sobre um projeto de uma estrutura que se encontra em execução e realizar a comparação de custos em relação ao sistema de formas encontrado na obra e ao sistema de formas que será calculado. Sugere-se também a realização dos dimensionamentos dos apoios e das ligações do sistema de formas em madeira para pilares e vigas em concreto armado.

REFERÊNCIAS

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1988). **ACI 347R/88 – Guide to formwork for concrete**. Detroit, ACI.
- ARAÚJO, L. O. C. D.; FREIRE, T. M. **Tecnologia e gestão de sistemas construtivos de edifícios**. 2004. 86 f. Apostila da Disciplina Tecnologia de Produção de Edificações em Concreto Armado - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2004.
- ASSAHI, P. N. **Sistema de forma para estrutura de concreto**. São Paulo: IBRACON, 2005.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6627: Pregos comuns e arestas de aço para madeiras**. Rio de Janeiro, 1981.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7190: projeto de estruturas de madeira**. Rio de Janeiro, 1997.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14931: Execução de estruturas de concreto - procedimento**. Rio de Janeiro, 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15696: Formas e escoramentos para estruturas de concreto: projeto, dimensionamento e procedimentos executivos**. Rio de Janeiro, 2009.
- AZEVEDO, G. A. T. **Avaliação técnica para definição de formas na construção civil**. 2008. 53 f. Trabalho (conclusão de curso) - Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, 2008.
- CORREIA, E. A. S. **Análise e dimensionamento de estruturas de madeira**. 2009. 143 f. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, Porto, 2009.
- COSTA JUNIOR, T. F.; S. FILHO, A. F. **Emprego de forma de madeira em estrutura de concreto**. 2008. 13 f. Artigo (Graduação) - Universidade Católica de Salvador, Salvador, 2008.
- DA CRUZ, R. M. **Pressão lateral em formas para concreto**. 1997. 142 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 1997.
- DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG (1980). **DIN 18218-Pressure of concrete on vertical formwork (Frischbeton auf lotrechte schalungen)**. Berlin, 4 pp.
- GESUALDO, F. A. R. **Estruturas de madeira: notas de aula**. 2003. 93 f. Notas de Aula -

Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2003.

GLOBALWOOD. GlobalWood. [www.globalwood.com.br](http://globalwood.com.br), 2018. Disponível em: <<http://globalwood.com.br/wp-content/uploads/2017/10/Sem-t%C3%ADtulo.png>>.

MARANHÃO, G. M. **Formas para concreto: subsídios para otimização do projeto segundo a NBR 7190/97**. 2000. 188 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

MARTINS, T. F. R. M. **Dimensionamento de estruturas em madeira: coberturas e pavimentos**. 2010. 151 f. Dissertação (Mestrado) - Instituto Superior Técnico: Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2010.

MORIKAWA, M. S. **Materiais alternativos utilizados em formas para concreto armado**. 2003. 122 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2003.

NAZAR, N. **Formas e escoramentos para edifícios: critérios para dimensionamento e escolha do sistema**. 1. ed. São Paulo: PINI, 2007. 173 p.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de madeira**. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2003. 224 p.

REZENDE, R. B. **Uma visão sobre o uso de formas e escoramentos em cidades de grande, médio e pequeno porte do Brasil central e as novas diretrizes normativas**. 2010. 161 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia. Uberlândia, 2010.

SALGADO, J. C. P. **Técnicas e práticas construtivas: da implantação ao acabamento**. 1. ed. São Paulo: Érica, 2014. 168 p.

SALVADOR, P. F. **Investigação dos ciclos de execução nas deformações das estruturas de concreto armado de edifícios de andares múltiplos**. 2007. 140 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

SALVADOR, P. F. **Investigação teórica e experimental da transferência de cargas entre pavimentos de concreto escorados**. 2013. 207 f. Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013.

SH FORMAS, A. E. **Manual SH de formas para concreto e escoramentos metálicos**. 1. ed. São Paulo: PINI, 2008. 287 p.

STAMATO, G. C. **Ligações em estruturas de madeira compostas por chapas de madeira compensada**. 2002. 142 f. Tese (Doutorado) - Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

APÊNDICE A – QUADROS RESUMOS DOS DIMENSIONAMENTOS DAS FORMAS DOS PILARES QUE COMPÕEM O PROJETO PILOTO

Figura 38 - Quadro resumo dos sarrafos e dos painéis referentes aos maiores lados dos pilares correspondentes que compõem o projeto piloto

Pilares	Largura (cm)	Altura (cm)	Painel maior							
			Sarrafos verticais				Sarrafos horizontais			
			Quantidade	Espaçamento (cm)	Largura (cm)	Altura (cm)	Quantidade	Espaçamento (cm)	Largura (cm)	Altura (cm)
P1	113,6	270	5	19,025	7,5	2,5	8	26,42857143	7,5	7,5
P2	123,6	270	6	15,72	7,5	2,5	8	26,42857143	7,5	7,5
P3	143,6	270	6	19,72	7,5	2,5	8	26,42857143	7,5	7,5
P4	183,6	270	8	17,65714286	7,5	2,5	9	22,18750000	7,5	7,5

Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 39 - Quadro resumo dos espaçamentos máximos entre as ancoragens dos sarrafos horizontais dos pilares que compõem o projeto piloto

Pilares	Painel maior
	Espaçamento máximo entre as ancoragens (cm)
P1	53,0346312
P2	53,0346312
P3	53,0346312
P4	57,8818245

Fonte: Elaborado pelo autor.

APÊNDICE B – QUADROS RESUMOS DOS DIMENSIONAMENTOS DAS FORMAS DAS VIGAS QUE COMPÕEM O PROJETO PILOTO

Figura 40 - Quadro resumo dos painéis laterais e seus respectivos sarrafos das vigas que compõem o projeto piloto

Vigas	Painel lateral									
	Altura (cm)	Comprimento (cm)	Sarrafos verticais				Sarrafos horizontais			
			Quantidade	Espaçamento (cm)	Largura (cm)	Altura (cm)	Quantidade	Espaçamento (cm)	Largura (cm)	Altura (cm)
V1	44,3	400	12	33,63636364	2,5	5,0	-	-	-	-
V2	54,3	400	13	30,62500000	2,5	5,0	3	19,65	5,0	2,5
V3	64,3	400	13	30,62500000	2,5	5,0	3	24,65	5,0	2,5
V4	84,3	400	14	28,07692308	2,5	5,0	3	34,65	5,0	2,5

Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 41 - Quadro resumo dos espaçamentos máximos entre as ancoragens dos sarrafos horizontais das vigas que compõem o projeto piloto

Vigas	Painel lateral
	Espaçamento máximo entre as ancoragens (cm)
V1	-
V2	28,83899913
V3	24,11573894
V4	18,22492164

Fonte: Elaborado pelo autor.

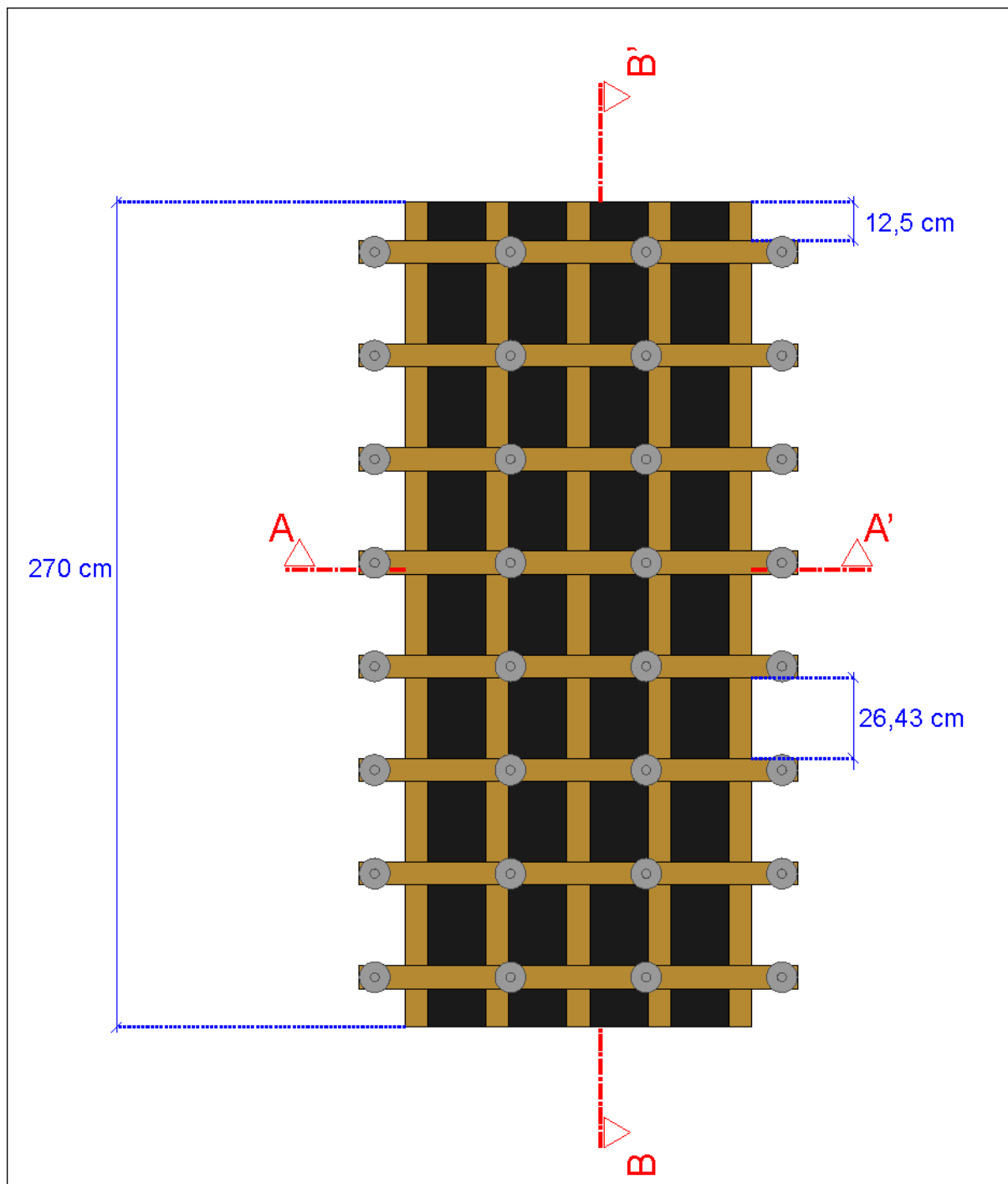
Figura 42 - Quadro resumo dos painéis de fundo, dos seus respectivos sarrafos, e dos espaçamentos máximos entre seus apoios das vigas que compõem o projeto piloto

Vigas	Painel de fundo						
	Largura (cm)	Comprimento (cm)	Sarrafos horizontais				Espaçamento máximo entre os apoios (cm)
			Quantidade	Espaçamento (cm)	Largura (cm)	Altura (cm)	
V1	20	400	2	10	5,0	2,5	45,79745956
V2	20	400	2	10	5,0	2,5	43,55194332
V3	30	400	2	20	5,0	2,5	38,84908322
V4	30	400	2	20	5,0	2,5	36,10657358

Fonte: Elaborado pelo autor.

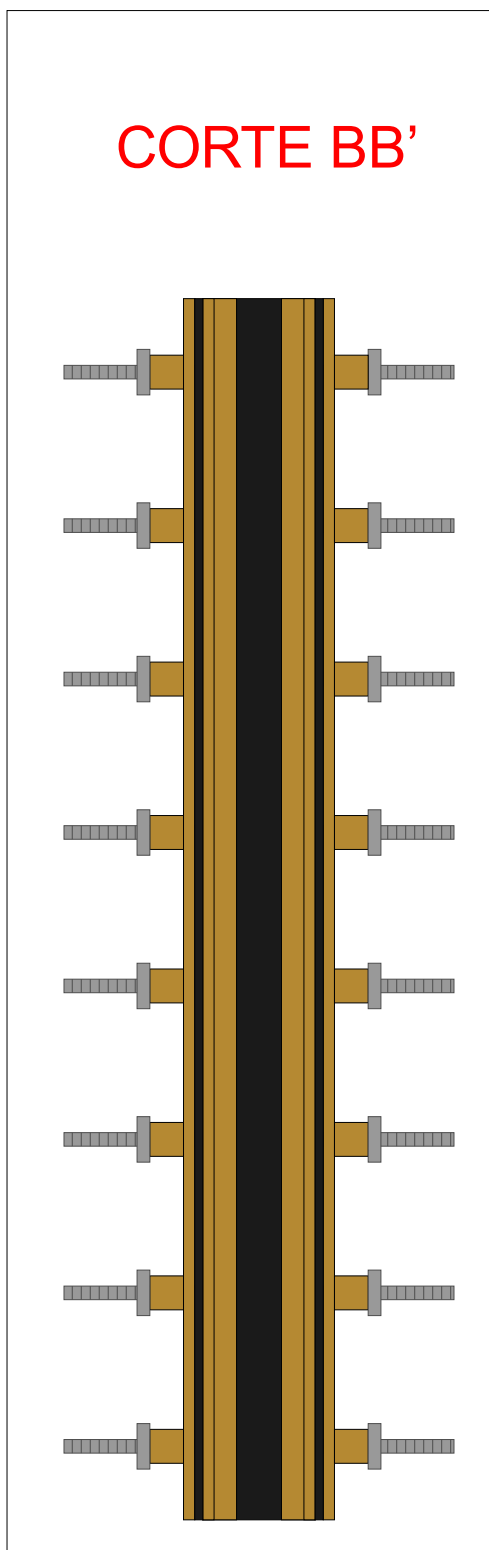
APÊNDICE C – FORMA DO PILAR P1

Figura 43 - Vista frontal da forma do pilar P1.



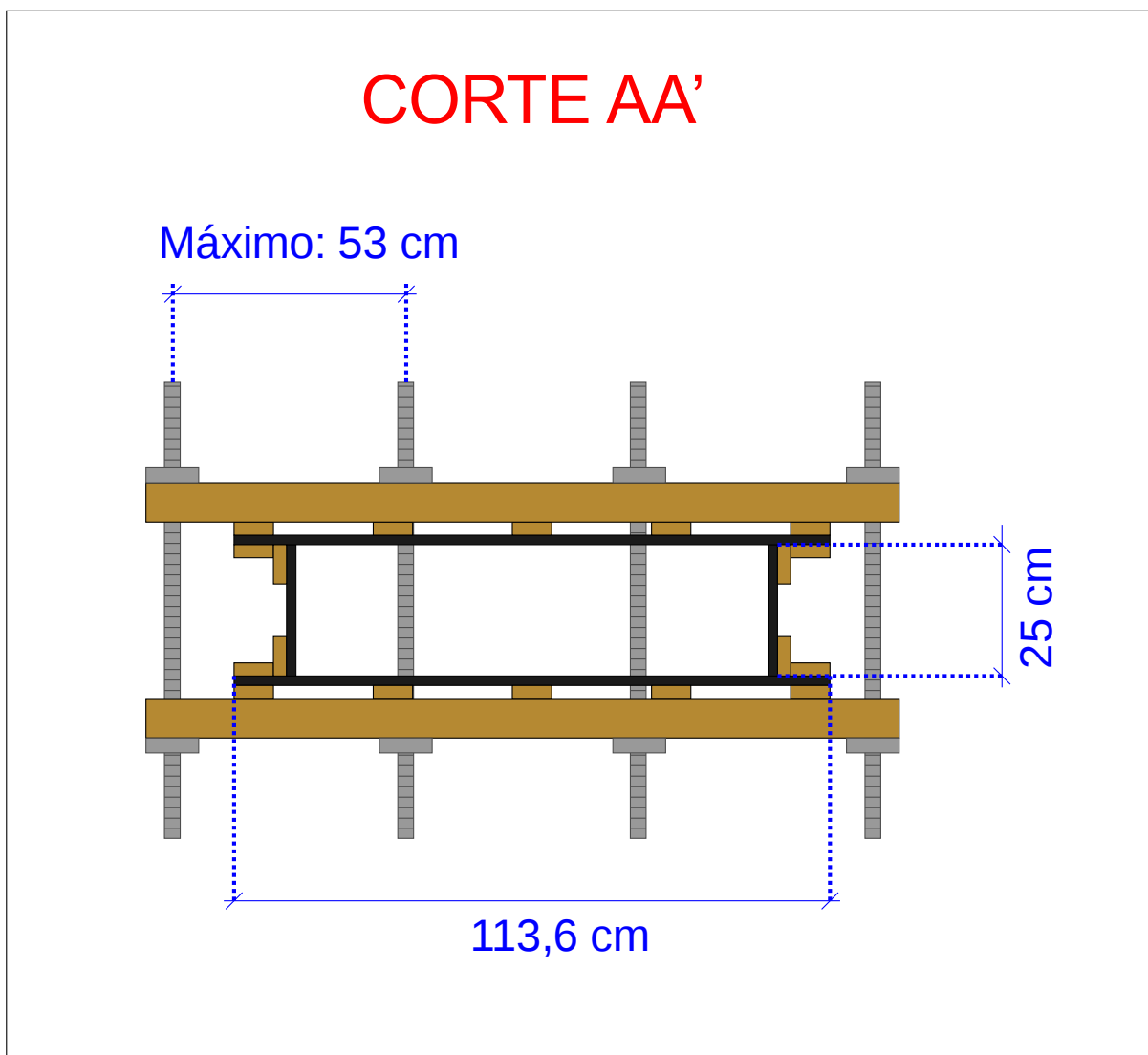
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 44 - Vista lateral da forma do pilar P1 (corte BB')



Fonte: Elaborado pelo autor.

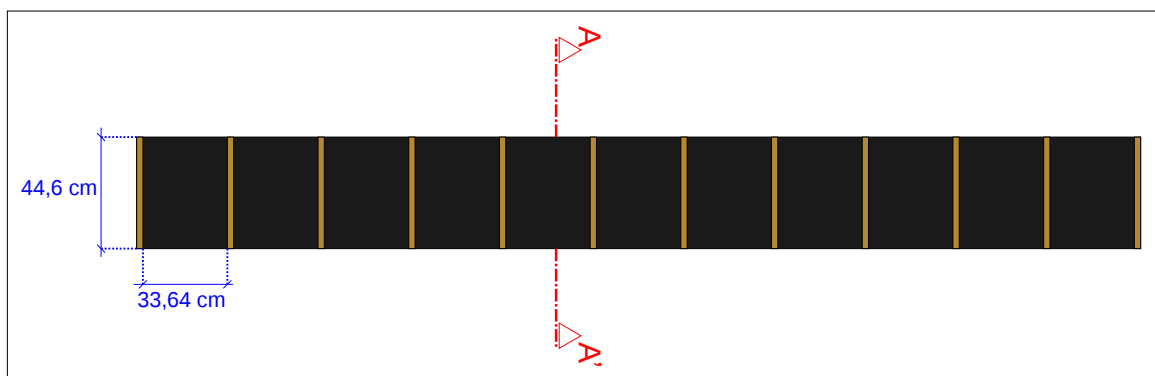
Figura 45 - Vista superior da forma do pilar P1



Fonte: Elaborado pelo autor.

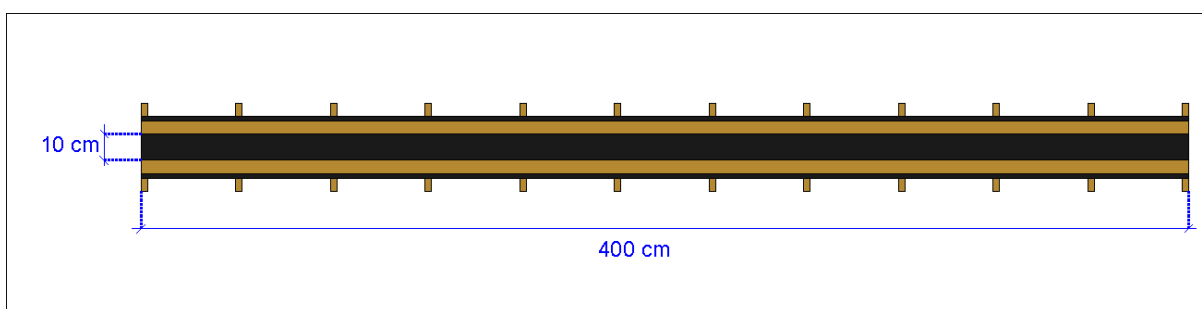
APÊNDICE D – FORMA DA VIGA V1

Figura 46 - Vista lateral da forma da viga V1



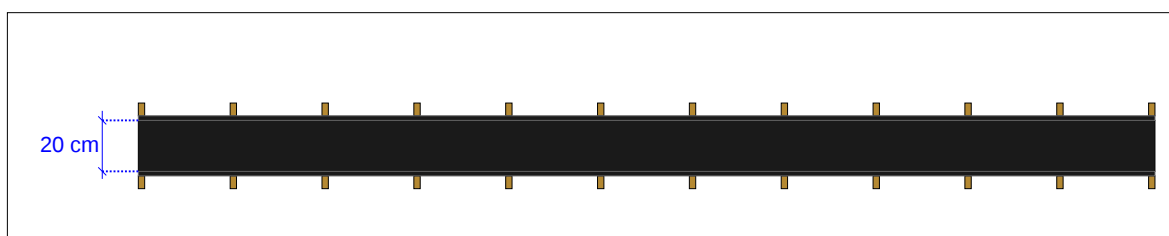
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 47 - Vista do fundo da forma da viga V1



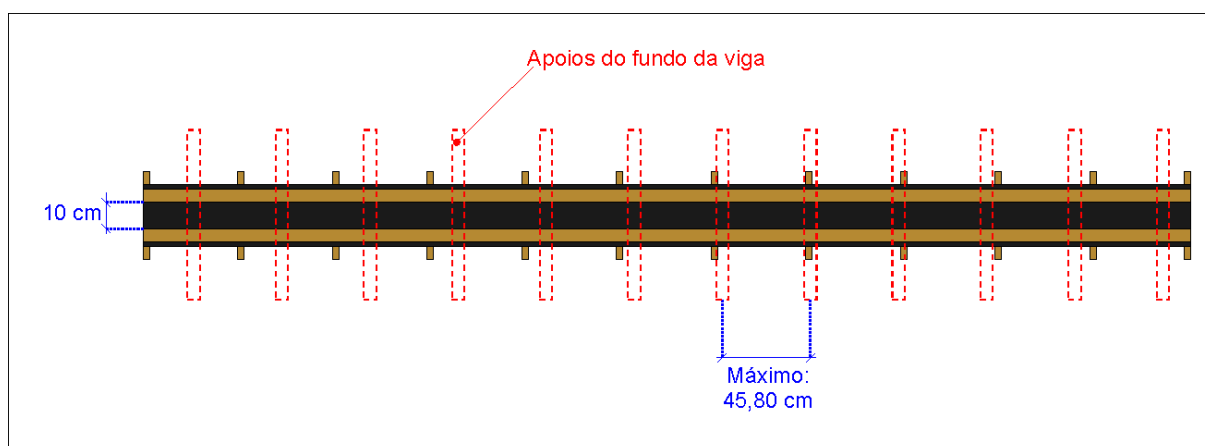
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 48 - Vista superior da forma da viga V1



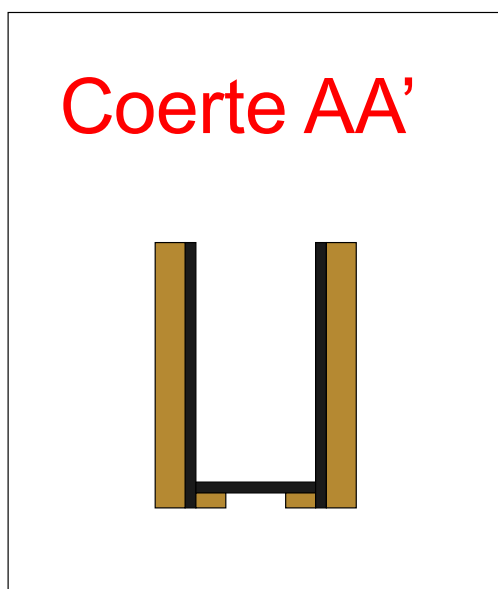
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 49 - Espaçamento máximo entre os apoios do fundo da forma da viga V1



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 50 - Vista frontal da forma da viga V1 (corte AA')



Fonte: Elaborado pelo autor.

APÊNDICE E – MEMORIAL DE CÁLCULO DO PILAR P1

Utilizou-se um concreto com abatimento igual a 125.mm, o concreto pertence à classe C3 conforme Tabela 12. Admitiu-se a velocidade de concretagem do projeto piloto como sendo igual a 4m/h.

De acordo com a Figura 14, o empuxo será dado por:

$$P_b = 10.v_b + 13$$

$$P_b = 10.4 + 13 = 53.kN/m^2$$

O valor da altura hidrostática, em metros, é igual a 4% do módulo do empuxo do concreto, conforme item 2.4.4. Daí:

$$h_s = 0,04.53 = 2,12.m$$

Conforme item 2.4.4, o fator de segurança sobre o valor do empuxo é igual a 1,4. Portanto, o valor do empuxo do concreto corrigido pelo fator de segurança será dado por:

$$P_b = 53.1,4 = 74,2.kN/m^2$$

Como a vibração adotada é do tipo interna, o valor do empuxo do concreto não sofrerá correção.

Como o peso específico do concreto é igual a 25.kN/m³, o valor do empuxo do concreto não sofrerá correção.

Como a temperatura do concreto fluido e a temperatura ambiente são iguais a 25°C, os valores do empuxo do concreto e da altura hidrostática não sofrerão alteração.

Como não foi utilizado nenhum retardador de pega, os valores do empuxo do concreto e da altura hidrostática não sofrerão alteração.

Portanto, os valores de cálculo do empuxo e da altura hidrostática são:

$$P_b = 74,2.kN/m^2$$

$$h_s = 2,12.m$$

Pela tabela 10, escolheu-se o compensado de 18mm de espessura com 9 lâminas. Seu módulo de elasticidade é igual a $E = 7094900.kN/m^2$. O momento de inércia do compensado, para faixas de 1.cm, será calculado pela expressão 11.

$$J_{comp} = \frac{0,01.0,018^3}{12} = 4,86.10^{-9}.m^4$$

O valor da carga será calculado pela expressão 15, considerando a faixa de 1.cm.

$$Q = P_b.0,01 = 74,2.0,01 = 0,742.kN/m$$

Portanto, o espaçamento máximo entre os sarrafos verticais, calculado pelo método da flecha, será calculado pela expressão 9.

$$L_{\text{máxflecha}} = \sqrt[3]{\frac{0,256.7094900.4,86.10^{-9}}{0,742}} = 0,2283.m$$

Pela tabela 10, a tensão admissível do compensado escolhido é igual a 10200.kN/m².

O módulo resistente do compensado, considerando uma faixa de 1.cm, será calculado conforme expressão 17.

$$W_{\text{comp}} = \frac{0,01.0,018^2}{6} = 5,4.10^{-7}.m^3$$

O momento admissível do compensado será calculado conforme expressão 16.

$$M_{\text{comp}} = 10200.5,4.10^{-7} = 5,51.10^{-3}.kN.m$$

Portanto, o espaçamento máximo entre os sarrafos verticais, calculado pelo método do momento, será calculado pela expressão 10.

$$L_{\text{máxmomento}} = \sqrt{\frac{8.5,51.10^{-3}}{0,742}} = 0,2437.m$$

Portanto, o espaçamento máximo entre os sarrafos verticais será igual a 22,83.cm.

As larguras do painel maior e do painel menor do pilar serão calculadas conforme Figura 25, resultando em:

$$\text{Largura do painel maior} = 90 + 2.7,5 + 2.2,5 + 2.1,8 = 113,6.cm$$

$$\text{Largura do painel menor} = 25.cm$$

Escolhendo a geometria dos sarrafos verticais como sendo igual a 7,5.cm x 2,5.cm, pelo ANEXO A, a quantidade de espaçamentos entre os sarrafos verticais dos painéis será dada por:

$$\text{Quantidade de espaçamentos do painel maior} = \frac{113,6}{(22,83 + 7,5)} = 3,75 \text{ espaços}$$

Que será considerado igual a 4.

$$\text{Quantidade de espaçamentos do painel menor} = \frac{25}{(22,83 + 7,5)} = 0,824 \text{ espaços}$$

Que será considerado igual a 1.

Portanto, o número de sarrafos verticais é igual a quantidade de espaços acrescido de uma unidade.

Quantidade de sarrafos do painel maior = 4+1 = 5 sarrafos verticais

Quantidade de sarrafos do painel menor = 1+1 = 2 sarrafos verticais.

Os espaçamentos entre as faces dos sarrafos verticais serão dados por:

$$\text{Painel maior: } \frac{(113,6 - 5,7,5)}{4} = 19,025 \text{ cm}$$

$$\text{Painel menor: } \frac{(25 - 2,7,5)}{1} = 10 \text{ cm}$$

Escolheu-se a madeira dicotiledônea da espécie Sucupira como material dos sarrafos verticais. Seu módulo de elasticidade é igual a 21724000.kN/m², enquanto que sua resistência característica é igual a 95200.kN/m².

A resistência de cálculo da madeira será calculada pela expressão $f_d = 0,103.f_{ck}$, conforme item 2.4.1. Portanto:

$$\sigma_{admsarr} = 0,103.95200 = 9805,6 \text{ kN/m}^2$$

Para o cálculo do espaçamento máximo entre os sarrafos horizontais, os parâmetros do compensado serão extraídos da Tabela 10. Seu módulo de elasticidade é igual a 7094900.kN/m², seu momento de inércia é igual a $J_{comp} = 5,346.10^{-7} \text{ m}^4$, seu módulo resistente é igual a $W_{comp} = 5,35.10^{-5} \text{ m}^3$, e sua tensão admissível é igual a 10200.kN/m². Daí:

$$M_{comp} = 10200.5,35.10^{-5} = 5,45.10^{-1} \text{ kN.m}$$

Em relação a um sarrafo vertical (7,5.cm x 2,5.cm), o seu momento de inércia, o seu módulo resistente, e seu momento admissível (considerando a tensão igual a $\sigma_{admsarr}$), serão extraídos através do ANEXO A. Daí:

$$J_{sarrvertical} = 9,77.10^{-8} \text{ m}^4$$

$$J_{estr} = 5,9,77.10^{-8} = 4,88.10^{-7} \text{ m}^4$$

$$J_{conjunto} = 5,346.10^{-7} + 4,88.10^{-7} = 1,02.10^{-6} \text{ m}^4$$

$$M_{sarr} = 7,66.10^{-2} \text{ kN.m}$$

$$M_{estr} = 5,7,66.10^{-2} = 3,83.10^{-1} \text{ kN.m}$$

$$M_{conjunto} = 5,45.10^{-1} + 3,83.10^{-1} = 9,28.10^{-1} \text{ kN.m}$$

Considerando a faixa como sendo igual à largura do maior lado pilar, 90.cm, a carga será igual a:

$$Q = 74,2.0,9 = 66,78 \text{ kN/m.}$$

O módulo de elasticidade a ser considerado será o menor dentre os módulos do compensado e dos sarrafos verticais. O menor módulo de elasticidade corresponde ao compensado. Portanto, pela expressão 9:

$$L_{\text{máxflecha}} = \sqrt[3]{\frac{0,256.7094900.1,02.10^{-6}}{66,78}} = 0,3030 \text{ m}$$

E pela expressão 10:

$$L_{\text{máxmomento}} = \sqrt{\frac{8.9,28.10^{-1}}{66,78}} = 0,3335 \text{ m}$$

Portanto, o espaçamento máximo entre os sarrafos horizontais será igual a 30,30.cm.

Sabe-se que a altura do pilar é igual a 270.cm.

Pelo ANEXO A, definiu-se os sarrafos horizontais como sendo 7,5.cm x 7,5.cm. Admitindo uma folga de 12,5.cm, conforme Figura 46, a quantidade de espaçamentos entre os sarrafos horizontais dos painéis será dada por:

$$\text{Quantidade de espaçamentos} = \frac{(270-2.12,5)}{(30,30+7,5)} = 6,48 \text{ espaçamentos}$$

Que será considerado igual a 7.

Portanto, o número de sarrafos horizontais é igual a:

$$\text{Quantidade de sarrafos horizontais} = 7 + 1 = 8.$$

O espaçamento entre as faces dos sarrafos horizontais será dado por:

$$\frac{(270-8.7,5-2.12,5)}{7} = 26,43 \text{ cm}$$

Pelo ANEXO B, escolhendo a madeira do tipo Sucupira como material dos sarrafos horizontais, seu módulo de elasticidade é igual a 21724000.kN/m², sua resistência característica é igual a 95200.kN/m², sendo a de cálculo, já mostrada, igual a 9805,6.kN/m².

Pelo ANEXO A, o momento de inércia de um sarrafo horizontal (7,5.cm x 7,5.cm) é igual a 2,64.10⁻⁶, seu módulo resistente é igual a 7,03.10⁻⁵, e seu momento admissível igual a 6,89.10⁻¹.

O espaçamento máximo entre as ancoragens, considerando uma faixa igual a 0,2643.m, será dado por:

$$\text{Método da flecha: } L_{\text{máxflecha}} = \sqrt[3]{\frac{0,256.21724000.2,64.10^{-6}}{(74,2.0,2646)}} = 0,9077 \text{ m}$$

$$\text{Método do momento: } L_{\text{máxmomento}} = \sqrt{\frac{8.6,89.10^{-1}}{(74,2.0,2646)}} = 0,5303 \text{ m}$$

Portanto, o espaçamento máximo entre as ancoragens é igual a 53,03.cm.

APÊNDICE F – MEMORIAL DE CÁLCULO DA VIGA V2

Utilizou-se um concreto com abatimento igual a 125.mm, o concreto pertence à classe C3 conforme Tabela 12.

A profundidade de vibração será considerada igual a soma das alturas da viga e da laje correspondente, portanto:

$$h_r = 50 + 10 = 60.\text{cm} = 0,6.\text{m}$$

Conforme item 2.4.6, o empuxo do concreto sobre os painéis laterais da viga será igual a:

$$P_b = 25.0,6 = 15.\text{kN/m}^2.$$

O valor da altura hidrostática, em metros, é igual a 4% do módulo do empuxo do concreto, conforme item 2.4.4. Daí:

$$h_s = 0,04.15 = 0,6.\text{m}$$

Conforme item 2.4.4, o fator de segurança sobre o valor do empuxo é igual a 1,4. Portanto, o valor do empuxo do concreto corrigido pelo fator de segurança será dado por:

$$P_b = 15.1,4 = 21.\text{kN/m}^2$$

Como a vibração adotada é do tipo interna, o valor do empuxo do concreto não sofrerá correção.

Como o peso específico do concreto é igual a 25.kN/m³, o valor do empuxo do concreto não sofrerá correção.

Como a temperatura do concreto fluido e a temperatura ambiente são iguais a 25°C, o valor do empuxo do concreto não sofrerá correção.

Como não foi utilizado nenhum retardador de pega, o valor do empuxo do concreto não sofrerá correção.

A sobrecarga considerada, conforme item 2.4.4, será igual a 4,0.kN/m². Desconsiderou-se a ação do vento, mesmo sabendo que seria obrigatório considerar no mínimo 0,6.kN/m².

Portanto, os valores de cálculo do empuxo e da altura hidrostática são:

$$P_b = 21 + 4 = 25.\text{kN/m}^2$$

$$h_s = 0,6.\text{m}$$

Pela tabela 10, escolheu-se o compensado de 18mm de espessura com 9 lâminas. Seu módulo de elasticidade é igual a $E = 7094900.\text{kN/m}^2$. O momento de inércia do compensado, para faixas de 1.cm, será calculado pela expressão 11.

$$J_{\text{comp}} = \frac{0,01 \cdot 0,018^3}{12} = 4,86 \cdot 10^{-9} \cdot \text{m}^4$$

O valor da carga será calculado pela expressão 15, considerando a faixa de 1.cm.

$$Q = P_b \cdot 0,01 = 25 \cdot 0,01 = 0,25 \cdot \text{kN/m}$$

Portanto, o espaçamento máximo entre os sarrafos verticais, calculado pelo método da flecha, será calculado pela expressão 9.

$$L_{\text{máxflecha}} = \sqrt[3]{\frac{0,256 \cdot 7094900 \cdot 4,86 \cdot 10^{-9}}{0,25}} = 0,3281 \cdot \text{m}$$

Pela tabela 10, a tensão admissível do compensado escolhido é igual a 10200.kN/m².

O módulo resistente do compensado, considerando uma faixa de 1.cm, será calculado conforme expressão 17.

$$W_{\text{comp}} = \frac{0,01 \cdot 0,018^2}{6} = 5,4 \cdot 10^{-7} \cdot \text{m}^3$$

O momento admissível do compensado será calculado conforme expressão 16.

$$M_{\text{comp}} = 10200 \cdot 5,4 \cdot 10^{-7} = 5,51 \cdot 10^{-3} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Portanto, o espaçamento máximo entre os sarrafos verticais, calculado pelo método do momento, será calculado pela expressão 10.

$$L_{\text{máxmomento}} = \sqrt{\frac{8 \cdot 5,51 \cdot 10^{-3}}{0,25}} = 0,4198 \cdot \text{m}$$

Portanto, o espaçamento máximo entre os sarrafos verticais será igual a 32,81.cm.

O comprimento da viga é igual a 400.cm, portanto o número espaçamentos entre os sarrafos verticais (2,5.cm x 5.cm, pelo ANEXO A) será igual a:

$$\frac{400}{(2,5+32,81)} = 11,33 \text{ espaçamentos}$$

Que será considerado igual a 12.

Portanto, o número de sarrafos verticais será igual a:

$$12 + 1 = 13 \text{ sarrafos verticais.}$$

Os espaçamentos entre as faces dos sarrafos verticais serão dados por:

$$\frac{(400 - 13 \cdot 2,5)}{12} = 30,625 \cdot \text{cm}$$

Escolheu-se a madeira dicotiledônea da espécie Sucupira como material dos sarrafos verticais. Seu módulo de elasticidade é igual a 21724000.kN/m², enquanto que sua resistência característica é igual a 95200.kN/m².

A resistência de cálculo da madeira será calculada pela expressão $f_d=0,103.f_{ck}$, conforme item 2.4.1. Portanto:

$$\sigma_{admsarr}=0,103.95200 = 9805,6.\text{kN/m}^2$$

Para o cálculo do espaçamento máximo entre os sarrafos horizontais, os parâmetros do compensado serão extraídos da Tabela 10. Seu módulo de elasticidade é igual a 7094900.kN/m². Será considerada uma faixa como sendo igual ao comprimento da viga, 400.cm. Sua tensão admissível é igual a 10200.kN/m². Daí:

$$J_{\text{comp}} = \frac{400.0,018^3}{12} = 1,94.10^{-6} .\text{m}^4$$

$$W_{\text{comp}} = \frac{400.0,018^2}{6} = 2,16.10^{-4} .\text{m}^3$$

$$M_{\text{comp}} = 10200.2,16.10^{-4} = 2,20.\text{kN.m}$$

Em relação a um sarrafo vertical (2,5.cm x 5.cm), o seu momento de inércia, o seu módulo resistente, e seu momento admissível (considerando a tensão igual a $\sigma_{admsarr}$), serão extraídos através do ANEXO A. Daí:

$$J_{\text{sarrvertical}} = 2,60.10^{-7} .\text{m}^4$$

$$J_{\text{estr}} = 13.2,60.10^{-7} = 3,39.10^{-6} .\text{m}^4$$

$$J_{\text{conjunto}} = 1,94.10^{-6} + 3,39.10^{-6} = 5,33.10^{-6} .\text{m}^4$$

$$M_{\text{sarr}} = 1,02.10^{-1} .\text{kN.m}$$

$$M_{\text{estr}} = 13. 1,02.10^{-1} = 1,33.\text{kN.m}$$

$$M_{\text{conjunto}} = 2,20 + 1,33 = 3,53.\text{kN.m}$$

$$Q = 25.400 = 100.\text{kN/m}.$$

O módulo de elasticidade a ser considerado será o menor dentre os módulos do compensado e dos sarrafos verticais. O menor módulo de elasticidade corresponde ao compensado. Portanto, pela expressão 9:

$$L_{\text{máxflecha}} = \sqrt[3]{\frac{0,256.7094900.5,33.10^{-6}}{100}} = 0,4592.\text{m}$$

E pela expressão 10:

$$L_{\text{máxmomento}} = \sqrt{\frac{8.3,53}{100}} = 0,5315 \text{ m}$$

Portanto, o espaçamento máximo entre os sarrafos horizontais será igual a 45,92.cm. Como esse espaçamento tem dimensão menor do que a altura da viga, a peça necessitará de estruturação horizontal.

Sabe-se que a altura da viga é igual a 50.cm. Portanto, a altura do painel lateral da viga, conforme Figura 33, admitindo que os sarrafos de fundo terão seção 5.cm x 2,5.cm, será igual a:

$$\text{Altura do painel lateral da viga} = 50 + 2,5 + 1,8 = 54,3 \text{ cm}$$

Pelo ANEXO A, definiu-se os sarrafos horizontais como sendo 5.cm x 2,5.cm.

A quantidade de espaçamentos entre os sarrafos horizontais dos painéis será dada por:

$$\frac{54,3}{(5+45,92)} = 1,07 \text{ espaçamentos}$$

Que será considerado igual a 2.

Portanto, o número de sarrafos horizontais é igual a:

$$\text{Quantidade de sarrafos horizontais} = 2 + 1 = 3.$$

O espaçamento entre as faces dos sarrafos horizontais será dado por:

$$\frac{(54,3 - 3 \cdot 5)}{2} = 19,65 \text{ cm}$$

Pelo ANEXO B, escolhendo a madeira do tipo Sucupira como material dos sarrafos horizontais, seu módulo de elasticidade é igual a 21724000.kN/m², sua resistência característica é igual a 95200.kN/m², sendo a de cálculo, já mostrada, igual a 9805,6.kN/m².

Pelo ANEXO A, o momento de inércia de um sarrafo horizontal (5.cm x 2,5.cm) é igual a 6,51.10⁻⁸, seu módulo resistente é igual a 5,21.10⁻⁶, e seu momento admissível igual a 5,11.10⁻².

O espaçamento máximo entre as ancoragens, considerando uma faixa igual a 0,1965.m, será dado por:

$$\text{Método da flecha: } L_{\text{máxflecha}} = \sqrt[3]{\frac{0,256 \cdot 21724000 \cdot 6,51 \cdot 10^{-8}}{25 \cdot 0,1965}} = 0,4193 \text{ m}$$

$$\text{Método do momento: } L_{\text{máxmomento}} = \sqrt{\frac{8,5 \cdot 11 \cdot 10^{-2}}{25 \cdot 0,1965}} = 0,2884 \text{ m}$$

Portanto, o espaçamento máximo entre as ancoragens é igual a 28,84.cm.

Para o dimensionamento do fundo da forma da viga, será considerado o empuxo para por unidade de comprimento, em relação à largura da viga (20.cm). Portanto o empuxo será igual a:

$$P_{\text{bormetro}} = 25.0,2 = 5.\text{kN/m}.$$

Para o cálculo do espaçamento máximo entre os apoios do fundo da forma e, ao mesmo tempo para o cálculo dos sarrafos do fundo da forma da viga, os parâmetros do compensado serão extraídos da Tabela 10. Seu módulo de elasticidade é igual a 7094900.kN/m². Sua tensão admissível é igual a 10200.kN/m². A faixa a ser considerada será igual a 20.cm. Daí:

$$J_{\text{comp}} = \frac{20.0,018^3}{12} = 9,72.10^{-8}.\text{m}^4$$

$$W_{\text{comp}} = \frac{20.0,018^2}{6} = 1,08.10^{-5}.\text{m}^3$$

$$M_{\text{comp}} = 10200.1,08.10^{-5} = 1,10.10^{-1}.\text{kN.m}$$

Serão considerados 2 unidades de sarrafos de fundo, utilizando a madeira do tipo Sucupira.

Em relação a um sarrafo de fundo (5.cm x 2,5.cm), o seu momento de inércia, o seu módulo resistente, e seu momento admissível (considerando a tensão igual a σ_{admsarr}), serão extraídos através do ANEXO A. Daí:

$$J_{\text{sarrfundo}} = 6,51.10^{-8}.\text{m}^4$$

$$J_{\text{estr}} = 2,6,51.10^{-8} = 1,30.10^{-7}.\text{m}^4$$

$$J_{\text{conjunto}} = 9,72.10^{-8} + 1,30.10^{-7} = 2,27.10^{-7}.\text{m}^4$$

$$M_{\text{sarr}} = 5,11.10^{-2}.\text{kN.m}$$

$$M_{\text{estr}} = 2. 5,11.10^{-2} = 1,02.10^{-1}.\text{kN.m}$$

$$M_{\text{conjunto}} = 1,10.10^{-1} + 1,02.10^{-1} = 0,212.\text{kN.m}$$

$$Q = P_{\text{bormetro}} = 5.\text{kN/m}$$

O módulo de elasticidade a ser considerado será o menor dentre os módulos do compensado e dos sarrafos verticais. O menor módulo de elasticidade corresponde ao compensado. Portanto, pela expressão 9:

$$L_{\text{máxflecha}} = \sqrt[3]{\frac{0,256.7094900.2,27.10^{-7}}{5}} = 0,4355.\text{m}$$

E pela expressão 10:

$$L_{\text{máx momento}} = \sqrt{\frac{8.0,212}{5}} = 0,5828 \text{ m}$$

Portanto, o espaçamento máximo entre os apoios do fundo da forma será igual a 43,55.cm.

ANEXO A – CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E GEOMÉTRICAS DOS SARRAFOS

Figura 51 - Características físicas e geométricas dos sarrafos para madeira do tipo Sucupira

SARRAFOS							
PEÇA	PEÇA (cm)		PEÇA (pol)		M. Inércia	Mód. Resist.	Mom. Resist.
	b	h	b	h	J (m ⁴)	W(m ³)	M (KN.m)
2,5cmx5cm / 1"x2"	2,5	5	1	2	2,60E-07	1,04E-05	1,02E-01
5cmx2,5cm / 2"x1"	5	2,5	2	1	6,51E-08	5,21E-06	5,11E-02
2,5cmx7,5cm / 1"x3"	2,5	7,5	1	3	8,79E-07	2,34E-05	2,30E-01
2,5cmx10cm / 1"x4"	2,5	10	1	4	2,08E-06	4,17E-05	4,09E-01
2,5cmx15cm / 1"x6"	2,5	15	1	6	7,03E-06	9,38E-05	9,19E-01
2,5cmx23cm / 1"x9"	2,5	23	1	9	2,53E-05	2,20E-04	2,16E+00
2,5cmx30cm / 1"x12"	2,5	30	1	12	5,63E-05	3,75E-04	3,68E+00
7,5cmx7,5cm / 3"x3"	7,5	7,5	3	3	2,64E-06	7,03E-05	6,89E-01
7,5cmx12cm / 3"x4,5"	7,5	12	3	4,5	1,08E-05	1,80E-04	1,77E+00
7,5cmx15cm / 3"x6"	7,5	15	3	6	2,11E-05	2,81E-04	2,76E+00
7,5cmx30cm / 3"x12"	7,5	30	3	12	1,69E-04	1,13E-03	1,10E+01
2,5cmx2,5cm / 1"x1"	2,5	2,5	1	1	3,26E-08	2,60E-06	2,55E-02
7,5cmx2,5cm / 3"x1"	7,5	2,5	3	1	9,77E-08	7,81E-06	7,66E-02
10cmx2,5cm / 4"x1"	10	2,5	4	1	1,30E-07	1,04E-05	1,02E-01
15cmx2,5cm / 6"x1"	15	2,5	6	1	1,95E-07	1,56E-05	1,53E-01
30cmx2,5cm / 12"x1"	30	2,5	12	1	3,91E-07	3,13E-05	3,06E-01
12cmx7,5cm / 4,5"x3"	12	7,5	4,5	3	4,22E-06	1,13E-04	1,10E+00
15cmx7,5cm / 6"x3"	15	7,5	6	3	5,27E-06	1,41E-04	1,38E+00
30cmx7,5cm / 12"x3"	30	7,5	12	3	1,05E-05	2,81E-04	2,76E+00

Fonte: Elaborado pelo autor.

ANEXO B – VALORES MÉDIOS USUAIS DE RESISTÊNCIA E RIGIDEZ DE ALGUMAS MADEIRAS NATIVAS E DE REFLORESTAMENTO

Figura 52 - Valores médios de resistência e rigidez de madeiras dicotiledôneas nativas e de reflorestamento

Nome comum (dicotiledôneas)	Nome científico	ρ_{ap} (12%) ¹⁾ kg/m ³	f_{c0} ²⁾ MPa	f_{t0} ³⁾ MPa	f_{t90} ⁴⁾ MPa	f_v ⁵⁾ MPa	E_{vc0} ⁶⁾ MPa	7) n
Angelim araroba	<i>Vataireopsis araroba</i>	688	50,5	69,2	3,1	7,1	12876	15
Angelim ferro	<i>Hymenolobium spp</i>	1170	79,5	117,8	3,7	11,8	20827	20
Angelim pedra	<i>Hymenolobium petraeum</i>	694	59,8	75,5	3,5	8,8	12912	39
Angelim pedra verdadeiro	<i>Dinizia excelsa</i>	1170	76,7	104,9	4,8	11,3	16694	12
Branquilha	<i>Termitalia spp</i>	803	48,1	87,9	3,2	9,8	13481	10
Cafearana	<i>Andira spp</i>	677	59,1	79,7	3	5,9	14098	11
Canafístula	<i>Cassia ferruginea</i>	871	52	84,9	6,2	11,1	14613	12
Casca grossa	<i>Vochysia spp</i>	801	56	120,2	4,1	8,2	16224	31
Castelo	<i>Gossypiospermum praecox</i>	759	54,8	99,5	7,5	12,8	11105	12
Cedro amargo	<i>Cedrella odorata</i>	504	39	58,1	3	6,1	9839	21
Cedro doce	<i>Cedrella spp</i>	500	31,5	71,4	3	5,6	8058	10
Champagne	<i>Dipterys odorata</i>	1090	93,2	133,5	2,9	10,7	23002	12
Cupiúba	<i>Goupia glabra</i>	838	54,4	62,1	3,3	10,4	13627	33
Catiúba	<i>Qualea paraensis</i>	1221	83,8	86,2	3,3	11,1	19426	13
E. Alba	<i>Eucalyptus alba</i>	705	47,3	69,4	4,6	9,5	13409	24
E. Camaldulensis	<i>Eucalyptus camaldulensis</i>	899	48	78,1	4,6	9	13286	18
E. Citriodora	<i>Eucalyptus citriodora</i>	999	62	123,6	3,9	10,7	18421	68
E. Cloeziana	<i>Eucalyptus cloeziana</i>	822	51,8	90,8	4	10,5	13963	21
E. Dunnii	<i>Eucalyptus dunnii</i>	690	48,9	139,2	6,9	9,8	18029	15
E. Grandis	<i>Eucalyptus grandis</i>	640	40,3	70,2	2,6	7	12813	103
E. Maculata	<i>Eucalyptus maculata</i>	931	63,5	115,6	4,1	10,6	18099	53
E. Maidene	<i>Eucalyptus maidene</i>	924	48,3	83,7	4,8	10,3	14431	10
E. Microcorys	<i>Eucalyptus microcorys</i>	929	54,9	118,6	4,5	10,3	16782	31
E. Paniculata	<i>Eucalyptus paniculata</i>	1087	72,7	147,4	4,7	12,4	19881	29
E. Propinqua	<i>Eucalyptus propinqua</i>	952	51,6	89,1	4,7	9,7	15561	63
E. Punctata	<i>Eucalyptus punctata</i>	948	78,5	125,6	6	12,9	19360	70
E. Saligna	<i>Eucalyptus saligna</i>	731	46,8	95,5	4	8,2	14933	67
E. Tereticornis	<i>Eucalyptus tereticornis</i>	899	57,7	115,9	4,6	9,7	17198	29
E. Triantha	<i>Eucalyptus triantha</i>	755	53,9	100,9	2,7	9,2	14617	8
E. Umbra	<i>Eucalyptus umbra</i>	889	42,7	90,4	3	9,4	14577	8
E. Urophylla	<i>Eucalyptus urophylla</i>	739	46	85,1	4,1	8,3	13166	86
Garapa Roraima	<i>Apuleia leiocarpa</i>	892	78,4	108	6,9	11,9	18359	12
Guaiçara	<i>Luetzelburgia spp</i>	825	71,4	115,6	4,2	12,5	14624	11
Guarucuia	<i>Peltophorum vogelianum</i>	919	62,4	70,9	5,5	15,5	17212	13
Ipê	<i>Tabebuia serratifolia</i>	1068	76	96,8	3,1	13,1	18011	22
Jatobá	<i>Hymenaea spp</i>	1074	93,3	157,5	3,2	15,7	23607	20
Louro preto	<i>Ocotea spp</i>	684	56,5	111,9	3,3	9	14185	24
Maçaranduba	<i>Manilkara spp</i>	1143	82,9	138,5	5,4	14,9	22733	12
Mandioqueira	<i>Qualea spp</i>	856	71,4	89,1	2,7	10,6	18971	16
Oiticica amarela	<i>Clarisia racemosa</i>	756	69,9	82,5	3,9	10,6	14719	12
Quarubarana	<i>Erisma uncinatum</i>	544	37,8	58,1	2,6	5,8	9067	11
Sucupira	<i>Dipteropsis spp</i>	1106	95,2	123,4	3,4	11,8	21724	12
Tatajuba	<i>Bagassa guianensis</i>	940	79,5	78,8	3,9	12,2	19583	10

Fonte: Adaptado pelo autor com embasamento na NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 90 e 91).

Figura 53 - Valores médios de resistência e rigidez de madeiras coníferas nativas e de reflorestamento

Nome comum (coníferas)	Nome científico	ρ_{ap} (12%) ¹⁾ kg/m ³	f_{c0} ²⁾ MPa	f_{t0} ³⁾ MPa	f_{t90} ⁴⁾ MPa	f_v ⁵⁾ MPa	E_{vc0} ⁶⁾ MPa	7) n
Pinho do Paraná	<i>Araucaria angustifolia</i>	580	40,9	93,1	1,6	8,8	15225	15
Pinus caribea	<i>Pinus caribea</i> var. <i>caribea</i>	579	35,4	64,8	3,2	7,8	8431	28
Pinus bahamensis	<i>Pinus caribea</i> var. <i>bahamensis</i>	537	32,6	52,7	2,4	6,8	7110	32
Pinus hondurensis	<i>Pinus caribea</i> var. <i>hondurensis</i>	535	42,3	50,3	2,6	7,8	9868	99
Pinus elliotii	<i>Pinus elliotii</i> var. <i>elliotii</i>	560	40,4	66	2,5	7,4	11889	21
Pinus oocarpa	<i>Pinus oocarpa</i> shiede	538	43,6	60,9	2,5	8	10904	71
Pinus taeda	<i>Pinus taeda</i> L.	645	44,4	82,8	2,8	7,7	13304	15

Fonte: Adaptado pelo autor com embasamento na NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 92).