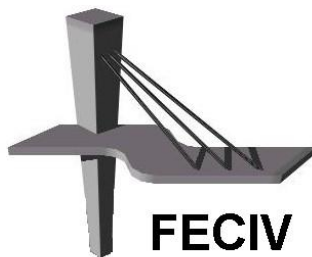


DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE  
MADEIRA, DE AÇO E DE CONCRETO PARA  
AUXÍLIO À CONCEPÇÃO DE PROJETOS  
ARQUITETÔNICOS**

**PAULA RODRIGUES DE MELO**

**UBERLÂNDIA, ABRIL DE 2013**





**UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA**  
**FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**



**Paula Rodrigues de Melo**

**PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE  
MADEIRA, DE AÇO E DE CONCRETO PARA AUXÍLIO À  
CONCEPÇÃO DE PROJETOS ARQUITETÔNICOS**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da  
Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para  
a obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

Área de Concentração: Estruturas e Construção Civil

**Orientador: Prof. Dr. Jesiel Cunha**

**Co-orientador: Prof. Dr. Turibio José da Silva**

Uberlândia, abril de 2013



SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL  
MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO  
UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



**ATA DA DEFESA DE DISSERTAÇÃO DE MESTRADO ACADÊMICO DO PROGRAMA  
DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ATA Nº:** 112/2013

**CANDIDATA:** Paula Rodrigues de Melo

**ORIENTADOR:** Prof. Dr. Jesiel Cunha

**TÍTULO:** "Pré- dimensionamento de estruturas de madeira, de aço e de concreto para auxílio à concepção de projetos arquitetônicos"

**ÁREA DE CONCENTRAÇÃO:** Estruturas e Construção Civil

**LINHA DE PESQUISA:** Estruturas

**DATA DA DEFESA:** 01º de abril de 2013

**LOCAL:** Sala de Projeções Prof. Celso Franco de Gouvêa da FECIV

**HORÁRIO DE INÍCIO E TÉRMINO DA DEFESA:** 14:10 às 16:45 h

Após avaliação do documento escrito, da exposição oral e das respostas às arguições, os membros da Banca Examinadora decidem que a candidata foi:

☒ APROVADA

☐ REPROVADA

OBS:

*Ajustar o texto de acordo com os apontamentos  
anotados nos exemplares pelos membros da Banca.*

Na forma regulamentar, foi lavrada a presente ata que está assinada pelos membros da Banca:

Professor Orientador: **Prof. Dr. Jesiel Cunha – FECIV/UFU**

Membro externo: **Prof. Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera – UFG/Catalão**

Membro: **Profª. Drª. Maria Eliza Alves Guerra – FAUED/UFU**

Uberlândia, 01 de abril de 2013.

À Deus

# AGRADECIMENTOS

À Deus, criador de tudo e de todos.

Ao professor Jesiel, pela paciência, confiança, compreensão e orientação atenciosa.

Aos meus colegas de turma que convivi no Mestrado, que sempre foram presentes por todo período de 2010 à 2012.

Às secretarias, Sueli e Marianny, pela disposição e atenção sempre prestadas.

Aos professores da FECIV/UFU, que contribuíram para o meu crescimento pessoal e profissional.

Às minhas sobrinhas Juliana e Gabriela, que indiretamente me apoiaram.

À minha mãe, que mesmo distante sempre me incentivou em tudo.

Ao Thiago meu futuro marido, que esteve comigo durante o período mais intenso de dedicação ao Mestrado, pelo carinho e amor sempre com palavras de motivação e de ânimo.

À CAPES, pela bolsa de estudo concedida

MELO, P. R. **Pré-dimensionamento de estruturas de madeira, de aço e de concreto para auxílio à concepção de projetos arquitetônicos.** 2013. 113 f. Qualificação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2013.

## RESUMO

---

O pré-dimensionamento consiste numa estimativa inicial das dimensões das seções dos elementos estruturais. Para o arquiteto, ele tem a importante função de permitir a concepção do projeto arquitetônico de maneira mais real. Além disso, também auxilia no entendimento do comportamento da estrutura, levando a uma concepção coerente e funcional. Para o engenheiro que desenvolve cálculo estrutural, o pré-dimensionamento entra como ferramenta de determinação da seção das peças, o que é necessário no dimensionamento. Na maioria dos casos, o pré-dimensionamento é feito com base na intuição e experiência do engenheiro. Neste trabalho as formulações e análises são enfocadas principalmente para edificações comuns, onde o material da estrutura portante é o aço, a madeira ou o concreto. A obtenção da seção das peças é feita a partir do projeto estrutural concebido, o qual define os vãos, os apoios e os carregamentos. As dimensões são obtidas de fórmulas da Resistência dos Materiais, de fácil utilização e compreensão, e de fórmulas empíricas, onde as condições de apoio e de carregamento são definidas de maneira simplificada. O parâmetro de ajuste e balizamento das fórmulas aproximadas de pré-dimensionamento é o dimensionamento, feito tradicionalmente segundo as normas. Além disso, as fórmulas foram reajustadas a partir das dimensões de estruturas de edifícios existentes, como uma forma de medir sua aproximação ao cálculo estrutural realizado na prática. Os resultados mostraram que é possível criar fórmulas simples de pré-dimensionamento, que levam à uma boa aproximação aos valores de projeto, o que torna esta abordagem uma ferramenta útil na concepção arquitetônica.

**Palavras-chave:** pré-dimensionamento – estruturas de madeira – estruturas de aço – estruturas de concreto – projeto arquitetônico – projeto estrutural

MELO, P. R. **Pre design of wooden, steel and concrete structures as a tool to the conception of architectural projects.** 2013. 113 f. MSc Dissertation, College of Civil Engineering, Federal University of Uberlândia, Uberlândia, 2013.

## ABSTRACT

---

The pre design consists of initial estimate of the cross section dimensions of structural elements. For the architect, it has the important function of enabling more real the design of the building. It also helps to understand the behavior of the structure, leading to a coherent and functional design. To the structural engineer, the pre design enters as a tool for determining the dimensions of cross section, that is needed in the design process. In most cases, the pre design is done based the intuition and experience of the engineer. In this work, the formulations and analysis are mainly discussed for common buildings, where the material of the structure is steel, wood or concrete. The calculation of the section is made from the designed structural project, which defines the spans, supports and loads. The dimensions are obtained from the formulations of the Strength of Materials, easy to use and understand, and empirical formulations, where support and loadings conditions are defined in a simplified manner. The updating parameter for approximate formulations is the design traditionally done according to the standards. Analyzes are also make of the pre design formulations for existing buildings as a way of measure their approach to practical the structural designs. The results show that it is possible to create simple formulas for pre design, leading to a good approximation of design values, which makes this approach a useful tool in architectural design.

**Keywords:** pre design - wooden structures – steel structures – concrete structures – architectural project – structural project

# SUMÁRIO

---

1 Introdução.....	1
2 Metodologia de pré-dimensionamento.....	3
2.1 Referencial teórico.....	3
2.2 Pré-dimensionamento no contexto da elaboração de projetos arquitetônicos.....	5
2.3 A Concepção estrutural.....	8
2.4 Procedimento para obtenção das fórmulas de pré-dimensionamento.....	17
2.5 Variação das seções dos elementos estruturais.....	19
3 Fórmulas de pré-dimensionamento.....	21
3.1 Estruturas de concreto.....	21
3.2 Estruturas de madeira.....	39
3.3 Estruturas de aço.....	50
4 Aplicação e ajuste das fórmulas de pré-dimensionamento.....	59
4.1 Estruturas de concreto.....	59
4.2 Pré-dimensionamento de estrutura de concreto existente.....	68
4.3 Estruturas de madeira.....	72
4.4 Pré-dimensionamento de estrutura de madeira existente.....	77
4.5 Estruturas de aço.....	82
4.6 Pré-dimensionamento de estrutura de aço existente.....	85
5 Estruturas complexas.....	89
6 Conclusão.....	97
Referências.....	99
Apêndice A.....	102



# CAPÍTULO 1

## INTRODUÇÃO

A elaboração de um projeto arquitetônico deve considerar a interação com a estrutura. Na maioria dos casos isto é feito superficialmente pelo profissional. Para conceber um projeto consistente é necessário considerar o arranjo estrutural, assim como as dimensões das peças, mesmo que de forma aproximada, o que constitui o pré-dimensionamento, pois a estrutura pode interferir de maneira significativa na arquitetura.

Este trabalho tem como objetivo pré-dimensionar estruturas de edificações como uma ferramenta de apoio à concepção de projetos arquitetônicos. Os objetivos específicos consistem no projeto e no estudo do comportamento dos elementos estruturais mais comuns, e no pré-dimensionamento através de fórmulas analíticas/empíricas. Serão contempladas estruturas em aço, em madeira e em concreto, para as quais são criados procedimentos simplificados para obtenção das seções de cada elemento. Na obtenção das fórmulas de pré-dimensionamento alguns dos aspectos a serem considerados são: concepção estrutural, material, vão, carregamento e condições de apoio.

Principalmente para estruturas com geometria e comportamento complexos, a estimativa das dimensões iniciais das peças não é evidente e por isso deve-se estimar as dimensões através de formulações empíricas aproximadas, evitando o dimensionamento formal exigido por norma.

Para o engenheiro o pré-dimensionamento é uma etapa do cálculo estrutural, enquanto que para o arquiteto ele deve ser uma etapa do projeto arquitetônico. Isto ocorre porque a estrutura tem

influência na concepção dos espaços arquitetônicos, podendo em alguns casos, arquitetura e estrutura se confundirem, ou seja, é a estrutura que define a distribuição dos cômodos, dos vãos, das coberturas, dos acessos e da circulação, além de determinar o aspecto estético da edificação.

Conceber significa compreender, percebendo a transmissão dos esforços, identificando materiais que se adaptem ao sistema, onde a forma e a estrutura nascem juntas. Diferentemente de conceber, dimensionar é dar à estrutura condições para que ela suporte o carregamento submetido (REBELLO, 2000).

É importante que o arquiteto, através da criação da estrutura, elabore um arranjo estrutural antes de passar à etapa de pré-dimensionamento, definindo geometria, posição e interligação dos elementos estruturais, permitindo encontrar a peça e a seção que será estimada. Na sequência, a concepção do projeto arquitetônico levará em conta esta estrutura pré-dimensionada, gerando um projeto consistente, o que também facilita a elaboração posterior dos projetos técnicos de engenharia, em particular o projeto estrutural. Evita-se assim retrabalhos ao engenheiro e ao arquiteto, o que implica em economia de tempo e de recursos.

Neste trabalho procurou-se criar e adaptar fórmulas de pré-dimensionamento de fácil entendimento e aplicação, para facilitar o uso por parte de estudantes e profissionais de arquitetura. Para que isto seja possível é necessário o conhecimento do comportamento estático das estruturas e das regras fundamentais do dimensionamento segundo as normas brasileiras, o que garante um resultado condizente com a prática.

A partir de uma proposta inicial de fórmula de pré-dimensionamento foi feito o ajuste da expressão baseado no cálculo estrutural preciso e em projetos existentes. Os resultados mostram que esta abordagem leva a fórmulas com boa aproximação dos valores de projeto, tornando-as uma ferramenta útil na concepção arquitetônica.

## CAPÍTULO 2

# METODOLOGIA DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO

### 2.1 REFERENCIAL TEÓRICO

Diversos conceitos estão envolvidos com o pré-dimensionamento de estruturas: interação da estrutura com o projeto arquitetônico; criação do projeto estrutural; identificação dos elementos estruturais e dos principais aspectos que influenciam seu comportamento (vão, condições de apoio e de carregamento, esforços, deslocamentos etc); aspectos construtivos e normativos, entre outros.

Estrutura é a inter-relação entre partes para formar um todo, um conjunto, um sistema, desempenhando uma função. Ela ainda pode ser definida como um sistema que transfere cargas de um lugar para outro (SEWARD, 2003). O cálculo surge para concretizar o que foi idealizado, onde por um raciocínio lógico se afirma que a arquitetura e a engenharia devem andar juntos, para que um complete o outro, de forma a tornar a estrutura estável e adequada de maneira coerente com o que foi proposto e planejado (REBELLO, 2000, ENGEL, 2001).

A primeira etapa do pré-dimensionamento consiste da concepção da estrutura, a partir do projeto arquitetônico (estudo preliminar). Atualmente considera-se principalmente a experiência do projetista para o lançamento da estrutura. Na literatura, a maioria dos autores trata deste assunto de maneira simplificada, sem mencionar os detalhes/passos necessários à criação da estrutura (ALVA, 2007, FUSCO, 1976, BACARJI, PINHEIRO, 1996, PINHEIRO; RAMOS, 1999).

Antes do dimensionamento, a estrutura criada passa pelo pré-dimensionamento, que serve para determinar as dimensões iniciais das peças. Na literatura, o pré-dimensionamento é feito, em geral, através de fórmulas e ábacos simplificados (BACARJI, 1993, REBELLO, 2007, DI PIETRO, 2000, PINHEIRO; MUZARDO; SANTOS, 2003).

No pré-dimensionamento de estruturas de concreto existem autores que sugerem fórmulas empíricas de fácil utilização, considerando lajes, vigas e pilares.

Para as lajes de concreto, Di Pietro (2000) e Rebello (2007) usam como referência a altura das lajes, a partir do vão como parâmetro de pré-dimensionamento. Pinheiro, Muzardo e Santos (2003) e Machado (2003 *apud* GIONGO 2007) consideram, além do vão, as condições de apoio da laje para obtenção da espessura, tornando, em princípio, o cálculo mais preciso.

Di Pietro (2000) aborda o pré-dimensionamento de vigas de concreto, propondo fórmulas para edificações residenciais ou com ocupação semelhante, considerando o vão e as condições de apoio. Rebello (2000) e Rebello (2007) incorpora também nas fórmulas empíricas o tipo de carga (pequena, média ou grande).

Os pilares de concreto são pré-dimensionados a partir do cálculo da área da seção transversal. Bacarji (2003) considera a peça sob compressão uniforme, acrescentando um coeficiente de majoração da carga de acordo com o posicionamento do pilar (intermediário, extremidade e canto). Pinheiro, Muzardo e Santos (2003) também se utilizam da expressão da área da seção transversal, porém com outros valores para os coeficientes. Já Tomás (2010) e Bastos (2005) sugerem fórmulas simplificadas para cada tipo de pilar, sem explicitar os coeficientes. Existem também fórmulas mais simplificadas de pré-dimensionamento de pilares de concreto, porém com menor precisão (REBELLO, 2007).

Para estruturas de aço e de madeira não foram encontradas referências que tratam detalhadamente do pré-dimensionamento. Rebello (2007) utiliza-se de ábacos e fórmulas de pouca precisão. Na literatura referente a cálculo de estruturas de aço e de madeira voltada para engenheiros, o pré-dimensionamento não é uma etapa explicitada. Ele é imposto, tomando por base seções comerciais, a partir da experiência do calculista.

## **2.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO NO CONTEXTO DA ELABORAÇÃO DE PROJETOS ARQUITETÔNICOS**

### **2.2.1 A ESTRUTURA**

A estrutura vem para dar realidade ao idealizado pelo projeto arquitetônico. Quando da sua elaboração é necessário que a estrutura também seja concebida em conjunto. A estrutura de uma construção consiste no conjunto das partes resistentes, dispostas de maneira planejada. Uma estrutura deve suportar todas as ações (cargas), com as intensidades e combinações mais desfavoráveis, sem atingir um estado limite. Uma estrutura deve garantir a segurança contra os estados limites último (ruptura, flambagem etc.) e de utilização (deformação excessiva, fissuração etc.). Em virtude da complexidade das construções, uma estrutura requer o emprego de diferentes tipos de elementos estruturais, adequadamente combinados para a formação do conjunto resistente (GIONGO, 2007). Elementos com função de vedação (paredes e divisórias, não estruturais) devem ter capacidade de transmitir à estrutura seu peso próprio e os esforços externos que sobre eles atuam.

Na construção civil, estrutura é o conjunto de elementos concebidos pelo engenheiro e arquiteto, que dependerá de variáveis de projeto para cumprir sua finalidade. Estas variáveis estão ligadas ao comportamento estrutural das peças, à estética, ao tipo de edificação, ao recurso disponível pelo cliente, à possibilidade construtiva, à qualidade e oferta de materiais disponíveis no mercado etc., que devem ser hierarquizadas para se chegar à melhor solução. Em meio à gama de formas a serem imaginadas e criadas pelos arquitetos e engenheiros, preocupa-se então com a integração entre o processo de imaginação, criação e economia, em uma estrutura reunindo teoria e realidade estrutural (ENGEL, 2001).

O conhecimento dos sistemas estruturais é essencial para o arquiteto contemporâneo. Antigamente se resolvia facilmente pequenos problemas estruturais com conhecimentos baseados na experiência e tradição. Hoje o arquiteto defronta-se com inúmeros problemas estruturais que o impossibilita, sem a ajuda de especialistas, resolvê-los corretamente (PIETRO, 2000).

O ponto de partida da concepção estrutural consiste na elaboração de um arranjo estrutural definido pela geometria, pelo posicionamento e pela interligação dos diversos elementos estruturais.

Os sistemas estruturais podem ser constituídos por diversos tipos de elementos, onde cada um tem sua função definida pela sua característica geométrica e um tipo de solicitação predominante.

Para se conceber uma estrutura é necessário não só conhecer as partes, como também analisar o conjunto estrutural, não desprezando as variáveis de projeto e os tipos de carregamento de cada elemento.

### **2.2.2 O PRÉ-DIMENSIONAMENTO**

O pré-dimensionamento da estrutura de uma edificação pode ser determinante na concepção arquitetônica, em função dos espaços estruturais em planta e em elevação. Um exemplo típico da influência da estrutura no projeto arquitetônico está na criação de vagas para estacionamento de um edifício, onde a projeção dos pilares as delimitaria e suas dimensões estariam diretamente ligadas ao espaço necessário para posicionar um automóvel. Outro exemplo é o projeto de coberturas de postos de gasolina, que poderiam ser modificadas esteticamente devido ao pré-dimensionamento da altura das treliças. Isto ocorre porque neste caso estrutura e projeto arquitetônico se confundem, de onde há necessidade de interação entre os projetos.

A Figura 1 mostra as etapas da concepção do projeto arquitetônico e sua interação com o projeto estrutural e o pré-dimensionamento.

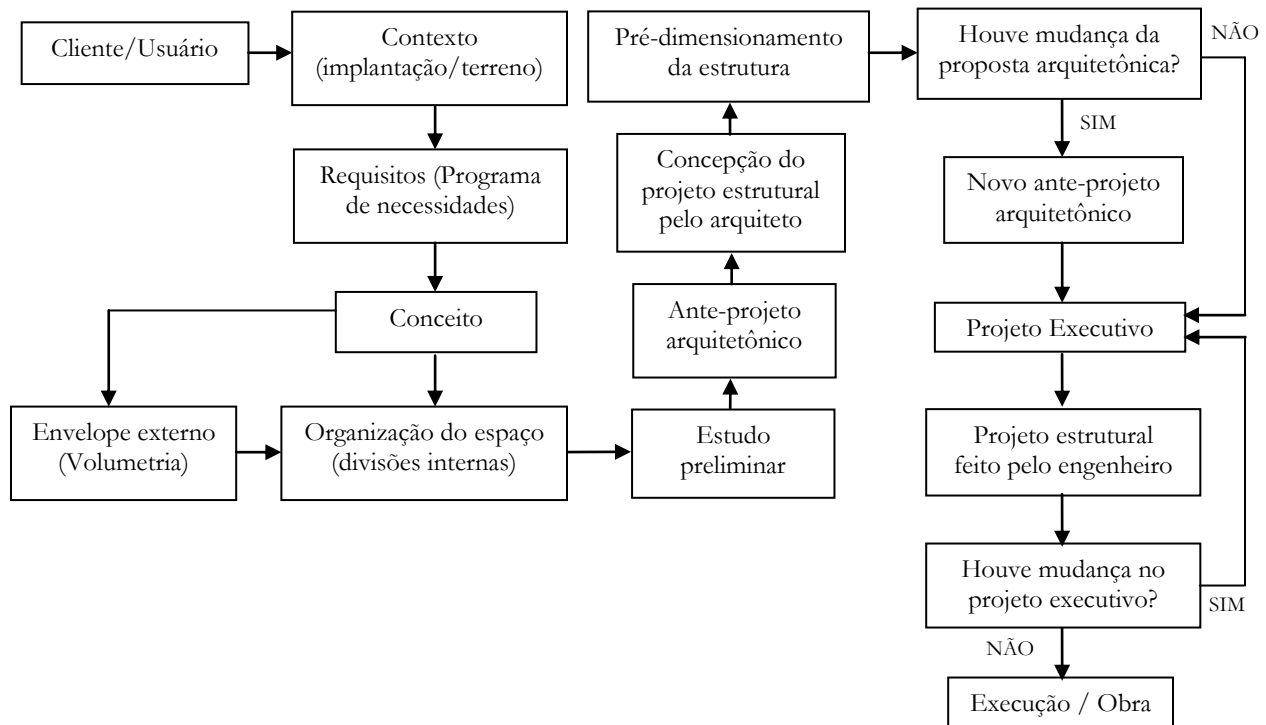


Figura 1 – Etapas da concepção do projeto arquitetônico, interação com o projeto estrutural e o seu pré-dimensionamento

No pré-dimensionamento, a obtenção da seção das peças é feita a partir do arranjo estrutural concebido, do comportamento estrutural de cada peça e das exigências normativas. Neste contexto, diversos parâmetros influenciam o resultado: material utilizado, vãos das peças, carregamento, condições de apoio, atendimento às condições de resistência, de estabilidade e de deformação/deslocamentos (estados limites últimos e de utilização).

Na literatura o resultado do pré-dimensionamento é feito em geral através de gráficos com grande margem de variação das dimensões e uma possibilidade limitada de parâmetros que interferem no comportamento estrutural: condição de apoio, carregamento, geometria etc., dificultando a obtenção de valores mais próximos dos exigidos pelo dimensionamento.

Na Figura 2 é mostrado um ábaco usual de pré-dimensionamento relacionando altura da seção e vão da peça, que leva a uma margem relativamente grande de soluções, necessitando da análise do profissional para a escolha das dimensões definitivas. Como comparativo, tem-se o ábaco

representando o pré-dimensionamento proposto neste trabalho em que se limita o resultado a um único valor, proporcionando uma maior segurança para o profissional ou estudante que irá dispor de sua utilização.

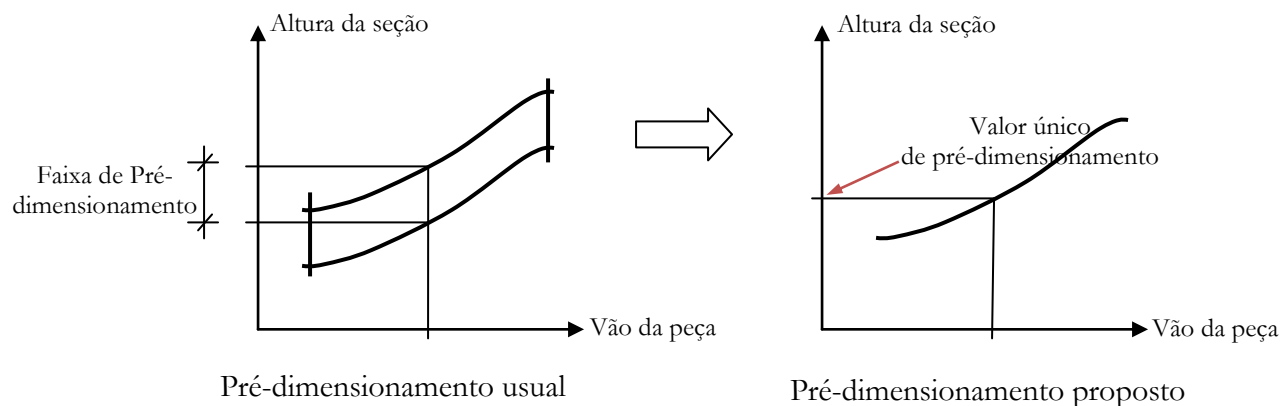


Figura 2 – Ábaco típico usado na literatura para pré-dimensionamento x ábaco proposto

A proposta desta pesquisa é apresentar fórmulas que possibilitem uma maior precisão do pré-dimensionamento por parte de estudantes de arquitetura e engenharia, e até mesmo para o profissional arquiteto.

## 2.3 A CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

Na elaboração de um projeto estrutural é exigido do profissional visão espacial, criatividade, capacidade de produzir um projeto seguro, econômico e exequível. As etapas seguintes à elaboração do projeto estrutural são de caráter essencialmente matemático, sendo feitas atualmente com muita eficiência por programas computacionais comerciais.

O projeto arquitetônico representa, de fato, a base para a elaboração do projeto estrutural. A escolha da forma da estrutura de um edifício depende essencialmente do projeto arquitetônico (ALVA, 2007). Portanto há uma necessidade de integrar tanto arquitetura e estrutura, quanto os demais projetos técnicos, como instalações prediais, elétricas etc. (ALBUQUERQUE, 1999, CORRÊA; NAVEIRO, s/d).



Em virtude da complexidade das construções, uma estrutura requer o emprego de diferentes tipos de elementos estruturais, adequadamente combinados para a formação do conjunto. O ponto de partida do projeto estrutural consiste na elaboração do arranjo das peças, que é a definição da geometria, do posicionamento e da interligação dos diversos elementos estruturais. Os elementos que compõem uma estrutura devem ter geometria de acordo com o projeto arquitetônico e com a função estrutural, que é definida pelos esforços solicitantes, conforme sugere Engel (2001).

Em um projeto estrutural, a superestrutura é composta de lajes, vigas e pilares, nos casos comuns de edificações, podendo-se acrescentar também os reservatórios elevados e as escadas. Para o apoio da superestrutura (apoio dos pilares, principalmente), são utilizados elementos estruturais que formam a infraestrutura (fundação). Estes elementos são principalmente os blocos de coroamento (juntamente com as estacas) e as sapatas.

No cálculo da estrutura de um edifício, deve-se dimensionar as peças constituintes para suportar, além das cargas verticais, as ações horizontais advindas do vento, de desaprumos, de efeitos sísmicos e de equipamentos especiais. Ações horizontais provocam a instabilidade global da estrutura.

Para serem pré-dimensionadas e posteriormente dimensionadas, as peças deverão ser isoladas do conjunto tridimensional, sendo definidas as condições de apoio e determinado o carregamento. O cálculo/análise de uma estrutura exige que se crie uma versão idealizada (modelo simplificado) da estrutura real. Isto é necessário, pois a modelagem da estrutura real é complexa, envolvendo teorias sofisticadas, o que exige tempo e esforço computacional.

Isoladas as peças (ou conjunto de peças) da estrutura global, com os devidos carregamentos e condições de apoio, passa-se à etapa seguinte, que é o cálculo dos deslocamentos/esforços atuantes. Para facilitar o cálculo dos esforços nas peças isoladas, assimilam-se estas a esquemas estruturais conhecidos da Teoria das Estruturas. Estes esquemas possuem soluções conhecidas, relativamente simples. São exemplos de modelos: lajes, vigas, pilares, treliças, pórticos, grelhas etc.

Um modelo analítico ou numérico de uma estrutura possui basicamente as seguintes partes a serem definidas:

- (a) Características mecânicas do material da estrutura (propriedades elásticas, limites de resistência etc.);
- (b) Arranjo estrutural e geometria das peças;
- (c) Carregamentos aplicados;
- (d) Condições de apoio da estrutura e de ligação entre as peças;
- (e) Modelo teórico de análise (desenvolvido pela Resistência dos Materiais).

Atualmente a ABNT NBR 6118:2007 permite o modelo de vigas contínuas, onde o dimensionamento da estrutura é obtido a partir do dimensionamento de cada uma das peças, obtidas pela subdivisão da estrutura tridimensional. A seqüência do cálculo estrutural é a seguinte:

- (1) Separação das peças (lajes, vigas, pilares etc.);
- (2) Carregamento (cargas que atuam na peça);
- (3) Cálculo dos esforços (através da Teoria das Estruturas);
- (4) Dimensionamento (determinação das dimensões das seções transversais);
- (5) Detalhamento (desenho detalhado de cada peça para execução na obra).

O organograma da Figura 3 resume as principais fases de um projeto estrutural, incluindo o pré-dimensionamento como uma etapa do processo, o que faz um paralelo com a Figura 1.

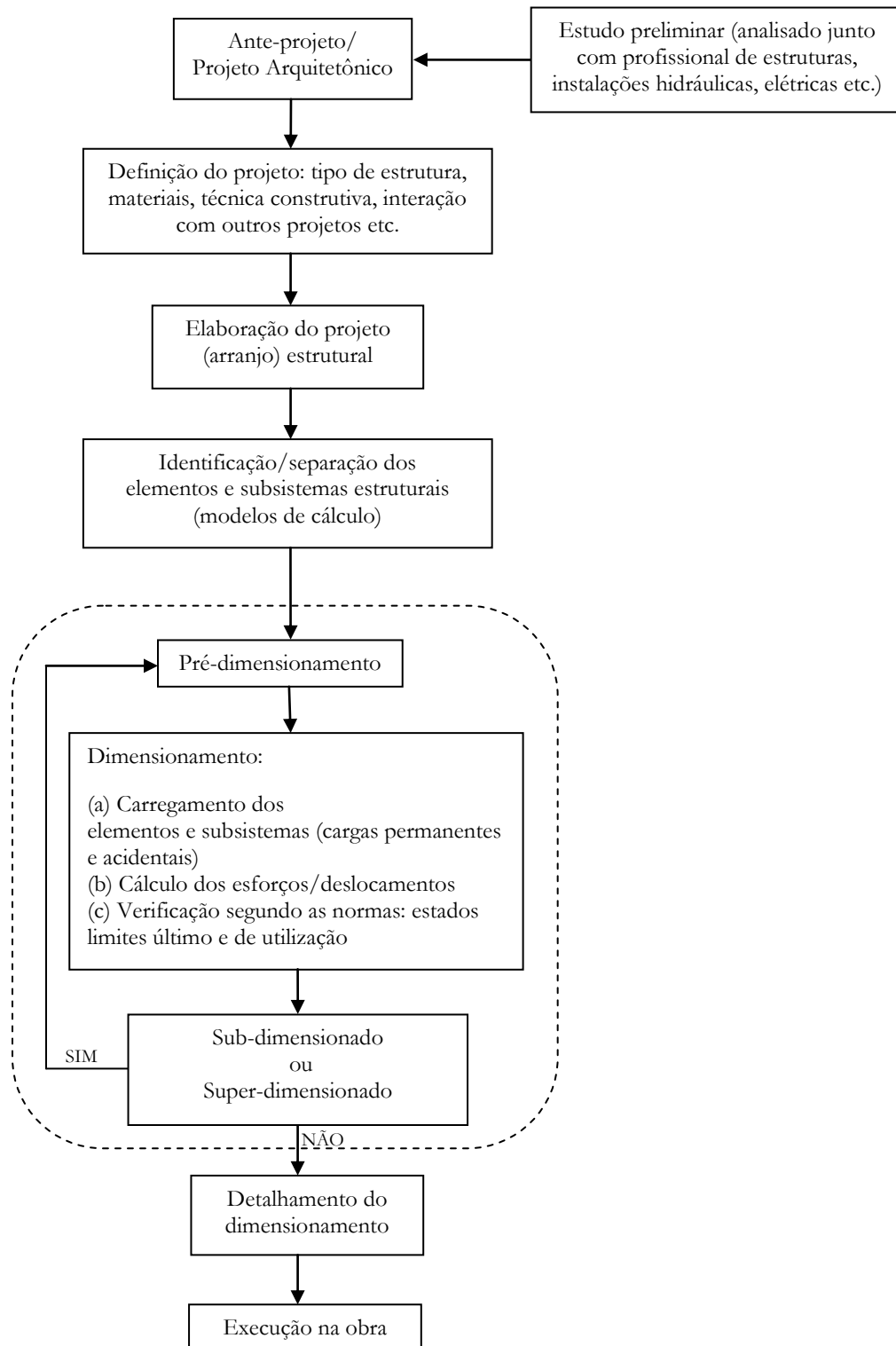


Figura 3 – Etapas do projeto estrutural, interação com a concepção arquitetônica e o seu pré-dimensionamento.

Para a concepção de um projeto estrutural é necessária uma análise de vários fatores que correlacionam estrutura e construção. Os principais são (FUSCO, 1976):

- ♦ Tipo da construção: quanto à utilização da edificação (habitacional, industrial, comercial, hospitalar etc.) e quanto ao padrão da construção (popular, médio, luxo etc.);
- ♦ Meio externo: influi no tipo de estrutura, através da existência de agentes atmosféricos, agentes agressivos etc. O tipo de estrutura das construções vizinhas deve também ser levado em conta;
- ♦ Materiais a serem utilizados: os materiais utilizados na obra influem no carregamento da estrutura. Por exemplo, as alvenarias podem ser de tijolos maciços ou de tijolos vazados;
- ♦ Elementos estruturais: é necessário definir quais são os elementos participantes da estrutura portante, ou seja, quais são as partes resistentes e as partes não resistentes da construção;
- ♦ Método construtivo e custo: a técnica construtiva a ser utilizada tem relação com a mão-de-obra disponível na região, com o tempo de construção etc. O custo da estrutura tem relação com a padronização e reaproveitamento das fôrmas, por exemplo. A estrutura convencional pode representar mais de 20% do custo total da construção;
- ♦ Aspectos arquitetônicos e estéticos: o projeto arquitetônico é determinante na escolha da geometria da estrutura. Existem, por exemplo, peças estruturais revestidas e aparentes; peças que não podem ultrapassar determinadas dimensões etc.

A definição das partes resistentes deve considerar que, em geral, as paredes funcionam apenas como elementos de vedação, mesmo que minimamente colaborem com a resistência e a estabilidade da estrutura. Paredes estruturais (denominadas “Alvenaria Estrutural”) constituem um caso específico onde as paredes têm função estrutural.

Se a construção for composta de blocos independentes, uma primeira simplificação consiste em se adotar estruturas independentes para cada bloco. A separação em blocos ocorre pelo projeto arquitetônico (em planta e em nível) e por juntas de dilatação, que também configuram descontinuidade da estrutura (FUSCO, 1976).

De maneira geral, a técnica mais simples de chegar à concepção estrutural de uma construção é de analisar as cargas que nela atuarão. Mais precisamente, deve-se observar o fluxo (caminho) das cargas na edificação. A Figura 4 mostra esquematicamente como se dá o fluxo das cargas em uma estrutura, considerando os principais elementos estruturais.

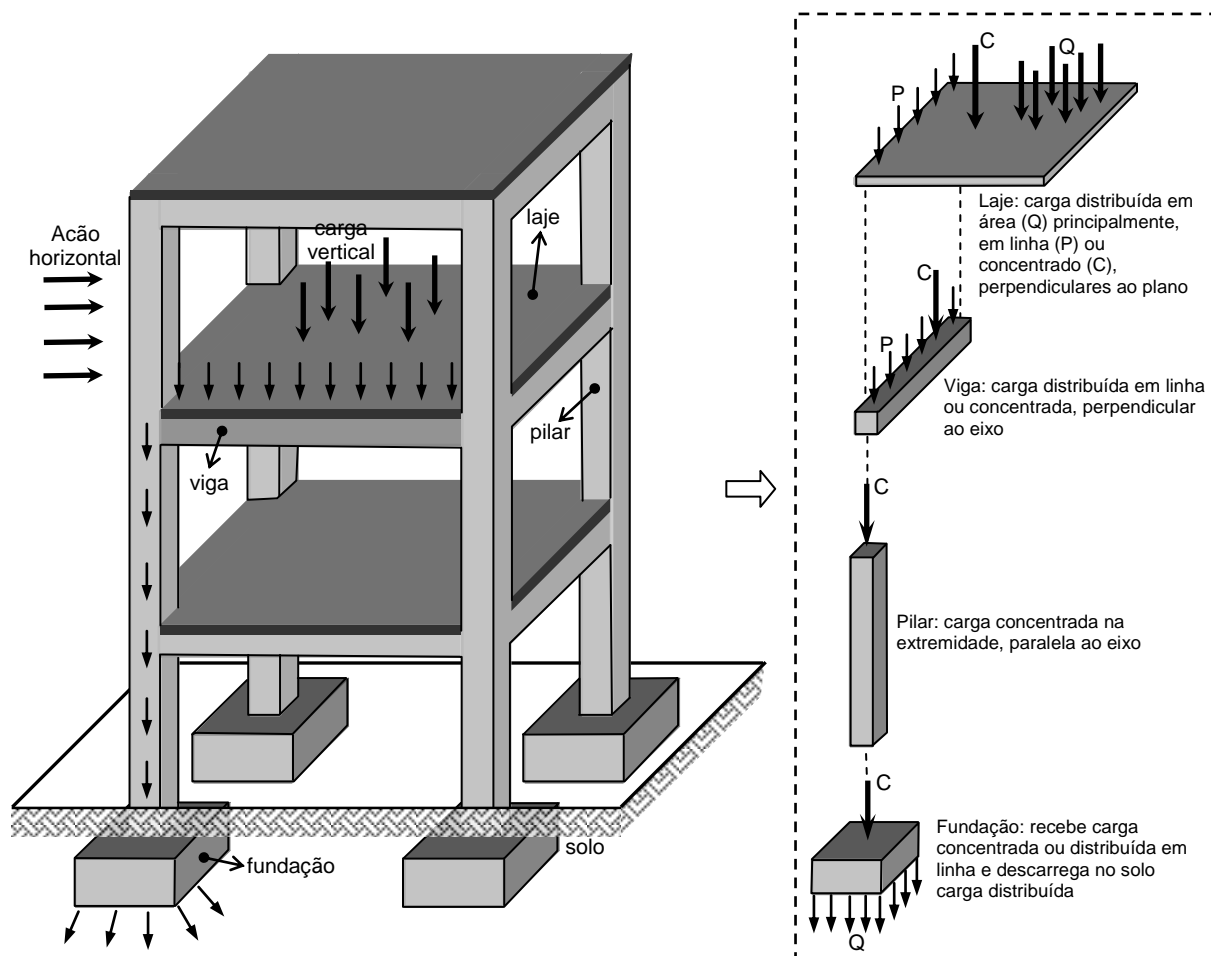


Figura 4 – Fluxo das cargas em uma estrutura. Fonte: Adaptado de Engel (2001).

As cargas distribuídas em superfície são suportadas por elementos laminares (placas, cascas etc.). As cargas distribuídas em linha ou cargas concentradas são suportadas geralmente por peças lineares (barras). Assim, primeiramente, são criadas as lajes (placas) para receber as cargas atuantes nos ambientes da edificação. Pode-se imaginar como um passo inicial, que cada cômodo corresponde a uma laje a ser criada. A continuidade entre as lajes gera o painel de lajes do pavimento.

Na sequência, são criadas as barras (normalmente horizontais) denominadas vigas, que recebem cargas provenientes das lajes (apoio das bordas), cargas distribuídas em linha (paredes), e cargas concentradas quando servem de apoio para outras vigas ou para barras verticais (pilares).

As vigas por sua vez se apóiam em barras verticais (pilares ou colunas), cujo carregamento é concentrado e paralelo ao eixo longitudinal. Finalmente, os pilares têm a função básica de transferir as cargas aos elementos estruturais de fundação, que por sua vez as transmitem ao solo.

Além da consideração das cargas atuantes para definição da concepção estrutural (projetar pela ordem: lajes → vigas → pilares), pode-se observar alguns aspectos de ordem prática que auxiliam no chamado “lançamento da estrutura”, ou seja, a escolha do arranjo estrutural, do tipo e do posicionamento dos elementos estruturais. Assim, indica-se a seguir (pela ordem) alguns procedimentos de apoio à criação do projeto estrutural onde o material é o concreto (ALVA, 2007, FUSCO, 1976, BACARJI, PINHEIRO, 1996, BACARJI, 1993, PINHEIRO; RAMOS, 1999, MORENO JUNIOR, 1993, ALBUQUERQUE, 1999, CORRÊA; NAVEIRO, s/d):

- (a) Em um edifício, inicia-se a estrutura pelo pavimento tipo. Caso não exista o pavimento-tipo, a estrutura deve partir dos pavimentos superiores em direção aos inferiores, ou seja, no sentido contrário ao da execução da obra, para que sejam observadas interferências no posicionamento dos elementos;
- (b) A partir do projeto arquitetônico, suponha como ponto de partida, que cada cômodo da edificação corresponderá a uma laje;
- (c) Idealmente, as lajes devem ter vigas de apoio em todo o seu contorno. No entanto, uma laje pode-se apoiar em três, duas ou até uma viga (laje em balanço). Vigas podem ser necessárias também para dividir uma laje com grandes dimensões;
- (d) Pode-se considerar (aproximadamente) os seguintes limites para as dimensões das lajes maciças de edifícios: laje armada em uma direção → menor vão entre 2 e 5 m. Lajes armadas em duas direções → 3 a 7 m. Os vãos considerados econômicos estão entre 3,5 e 5 m. Para lajes nervuradas comuns os vãos podem chegar a 12 m;

- (e) Posicionar as vigas preferencialmente onde existam paredes, adotando a largura em função da alvenaria (questão estética), devido à facilidade no acabamento das paredes e melhor aproveitamento dos espaços. Uma parede pode também apoiar-se diretamente sobre a laje. Uma viga pode ser posicionada em relação à laje de forma normal, semi-invertida ou invertida. As vigas devem estar de tal forma que formem, juntamente com os pilares, pórticos que garantam a estabilidade da estrutura. Para edificações comuns e concreto convencional, os vãos das vigas devem estar entre 3 e 7 m, sendo 4,5 m o valor considerado mais econômico;
- (f) Um primeiro princípio a ser considerado na criação dos pilares é que estes devem dar apoio às vigas, procurando-se gerar vãos econômicos;
- (g) A locação dos pilares deve seguir a seguinte ordem: pilares de canto, pilares nas áreas comuns a todos os pavimentos (normalmente na região da escada e dos elevadores, região do reservatório de água - espaços que constituem os núcleos rígidos que contribuem para estabilidade global do edifício), pilares de extremidade (situados no contorno do pavimento ou encontros de vigas) e finalmente pilares internos. A distância entre pilares deve estar entre 3 e 7 m sendo a distância de 4,5 m considerada econômica. Em geral não há necessidade de posicionar os pilares muito próximos (distância inferior a 1,5 m);
- (h) Sempre que possível, manter o alinhamento dos pilares em todos os níveis de uma edificação com múltiplos andares. Quando isto não for possível, utilizam-se vigas de transição que recebem e transmitem as cargas para outros pilares, mudando as posições deste elementos de um pavimento para outro. A viga de transição deve ser evitada, pois ela implica em alturas elevadas, podendo causar transtornos na solução estrutural/arquitetônica;
- (i) Escolher posições para os pilares que não comprometam a proposta arquitetônica e seu aspecto estético. Quando necessário, pode-se apoiar uma viga diretamente em outra;
- (j) Se possível, deve-se dispor os pilares com a maior dimensão da seção paralela à menor dimensão em planta da edificação, propiciando assim maior rigidez às ações horizontais (vento);

- (k) Se possível, uniformize (em comprimento e largura) e alinhe os elementos estruturais, pois isto facilita o aspecto construtivo. O mesmo deve ser feito para a seção das peças;
- (l) Embora a padronização dos elementos estruturais facilite a execução, vigas e lajes podem ter geometria irregular (curva por exemplo), fugindo aos padrões lineares e retangulares;
- (m) Paredes são elementos de vedação, não tendo função estrutural. Exceção para o caso especial de alvenarias estruturais, que são concebidas com esta finalidade;
- (n) Lembrar que o projeto estrutural deve estar compatibilizado com os demais projetos de engenharia da edificação, como os projetos hidráulico, elétrico e de ar condicionado.

No processo de criação do arranjo estrutural, além da ordem de lançamento das peças sugerida de (a) a (n) (laje → viga → pilar), é possível iniciar a concepção da estrutura pelos pilares, criando-se em seguida as vigas e as lajes.

Estruturas protendidas (lajes, vigas e pilares) podem ter seus vãos ampliados de forma significativa em relação ao concreto armado, não havendo, em geral, recomendações específicas dos limites. O uso de estruturas protendidas deve levar em conta o custo desta técnica.

Estruturas de madeira e de aço têm o mesmo princípio de concepção das estruturas de concreto. Assim as sugestões citadas até aqui para criação de lajes, vigas e pilares de concreto são válidas para estrutura de aço e de madeira. Pode-se considerar no entanto, vãos usuais diferentes. Para a madeira: 2 a 4 m. Para o aço: 6 a 12 m. Os vãos a serem escolhidos devem considerar também a facilidade construtiva da estrutura de aço ou de madeira.

A partir destes procedimentos, o arquiteto pode conceber a estrutura da edificação. Espera-se que esta estrutura não esteja distanciada da estrutura definitiva, a ser projetada pelo engenheiro. Na sequência, a estrutura gerada pelo arquiteto será pré-dimensionada e incorporada à criação do projeto arquitetônico.



## **2.4 PROCEDIMENTO PARA OBTENÇÃO DAS FÓRMULAS DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO**

Conceitualmente, o pré-dimensionamento requer um grande número de informações, pois a análise deve ser feita para cada peça da estrutura. Algumas das variáveis que podem influenciar o pré-dimensionamento de uma peça são: material, geometria, carregamento, condição de apoio, vão, procedimentos e restrições normativas. Considerando que seria impraticável a criação de uma fórmula para cada combinação destas variáveis em uma peça e em uma estrutura, o procedimento a ser adotado neste trabalho é de simplificação de cada problema, eliminando-se as variáveis que tem menor peso e procurando-se uma fórmula de fácil entendimento e aplicação. Neste sentido buscou-se fórmulas básicas conhecidas da Resistência dos Materiais e da Teoria das Estruturas, onde não se entra nos detalhes exigidos pelas normas para cada material. Considera-se que este tipo de abordagem é aceitável, porque se trata de pré-dimensionamento, onde se busca as dimensões iniciais aproximadas das peças.

Em alguns casos foram incorporadas as informações, a abordagem e os resultados da prática do cálculo estrutural. Isto implicou em uma simplificação ainda maior do procedimento, gerando fórmulas empíricas bastante simplificadas.

Na medida em que a metodologia de pré-dimensionamento de cada peça estiver elaborada será feita a verificação das fórmulas através de casos teóricos e reais específicos, comparando os resultados obtidos com o projeto estrutural elaborado dimensionado e/ou executado.

A seqüência do processo de obtenção das fórmulas pré-dimensionamento proposta neste trabalho é mostrada na Figura 5.

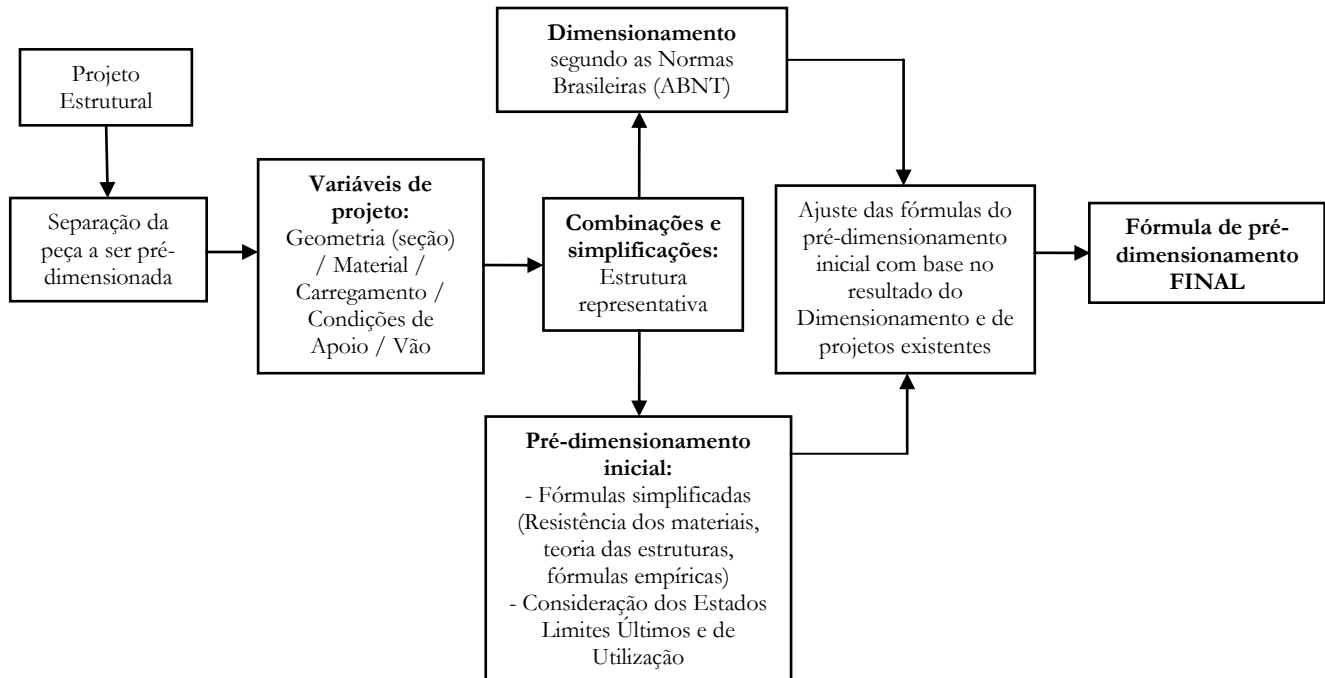


Figura 5 – Seqüência do procedimento para obtenção das fórmulas de pré-dimensionamento

Em relação às abordagens comumente encontradas na literatura para pré-dimensionar estruturas, pode-se destacar os seguintes aspectos que diferem a metodologia proposta:

- ♦ Obtenção de valores únicos para as dimensões das peças;
- ♦ Uso do resultado do dimensionamento segundo as normas como balizamento e correção/ajuste das fórmulas simplificadas de pré-dimensionamento. Para cada caso (peça) foi feito o dimensionamento buscando-se o resultado otimizado (evita-se subdimensionamento e superdimensionamento), conforme explicou a Figura 3. Este resultado é a referência para ajuste da fórmula simplificada, que dele deve se aproximar;
- ♦ Consideração dos Estados Limites Últimos e de Utilização no dimensionamento e na escolha das fórmulas simplificadas. Em particular, a consideração dos Estados Limites de Utilização (principalmente a flecha) não é, em geral, um parâmetro considerado na literatura para pré-dimensionamento. No entanto, isto pode ser determinante na definição das dimensões da peça.

## 2.5 VARIAÇÃO DAS SEÇÕES DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

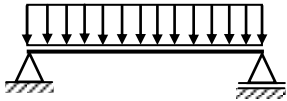
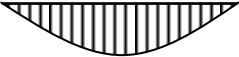

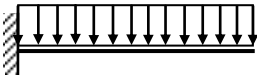


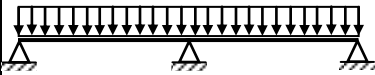


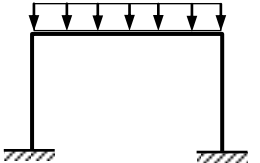
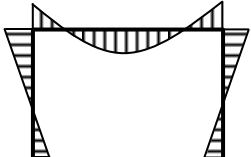

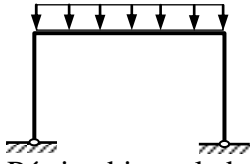
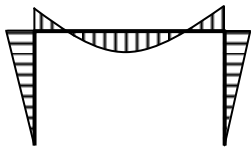

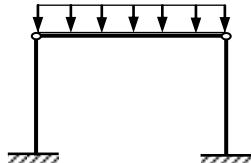
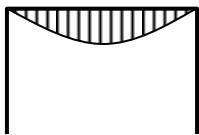
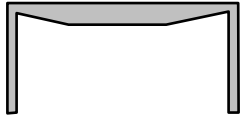
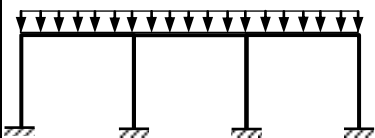

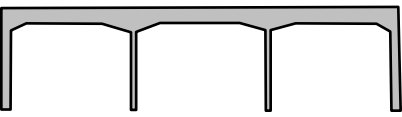
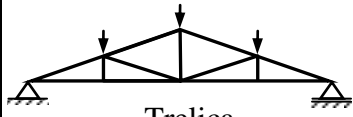
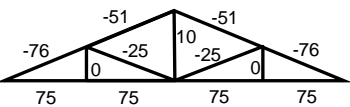
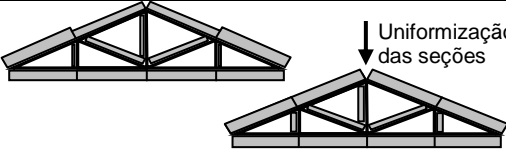
As fórmulas de pré-dimensionamento a serem apresentadas no Capítulo 3 consideram, em geral, os valores máximos dos esforços e deslocamentos para obtenção da seção das peças. Em princípio, a seção de uma peça se mantém constante ao longo do seu comprimento. Do ponto de vista prático, se uma peça (viga, por exemplo) possui seção constante ao longo do vão, a execução é facilitada, o que implica em redução dos custos. No entanto, quando há necessidade de variar a seção de uma peça (por razão arquitetônica, por exemplo), é interessante fazê-lo do ponto de vista estrutural, com base na variação do esforço aplicado.

Pode-se, por exemplo, tomar a variação do diagrama de momento fletor como parâmetro para determinar a variação da seção de uma viga ao longo do vão. A ideia é de que a variação da seção “acompanhe” ou “reflita” a variação do esforço, conforme a Tabela 1. O objetivo da Tabela 1 é apenas exemplificar o conceito de variação da seção para alguns casos básicos.

Como os esforços de natureza diferente (momento fletor e esforço cortante, por exemplo) variam de maneira distinta ao longo do vão da peça, a seção em cada ponto deverá satisfazer simultaneamente a todos os esforços atuantes. Na maioria dos casos, há predominância de um tipo de esforço na determinação da seção final da peça, ou seja, a seção determinada em função de um esforço é suficiente para resistir aos demais esforços.

Deve-se lembrar no entanto que a maneira de variar a seção ao longo do vão pode ser definida simplesmente pela escolha estética feita pelo arquiteto, o que não leva em conta necessariamente a variação dos esforços.

Tabela 1 – Variação das seções dos elementos estruturais

Situação estrutural	Diagrama de esforços	Sugestão de seção idealizada
 Viga biapoiada		
 Viga em balanço		
 Viga com dois tramos		
 Pórtico bi-engastado		
 Pórtico bi-rotulado		
 Pórtico rotulado		
 Pórtico de múltiplos vãos		
 Treliça		 Uniformização das seções

## CAPÍTULO 3

# FÓRMULAS DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Conforme esquematizado na Figura 5, o procedimento de obtenção das fórmulas de pré-dimensionamento passa pela utilização dos conceitos da Resistência Materiais e pelo uso de formulações empíricas. Serão propostas fórmulas pela autora e serão apresentadas as principais fórmulas sugeridas pela literatura. Em seguida (Capítulo 4), as fórmulas serão avaliadas e ajustadas pelos resultados precisos obtidos segundo as normas (dimensionamento) e por comparação com projetos estruturais existentes. Após estas análises, serão sugeridas as fórmulas finais de pré-dimensionamento, que estão resumidas no Apêndice A.

As fórmulas sugeridas se aplicam principalmente a estruturas formadas por concretos compreendidos nas classes de resistência do Grupo I - C20 a C50 (ABNT NBR 8953:2009) e madeiras nas classes de resistência de C20 a C60 (ABNT NBR 7190:1997). Já para os aços, a resistência dependerá do fabricante, não havendo, em princípio, limites para aplicação das fórmulas.

### 3.1 ESTRUTURAS DE CONCRETO

#### 3.1.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE LAJES

O pré-dimensionamento de lajes consiste na estimativa de sua espessura ( $h$ ). Uma forma simples de pré-dimensioná-las é tomar como referência o vão ( $L$ ), da seguinte maneira (DIAS, 2004):

- Laje maciça armada em duas direções:  $L/50 \leq h \leq L/40$ ;
  - Laje maciça armada em uma direção:  $L/45 \leq h \leq L/30$ ;
  - Laje nervurada em concreto armado e protendido:  $L/30 \leq h \leq L/25$ ;
  - Laje lisa:  $L/40 \leq h \leq L/30$ ;
  - Laje cogumelo:  $L/45 \leq h \leq L/35$ .
- (1)

Di Pietro (2000) referencia algumas dessas lajes utilizando também o vão como parâmetro de pré-dimensionamento:

- Laje maciça:  $h \geq L/45$ , onde  $L$  é o maior dos menores vãos (em todas as lajes do pavimento escolhem-se os menores vãos e dentre esses, adota-se o maior);
- Laje mista:  $h \geq L/35$ ;
- Laje nervurada:  $h \geq L/40$ ;
- Laje cogumelo:  $h \geq L/35$  com capitel e  $h \geq L/30$  sem capitel.

Rebello (2007) sugere os seguintes valores para lajes maciças:

- Lajes armadas em 2 direções:  $h = 2\% \frac{L+l}{2}$ ;
- Lajes armadas em uma só direção:  $h = 2\%l$ ;
- Lajes em balanço:  $h = 4\%$  do balanço.

sendo:  $L$  o vão maior e  $l$  o menor.

Para lajes nervuradas Rebello (2007) sugere:

- Espaçamento entre nervuras em torno de 100 cm:  $h = 4\%$  do vão das nervuras;
- Espaçamento entre nervuras em torno de 50 cm:  $h = 3\%$  do vão das nervuras.

No uso destas fórmulas, sugere-se que o vão a ser tomado seja o vão médio entre o comprimento e a largura da laje.

O valor de  $h$  a ser tomado nas faixas sugeridas deve levar em conta principalmente 2 aspectos: carregamento e condição de apoio da laje.

No que diz respeito ao carregamento, quanto maior for este, maior será a espessura da laje. Propõe-se a Tabela 2 para definição do nível de carregamento, conforme nomenclatura sugerida por Rebello (2007). Tomou-se por base para definição dos valores de carga a ABNT NBR 6120:1980.

Tabela 2 – Relação entre os tipos de carga e o ambiente a ser construído

<b>Cargas</b>	<b>Local</b>	<b>Valores de carga (kN/m<sup>2</sup>)</b>
Pequenas	Sala de leitura; Corredores sem ao acesso público; Depósitos; Edifícios residenciais; Escada sem acesso ao público; Escolas; Escritórios; Dormitórios, sala de cirurgia, raio X, banheiros e enfermarias de hospitais.	1,5 a 2,5
Médias	Escada com acesso ao público; Garagens e estacionamentos; Corredores de hospitalais; Lojas; Restaurantes; Sala para depósito de livros; Corredores com ao acesso público; Depósitos.	3 a 4
Grandes	Casa de máquinas; Sala com estantes de livros; Depósitos.	4,5 a 7,5

De acordo com a Tabela 2, sugere-se adotar nas fórmulas de pré-dimensionamento os valores extremos da faixa de  $h$  para carregamentos pequenos e grandes e o valor médio de  $h$  para carregamentos médios.

Com relação às condições de apoio, propõe-se a Tabela 3. Quanto “melhor” a condição de apoio, menor será a espessura da laje.

Tabela 3 – Classificação para as condições de apoio

<b>Condição de apoio</b>	<b>Descrição</b>
Favorável	Três ou quatro bordas engastadas; Duas bordas engastadas e duas apoiadas.
Regular	Três ou quatro bordas apoiadas; Uma borda engastada e duas ou três apoiadas.
Desfavorável	Laje em balanço; Laje com dois bordos livres.

De forma similar ao carregamento, pode-se adotar nas fórmulas os valores extremos da faixa de  $h$  para condições de apoio favoráveis ou desfavoráveis e o valor médio de  $h$  para condição de apoio regular.

Pinheiro, Muzardo e Santos (2003) e Machado (2003 *apud* GIONGO, 2007) consideram a seguinte expressão para a altura útil de lajes maciças:

$$d = (2,5 - 0,1n) \cdot L / 100 \quad (2)$$

onde:

$L$  é o menor valor entre  $L_x$  e  $0,7L_y$ ;

$n$  é o número de bordas engastadas;

$L_x$  é o menor vão e  $L_y$  é o maior vão.

A espessura da laje maciça é obtida pela expressão:

$$h = d + \frac{\varnothing}{2} + c \quad (3)$$

sendo  $d$  a altura útil da laje,  $\varnothing$  o diâmetro das barras e  $c$  o cobrimento nominal da armadura, conforme é mostrado na Figura 6.

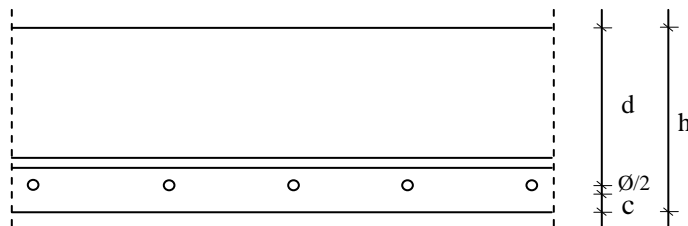


Figura 6 – Seção transversal da laje



Observando a ABNT NBR 6118:2007 e considerando a situação de pré-dimensionamento, será adotado neste trabalho o valor único de cobrimento das lajes de 2,5 cm. Assim, a espessura resulta:

$$h = (d + c + 0,5) = d + 3,0 \text{ cm} \quad (4)$$

Neste trabalho sugere-se modificar a formulação proposta por Pinheiro, Muzardo e Santos (2003) e por Machado (2003 *apud* GIONGO, 2007), adotando-se  $L$  como o menor valor entre a média dos vãos e 1,25 vezes o menor vão. O objetivo deste último valor é garantir um vão satisfatório para o caso de lajes armadas em uma direção.

Outro método prático para o pré-dimensionamento de lajes maciças é o Critério das Flechas. Segundo a ABNT NBR 6118:1980, há dispensa de cálculo rigoroso da flecha se a seguinte condição é verificada:

$$d \geq \frac{L}{\psi_2 \cdot \psi_3} \quad (5)$$

sendo:

$d$ : altura útil da laje;

$L$ : menor vão da laje;

$\psi_2$ : constante que depende das condições de apoio e da relação entre os vãos;

$\psi_3$ : constante que depende da tensão na armadura.

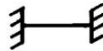
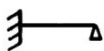

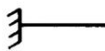
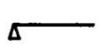







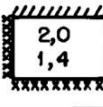

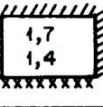
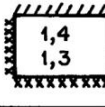
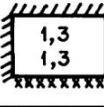

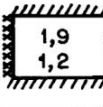
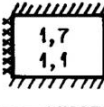
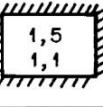
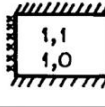
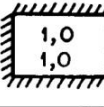

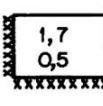
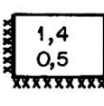
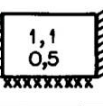
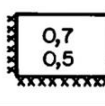
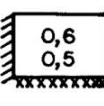

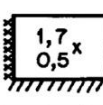
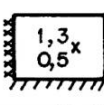
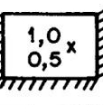
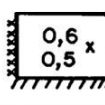
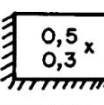
Para vigas e lajes armadas em uma direção, a constante  $\psi_2$  é dada pela Tabela 4.

Tabela 4 – Valores de  $\psi_2$  para vigas e lajes armadas em uma direção

	Valores para $\psi_2$
Simplemente apoiadas	1,0
Contínuas	1,2
Duplamente engastadas	1,7
Em balanço	0,5

Para lajes armadas em 2 direções,  $\psi_2$  é dado pela Tabela 5.

Tabela 5 – Valores de  $\psi_2$  para lajes armadas em 2 direções. Fonte: ABNT NBR 6118:2007

$\begin{array}{c} l_x \\ \diagdown \\ l_y \end{array}$					
	 2,2 1,7	 2,0 1,7	 1,9 1,7	 1,7 1,7	 1,7 1,7
	 2,0 1,4	 1,8 1,4	 1,7 1,4	 1,4 1,3	 1,3 1,3
	 1,9 1,2	 1,7 1,1	 1,5 1,1	 1,1 1,0	 1,0 1,0
	 1,7 0,5	 1,4 0,5	 1,1 0,5	 0,7 0,5	 0,6 0,5
	 1,7 x 0,5 x	 1,3 x 0,5 x	 1,0 x 0,5 x	 0,6 x 0,5 x	 0,5 x 0,3 x

sendo:

$l_y$ : vão menor;

$l_x$ : vão maior;

Número superior:  $\psi_2$  para  $\frac{l_x}{l_y} = 1$ ;

Número inferior:  $\psi_2$  para  $\frac{l_x}{l_y} = 2$ , podendo usar-se para razão entre lados maior que 2, exceto nos casos assinalados com asterisco;

Para  $1 < l_x/l_y < 2$ : interpolar linearmente.

Tabela 6 – Valores de  $\psi_3$ 

Tensão na armadura para solicitação de cálculo ( $\sigma_{sd}$ )	Valores de $\psi_3$	
	Em vigas e lajes nervuradas	Em lajes maciças
215 MPa	25	35
280 MPa	22	33
350 MPa	20	30
435 MPa	17	25
520 MPa	15	20

Após o cálculo da altura útil  $d$ , a espessura da laje é obtida pela Equação 4.

Quanto à espessura mínima de lajes maciças, devem ser observados, segundo a ABNT NBR 6118:2007, os seguintes valores:

- 5 cm para lajes de cobertura não em balanço;
- 7 cm para lajes de piso ou de cobertura em balanço;
- 10 cm para lajes que suportam veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
- 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas,  $l/42$  para lajes de piso biapoiadas e  $l/50$  para lajes de piso contínuas;
- 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo.

### 3.1.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

Para pré-dimensionar uma viga é necessário estimar as dimensões da seção transversal. No presente estudo serão abordados apenas as vigas de concreto com seção retangular, que constitui a maioria das aplicações. Para definir a altura é necessário fixar um valor para a largura ( $b_w$ ), de acordo com o vão. Como referência, pode-se adotar os seguintes valores:

- $b_w = 12 \text{ cm}$  ( $\text{vão} \leq 4 \text{ m}$ );
- $b_w = 20 \text{ cm}$  ( $4 \text{ m} < \text{vão} \leq 8 \text{ m}$ );
- $b_w = 25 \text{ a } 30 \text{ cm}$  ( $\text{vão} > 8 \text{ m}$ ).

Esses valores estão condicionados ao tipo de alvenaria (tijolo maciço, tijolo furado, blocos de concreto etc.), porém pode ocorrer em grandes edifícios que a mesma ultrapasse a alvenaria devido à carga imposta. Para muitos casos, no entanto, a largura de uma viga deve ser escolhida de maneira que ela fique embutida na alvenaria, privilegiando a estética.

As alturas das vigas devem, se possível, ser padronizadas em dimensões múltiplas de 5 cm. Vigas contínuas devem manter, se possível, a mesma seção transversal nos vários tramos. Isso facilita a concretagem e a padronização de fôrmas.

Uma maneira simples de pré-dimensionar a altura de uma viga de concreto armado é através de seu vão:

$$h = L/10 \quad (6)$$

onde  $h$  é a altura da viga e  $L$  é vão.

Para vigas em balanço, a relação a ser adotada é  $h = \frac{L}{6}$ .

Em alguns casos podem ocorrer restrições arquitetônicas para a altura das vigas uma restrição comum para grandes vãos é sua interferência em portas e janelas, as quais tem medidas padronizadas e se não for observado o pé direito do pavimento, a viga pode interferir. Uma solução para situações em que a altura da viga deve ser reduzida é o uso de armaduras duplas. Sugere-se para este caso  $h = \frac{L}{12}$ , valor obtido de simulações de cálculo.

Di Pietro (2000) sugere que as alturas  $h$  das vigas sejam pré-dimensionadas para edificações residenciais ou com ocupação semelhante, de acordo com a Tabela 7, considerando  $L$  o vão teórico, isto é, a distância entre os centros dos apoios.

Tabela 7 – Relação entre alturas de vigas de concreto, de acordo com a condição de apoio.

Fonte: Di Pietro (2000)

<b>Vigas</b>	<b>Bi-apoiada</b>	<b>Contínua</b>	<b>Em balanço</b>
Concreto armado	$h=L/8$ a $L/12$	$h=L/12$ a $L/16$	$h=L/5$ a $L/7$
Concreto protendido	$h=L/12$ a $L/16$	$h=L/16$ a $h=L/18$	$h=L/7$ a $L/9$

Rebello (2007) utiliza-se também de fórmulas empíricas para o pré-dimensionamento de vigas, de acordo com a condição de apoio, sendo que em todos os tipos o autor sugere que a largura da viga varie entre 1/4 e 1/3 da altura. No caso de vigas embutidas na alvenaria, respeita-se a largura máxima de 20 ou 22 cm, para alvenaria de 1 tijolo, e de 12 cm, para alvenaria de 1/2 tijolo. Tem-se:

● **Vigas biapoiadas sem balanço**

$h = 8\%$  do vão para cargas pequenas

$h = 10\%$  do vão para cargas médias (7)

$h = 12\%$  do vão para cargas grandes

onde a definição de carregamentos pequenos, médios e grandes foi sugerida na Tabela 2.

● **Vigas biapoiadas com balanços**

Verifica-se a altura da viga tanto pelo vão como pelo maior balanço. Adota-se como altura da viga o maior dos dois valores. A altura da seção para o balanço é dada por:

$h = 16\%$  do balanço, para cargas pequenas

$h = 20\%$  do balanço, para cargas médias (8)

$h = 24\%$  do balanço, para cargas grandes

● **Vigas contínuas sem balanço**

$h = 6\%$  do maior vão, para cargas pequenas;

$h = 8\%$  do maior vão, para cargas médias; (9)

$h = 10\%$  do maior vão, para cargas grandes.

**• Vigas contínuas com balanço**

Neste caso, verifica-se a altura da viga pelo maior vão e pelo balanço, conforme sugerido anteriormente, adotando-se o maior valor. Como exemplo, para cargas pequenas verifica-se:

$$\begin{aligned} h &= 6\% \text{ do maior vão;} \\ h &= 16\% \text{ do balanço.} \end{aligned} \tag{10}$$

Uma técnica mais precisa de pré-dimensionamento de vigas é através do cálculo dos esforços atuantes. A ideia é de simplificar o complexo cálculo hiperestático, considerando apenas um tramo da viga contínua de vários tramos. Para isto, toma-se o maior tramo da viga, calculando o seu vão da seguinte forma:

$$L = \frac{L_{maior} + L_{adjacente\ maior}}{2} \tag{11}$$

O objetivo desta ponderação é de atenuar o valor do momento quando da simplificação de estrutura hiperestática para isostática.

Pode-se demonstrar que, a partir do equilíbrio de uma seção retangular, o momento resistente vale:

$$M_k = 0,138 b_w d^2 f_{ck} \tag{12}$$

onde o momento atuante  $M_k$  é calculado para cada caso. Por exemplo, se existe apenas carga uniformemente distribuída, o momento na viga isostática de um só tramo vale  $M_k = ql^2/8$ . Se a viga der apoio à outra viga, uma carga concentrada deverá também ser considerada (reação de apoio).

Na composição da carga uniformemente distribuída  $q$ , devem ser consideradas, além do peso próprio, as cargas devido às reações de apoio das lajes e as ações permanentes de alvenarias que nelas se apoiam:

$$q = q_{pp} + q_{PAR} + q_{RL} \quad (13)$$

onde:

$q_{pp}$ : carga devida ao peso próprio,  $q_{pp} = A_c \gamma_{CA}$ , sendo  $A_c = b_w h$  e  $h$  pode ser estimado em 10% do vão.  $\gamma_{CA}$  é o peso específico do concreto armado;

$q_{PAR}$ : carga devida à ação da parede,  $q_{PAR} = q_p H_p$ , sendo  $H_p$  a altura da parede e  $q_p$  é dado pela Tabela 8.

$q_{RL}$ : carga devida à reação de apoio da laje,  $q_{RL} = \frac{A_i q_L}{L}$ , sendo  $q_L$  a carga atuante na laje e  $A_i$  a área de influência do tramo da viga considerado. A Figura 7 mostra esquematicamente como as áreas de influência podem ser calculadas.

Tabela 8 – Carga da parede por unidade de área. Fonte: adaptado Giongo (2007)

Tijolos maciços, com 25 cm de espessura	400 kgf/m <sup>2</sup>
Tijolos maciços, com 15 cm de espessura	250 kgf/m <sup>2</sup>
Tijolos furados, com 23 cm de espessura	320 kgf/m <sup>2</sup>
Tijolos furados, com 13 cm de espessura	220 kgf/m <sup>2</sup>
Tijolos de concreto, com 23 cm de espessura	350 kgf/m <sup>2</sup>
Tijolos de concreto, com 13 cm de espessura	220 kgf/m <sup>2</sup>
Tijolos de concreto celular, com 23 cm de espessura	80 kgf/m <sup>2</sup>
Tijolos de concreto celular, com 13 cm de espessura	50 kgf/m <sup>2</sup>

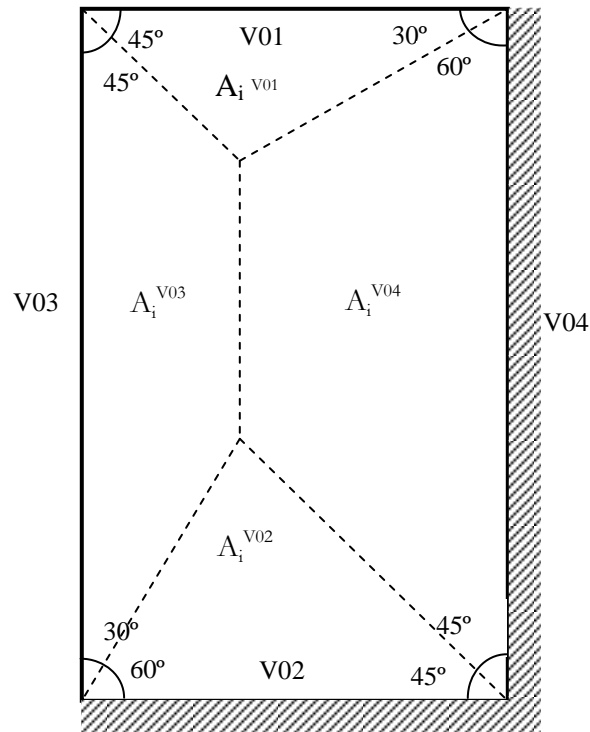


Figura 7 - Áreas de influência das vigas em lajes

Estimando-se  $b_w$ , a única incógnita na Equação 12 é a altura útil ( $d$ ). Em seguida, a altura  $h$  é calculada por:

$$h = d + 3,5 \text{ cm} \quad (14)$$

Outra forma de pré-dimensionamento de vigas é através da verificação da flecha, que de acordo com a prática, é dada pela seguinte relação:

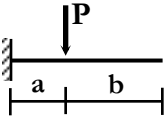
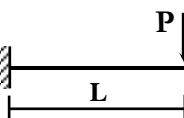
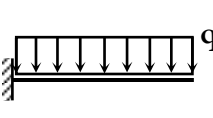
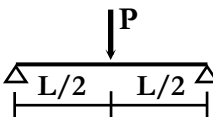
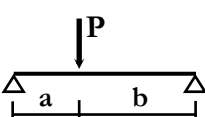
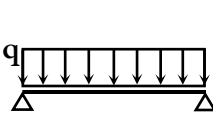
$$f_{m\acute{a}x} \leq 70\% f_{lim} \quad (15)$$

onde  $f_{lim}$  é a flecha admissível pela norma e  $f_{m\acute{a}x}$  é o maior valor da flecha que ocorre na viga.



Quanto às flechas máximas ( $f_{m\acute{a}x}$ ) que ocorrem nas vigas, estas dependem do material (E), do vão (L), da carga (q e p) e da inércia da seção (I). A Tabela 9 fornece os valores máximos das flechas para algumas situações básicas de cálculo.

Tabela 9 – Flechas máximas que ocorrem nas vigas ( $f_{m\acute{a}x}$ ). Fonte: Gere (2003).

Em balanço		
 $f_{m\acute{a}x} = \frac{Pa^2(3L-a)}{6EI}$	 $f_{m\acute{a}x} = \frac{PL^3}{3EI}$	 $f_{m\acute{a}x} = \frac{qL^4}{8EI}$
Apoio-apoio		
 $f_{m\acute{a}x} = \frac{PL^3}{48EI}$	 $f_{m\acute{a}x} = \frac{Pa^2b^2}{3EIL}$	 $f_{m\acute{a}x} = \frac{5qL^4}{384EI}$

### 3.1.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE PILARES

Além de transmitir as cargas verticais das vigas para as fundações, os pilares apresentam mais uma função importante: a de resistir aos carregamentos horizontais (ações do vento) por meio da formação de pórticos juntamente com as vigas ou por meio da utilização de pilares com grande rigidez. Pré-dimensionar um pilar é determinar sua seção em planta, posicionando-os de maneira a formarem-se pórticos com maior rigidez.

Uma primeira estimativa da seção transversal de pilares pode ser feita através da seguinte formulação, que considera o elemento sob compressão simples, com um fator de correção para levar em conta a ação do momento fletor (BACARJI, 1993, NEUMANN, 2008, PINHEIRO, 2007):

$$A_c = (N_d / \sigma_{id}) \cdot \gamma_{corr} \quad (16)$$

onde:

$A_c$ : área da seção transversal;

$N_d$ : carregamento de cálculo do pilar;

$\gamma_{corr}$ : fator de correção, utilizado para levar em conta o efeito do momento fletor. Sugere-se

$\gamma_{corr} = 2$  para edifícios baixos (até 30m de altura) e  $\gamma_{corr} = 3$  para os demais casos.

$\sigma_{id}$ : tensão ideal de cálculo do concreto:

$$\sigma_{id} = 0,85 f_{cd} + \rho (f_{sd} - 0,85 f_{cd})$$

$\rho = A_s/A_c$ : taxa de armadura ( $0,4\% \leq \rho \leq 4\%$ );

$f_{cd}$ : resistência de cálculo do concreto;

$f_{sd} = 420 \text{ MPa}$  (CA-50): resistência de cálculo do aço para deformação de 0,2 %.

Para facilitar o cálculo a Tabela 10 fornece alguns valores típicos de  $\sigma_{id}$ .

Tabela 10 – Valores de  $\sigma_{id}$  para aços CA-50 e  $\rho=2\%$ .

$f_{ck}$ (MPa)	20	25	30	35	40	45	50
$\sigma_{id}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	203	233	263	293	322	352	382

O carregamento de cálculo do pilar  $N_d$  é obtido pelo processo das áreas de influência. Para edifícios de múltiplos andares, a carga total é o resultado da soma das cargas ao longo dos pavimentos:

$$N_d = 1,4 A_i \gamma_n [q_T (n_p + 0,7) + q_c] \quad (17)$$

sendo o valor 1,4 o coeficiente de majoração da ação ( $\gamma_f$ ), e:

$A_i$ : área de influência do pilar do pavimento tipo;

$q_T$ : carga do pavimento tipo por unidade de área;

$q_c$ : carga do telhado por unidade de área;

$n_p$ : número de pavimentos (lajes-tipo). O valor 0,7 corresponde ao percentual da carga da laje de forro em relação à laje de piso.

$\gamma_n$ : coeficiente de majoração da carga, em função da menor dimensão da seção transversal do pilar.

A área de influência dos pilares é determinada conforme esquematiza a Figura 8.

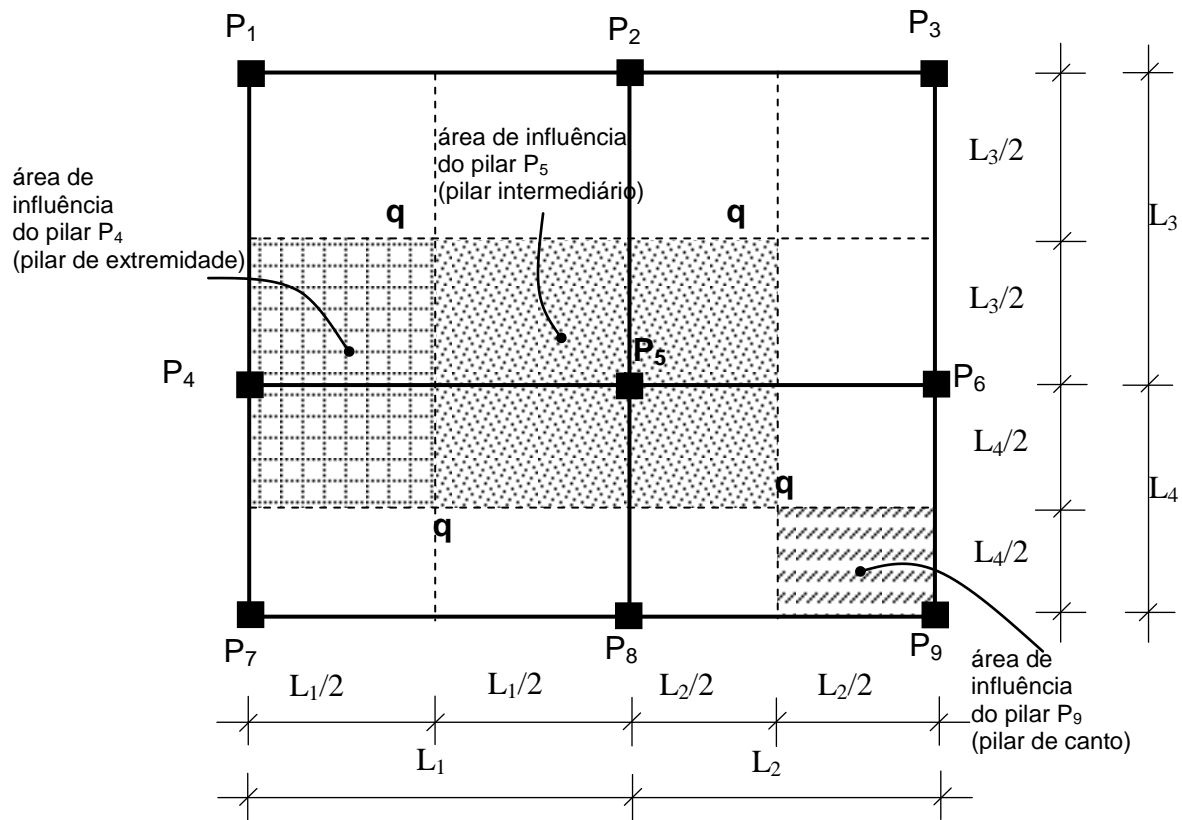


Figura 8 – Área de influência de pilares

Para fins de pré-dimensionamento, pode-se considerar, de maneira aproximada, os seguintes valores para as cargas ( $q_T$ ) em pavimentos de edifícios:

- Laje maciça ou nervurada, com paredes em blocos de concreto:  $1500 \text{ kgf/m}^2$ ;
- Laje maciça ou nervurada, com paredes em tijolos cerâmicos:  $1200 \text{ kgf/m}^2$ ;
- Laje nervurada com blocos leves (EPS):  $1000 \text{ kgf/m}^2$ ;
- Lajes não maciças com paredes em gesso acartonado:  $800 \text{ kgf/m}^2$ .

Estes valores já incluem todas as cargas atuantes no pavimento: peso próprio da estrutura (lajes, vigas e pilares), alvenarias, revestimentos, cargas variáveis etc.

A carga do telhado por unidade de área é dada pela Tabela 11.

Tabela 11 – Carga do telhado por unidade de área. Fonte: adaptado de Giongo (2007)

Com telhas concreto, com madeiramento	150 kgf/m <sup>2</sup>
Com telhas cerâmicas, com madeiramento	120 kgf/m <sup>2</sup>
Com telhas de fibrocimento, com madeiramento	50 kgf/m <sup>2</sup>
Com telhas de aço e estrutura de aço	50 kgf/m <sup>2</sup>
Com telhas de alumínio e estrutura de aço	40 kgf/m <sup>2</sup>
Com telhas de alumínio e estrutura de alumínio	30 kgf/m <sup>2</sup>

Nestes valores das cargas está considerada a ação horizontal (sobrepessão), estimada em 20 kgf/m<sup>2</sup>.

O comprimento da seção do pilar é obtido dividindo-se a área da seção (Equação 16) pela largura, que foi previamente estimada em função de que o pilar deve ficar embutido na alvenaria (por exemplo) ou deve obedecer à uma exigência estética.

A ABNT NBR 6118:2007 recomenda que a seção transversal de pilares, qualquer que seja a sua forma, não deve apresentar dimensão menor que 19 cm. Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 12 cm, desde que se multipliquem as ações a serem consideradas no dimensionamento ( $N_d$ ) por um coeficiente adicional  $\gamma_n$ , de acordo com a Tabela 12. Em qualquer caso, não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360 cm<sup>2</sup>.

Tabela 12 - Valores do coeficiente adicional  $\gamma_n$ . Fonte: ABNT NBR 6118:2007

<b>b (cm)</b>	19	18	17	16	15	14	13	12
<b><math>\gamma_n</math></b>	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35

onde:

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05b; \quad (18)$$

b: menor dimensão da seção transversal do pilar.

A ABNT NBR 6118:2007 recomenda que, se os pilares suportam lajes cogumelo, os limites passam a ser 30 cm e 1/15 da sua altura livre para os não cintados e 30 cm e 1/10 para os cintados, devendo ainda a espessura em cada direção não ser inferior a 1/20 da distância entre eixos dos pilares nessa direção.

Deve-se atentar para o pré-dimensionamento dos pilares situados nas regiões de reservatório, casa de máquinas e outros equipamentos, sendo necessária uma estimativa à parte destes carregamentos, que serão adicionados ao carregamento já calculado.

Uma dificuldade no pré-dimensionamento de pilares é a determinação do coeficiente de correção  $\gamma_{\text{corr}}$ , em função das diversas variáveis que este parâmetro incorpora, pela ação do momento fletor. Bacarji (1993) sugere que os coeficientes de correção sejam definidos de acordo com a posição de cada pilar (Tabela 13).

Tabela 13 – Valores do coeficiente de correção segundo Bacarji (1993)

<b>Posição do pilar</b>	<b><math>\gamma_{\text{corr}}</math></b>
Intermediário	1,80
Extremidade	2,20
Canto	2,50

Fazendo um comparativo ao sugerido por Bacarji (1993), Pinheiro, Muzardo e Santos (2003) também sugerem um coeficiente de majoração da força normal que leva em conta as excentricidades da carga de acordo com o posicionamento de cada pilar (Tabela 14).

Tabela 14 – Valores do coeficiente segundo Pinheiro, Muzardo e Santos (2003)

<b>Posição do pilar</b>	<b><math>\gamma_{\text{corr}}</math></b>
Intermediário	1,30
Extremidade	1,50
Canto	1,80

Rebello (2007) determina o pré-dimensionamento através da área da seção transversal do pilar da seguinte maneira:

- Para pilares com menos que 4,0 m de altura livre (não travados por vigas ou por laje):

$$A_c = N_d/100 \text{ (cm}^2\text{)} \quad (19)$$

- Para pilares com mais de 4,0 m de altura livre (não travados por vigas ou por laje):

$$A_c = N_d/80 \text{ (cm}^2\text{)} \quad (20)$$

onde  $N_d$  é a carga atuante no pilar, calculada conforme já apresentado, com excessão de valores das cargas nos pavimentos, onde o autor recomenda:

- Para laje de piso = 800 kgf/m<sup>2</sup>;

- Para laje de forro = 600 kgf/m<sup>2</sup>.

Tomás (2010) calcula a área da seção relacionando-a com a limitação da tensão média no concreto, considerando os três tipos diferentes de pilar:

- Pilar intermediário

$$\sigma = \frac{N_d}{A_c \times f_{cd}} \cong 1,0 \rightarrow A_c = \frac{N_d}{f_{cd}} \quad (21)$$

- Pilar de extremidade

$$\sigma = \frac{N_d}{A_c \times f_{cd}} \cong 0,85 \rightarrow A_c = \frac{N_d}{0,85 f_{cd}} \quad (22)$$

- Pilar de canto

$$\sigma = \frac{N_d}{A_c \times f_{cd}} \cong 0,60 \rightarrow A_c = \frac{N_d}{0,60 f_{cd}} \quad (23)$$

onde a nomenclatura destes parâmetros já foi apresentada anteriormente.

Finalmente, Bastos (2005) sugere as seguintes formulações para edificações de pequeno porte, considerando também os três tipos diferentes de pilar:

- Pilar intermediário:

$$A_c = \frac{N_d}{0,6f_{ck} + 0,42} \quad (24)$$

- Pilar de extremidade e de canto:

$$A_c = \frac{1,45N_d}{0,6f_{ck} + 0,42} \quad (25)$$

## 3.2 ESTRUTURAS DE MADEIRA

### 3.2.1 CONCEITOS FUNDAMENTAIS

As árvores utilizadas em aplicações estruturais são classificadas em dois tipos quanto à sua anatomia:

a) Coníferas: conhecidas internacionalmente como madeiras moles ou “softwoods”, as coníferas têm menor resistência e menor densidade quando comparadas às dicotiledôneas. Têm folhas perenes com formato de escama ou agulha, sendo típicas de regiões de clima frio. Na América do Sul, os dois exemplos mais importantes são o Pinho do Paraná e o Pinus;

b) Dicotiledôneas: são usualmente designadas como madeiras duras ou “hardwoods”, pela sua maior resistência e maior densidade. São madeiras que se aclimatam melhor em regiões de clima quente. Nesta categoria encontram-se as principais espécies utilizadas na construção civil no Brasil. No mercado de Uberlândia, são comercializadas as seguintes espécies: Peroba Rosa, Ipê, Jatobá, Sucupira, Maçaranduba, Garapa, Angico, Maracatiara, Cedril, Cumaru, Amestão, Cupiúba, Angelim Vermelho etc.

Apresenta-se na Tabela 15 a nomenclatura, seguida da sugestão de seções comerciais das madeiras serradas encontradas comercialmente no Brasil.

Tabela 15 – Seções comerciais típicas de peças de madeira

Nomenclatura	Seção transversal nominal (cm)
Ripas	1,2 x 5,0 ; 1,5 x 5,0
Ripões	2,0 x 5,0 ; 2,5 x 6,0
Sarrafos	2,0 x 10,0 ; 3,0 x 12,0 ; 3,0 x 16,0
Caibros	5,0 x 6,0 ; 6,0 x 6,0
Caibrões	5,0 x 8,0 ; 6,0 x 8,0
Pontaletes	7,5 x 7,5 ; 10,0 x 10,0
Vigotas, Vigas	6,0 x 12,0 ; 6,0 x 16,0
Tábuas	2,5 x 22,0 ; 2,5 x 30,0
Pranchas	4,0 x 20,0 ; 4,0 x 30,0
Pranchões	6,0 x 20,0 ; 6,0 x 30,0
Postes	12,0 x 12,0 ; 15,0 x 15,0

Embora estas seções retangulares sejam as mais utilizadas na prática, outros tipos de seções podem ser obtidos, através da união de peças.

Como a madeira é um material anisotrópico, as propriedades elásticas variam de acordo com a direção das fibras em relação à direção de aplicação da carga. Tem-se:

- Módulo de elasticidade longitudinal  $E_0$ : determinado através de ensaio de compressão paralela às fibras;
- Módulo de elasticidade normal:  $E_{90} = E_0/20$ ;
- Módulo de elasticidade transversal:  $G = E_0/20$ .

Na falta de ensaios experimentais, pode-se fazer a caracterização simplificada da resistência da madeira, conforme Tabela 16.



Tabela 16 – Relações entre as resistências da madeira. Fonte: ABNT NBR 7190:1997

$f_{c0,k} / f_{t0,k}$	$f_{tM,k} / f_{t0,k}$	$f_{c90,k} / f_{c0,k}$	$f_{e0,k} / f_{c0,k}$	$f_{e90,k} / f_{c0,k}$	Conífera	Dicotiledônea
					$f_{v0,k} / f_{c0,k}$	$f_{v0,k} / f_{c0,k}$
0,77	1	0,25	1	0,25	0,15	0,12

k=característico; c=compressão; t=tração; v=cisalhamento; e=embutimento; m=flexão. Para fins de projeto, considerar  $f_{t90,k} = 0$ .

As classes de umidade da madeira são definidas pela Tabela 17. A umidade de referência usada para o pré-dimensionamento das peças de madeira será de 12 %.

Tabela 17 – Classes de umidade. Fonte: ABNT NBR 7190:1997

Classe de umidade	Umidade relativa do ambiente $U_{amb}$	Umidade de equilíbrio da madeira
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)	$\leq 25\%$

Visando a padronização das propriedades da madeira, a norma NBR 7190:1997 adota o conceito de classes de resistência, propiciando assim a utilização de várias espécies com propriedades similares em um mesmo projeto (Tabelas 18 e 19).

Tabela 18 – Classes de resistência das coníferas. Fonte: ABNT NBR 7190:1997

CONÍFERAS (Valores na condição padrão de referência $U = 12\%$ )				
Classe	$f_{co,k}$ (MPa)	$f_{vo,k}$ (MPa)	$E_{co}$ (MPa)	$\rho_{aparente}$ (kgf/m <sup>3</sup> )
C 20	20	4	3.500	500
C 25	25	5	8.500	550
C 30	30	6	14.500	600

Tabela 19 – Classes de resistência das dicotiledôneas. Fonte: ABNT NBR 7190/1997

<b>DICOTILEDÔNEAS</b> (Valores na condição padrão de referência U = 12%)				
<b>Classe</b>	<b>f<sub>co,k</sub> (MPa)</b>	<b>f<sub>vo,k</sub> (MPa)</b>	<b>E<sub>co</sub> (MPa)</b>	<b>ρ<sub>aparente</sub> (kgf/m<sup>3</sup>)</b>
C20	20	4	9.500	650
C30	30	5	14.500	800
C40	40	6	19.500	950
C60	60	8	24.500	1.000

Os valores de cálculo das resistências são dados pela expressão:

$$f_{wd} = k_{mod} \cdot \frac{f_{wk}}{\gamma_w} \quad (26)$$

$\gamma_w$ : coeficiente de segurança (compressão:  $\gamma_{wc} = 1,4$ ; tração:  $\gamma_{wt} = 1,8$ );  $k_{mod}$ : coeficiente de modificação, que afeta os valores de cálculo das propriedades da madeira em função da classe de carregamento, da classe de umidade e da qualidade da madeira utilizada. Para facilitar ao projetista, pode-se assumir os seguintes valores de  $K_{mod}$ :

- Classes de umidade (1) e (2):  $K_{mod} = 0,56$ ;
- Classes de umidade (3) e (4):  $K_{mod} = 0,45$ .

Nas verificações da segurança que dependem do módulo de elasticidade na direção paralela às fibras, deve ser tomado o seguinte valor:

$$E_{co,ef} = K_{mod} \cdot E_{co} \quad (27)$$

Para definir a classe da madeira e obter em seguida as propriedades elásticas mencionadas, utiliza-se a Tabela 20, em função da espécie escolhida.

Tabela 20 – Classes de madeiras dicotiledôneas e coníferas nativas e de florestamento.

Fonte: ABNT NBR 7190/1997

Nome comum	Nome científico	Classe - $f_{co,k}$ (MPa)
<b>Dicotiledônea</b>		
Angelim Araroba	Vataireopsis araroba	C 30
Angelim Ferro	Hymenolobium spp	C 40
Angelim Pedra	Hymenolobium petraeum	C 40
Angelim Pedra Verdade	Dinizia excelsa	C 40
Branquilho	Termilalia spp	C 30
Cafearana	Andira spp	C 40
Canafístula	Cassia ferruginea	C 30
Casca Grossa	Vochysia spp	C 30
Castelo	Gossypiospermum praecox	C 30
Cedro Amargo	Cedrella odorata	C 20
Cedro Doce	Cedrella spp	C 20
Champagne	Dipterys odorata	C 60
Cupiúba	Goupia glabra	C 30
Catiúba	Qualea paraensis	C 40
E. Alba	Eucalyptus alba	C 30
E. Camaldulensis	Eucalyptus camaldulensis	C 30
E. Citriodora	Eucalyptus citriodora	C 40
E. Cloeziana	Eucalyptus cloeziana	C 30
E. Dunnii	Eucalyptus dunnii	C 30
E. Grandis	Eucalyptus grandis	C 20
E. Maculata	Eucalyptus maculata	C 40
E. Maidene	Eucalyptus maidene	C 30
E. Microcorys	Eucalyptus microcorys	C 30
E. Paniculata	Eucalyptus paniculata	C 40
E. Propinqua	Eucalyptus propinqua	C 30
E. Punctata	Eucalyptus punctata	C 40
E. Saligna	Eucalyptus saligna	C 30
E. Tereticornis	Eucalyptus tereticornis	C 40
E. Triantha	Eucalyptus triantha	C 30
E. Umbra	Eucalyptus umbra	C 20
E. Urophylla	Eucalyptus urophylla	C 30
Garapa Roraima	Apuleia leiocarpa	C 40
Guaiçara	Luetzelburgia spp	C 40
Guaruaia	Peltophorum vogelianum	C 40
Ipê	Tabebuia serratifolia	C 40
Jatobá	Hymenaea spp	C 60
Louro Preto	Ocotea spp	C 30
Maçaranduba	Manilkara spp	C 40
Mandioqueira	Qualea spp	C 40
Oiticica Amarela	Clarisia racemosa	C 40
Quarubarana	Erismia uncinatum	C 20
Sucupira	Diploptropis spp	C 60
Tatajuba	Bagassa guianensis	C 40
<b>Coníferas</b>		
Pinho do Paraná	Araucaria angustifolia	C 25
Pinus caribea	Pinus caribea var. caribea	C 20
Pinus bahamensis	Pinus caribea var. bahamensis	C 20
Pinus hondurensis	Pinus caribea var. hondurensis	C 25
Pinus elliottii	Pinus elliottii var. elliottii	C 25
Pinus oocarpa	Pinus oocarpa shiede	C 30
Pinus taeda	Pinus taeda L.	C 30

### 3.2.2 O PROJETO ESTRUTURAL

Os princípios da concepção de uma estrutura em madeira são similares àqueles vistos na seção 2.3, para edificações de múltiplos pavimentos. As especificidades do arranjo estrutural de edificações do tipo galpão e de coberturas (telhados) serão apresentadas na seção 3.3.2, quando da análise das estruturas de aço, visto que a abordagem para criação da estrutura para estes dois materiais é similar.

### 3.2.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE PEÇAS DE MADEIRA

Nas estruturas de madeira o perfil de maior aplicação prática é o retangular. No entanto, para cada peça pré-dimensionada será também sugerido o perfil circular e as fórmulas correspondentes para obtenção das dimensões da seção a partir do cálculo da área e da inércia.

Como já dito anteriormente, o pré-dimensionamento das peças dependerá do tipo e do valor da solicitação, do material do perfil, do comprimento da peça, das condições de apoio, entre outros fatores.

Apresenta-se a seguir fórmulas simplificadas para o pré-dimensionamento de peças de madeira para as solicitações mais comuns. Não serão consideradas excentricidades nos carregamentos, o que corresponde à maioria das aplicações práticas.

#### 3.2.3.1 PEÇAS TRACIONADAS

A solicitação de tração em estruturas de madeira ocorre principalmente em barras de treliça. Ela pode ocorrer também em componentes de contraventamentos. Pode-se usar a seguinte fórmula para o pré-dimensionamento de peças sob tração:

$$A \geq N_d / f_{t0,d} \quad (28)$$

onde:

$A$ : área mínima necessária para a seção transversal da peça;

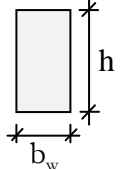
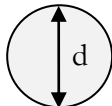
$N_d$ : esforço de tração de cálculo atuante na peça;

$f_{t0,d}$ : resistência de cálculo à tração (usar fórmula de  $f_{wd}$ , Equação 26).

Obtido o valor da área  $A$  necessária, estima-se a largura e altura da seção retangular que levem a uma área maior ou igual à  $A$ . Deve-se considerar na escolha as necessidades arquitetônicas e a disponibilidade de peças no mercado, conforme Tabela 20.

A Tabela 21 apresenta os perfis mais comuns para peças tracionadas, indicando as variáveis e as fórmulas para determinação das dimensões da seção.

Tabela 21 – Pré-dimensionamento de peças de madeira à tração

Seção	Dimensão escolhida pelo projetista	Dimensão determinada a partir da fórmula de pré-dimensionamento (Equação 28)
Retangular 	$b_w$	$h = \frac{A}{b_w}$
Circular 	–	$d = \sqrt{\frac{4A}{\pi}}$

### 3.2.3.2 PEÇAS COMPRIMIDAS

A solicitação de compressão em estruturas de madeira pode ocorrer em barras de treliça, pilares e componentes de contraventamentos.

Considerando de maneira simplificada apenas a compressão simples, pode-se utilizar duas fórmulas para o pré-dimensionamento. A primeira considera o pré-dimensionamento pelo

efeito de flambagem (peças esbeltas) e a segunda pelo efeito de ruptura da seção transversal (peças curtas).

- Flambagem (fórmula de Euler):

$$I \geq N_d l_{fl}^2 / \pi^2 E_{c0,ef} \quad (29)$$

- Ruptura:

$$A \geq N_d / f_{c0,d} \quad (30)$$

onde:

$A$ : área mínima necessária para a seção transversal da peça;

$I$ : inércia mínima necessária para a seção transversal da peça (em relação a mais de um eixo de flexão quando necessário);

$N_d$ : esforço de compressão de cálculo atuante na peça;

$f_{c0,d}$ : resistência de cálculo à compressão (usar fórmula de  $f_{wd}$ , Equação 26);

$E_{c0,ef}$ : módulo de elasticidade da madeira (Equação 27);

$l_{fl}$ : comprimento de flambagem da peça.

A carga  $N_d$  atuante na peça comprimida é calculada de maneira similar àquela da Equação 17 para múltiplos pavimentos, onde a carga  $q_c$  deverá ser estimada para o caso específico. Para peças comprimidas dando apoio à telhados (pilares) utiliza-se o mesmo conceito de área de influência, através da fórmula:

$$N_d = \frac{1,4 q_c A_i}{\cos \theta} \quad (31)$$

sendo:





$A_i$ : área de influência do pilar, em planta;

$q_c$ : carga do telhado por unidade de área (Tabela 11);

$\theta$ : inclinação do telhado.

O comprimento de flambagem da barra vale:  $l_{fl} = k.l$  ; sendo  $k$  o coeficiente de flambagem (função das extremidades) e  $l$  o comprimento da barra ou distância entre dois pontos travados.

Tabela 22 – Coeficientes de flambagem. Fonte: adaptada ABNT NBR 8800:2008

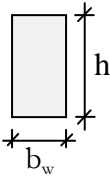
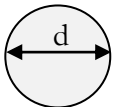
	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valores recomendados de <b>K</b>	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio	 Rotação e translação impedidas  Rotação livre, translação impedida  Rotação impedida, translação livre  Rotação e translação livres					

Obs: existem outras situações onde o valor de  $k$  é diferenciado: barras de treliça; vigas contínuas; vigas bi-apoiadas com um trecho em balanço; pilares de pórticos.

Obtidos os valores da inércia e da área (Equações 29 e 30), estima-se as dimensões da seção que levem a valores iguais ou superiores a  $I$  e  $A$  simultaneamente. Caso a seção da peça não seja simétrica e o comprimento de flambagem seja diferente para as direções principais, pode ser necessária a análise de pré-dimensionamento nas duas direções. Deve-se considerar na escolha das dimensões as necessidades arquitetônicas e a disponibilidade de peças no mercado.

A Tabela 23 mostra os perfis mais comuns para peças comprimidas, indicando as variáveis e as fórmulas para determinação das dimensões da seção.

Tabela 23 – Pré-dimensionamento de peças de madeira à compressão

Seção	Dimensão escolhida pelo projetista	Dimensão determinada a partir das fórmulas de pré-dimensionamento (Equação 29 e 30)
Retangular 	$b_w$	$h = \frac{A}{b_w}$ (área)
		$h = \sqrt[3]{\frac{12I}{b_w}}$ (inércia)
Circular 	—	$d = \sqrt{\frac{4A}{\pi}}$
		$d = \sqrt[4]{\frac{64I}{\pi}}$

### 3.2.3.3 PEÇAS SOB FLEXÃO

A ocorrência de peças fletidas (vigas) se dá em componentes de estruturas de cobertura, apoios para pisos, peças integrantes de cimbramentos e fôrmas, entre outros.

A fórmula para o pré-dimensionamento de peças sob flexão simples dada a seguir não leva em conta o efeito da flambagem lateral por flexo-torção. Tem-se:

$$W \geq \frac{M_d}{f_{c0,d}} \quad (32)$$

onde:

$W$ : módulo resistente elástico da seção;

$M_d$ : momento atuante de cálculo máximo;

$f_{c0,d}$ : resistência de cálculo à compressão (usar fórmula de  $f_{wd}$ , Equação 26).



O motivo do uso da resistência à compressão nesta equação é que esta tem valor inferior à resistência à tração. Portanto, a seção (simétrica) pré-dimensionada à compressão atenderá também à tração.

A título de exemplo, o módulo resistente elástico de uma seção retangular vale:

$$W = \frac{I}{y} = \frac{bh^2}{6} \quad (33)$$

sendo  $y$  a distância da linha neutra às faces da seção.

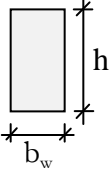
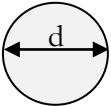
O momento máximo atuante na peça é calculado a partir do carregamento obtido através do conceito de área de influência. Deve-se lembrar que, de maneira similar ao explicado para os pilares, caso a peça dê apoio para telhado, a inclinação deverá ser levada em conta.

O diagrama de momento fletor é obtido de forma tradicional, considerando no caso geral que a peça é uma viga contínua, constituída de diversos tramos. Para simplificar, pode-se fazer a média entre o maior vão, adicionado ao vão adjacente de maior valor, considerando assim uma viga isostática de um só tramo, conforme Equação 11.

Obtido o valor de  $W$ , estima-se as dimensões da seção que levem a um valor maior ou igual a este valor. Como nos outros casos, deve-se considerar na escolha da seção as necessidades arquitetônicas e a disponibilidade de peças no mercado.

A Tabela 24 apresenta os perfis mais comuns para peças sob flexão, indicando as variáveis e as fórmulas para determinação das dimensões da seção.

Tabela 24 – Pré-dimensionamento de peças de madeira à flexão

Seção	Dimensões escolhidas pelo projetista	Dimensão determinada a partir das fórmulas de pré-dimensionamento (Equação 32)
Retangular 	$b_w$	$h = \sqrt{\frac{6W}{b_w}}$
Circular 	—	$d = \sqrt[3]{\frac{32W}{\pi}}$

Como mencionado na seção 3.1.2 adota-se também como parâmetro de pré-dimensionamento de peças fletidas a flecha, que de acordo com a prática, pode ser verificada também conforme a Equação 15. A condição para flecha limite segundo a ABNT NBR 7190:1997 para madeira é  $f_{lim} = L/200$ . As flechas são dadas pela Tabela 9.

### 3.3 ESTRUTURAS DE AÇO

#### 3.3.1 O MATERIAL

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, o módulo de elasticidade para aços estruturais vale  $E = 205 \text{ GPa}$ . Para fins de pré-dimensionamento, o limite de escoamento do material será tomado como parâmetro indicador da resistência. Dentre os vários aços disponíveis no mercado, será considerado neste trabalho o ASTM A36, sendo seu limite de escoamento  $f_{yk} = 250 \text{ MPa}$ . As propriedades geométricas dos perfis comerciais são fornecidas pelos fabricantes na forma de tabelas.

### 3.3.2 O PROJETO ESTRUTURAL

Atualmente o aço tem vasto campo de aplicação na construção civil, sendo a sua escolha como elemento estrutural baseada em considerações econômicas, funcionais e estéticas. Nos casos de obras especiais de grandes vãos e/ou de grande altura, ele é a opção mais utilizada.

Os passos para concepção uma estrutura em aço são similares àqueles vistos na seção 2.3. Os arranjos das construções metálicas apresentam uma grande diversificação em função do tipo de edificação (residencial, industrial, comercial, esportiva, pontes, coberturas etc.). Desta forma, não é possível uma padronização geral de procedimentos em relação ao projeto estrutural (BELLEI; PINHO; PINHO, 2008).

Diferentemente das estruturas em concreto moldadas *in loco*, que formam um conjunto monolítico e fortemente hiperestático, as estruturas de aço são geradas pela montagem de diversos elementos (barras e chapas). A união entre as partes é feita pelas ligações, que podem ser parafusadas ou soldadas. A rigidez das ligações leva a estrutura a um comportamento com maior ou menor grau de hiperestaticidade.

A estrutura principal é composta por vigas e pilares, formando os pórticos. As seções podem ser formadas por perfis de alma cheia ou por treliças. Estruturas mais econômicas têm ligações de execução simples, com comportamento flexível. Para se eliminar a flexibilidade gerada pelas ligações, introduz-se elementos (barras) denominados contraventamentos. As estruturas de contraventamento são formadas por barras e cabos. Os contraventamentos são responsáveis pelo travamento dos planos das estruturas principais (pórticos transversais e longitudinais) para não se deslocarem lateralmente, devido às ações horizontais (REBELLO, 2007). Nas coberturas, deve-se garantir a estabilidade através de sistemas de contraventamento horizontais e verticais.

A Figura 9 mostra o esquema simplificado de contraventamento horizontal e vertical da estrutura de um galpão.

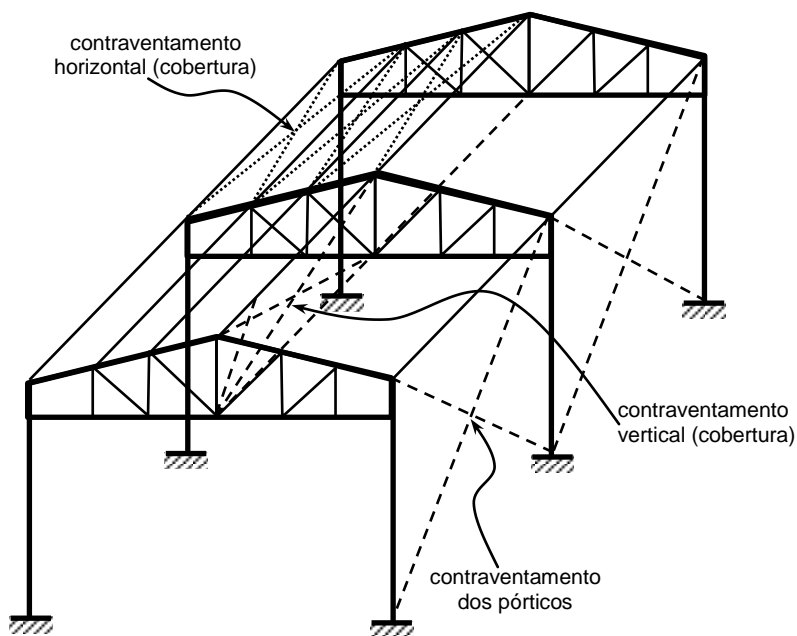


Figura 9 – Esquema de contraventamento da estrutura principal e da cobertura de um galpão.

Fonte: adaptado de Queiroz (1993).

A Figura 10 exemplifica esquemas estruturais utilizados para galpões com coberturas em duas águas. A estabilidade é assegurada por meio de engastes nas bases, engastes nos topos dos pilares e por contraventamentos (SALES; MALITE; PRELOURENTZOU; GONÇALVES, 1998).

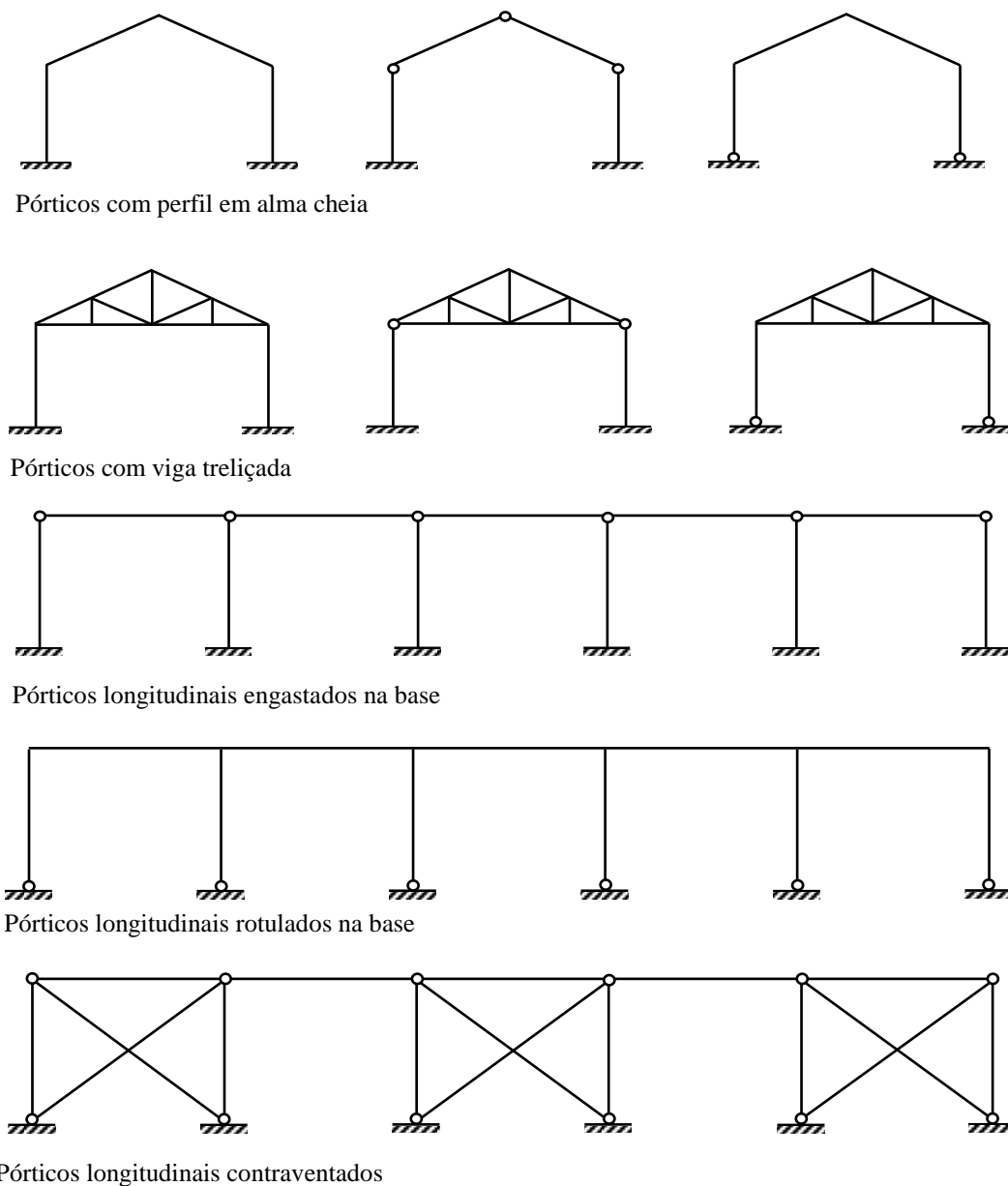


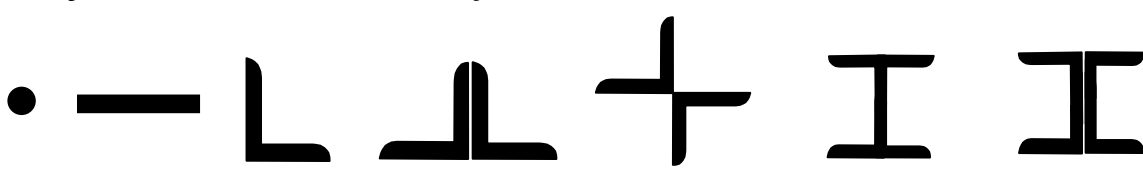

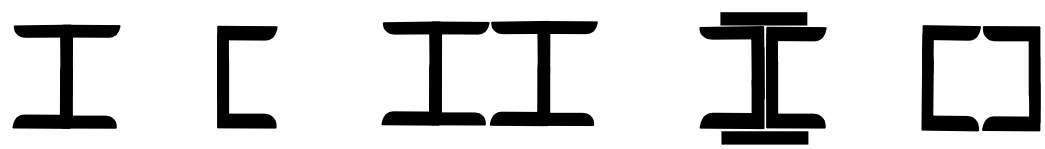

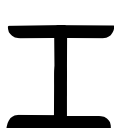

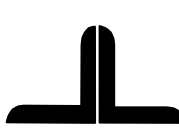
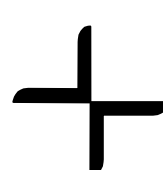
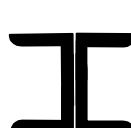
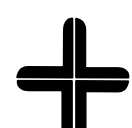
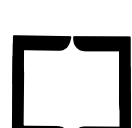
Figura 10 – Esquemas estruturais para galpões. Fonte: adaptado de Sales *et al.* (1998).

### 3.3.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Antes de proceder ao pré-dimensionamento, deve ser escolhido o perfil a ser utilizado para determinada peça. Na Tabela 25 são sugeridas perfis para os diversos elementos estruturais, tomando-se por base o tipo de solicitação a que o mesmo está submetido.

Tabela 25 – Tipos de perfis de aço segundo o tipo de solicitação.

Fonte: Adaptado de Prudente (1998) e Queiroz (1993).

<b>Peças tracionadas</b> (barras de treliças, barras de contraventamentos, tirantes etc.)	
	
<b>Peças comprimidas</b> (pilares, barras de treliças, barras de contraventamentos etc.)	
	
<b>Peças sob flexão</b> (vigas em diversas aplicações)	
	
<b>Treliças</b>	
- Leves	  
- Médias	    

Escolhido o perfil do elemento estrutural, o pré-dimensionamento das peças dependerá do tipo e do valor do carregamento, do material do perfil, do comprimento da peça, das condições de apoio, entre outros fatores. Na literatura, o número de estudos do tema pré-dimensionamento de estruturas de aço é limitado. Mancini (2003) aborda os principais aspectos do projeto e da

análise de estruturas de aço, elaborando um programa computacional de pré-dimensionamento para auxílio à concepção arquitetônica, porém não foi possível o acesso à ferramenta. Como foi feito para outros materiais, Rebello (2007) apresenta para o aço fórmulas empíricas de pré-dimensionamento.

A seguir são propostas expressões simplificadas de pré-dimensionamento dos principais tipos de elementos estruturais de aço, tendo por base as formulações clássicas da Resistência dos Materiais.

### 3.3.3.1 PEÇAS COMPRIMIDAS

Peças sob compressão em estruturas de aço ocorrem principalmente em pilares, barras de sistemas de contraventamento e em barras que formam treliças. Propõe-se duas fórmulas de pré-dimensionamento de pilares. A primeira considera o pré-dimensionamento pelo efeito de flambagem e a segunda pelo efeito de escoamento da seção transversal:

$$I \geq \frac{N_d l_{fl}^2}{\pi^2 E} \times \gamma_{corr} \times \gamma_S \quad (34)$$

$$A \geq \frac{N_d}{f_{yd}} \quad (35)$$

onde:

$A$ : área mínima necessária para a seção transversal do perfil;

$I$ : inércia mínima necessária para a seção do perfil (menor valor entre  $I_x$  e  $I_y$ );

$N_d$ : carregamento de cálculo atuante na barra;

$f_{yd}$ : tensão de escoamento de cálculo do aço ( $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$ );

$E$ : módulo de elasticidade do aço;

$l_{fl}$ : comprimento de flambagem da barra (seção 3.2.3.2);

$\gamma_{corr} = \frac{1650}{l_{fl}}$ : coeficiente de correção, devido a não consideração na fórmula de fatores como a flambagem local e a flambagem inelástica. No cálculo de  $\gamma_{corr}$ , adotar  $l_{fl}$  em centímetros e

$\gamma_{corr} \geq 1$ ;

$\gamma_S = 1,3$ : coeficiente de segurança para a resistência.

Para edifícios de múltiplos pavimentos, a carga  $N_d$  atuante no pilar pode ser calculada utilizando-se o conceito de área de influência, dado na seção 3.1.3. A carga total de cálculo é o resultado da soma das cargas ao longo dos pavimentos:

$$N_d = 1,4A_i[q_T(n_p + 0,7) + q_c] \quad (36)$$

sendo:

$A_i$ : área de influência do pilar do pavimento tipo;

$q_T$ : carga do pavimento tipo (seção 3.1.3);

$q_c$ : carga da cobertura (Tabela 11);

$n_p$ : número de pavimentos (lajes-tipo).

Quando se tratar de coberturas (telhados), a carga atuante pode ser calculada por:

$$N_d = \frac{1,4A_i q_c}{\cos \theta}$$

sendo  $\theta$  a inclinação do telhado.

Obtidos os valores de  $I$  e de  $A$  (fórmulas 34 e 35), escolhe-se na tabela de perfis de aço aquele que atenda a estas condições.

Silva (2010) utiliza um processo de pré-dimensionamento similar a este. Rebello (2007) sugere a seguinte fórmula para peças comprimidas:

$$A = \frac{P}{700} \quad (37)$$

onde:

$A$ : área necessária para a seção do pilar, em  $\text{cm}^2$ ;

$P$ : carga atuante no pilar (em kgf) utilizando o processo da área de influência:  $P = A_i Q$ .



Para a carga  $Q$ , Rebello (2007) sugere valores que são médias obtidas de edificações convencionais, já englobando as cargas de peso próprio, sobrecargas e alvenarias:

$$Q_{\text{piso}}: 700 \text{ kgf/m}^2 \quad Q_{\text{cob}}: 400 \text{ kgf/m}^2$$

Para edifícios altos usa-se a fórmula:

$$P = (A_i Q_{\text{piso}}) n_p + A_i Q_{\text{cob}} \quad (38)$$

### 3.3.3.2 PEÇAS SOB FLEXÃO

A flexão em estruturas de aço ocorre basicamente nas vigas. Em geral, a altura das vigas de aço está entre 5 e 8% do vão. Propõe-se a seguinte fórmula de pré-dimensionamento de vigas:

$$W \geq \frac{M_d}{f_{yd}} \quad (39)$$

onde  $W$  é o módulo resistente elástico do perfil (equação 33);  $M_d$  é o momento atuante de cálculo máximo e  $f_{yd}$  é a tensão de escoamento de cálculo do aço.

A carga que atua na viga ( $q_d$ ) é o resultado da soma das seguintes cargas:

- Reação de apoio da laje: calculada pelo método das áreas de influência;
- Carga da parede sobre a viga, conforme Tabela 8;
- Peso próprio da viga: estimar um perfil e utilizar as tabelas de perfis (que fornecem o peso próprio).

Obtido o valor de  $W$ , escolhe-se na tabela de perfis de aço aquele que atenda a esta condição.

Conforme foi feito para os outros materiais, outro método para pré-dimensionamento de vigas de aço é a verificação da flecha, que de acordo com a norma ABNT NBR 8800:2008, varia de  $L/120$  a  $L/350$ , conforme Tabela 26. Considera-se como critério que a flecha máxima (Tabela 9) obedeça a 80% da flecha limite.

Tabela 26 – Flechas limites para vigas de aço. Fonte: ABNT NBR 8800:2008

Descrição	$f_{lim}$
Terças de cobertura	L/180
	L/120
Vigas de cobertura	L/250
Vigas de piso	L/350

Para Rebello (2007), as vigas de aço são pré-dimensionadas de acordo com o vão, a condição de apoio e o tipo de carga:

● **Vigas biapoiadas sem balanço**

$h = 4\%$  do maior vão, para cargas pequenas;

$h = 5\%$  do maior vão, para cargas médias; (40)

$h = 6\%$  do maior vão, para cargas grandes.

● **Vigas biapoiadas com balanço**

$h = 8\%$  do balanço, para cargas pequenas;

$h = 10\%$  do balanço, para cargas médias; (41)

$h = 12\%$  do balanço, para cargas grandes.

● **Vigas contínuas sem balanço**

$h = 3,5\%$  do maior vão, para cargas pequenas;

$h = 4,5\%$  do maior vão, para cargas médias; (42)

$h = 5,5\%$  do maior vão, para cargas grandes.

● **Vigas contínuas com balanço**

Estima-se a altura da viga pelo maior vão (expressões 42) e pelo balanço (expressões 41), adotando-se o maior valor.

# CAPÍTULO 4

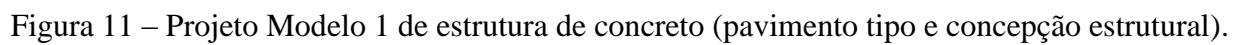
## APLICAÇÃO E AJUSTE DAS FÓRMULAS DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO

### 4.1 ESTRUTURAS DE CONCRETO

Foram desenvolvidos dois projetos para o pré-dimensionamento de estruturas de concreto:

- **Modelo 1:** casa simples com 2 pavimentos. Neste projeto procurou-se criar situações usuais de vãos e condições de apoio que permitam explorar as variáveis que influenciam o pré-dimensionamento;
- **Modelo 2:** edifício residencial de múltiplos pavimentos. Neste caso procurou-se explorar um projeto que foi executado.

As Figuras 11 a 14 apresentam os dois projetos, com suas respectivas concepções estruturais e suas representações através de maquetes.



Fonte: Autora

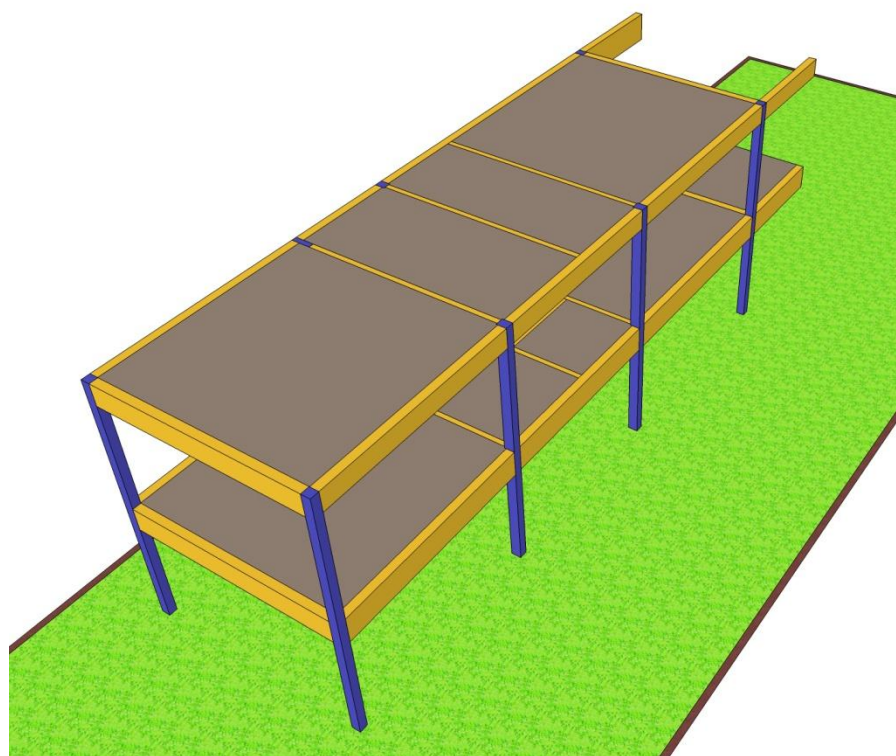
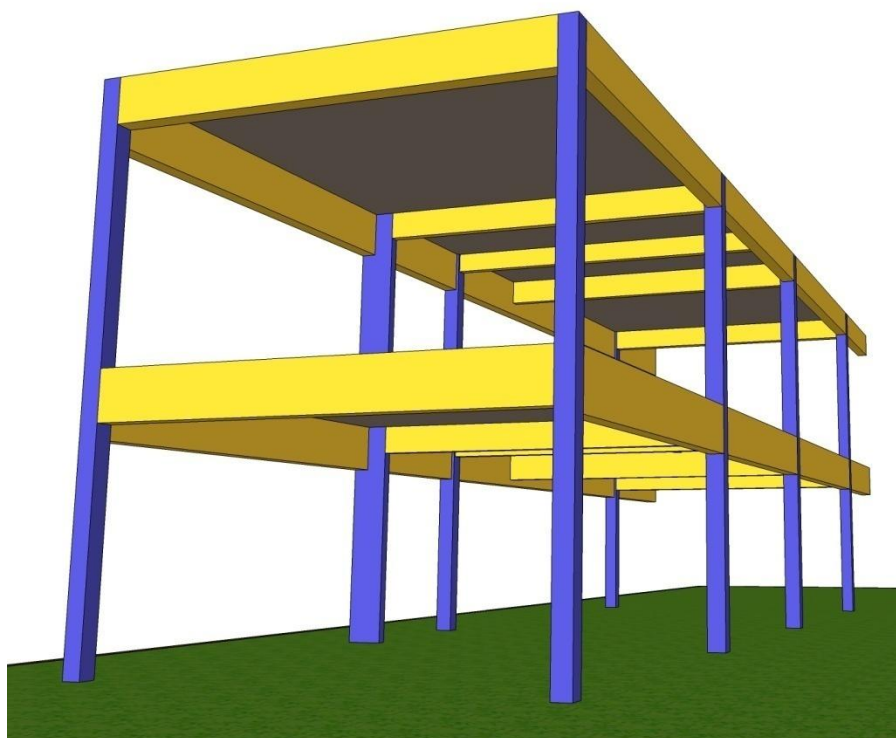
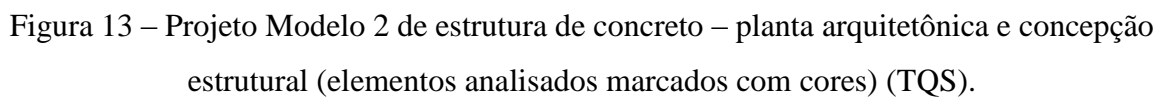


Figura 12 – Projeto Modelo 1 – maquetes. Fonte: Autora



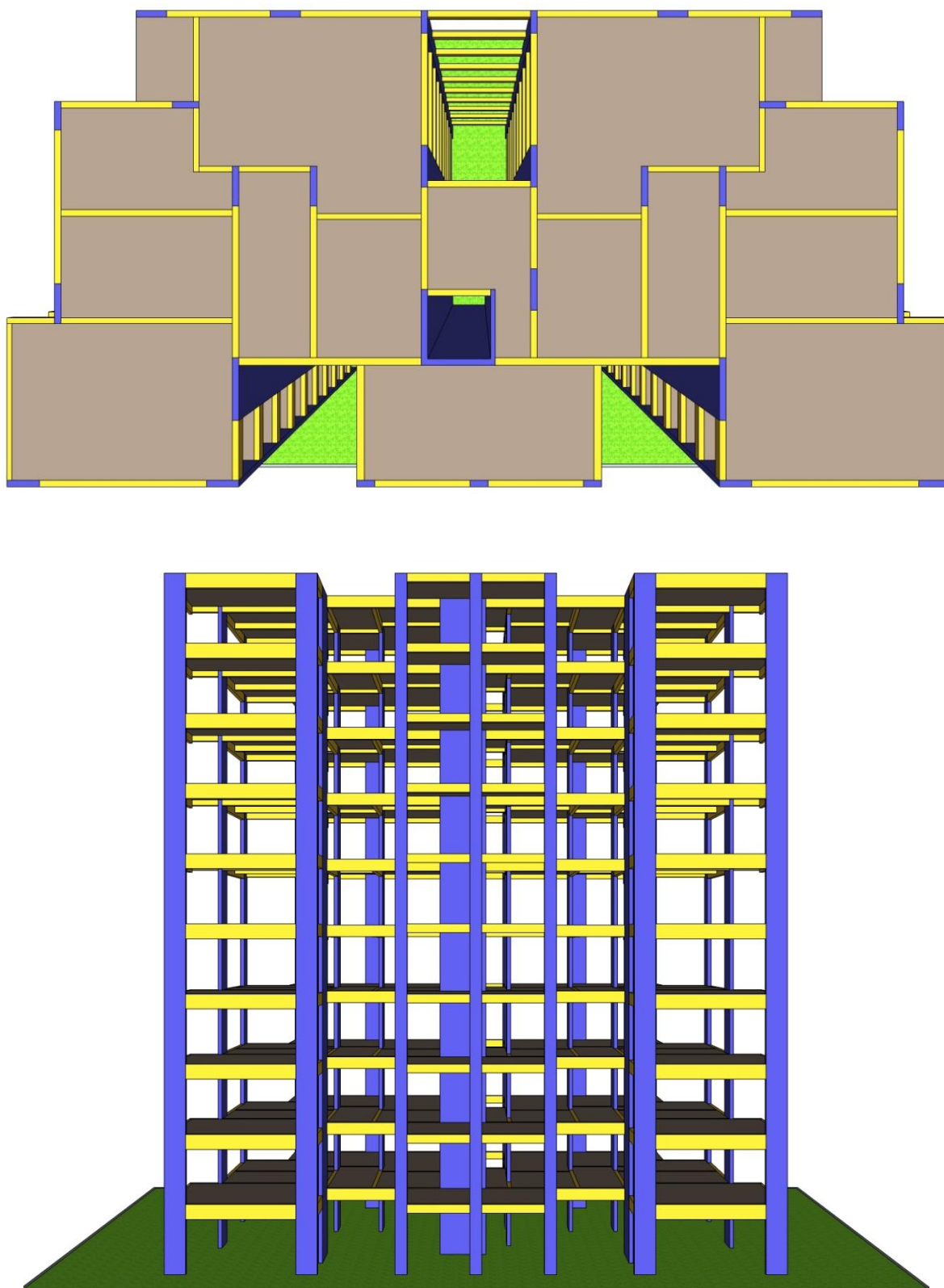


Figura 14 – Projeto Modelo 2 – maquetes. Fonte: Autora

### 4.1.1 LAJES

Os aspectos considerados no pré-dimensionamento de lajes foram:

- As lajes escolhidas procuram ser representativas das variáveis que influenciam o comportamento estrutural (vãos e condições de apoios);
- O dimensionamento foi feito segundo a ABNT NBR 6118:2007, através do programa TQS (2011), sendo o parâmetro de balizamento para obtenção do resultado final da espessura a limitação em 70% da flecha limite;

A Tabela 27 mostra os resultados do pré-dimensionamento das lajes. Para escolha da espessura final fez-se um balanço de todos os resultados, onde se deve dar peso maior às lajes de maior espessura.

Tabela 27 – Espessura das lajes. Pré-dimensionamento x Dimensionamento

Projeto Modelo 1				
Lajes	Equação 1 $L/50 \leq h \leq L/40$	Equação 2 $d = (2,5 - 0,1n) L/100$	Equação 5 $d \geq L/\psi_2\psi_3$	Dimensionamento NBR 6118 TQS
L01	6,5	11	14	12
L02	11,5	15	14,5	12
L03	4,5	7,5	7	12
L04	6	10	12	12
L05	11,5	14,5	14,5	12
L06	11,5	15	14,5	12
L07	6	9	8	12
L08	6	10	8,5	12
L09	11,5	14,5	14,5	12
<b>Espessura final adotada</b>	<b>10</b>	<b>13</b>	<b>12</b>	<b>12</b>
Projeto Modelo 2				
L01	3,5	10	9	12
L02	9	13,5	11	12
L09	11	14	13	12
L08	9,5	15	14,5	12
L10	6,5	10	8,5	12
L12	6,5	10,5	10	12
<b>Espessura final adotada</b>	<b>11</b>	<b>13</b>	<b>13</b>	<b>12</b>

A partir dos resultados da Tabela 27 conclui-se que as Equações 3 e 5 levam a resultados semelhantes, com boa aproximação ao resultado do dimensionamento.



### 4.1.2 VIGAS

Considerou-se os seguintes aspectos no pré-dimensionamento das vigas:

- A escolha das vigas foi feita em função dos vãos e das condições de apoio;
- Assim como nas lajes, o critério de obtenção do resultado do dimensionamento (feito através do TQS) foi a limitação de flecha em 70% da flecha admissível;
- O vão (L) a ser utilizado nas fórmulas corresponde ao maior tramo de cada viga, adotando-se seção constante para toda a peça;
- A largura  $b_w$  das vigas foi escolhida (imposta) em função da necessidade arquitetônica de ficar embutida nas paredes.

A Tabela 28 mostra os resultados do pré-dimensionamento das vigas.

Tabela 28 – Seção das vigas. Pré-dimensionamento x Dimensionamento

Projeto Modelo 1					
Vigas	Equação 6 $h = L/10$	Tabela 7 Di Pietro	Equações 8, 9 e 10 Rebello	Equação 12 $M_k = 0,138d^2b_wf_{cd}$	Dimensionamento NBR 6118 TQS
V01	19x50	19x50	19x50	19x35	19x55
V02	12x50	12x50	12x50	12x45	12x60
V03	12x50	12x50	12x50	12x40	12x35
V04	12x50	12x50	12x50	12x40	12x48
V05	19x50	19x50	19x50	19x30	19x54
V06	19x75	19x55	19x60	19x60	19x70
V07	12x20	12x20	12x20	12x20	12x20
V08	19x55	19x40	19x45	19x45	19x60
V09	19x50	19x50	19x50	19x35	19x50
V10	12x50	12x50	12x50	12x40	12x50
V11	12x50	12x50	12x50	12x35	12x40
V12	12x50	12x50	12x50	12x40	12x48
V13	19x50	19x50	19x50	19x30	19x50
V14	19x75	19x55	19x60	19x55	19x70
V15	19x55	19x40	19x45	19x45	19x45
Projeto Modelo 2					
V01	17x40	17x35	17x50	17x35	17x35
V07	17x50	17x60	17x25	17x30	17x40
V11	17x35	17x25	17x40	17x35	17x25
V17	17x35	17x40	17x35	17x35	17x35
V23	17x45	17x55	17x45	17x50	17x50

A partir dos resultados da Tabela 28 conclui-se que as Equações 6 e 12 levam a melhores resultados, com boa aproximação ao resultado do dimensionamento. Fazendo um balanço dos resultados sugere-se as seguintes fórmulas simplificadas:

$h = L/10$  para vigas biapoiadas;

$h = L/11$  para vigas contínuas.

Vale ressaltar que para encontrar o valor de  $L$  nas equações sugeridas acima considera-se a equação 11.

### 4.1.3 PILARES

Os aspectos considerados no pré-dimensionamento dos pilares foram:

- Conforme sugerem as fórmulas de pré-dimensionamento apresentadas, escolheu-se pilares com diferentes posições. Para o projeto Modelo 1 tem-se: P02, P05 e P17 (extremidade); P09, P23 e P25 (canto); P11, P14 e P21 (intermediários). Para o projeto Modelo 2 tem-se: P01, P02, P07 e P08 (canto); P03, P04, P05 e P06 (extremidade);
- Adotou-se como critério de dimensionamento (TQS) “ótimo” a taxa de armadura nos pilares em torno de 2%;
- As dimensões da seção do pilar foram obtidas dividindo-se a área de concreto ( $A_c$ ) pela largura  $b_w$ , previamente escolhida (imposta em função das necessidades arquitetônicas).

A Tabela 29 mostra os resultados do pré-dimensionamento dos pilares.

Tabela 29 – Seção dos pilares. Pré-dimensionamento x Dimensionamento

Projeto Modelo 1						
Pilares	Equações 16 e 17 $N_d = 1,4A_i\gamma_n[q_T(N_p + 0,7) + q_c]$ e $A_c = (N_d/\sigma_{id})\gamma_{corr}$	Equação 16 Bacardi $A_c = (N_d/\sigma_{id})\gamma_{corr}$	Equação 20 Rebello $A_c = P/80$	Equações 21, 22 e 23 Tomás	Equações 24 e 25 Bastos	Dimens. NBR 6118 TQS
P01	19x35	19x45	19x20	19x40	19x30	19x23
P02	19x30	19x35	19x20	19x30	19x25	19x20
P03	19x40	19x40	19x75	19x20	19x20	19x23
P04	19x30	19x30	19x30	19x20	19x20	19x23
P05	12x35	12x35	12x30	12x25	12x30	12x45
P06	19x45	19x45	19x30	19x20	19x20	19x23
P07	19x20	19x20	19x20	19x20	19x20	19x20
P08	19x20	19x20	19x20	19x20	19x20	19x20
Projeto Modelo 2						
P02	17x140	17x105	17x65	17x75	17x80	17x80
P05	17x105	17x80	17x50	17x55	17x65	17x75
P09	17x70	17x60	17x35	17x50	17x40	17x75
P11	17x170	17x105	17x80	17x75	17x70	17x110
P14	17x140	17x85	17x65	17x60	17x55	17x105
P17	17x200	17x145	17x90	17x100	17x115	17x105
P21	17x245	17x145	17x115	17x105	17x100	17x165
P23	17x90	17x75	17x40	17x65	17x55	17x85
P25	17x40	17x30	17x20	17x30	17x25	17x48

Pode-se observar que os resultados das equações 16 e 17, de forma geral, se aproximam dos resultados do dimensionamento. Estas fórmulas têm os mesmos princípios de pré-dimensionamento. Será então adotada a fórmula 16. Como critério de ajuste desta fórmula, adota-se um coeficiente diferente de acordo com a posição do pilar, conforme sugere Bacarji (2003). No entanto, para que os resultados se aproximem ainda mais do dimensionamento sugere-se novos valores para os coeficientes de correção, conforme Tabela 30.

Tabela 30 – Coeficientes de correção segundo a posição de pilares

Posição dos pilares	Coeficiente $\gamma_{corr}$
Intermediário	2
Extremidade	2,5
Canto	3

## 4.2 PRÉ-DIMENSINAMENTO DE ESTRUTURA DE CONCRETO EXISTENTE

O projeto da Figura 15 refere-se ao arranjo estrutural de um edifício de 10 pavimentos, construído na cidade de Uberlândia. A Figura 16 mostra os elementos estruturais em maquete.

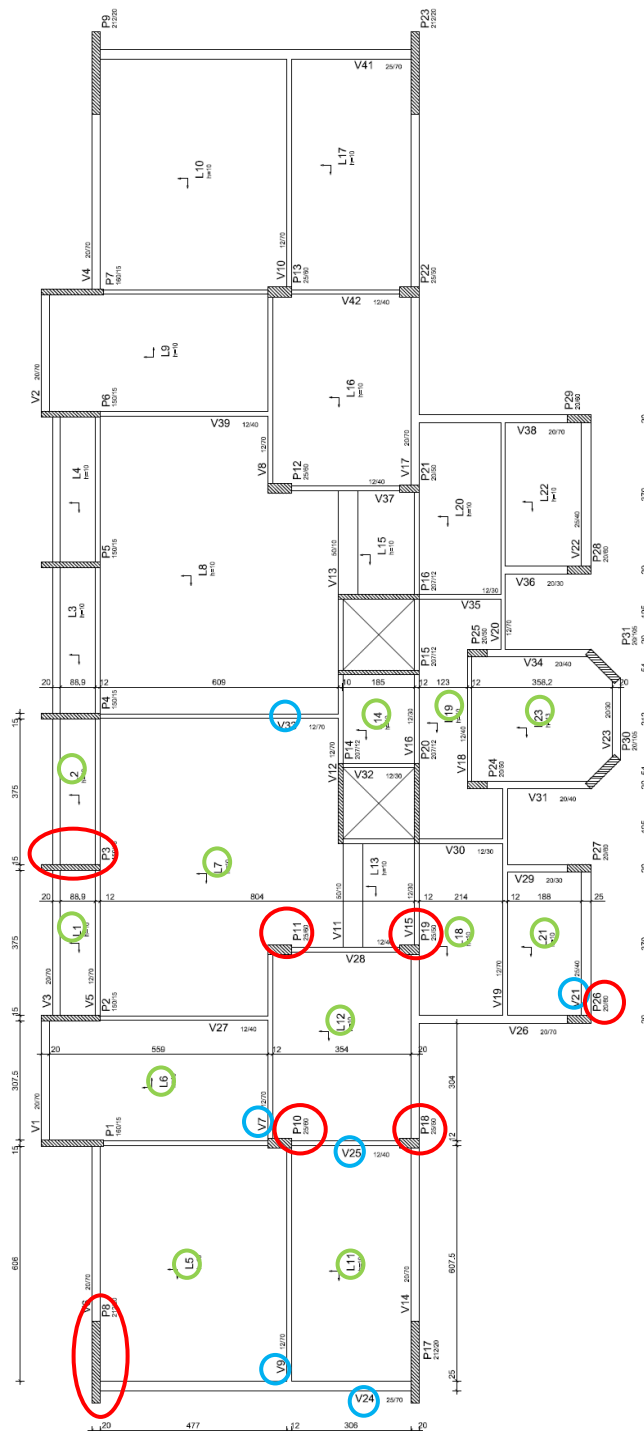


Figura 15 – Projeto existente de estrutura de concreto (elementos analisados marcados com cores) (TQS).

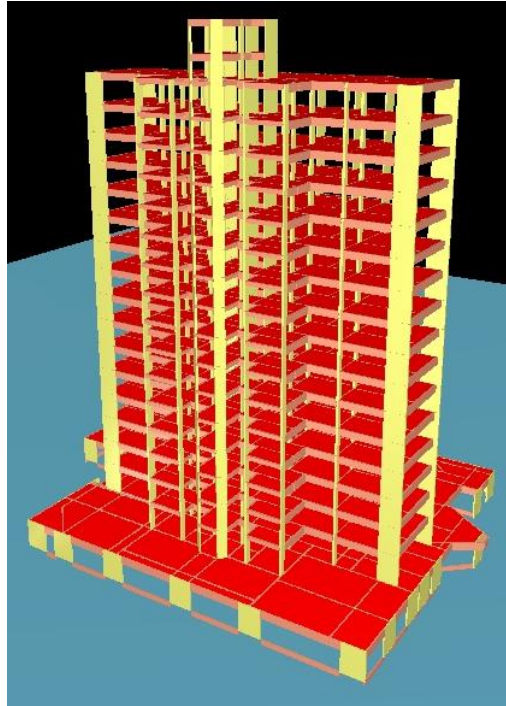


Figura 16 – Projeto existente de estrutura de concreto (maquete TQS).

### 4.2.1 LAJES

Com base no projeto estrutural foi feito o pré-dimensionamento utilizando as formulações propostas na seção 4.1.1. A Tabela 31 relaciona os resultados obtidos.

Tabela 31 - Pré-dimensionamento x Dimensionamento de lajes de concreto de um projeto existente

<b>Lajes</b>	<b>Equação 2</b> $d = (2,5 - 0,1n) L/100$	<b>Projeto existente</b>
L01	6	10
L02	6	10
L05	16	10
L06	12	10
L07	16	10
L11	13	10
L12	13	10
L14	8	10
L18	10	10
L19	8	10
L21	10	10
L23	12	10
<b>Espessura adotada</b>	<b>13</b>	<b>10</b>

A diferença do resultado da espessura adotada para a laje se deve ao fato de que o projeto existente foi feito com base na norma de concreto anterior à atual, o que implicou no uso de um cobrimento de 1,5 cm. Caso fosse adotado um cobrimento maior os resultados se aproximariam.

## 4.2.2 VIGAS

O pré-dimensionamento das vigas foi feito utilizando as formulações propostas na seção 4.1.2. A Tabela 32 mostra os resultados obtidos.

Tabela 32 - Pré-dimensionamento x Dimensionamento de vigas de concreto de um projeto existente

<b>Vigas</b>	<b>Seção 4.1.2</b> $h = L/10$ – vigas biapoiadas $h = L/11$ – vigas contínuas	<b>Projeto existente</b>
V07	12x50	12x70
V09	12x65	12x70
V21	25x40	25x40
V24	25x80	25x70
V25	12x45	12x40
V33	12x70	12x70

Comparando o resultado do projeto existente com o pré-dimensionamento (Tabela 32), propõe-se novas fórmulas de pré-dimensionamento, conforme Tabela 33.

Tabela 33 – Novas formulações de pré-dimensionamento para vigas de concreto

<b>Caso</b>	<b>Posição da viga</b>	<b>Dá apoio a outra(s) viga(s) ?</b>	<b>Fórmula</b>
1	Central	Sim	$h = 14\% L$
2	Central	Não	$h = 10\% L$
3	Periférica	Sim	$h = 10\% L$
4	Periférica	Não	$h = 9\% L$

### 4.2.3 PILARES

O pré-dimensionamento dos pilares foi feito utilizando as formulações da seção 4.1.3, considerando os coeficientes de correção da Tabela 30. A Tabela 34 mostra os resultados obtidos.

Tabela 34 - Pré-dimensionamento x Dimensionamento de pilares de concreto de um projeto existente

<b>Pilares</b>	<b>Equação 16 e 17</b> $N_d = 1,4A_i\gamma_n[q_T(N_p + 0,7) + q_c]$ e $A_c = (N_d/\sigma_{id})\gamma_{corr}$	<b>Projeto existente</b>
P03	15x200	15x150
P08	20x155	20x212
P10	25x100	25x60
P11	25x100	25x60
P18	25x55	25x50
P19	25x75	25x50
P26	20x50	20x60

Comparando o resultado do projeto existente com o pré-dimensionamento (Tabela 34), verificou-se que será necessário alterar o  $\gamma_{corr}$ , conforme sugere-se na Tabela 35.

Tabela 35 – Novos coeficientes de correção segundo a posição de pilares

<b>Posição dos pilares</b>	<b>Coefficiente <math>\gamma_{corr}</math></b>
Intermediário	1.5
Extremidade	2
Canto	4

### 4.3 ESTRUTURAS DE MADEIRA

O projeto desenvolvido para o pré-dimensionamento das estruturas de madeira consiste em um quiosque com telhado de 4 águas, conforme Figuras 17 e 18.

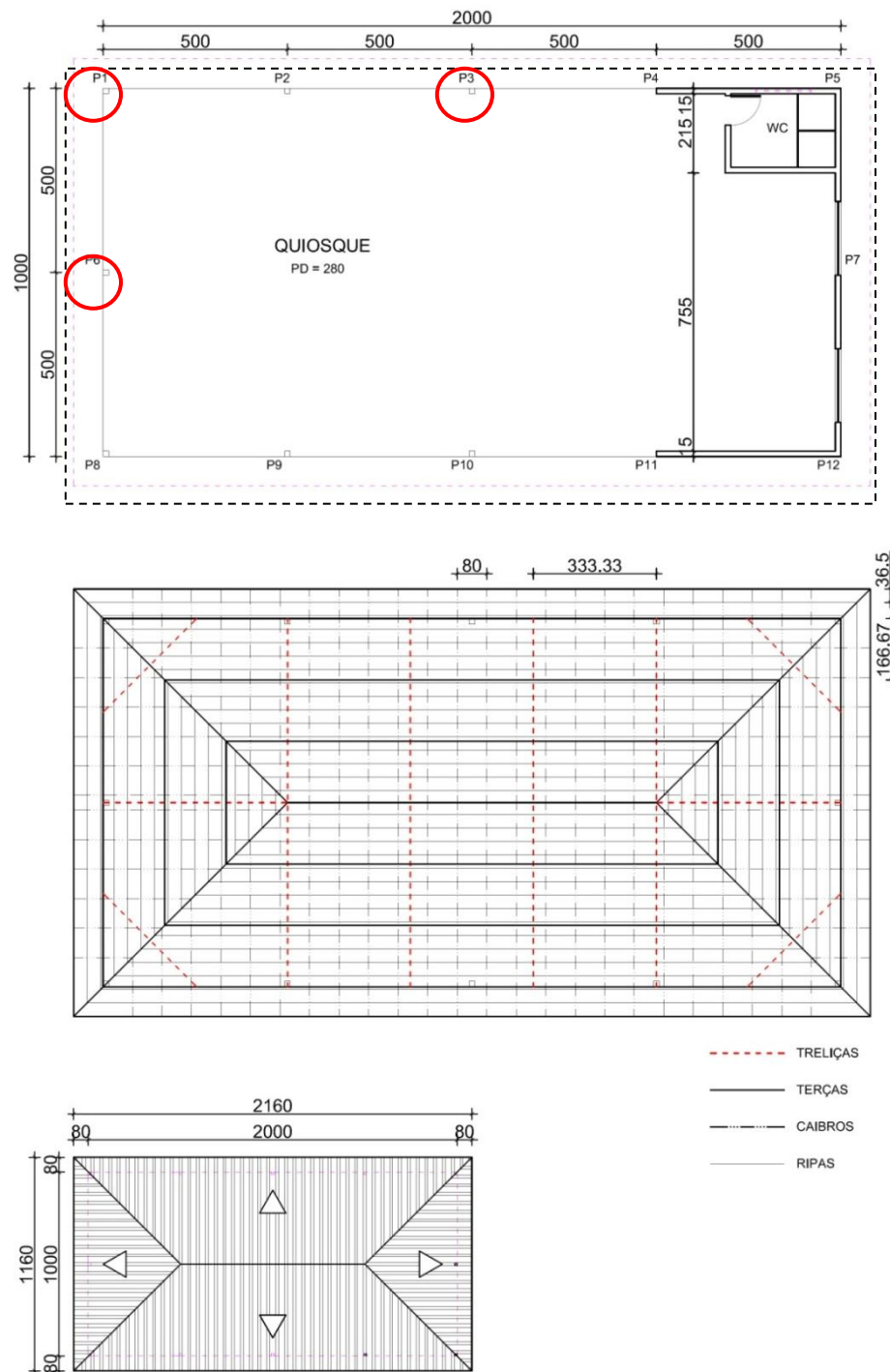


Figura 17 – Projeto Modelo: telhado de 4 águas (elementos analisados marcados com cores).

Fonte: Autora



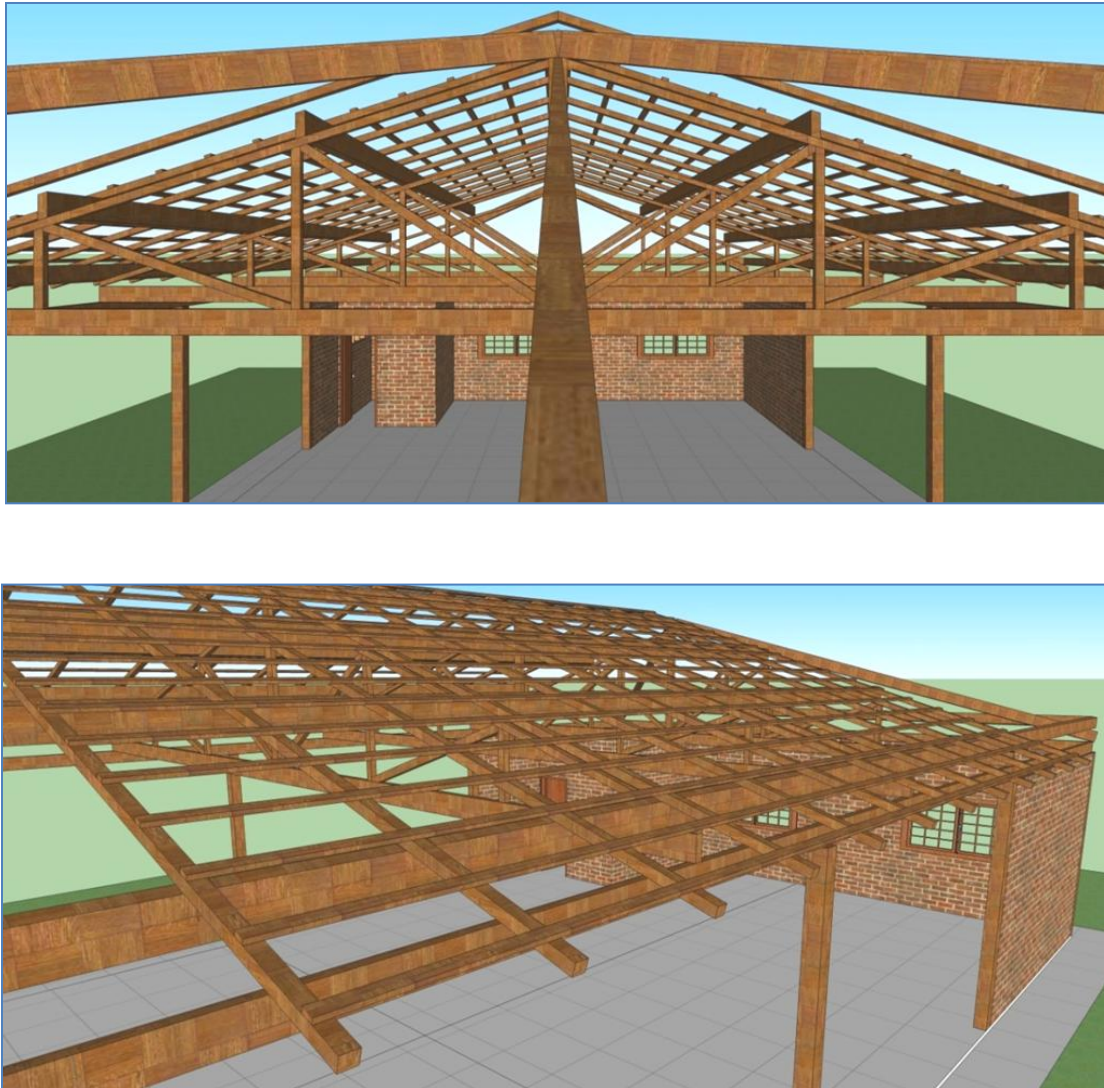


Figura 18 – Projeto Modelo – maquetes. Fonte: Autora

### 4.3.1 PILARES

Considerou-se os seguintes aspectos no pré-dimensionamento dos pilares de madeira:

- A madeira escolhida foi o Eucalipto Citriodora, classe C40 de umidade 1, cujas propriedades são fornecidas pela Tabela 19;
- Será adotada seção circular, que pode ser facilmente convertida em seção quadrada a partir de áreas equivalentes (ABNT NBR 7190:1997);
- A carga estimada para o telhado, incluindo a ação do vento, é de  $120 \text{ kgf/m}^2$  (Tabela 11);

- No dimensionamento feito segundo a ABNT NBR 7190:1997 utilizou-se o programa computacional Gestrwood (2012), onde adotou-se a seção mínima que atende aos critérios da norma.

A Tabela 36 apresenta os resultados do pré-dimensionamento dos pilares de madeira.

Tabela 36 – Pré-dimensionamento x Dimensionamento de pilares de madeira

<b>Diâmetro (cm)</b>	<b>Equação 29 Flambagem</b> $I \geq N_d l_{fl}^2 / \pi^2 E_{c0,ef}$	<b>Equação 30 Ruptura</b> $A \geq N_d / f_{c0,d}$	<b>Dimensionamento NBR 7190 Gestrwood</b>
P01	5	3	8
P03	7	5,5	8,5
P06	6	4	8

Para ajuste das fórmulas de pré-dimensionamento variou-se o comprimento dos pilares. Os resultados estão mostrados nas Tabelas 37 e 38. Considerou-se neste caso a fórmula da flambagem para obtenção dos resultados de pré-dimensionamento, pois esta se aproxima melhor dos resultados do dimensionamento.

Tabela 37 – Dimensionamento de pilares com variação do comprimento

<b>Comprimento <math>l_{fl}</math> (m)</b>	<b>Diâmetro</b>		
	<b>P01</b>	<b>P03</b>	<b>P06</b>
2,2	6,2	7,5	6,3
2,5	7	8	7
2,8	8	8,5	8
3,10	8,7	8,9	8,7
3,40	9,5	9,5	9,5
3,70	10,4	10,4	10,4
4,00	11,2	11,2	11,2

Tabela 38 – Pré-dimensionamento de pilares com variação do comprimento

<b>Comprimento <math>l_{fl}</math></b> <b>(m)</b>	<b>Diâmetro</b>		
	<b>P01</b>	<b>P03</b>	<b>P06</b>
2,2	4,5	6,2	5,2
2,5	4,7	6,6	5,5
2,8	5	7	5,8
3,10	5,2	7,3	6,2
3,40	5,5	7,7	6,45
3,70	5,7	8	6,7
4,00	6	8,3	7

Para ajuste da fórmula, comparou-se os valores destas tabelas, obtendo-se por regressão a expressão:

$$\gamma_{corr} = 0,9 \ln(l_{fl}) - 3,5 \quad (43)$$

onde o comprimento de flambagem deve ser fornecido em centímetros.

Logo, a fórmula adotada para pré-dimensionamento de pilares é:

$$I \geq (N_d l_{fl}^2 / \pi^2 E_{c0,ef}) \cdot \gamma_{corr} \quad (44)$$

### 4.3.2 VIGAS (RIPAS, CAIBROS E TERÇAS)

Não foi encontrada nenhuma referência bibliográfica de pré-dimensionamento para esses elementos, apenas especificações técnicas com valores pré-estabelecidos para aplicação e montagem de fornecedores de telhas.

Considerou-se os seguintes aspectos no pré-dimensionamento das peças:

- Para a estrutura do telhado foi escolhido uma Dicotiledônea Garapa Roraima classe C40 de umidade 1, cujas propriedades são fornecidas pela Tabela 19;
- Será adotada seção retangular;
- A telha escolhida foi cerâmica tipo Italiana, a qual tem um consumo de 14 telhas por m<sup>2</sup>, seu peso é de 3,4 kg, com distância entre ripas estabelecida pelo fabricante de 36,5 cm;
- A Tabela 39 fornece as distâncias (vãos) entre as peças do telhado.

Tabela 39 – Distâncias adotadas para o projeto do telhado

Peças	Distâncias (cm)
Ripas	36,5
Caibros	80
Terças	167
Treliças	334

Para pré-dimensionar as seções das terças, dos caibros e das ripas analisou-se o momento atuante e a flecha, fazendo as considerações da Equação 15, respeitando o valor de 70% da flecha limite ( $f_{lim}=L/200$ ).

A Tabela 40 apresenta os resultados do pré-dimensionamento das peças de madeira, cujas seções foram aproximadas para seções comerciais.

Tabela 40 – Pré-dimensionamento x Dimensionamento de vigas de madeira

Peças	Equação 32 $W \geq \frac{M_d}{f_{c0,d}}$	Tabela 9 Flecha	Dimensionamento NBR 7190
Terças	6x16	6x20	6x16
Caibros	5x7	5x8	5x6
Ripas	5x2	5x2	5x2

Para critério de ajuste das fórmulas, chegou-se à conclusão que não seria, neste caso, necessário um coeficiente de correção, pois os resultados estão próximos do resultado do dimensionamento.

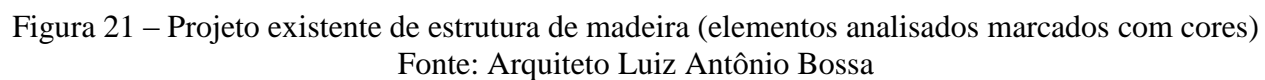




Figura 20 – Projeto de madeira existente.

Fonte: Arquiteto Luiz Antônio Bossa





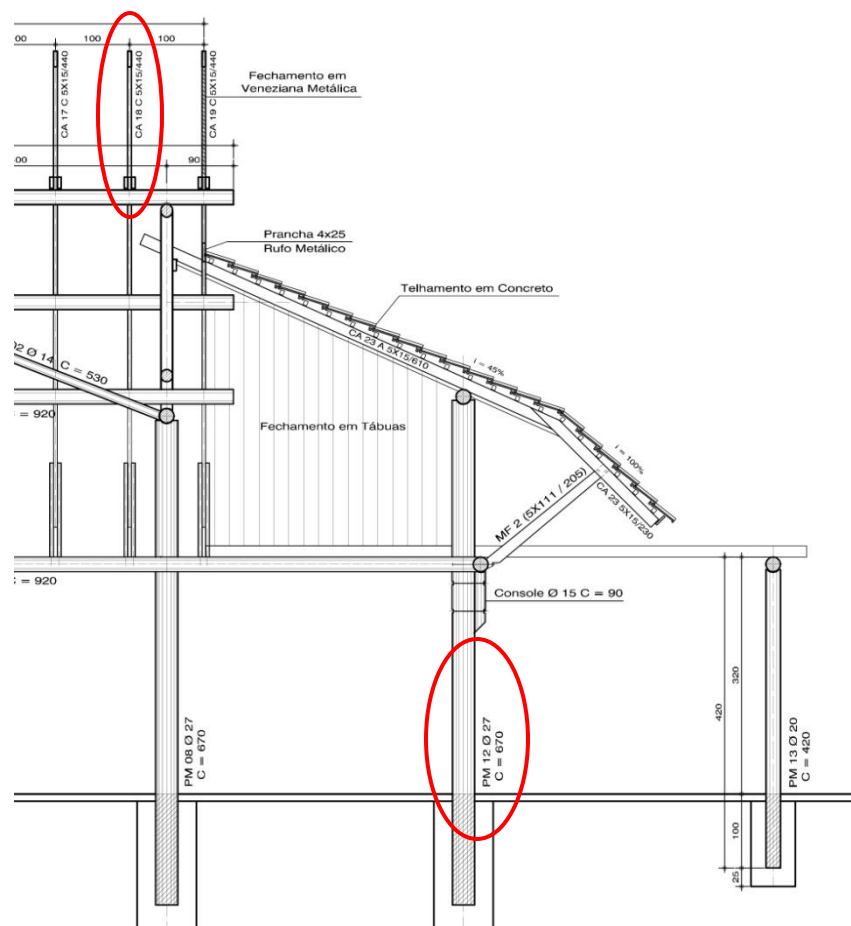


Figura 22 – Detalhe caibro analisado – Projeto existente de estrutura de madeira

Fonte: Arquiteto Luiz Antônio Bossa

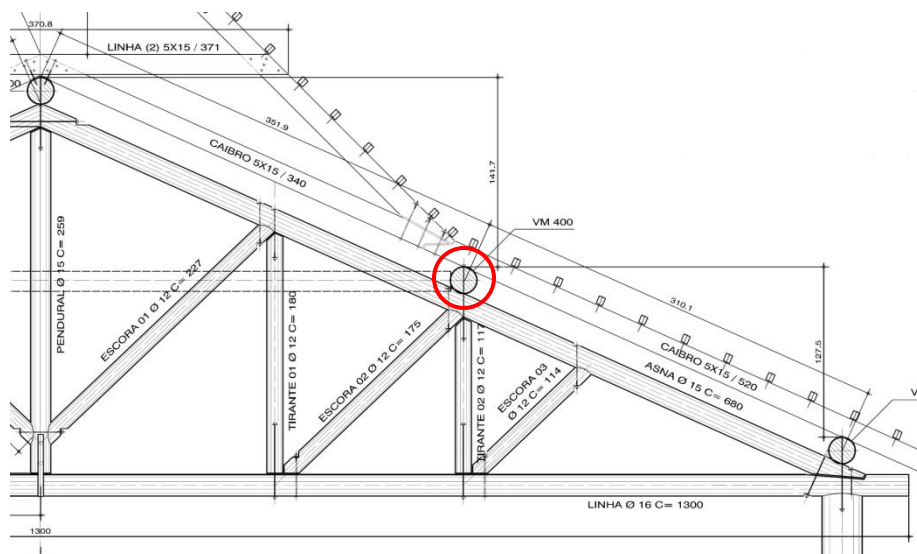


Figura 23 – Detalhe terça analisada – Projeto existente de estrutura de madeira

Fonte: Arquiteto Luiz Antônio Bossa



#### 4.4.1 PILARES

Considerou-se os seguintes aspectos no pré-dimensionamento dos pilares de madeira:

- A madeira escolhida pelo arquiteto foi o Jatobá, classe C60, classe de umidade 3, cujas propriedades são fornecidas pela Tabela 19;
- Foi adotada seção circular para os pilares utilizando as fórmulas da seção 3.2.3.2.
- A carga estimada para o telhado, incluindo a ação do vento, é de 120 kgf/m<sup>2</sup> (Tabela 11).

A Tabela 41 apresenta os resultados do pré-dimensionamento dos pilares de madeira.

Tabela 41 – Pré-dimensionamento x Dimensionamento de pilares de madeira de um projeto existente

<b>Diâmetro</b> (cm)	<b>Equações 43 e 44</b> $I \geq (N_d l_{fl}^2 / \pi^2 E_{c0,ef}) \cdot \gamma_{corr}$	<b>Projeto existente</b>
PM4	16	27
PM5	24	27
PM18	22	27

A diferença dos resultados da Tabela 41 pode ser explicada pela provável escolha/uniformização das seções dos pilares pelo autor do projeto, por razões estéticas e construtivas.

#### 4.4.2 VIGAS (RIPAS, CAIBROS E TERÇAS)

Considerou-se os seguintes aspectos no pré-dimensionamento das peças fletidas:

- A madeira é a mesma dos pilares;
- Adotou-se seção retangular;
- A telha escolhida foi de concreto, com inclinação de 45%.

A Tabela 42 fornece os resultados das peças fletidas da cobertura.

Tabela 42 - Pré-dimensionamento x Dimensionamento de vigas de madeira de um projeto existente

<b>Peças</b>	<b>Equação 32</b> $W \geq \frac{M_d}{f_{c0,d}}$	<b>Projeto existente</b>
Terças	Ø18	Ø18
Caibros	5x12	5x15
Ripas	5x2	5x2

Observando os resultados da Tabela 42, conclui-se que as fórmulas de pré-dimensionamento utilizadas não necessitam de ajustes.

## 4.5 ESTRUTURAS DE AÇO

O projeto estrutural onde foi realizado o pré-dimensionamento consiste de um galpão comercial com telhado em uma água, conforme Figuras 24 e 25.

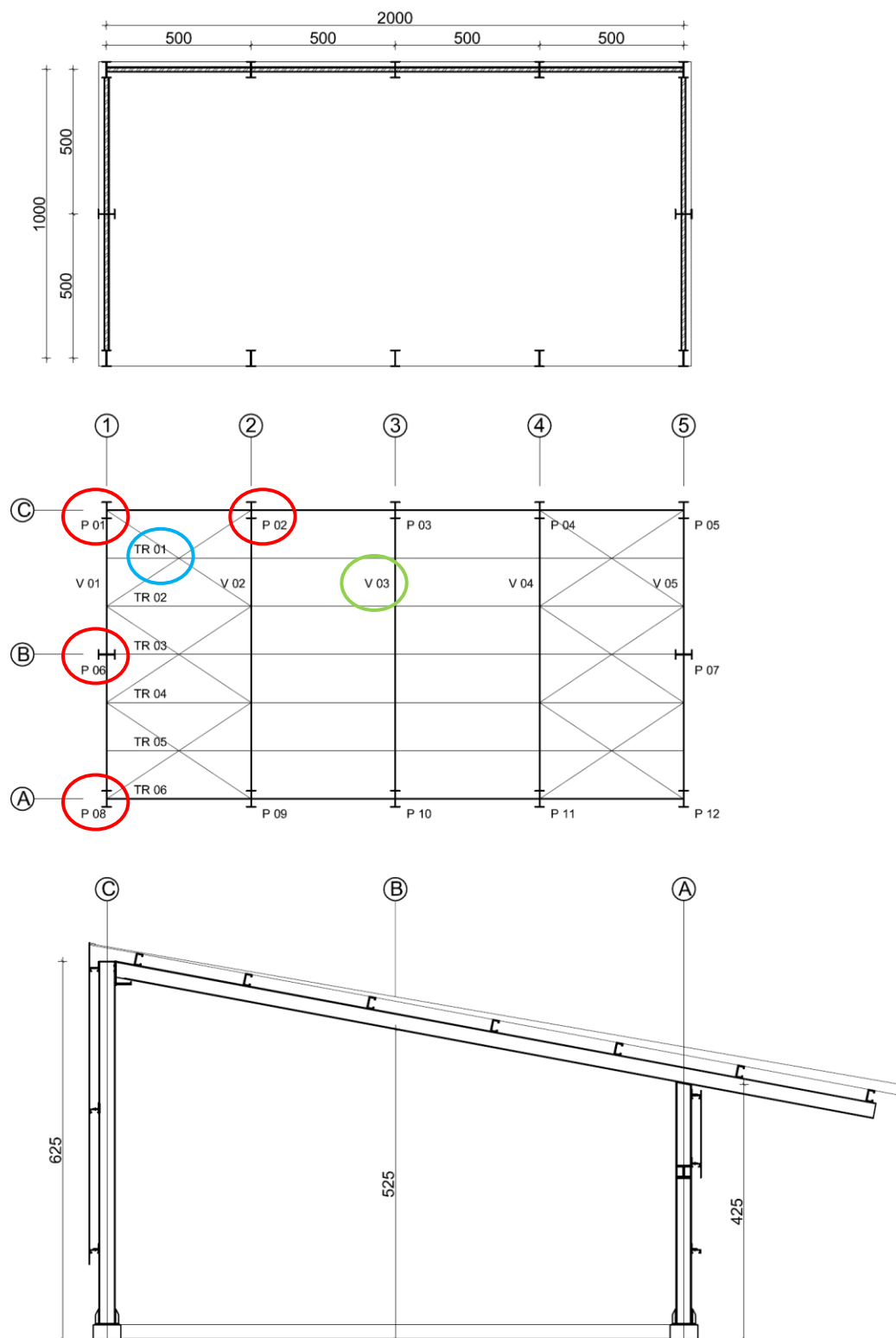


Figura 24 – Projeto modelo de estrutura de aço (elementos analisados marcados com cores)

Fonte: Eng. Antonio José Guimarães Andrade

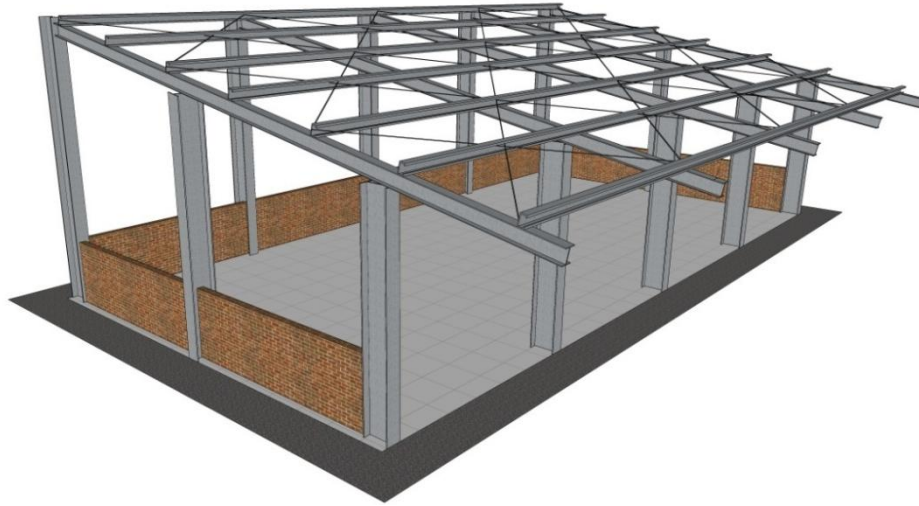


Figura 25 – Projeto modelo de estrutura de aço (maquete).

Fonte: Autora (a partir da Figura 24)

#### 4.5.1 PILARES

Os aspectos considerados no pré-dimensionamento dos pilares de aço foram:

- Aço: ASTM A36;
- Perfil I laminado;
- Telha MF40, da Metform;
- Carga estimada para o telhado de 50 kgf/m<sup>2</sup> (Tabela 11).

A Tabela 43 apresenta os resultados do pré-dimensionamento dos pilares de aço.

Tabela 43 - Pré-dimensionamento x Dimensionamento de pilares de aço

Perfil I	Equações 34 e 35	
	$I \geq \frac{N_d l_{fl}^2}{\pi^2 E} \times \gamma_{corr} \times \gamma_S$ e $A \geq \frac{N_d}{f_{yd}}$	Dimensionamento NBR 8800
P01	180x21,9	180x21,9
P02	260x41,9	200x26,2
P06	200x26,2	180x21,9
P08	160x17,9	120x11,1

Observando os resultados da Tabela 43, para que os perfis indicados pelo pré-dimensionamento se aproximem dos resultados do dimensionamento, sugere-se um novo coeficiente de correção:

$$\gamma_{corr} = \frac{1500}{l_{fl}}$$

## 4.5.2 VIGAS E TERÇAS

Os aspectos considerados no pré-dimensionamento das vigas e terças de aço foram:

- Aço: ASTM A36;
- Terças: perfil U dobrado a frio;
- Vigas: perfil I laminado.

A Tabela 44 apresenta os resultados do pré-dimensionamento de uma viga e de uma terça do projeto estrutural da Figura 22.

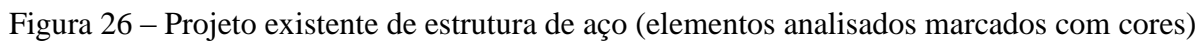
Tabela 44 - Pré-dimensionamento x Dimensionamento de vigas e terças de aço

<b>Viga e terça</b>	<b>Equação 39</b> $W \geq \frac{M_d}{f_{yd}}$	<b>Tabelas 9 e 26</b> $f = \frac{5qL^4}{384EI}$	<b>Equação 40</b> $h = 5\% \text{ do maior vão}$	<b>Dimensionamento</b> <b>NBR 8800</b>
V03	220x31,1	280x47,9	500x141	200x26,2
TR01	150x5,68	150x8,64	260x41,9	150x19,9

A fórmula simplificada que mais se aproxima do dimensionamento é a Equação 39, sendo então adotada para o pré-dimensionamento de vigas de aço.

## 4.6 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURA DE AÇO EXISTENTE

O projeto consiste de um edifício de um pavimento de piso para aulas de judô, localizado no Praia Clube, na cidade de Uberlândia, executado pela empresa de estruturas metálicas EMUBEL, conforme Figuras 26 e 27.



Fonte: Eng. Alberto Esteves Júnior.

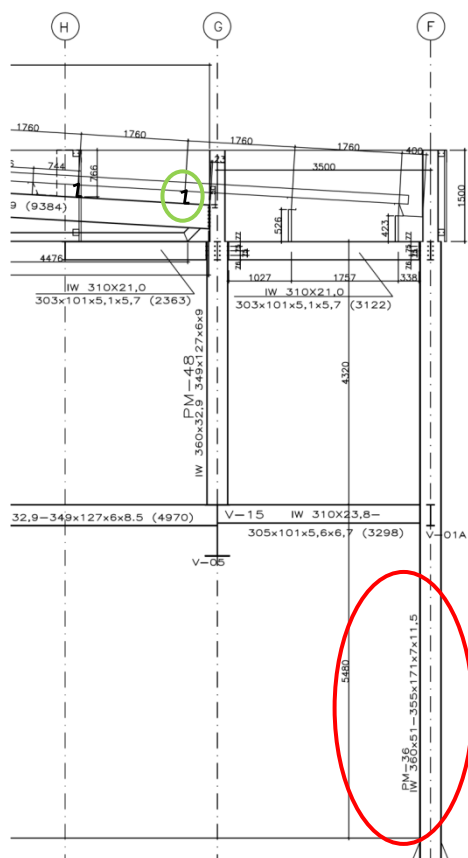


Figura 27 – Detalhe pilar e terças – Projeto existente de estrutura de aço.

Fonte: Eng. Alberto Esteves Júnior.

## 4.6.1 PILARES

Os aspectos considerados no pré-dimensionamento dos pilares foram: aço ASTM A36 e perfil I laminado. A Tabela 45 faz a comparação do pré-dimensionamento com o dimensionamento do projeto existente.

Tabela 45 - Pré-dimensionamento x Dimensionamento de pilares de aço de um projeto existente

Perfil I	Equações 34 e 35	
	$I \geq \frac{N_d l_{fl}^2}{\pi^2 E} \times \gamma_{corr} \times \gamma_s$ $\text{e } A \geq \frac{N_d}{f_{yd}}$	Projeto existente
PM66	340x68	360x51
PM36	340x68	360x72

Estes resultados mostram que as fórmulas de pré-dimensionamento de pilares não necessitam de novo ajuste.

#### 4.6.2 VIGAS E TERÇAS

As vigas utilizadas neste projeto são em perfil I laminado e as terças em perfil Z enrijecido. A Tabela 46 faz a comparação dos resultados obtidos pelo pré-dimensionamento e pelo projeto existente.

Tabela 46 - Pré-dimensionamento x Dimensionamento de vigas e terças de aço de um projeto existente

<b>Vigas e terças</b>	<b>Equação 39</b> $W \geq \frac{M_d}{f_{yd}}$	<b>Projeto existente</b>
V28	380x84	360x44
V30	280x47,9	360x32,9
Terças	200x75	200x75

Comparando estes resultados, conclui-se que o pré-dimensionamento está próximo do adotado em projeto. É provável que a diferença observada da dimensão da viga V30 resulte da uniformização dos perfis, feita por questões construtivas. Assim, a fórmula 38 não necessita de reajuste.



# CAPÍTULO 5

## ESTRUTURAS COMPLEXAS

### 5.1 GENERALIDADES

Nos capítulos anteriores foram desenvolvidas fórmulas de pré-dimensionamento de estruturas básicas em concreto, aço e madeira (laje, viga e pilar). No entanto, existem alguns arranjos particulares que podem fazer parte das estruturas de edificações que os arquitetos projetam. Elas serão denominadas genericamente de estruturas complexas. Algumas delas, julgadas de utilização mais corrente, foram pré-dimensionadas neste capítulo a partir de formulações empíricas simplificadas, visto que a análise estrutural não é trivial, o que impede o uso das fórmulas da Resistência dos Materiais. As expressões sugeridas aqui foram obtidas a partir da literatura e da observação de projetos estruturais realizados, onde as dimensões das estruturas complexas eram conhecidas. As estruturas analisadas foram: escadas, grelhas, vigas balcão, arcos, cúpulas e treliças.

### 5.2 ESCADAS

As escadas são elementos estruturais com desenvolvimento espacial. Em geral estes elementos são dimensionados assimilando seu comportamento estrutural ao de lajes armadas em uma ou

duas direções. As condições de apoio das escadas são definidas pelo projetista considerando-se a estrutura existente e as condições estéticas.

Serão pré-dimensionados os tipos mais comuns de escadas onde o desenvolvimento em planta pode ser em I, L ou U. A seção transversal das escadas poderá ser com face inferior lisa, face inferior dentada e degraus isolados.

No projeto arquitetônico são definidas a quantidade de degraus, a altura do espelho e a largura do piso, restando ao pré-dimensionamento a estimativa da espessura  $h$ , conforme mostra a Figura 28.

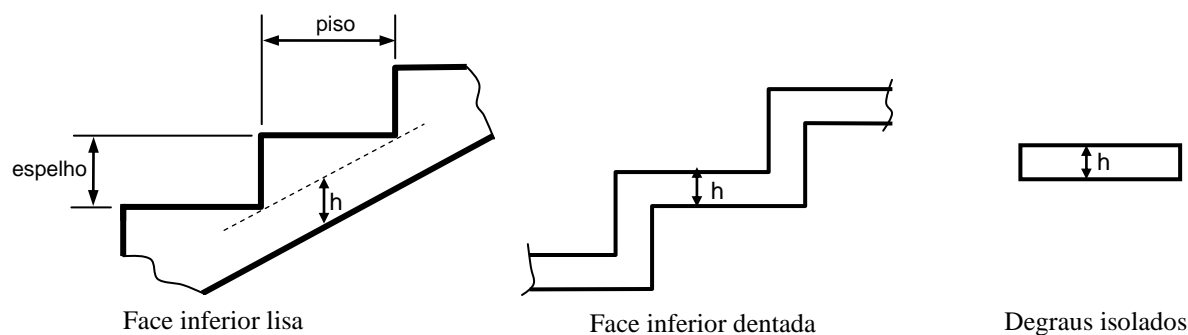


Figura 28 – Dimensão  $h$  a ser calculada no pré-dimensionamento

Os vãos longitudinal ( $L$ ) e transversal ( $T$ ) da escada são definidos na Figura 29.

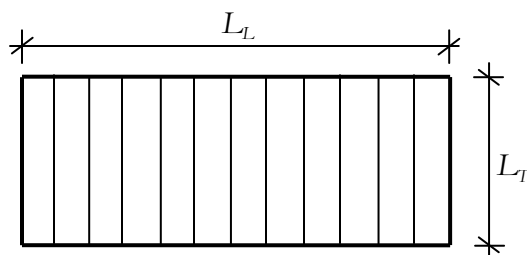


Figura 29 – Vãos longitudinal e transversal da escada (vista em planta)

Considerando estas definições, sugere-se as seguintes fórmulas simplificadas de pré-dimensionamento de escadas:

a) Escadas com face inferior lisa:

- Escada em I apoiada lateralmente (com ou sem patamar):  $h = 7\% L_T$
- Escada em I apoiada longitudinalmente (com ou sem patamar):  $h = 3\% L_L$
- Escada em I armada em duas direções:  $h = 2,5\% (L_T + L_L)/2$
- Escada em balanço:  $h = 8\% L_T$
- Escada em L ou U
  - Com vigas no contorno externo:  $h = 7\% L_T$
  - Com vigas horizontais intermediárias:  $h = 3\% L_L$
- Escada com lance adjacente:  $h = 3\% L_L$

b) Escadas com face inferior dentada

- Apoiada lateralmente:  $h = 6\% L_T$
- Apoiada longitudinalmente:  $h = 2,6\% L_L$

c) Escadas com degraus isolados:  $h = 7,5\% L_T$

Sugere-se que estas formulações sejam usadas também para o pré-dimensionamento de rampas, pois este elemento tem comportamento estrutural similar ao das escadas.

### 5.3 GRELHAS

Uma grelha é um conjunto de vigas ortogonais planas que se cruzam, constituídas de barras retas, que recebem carregamentos ortogonais ao seu plano. Por ter o carregamento aplicado ortogonalmente, os esforços encontrados nas grelhas são os cortantes, momentos fletores e momentos torçores. As grelhas podem ser utilizadas caso haja a necessidade de vencer grandes vãos sem o uso de pilares, pois sua configuração realiza uma melhor distribuição da carga, sendo desnecessário o uso de apoios contínuos. Os efeitos de flexão tendem a predominar na análise, sendo os efeitos de torção secundários (SUSSEKIND, 1981). A Figura 30 representa a geometria da grelha a ser pré-dimensionada.

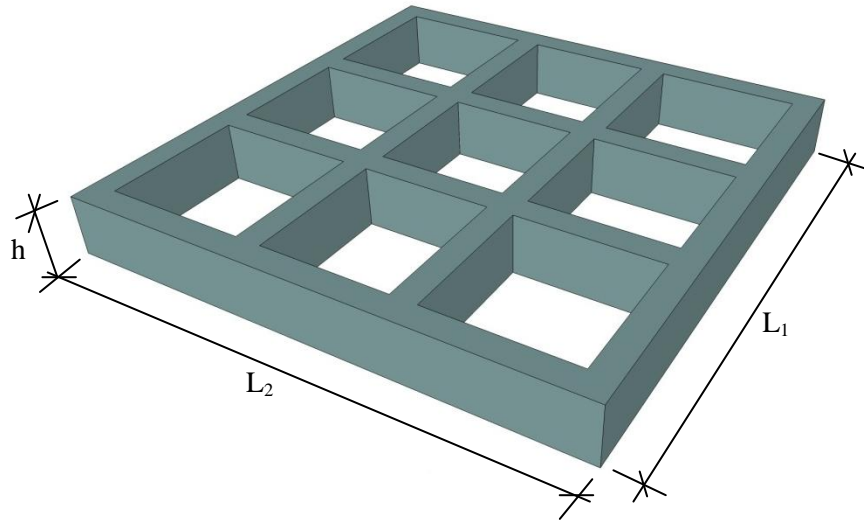


Figura 30 – Geometria da grelha

Uma fórmula simplificada sugerida para se obter a altura das vigas de uma grelha em concreto é:

$$h = 5\% L \quad L = (L1 + L2) / 2$$

## 5.4 VIGA BALCÃO

Uma viga balcão é uma viga com desenvolvimento espacial, contida em um plano. O carregamento é perpendicular ao eixo da peça. Devido à sua forma, além dos esforços de flexão (momento fletor e esforço cortante), ocorrem também momentos torçores. A Figura 31 mostra a geometria da viga balcão e a altura a ser pré-dimensionada.

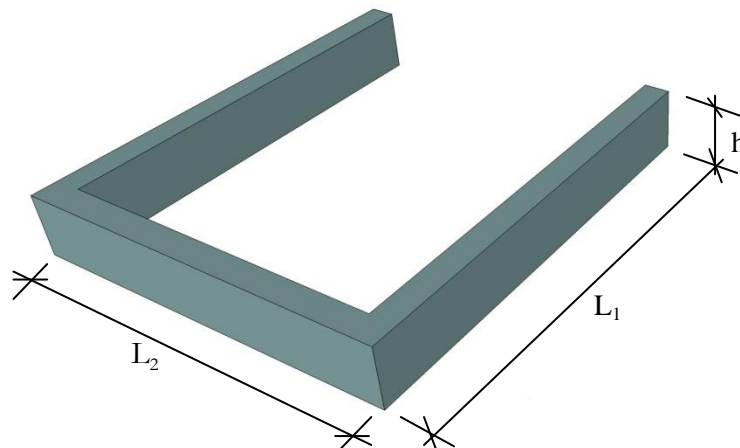


Figura 31 – Geometria da viga balcão

Uma fórmula simplificada para se obter a altura de uma viga balcão é:

$$L = L_1 + 0,25 L_2$$

- Aço:  $h = 10\% L$   
- Concreto:  $h = 15\% L$

## 5.5 CÚPULA

Uma cúpula é um elemento estrutural do tipo casca. Existem duas abordagens para a análise do comportamento estrutural de cascas:

- Teoria de Membrana;
- Teoria de Flexão.

Segundo a Teoria de Membrana, atuam na estrutura apenas esforços normais de tração e de compressão. Na Teoria de Flexão, além dos esforços normais, aparecem esforços de flexão: momentos fletores e forças cortantes.

As cascas podem ser projetadas como membranas, onde atuam apenas esforços normais (compressão e tração). Nestes casos é possível obter estruturas com pequenas espessuras, tornando o projeto mais econômico. No entanto, existem algumas situações que podem levar ao aparecimento de tensões de flexão, sendo necessária a análise através da Teoria de Flexão. São elas (RAMASWAMY, 1978, BILLINGTON, 1965, TEIXEIRA; HANAI, 2002):

- a) Quando existir membros de enrijecimento nas bordas (apoios, anéis, contrafortes, tirantes);
- b) Quando as reações de apoio das cascas não têm a direção da tangente à superfície no ponto de apoio;
- c) Quando houver tensões de flexão que aparecem nas vizinhanças de cargas concentradas;
- d) Quando a geometria da casca não possui forma funicular.

Devido à complexidade do comportamento estrutural, a variedade de formas, o tipo de carregamento e o sistema de apoio, o pré-dimensionamento de estruturas em casca não é evidente. Além disso, a espessura da casca pode ser variável, sendo maior na região onde existe

o efeito de flexão. No entanto, apenas como aproximação da ordem de grandeza da espessura, sugere-se as seguintes relações (Figura 32) (NAVES; CUNHA, 2011):

- Cascas sem ou com pequeno efeito de flexão:  $h = \frac{L}{300}$
- Cascas com efeito de flexão:  $h = \frac{L}{150}$

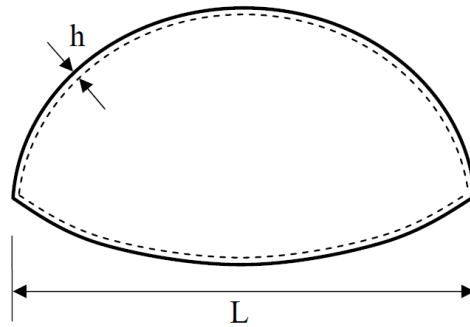


Figura 32 – Geometria da cúpula

Deve-se lembrar que a espessura  $h$  obtida da cúpula deve atender às exigências mínimas da ABNT NBR 6118:2007.

## 5.6 ARCOS

Os arcos são estruturas reticuladas curvas onde predominam esforços de compressão. Na medida em que os arcos não seguem a forma funicular, esforços de flexão serão mais significativos. As condições de apoio também podem levar ao aparecimento de esforço de flexão. A Figura 33 mostra a geometria do arco e a altura  $a$  ser pré-dimensionada.

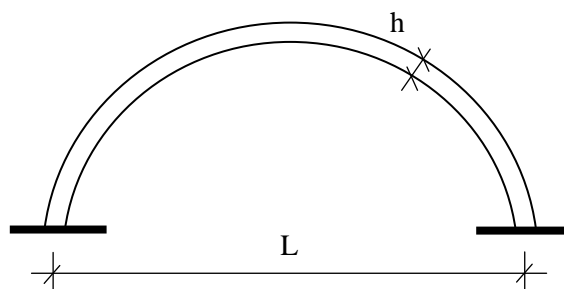


Figura 33 – Geometria do arco

Sugere-se as seguintes fórmulas simplificadas para pré-dimensionamento da altura da seção do arco:

- Madeira:  $h = 2\% L$
- Aço:  $h = 1,25\% L$
- Concreto:  $h = 3\% L$

## 5.7 TRELIÇAS

Do ponto de vista do projeto arquitetônico, dois parâmetros são interessantes na concepção de treliças planas: a altura da treliça e o comprimento dos módulos. Com base na prática de projeto estes parâmetros foram determinados para treliças com contorno retangular e triangular. É evidente que as dimensões sugeridas são apenas uma ordem de grandeza, pois conforme a necessidade arquitetônica ou construtiva, pode-se adotar valores diferentes. Para um mesmo vão, quanto maior a altura da treliça, mais esbeltas serão as barras, acontecendo o inverso quando a altura é reduzida. Por outro lado, quando menor o módulo da treliça, mais esbeltas serão as barras, acontecendo o inverso quando a modulação é mais espaçada.

Para a treliça com contorno retangular (Figura 34) a altura  $h$  é determinada a partir do vão  $L$ , utilizando a seguinte equação (NAVES; CUNHA, 2011):

$$h = 0,26 \times L^{0,57}$$

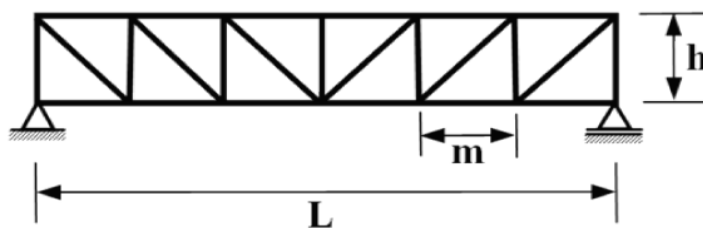


Figura 34 - Geometria da treliça com contorno retangular.

Para a treliça com contorno triangular (Figura 35) a altura é função basicamente do tipo de telha, que indica a inclinação do telhado.

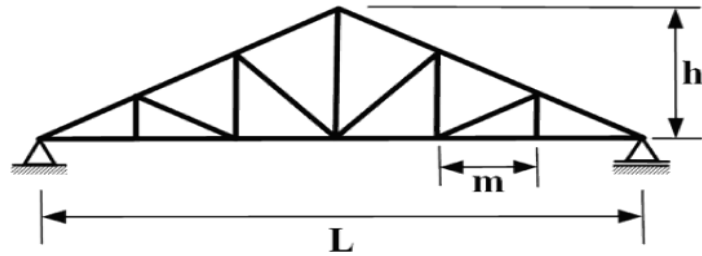


Figura 35 - Geometria da treliça com contorno triangular

Naves e Cunha (2011) sugerem:

- Para telha de aço/alumínio:

$$h = 0,15 \times \frac{L}{2}$$

- Para telha cerâmica:

$$h = 0,25 \times \frac{L}{2}$$

- Para telha de fibrocimento:

$$h = 0,15 \times \frac{L}{2}$$

O comprimento do módulo (m) da treliça é também calculado em função do vão L. As fórmulas apresentadas a seguir são válidas para treliças com contorno retangular e triangular.

- Para treliça de madeira:

$$m = 0,66 \times L^{0,38}$$

- Para treliça de aço:

$$m = 0,37 \times L^{0,42}$$



# CAPÍTULO 6

## CONCLUSÃO

Pode-se observar neste trabalho que o procedimento de pré-dimensionamento gerou fórmulas simplificadas que procuram facilitar o trabalho do arquiteto de maneira eficaz e ágil, gerando assim uma maior segurança na elaboração do projeto arquitetônico, a partir da interação com o projeto estrutural. Como foi dito, o objetivo é minimizar tempo e trabalho dos profissionais arquiteto e engenheiro, a partir da concepção de um projeto arquitetônico consistente, onde os espaços sofrem interferência da estrutura.

Considerando os materiais estruturais mais utilizados (concreto, aço e madeira), foram analisadas as estruturas mais comuns presentes nos projetos arquitetônicos, incluindo algumas estruturas com geometria complexa.

Diferentemente da forma usual, onde o pré-dimensionamento é feito graficamente por faixas de medidas, procurou-se desenvolver fórmulas simples que levam a um resultado único das seções. Dentro do possível, incorporou-se nas fórmulas os principais parâmetros que influenciam o comportamento estrutural, levando a resultados diferentes para cada caso e com melhor aproximação ao cálculo preciso feito no dimensionamento. Por outro lado, teve-se o cuidado de não tornar as fórmulas de difícil entendimento e aplicação, evitando-se também um número elevado de dados de entrada.

Um procedimento importante adotado no pré-dimensionamento foi a comparação dos resultados das expressões simplificadas com o dimensionamento feito segundo as normas, o que permitiu o ajuste das fórmulas. Além disso, foi feito um reajuste das fórmulas a partir da comparação com estruturas de edificações existentes.

A partir das análises das fórmulas de pré-dimensionamento em edificações existentes, como uma forma de medir sua aproximação ao cálculo estrutural executado na prática, foi possível reajustar as fórmulas inicialmente propostas.

Além do pré-dimensionamento propriamente dito, procurou-se abordar pontos importantes do projeto estrutural. Informações e procedimentos práticos para o lançamento da estrutura foram apresentados, facilitando a criação do arranjo estrutural, principalmente para estudantes e profissionais inexperientes.

Como sugestão para trabalho futuro, é importante criar, a partir das formulações propostas, um programa computacional de pré-dimensionamento, que facilite e agilize a entrada dos dados e a obtenção/visualização dos resultados. Neste programa, novos sistemas estruturais podem ser considerados para pré-dimensionamento, como treliças espaciais e abóbadas, além de peças específicas em concreto pré-moldado e protendido. Finalmente, sugere-se a utilização de uma ferramenta de simulação numérica, como o Método dos Elementos Finitos, para auxílio à quantificação do comportamento estrutural, permitindo a obtenção de fórmulas mais consistentes, em particular para estruturas com geometria complexa.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto e execução de concreto armado. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto e execução de concreto armado. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7190**: Projetos de Estruturas de Madeira. Rio de Janeiro, 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto em edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8953**: Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2009.

ALBUQUERQUE, A. T. **Análise de alternativas estruturais para edifícios em concreto armado**. Dissertação de mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

ALVA, G. M. S. **Concepção estrutural de edifícios em concreto armado**. Departamento de Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2007.

BACARJI, E.; PINHEIRO, L. M. Concepção estrutural e pré-dimensionamento de pilares. In: Congresso Técnico-Científico De Engenharia Civil, 1996, Florianópolis.

BACARJI, E. **Análise de estruturas de edifícios: projeto de pilares**. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

BASTOS, P. S. **Pilares de concreto armado**. Notas de aula da disciplina de Estruturas de Concreto II. Curso de graduação em Engenharia Civil. Universidade Estadual Paulista, Unesp, Bauru, 2005.

BELLEI, I. H.; PINHO, F. O.; PINHO, M. O. **Edifícios de Múltiplos andares em aço**. Editora Pini Ltda. São Paulo, 2008.

BILLINGTON, D.P. Thin shell concrete structures. New York: McGraw-Hill, 1965.

CORRÊA, R. M. NAVEIRO, R. M. **Importância do ensino da integração dos projetos de arquitetura e estrutura de edifícios: fase de lançamento das estruturas**, s/d., 5p.

DIAS, R.H. Sistemas estruturais para grandes vãos em pisos e a influência na concepção arquitetônica. **Vitruvius arquitextos**. São Paulo, 044.05 ano 04. Janeiro 2004. Disponível em: <<http://www.vitruvius.com.br/revistas/read/arquitextos/04.044/622>>. Acesso em: 22 nov. 2012.

DI PIETRO, J. E. **O conhecimento qualitativo das estruturas das edificações na formação do arquiteto e do engenheiro**. Tese de doutorado – Engenharia de Produção, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2000.

ENGEL, H. **Sistemas de Estructuras**. Barcelona: Editorial Gustavo Gili, S.A., 2001.

FUSCO, P.B. **Estruturas de concreto: fundamentos do projeto estrutural**. São Paulo. McGraw-Hill/Editora da Universidade de São Paulo, 1976.

GERE, J. M. Mecânica dos Materiais. Pioneira Thomson Learning Ltda. São Paulo, 2003

GIONGO, J.S. **Concreto armado: projeto estrutural de edifícios**. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

MANCINI, L. C. **Pré-dimensionamento de estruturas metálicas em fase de concepção arquitetônica**. Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas – Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 2003.

MORENO JUNIOR, A. L. **Lançamento da estrutura de um edifício: posicionamento e pré-dimensionamento de seus elementos estruturais**. Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 1993.

NAVES, G.F.; CUNHA, J. Simulação numérica do comportamento estrutural e pré-dimensionamento das estruturas arco e cúpula. Revista Horizonte Científico - UFU, v.5, n. 1, p. 1-20, 2011.

- NEUMANN, João Henrique. **Estudo do Pré-Dimensionamento de Pilares em Edifícios de Concreto Armado**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2008.
- PINHEIRO, Libânio M.. **Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2007
- PINHEIRO, L. M.; RAMOS, R. F. **Concepção Estrutural**. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.
- PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S. P. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.
- PRUDENTE, M. Estruturas Metálicas 1. Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal de Uberlândia. Uberlândia, 1998
- QUEIROZ, G. Elementos das estruturas de aço. 4ª Edição. Belo Horizonte, 1993.
- RAMASWAMY, G.S. Design and construction of concrete shell roofs. New Delhi: McGraw-Hill, 1978.
- REBELLO, Y. C. P. **A concepção estrutural e a arquitetura**. São Paulo: Zigate Editora, 2000.
- REBELLO, Y. C. P. **Bases para projeto estrutural**. São Paulo: Zigate Editora, 2007.
- SALES, J.J.; MALITE, M.; PRELOURENTZOU, P. A.; GONÇALVES, R.M. **Construções em aço - projeto**. USP-São Carlos, 1998.
- SILVA, M. C. B. **Elementos estruturais de aço para projetos de arquitetura: Pré – dimensionamento**. Departamento de Artes e Arquitetura PUC Goiás. Goiânia, 2010.
- SUSSEKIND, J.C. Curso de análise estrutural. v. 1. São Paulo: Globo, 1981.
- TEIXEIRA, P.W.G.N.; HANAI, J.B. Projeto e execução de coberturas em casca de concreto com forma de membrana pênsil invertida e seção tipo sanduíche. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, n. 19, p. 101-131, 2002.
- TOMÁS, Q. J. J. **Concepção e Projecto de um Edifício de Habitação com Estrutura em Betão Pré-Fabricado**. Dissertação de Mestrado – Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2010.

# APÊNDICE A

## Resumo das fórmulas finais de pré-dimensionamento sugeridas

### 1 Lajes de concreto

Altura útil:

$$d = (2,5 - 0,1n) \cdot \frac{L}{100}$$

Espessura final:

$$h = d + 3,0 \text{ cm}$$

### 2 Vigas de concreto

Caso	Posição da viga	Dá apoio a outra(s) viga(s) ?	Fórmula
1	Central	Sim	$h = 14\% L$
2	Central	Não	$h = 10\% L$
3	Periférica	Sim	$h = 10\% L$
4	Periférica	Não	$h = 9\% L$

O vão  $L$  deve ser calculado para o maior tramo da viga, através da fórmula:

$$L = \frac{L_{maior} + L_{adjacente maior}}{2}$$

### 3 Pilares de concreto

Área da seção:

$$A_c = (N_d / \sigma_{id}) \cdot \gamma_{corr}$$

Valores de  $\sigma_{id}$  para aços CA-50 e  $\rho=2\%$ .

$f_{ck}$ (MPa)	20	25	30	35	40	45	50
$\sigma_{id}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	203	233	263	293	322	352	382

Coeficientes de correção segundo a posição de pilares

Posição dos pilares	Coeficiente $\gamma_{corr}$
Intermediário	1,5
Extremidade	2
Canto	4

Carregamento de cálculo do pilar:

$$N_d = 1,4A_i[q_T(n_p + 0,7) + q_c]$$

Valores de $q_T$	
Laje maciça ou nervurada, com paredes em blocos de concreto	1500 kgf/m <sup>2</sup>
Laje maciça ou nervurada, com paredes em tijolos cerâmicos	1200 kgf/m <sup>2</sup>
Laje nervurada com blocos leves (EPS)	1000 kgf/m <sup>2</sup>
Lajes não maciças com paredes em gesso acartonado	800 kgf/m <sup>2</sup>

Valores de $q_c$	
Com telhas concreto, com madeiramento	150 kgf/m <sup>2</sup>
Com telhas cerâmicas, com madeiramento	120 kgf/m <sup>2</sup>
Com telhas de fibrocimento, com madeiramento	50 kgf/m <sup>2</sup>
Com telhas de alumínio e estrutura de aço	40 kgf/m <sup>2</sup>
Com telhas de alumínio e estrutura de alumínio	30 kgf/m <sup>2</sup>

## 4 Vigas de madeira

Fixar o valor da largura da seção e calcular a altura pela fórmula:

$$W \geq \frac{M_d}{f_{c0,d}}$$

O vão  $L$  usado na determinação do momento fletor ( $M_d$ ) deve ser calculado para o maior tramo da viga, através da fórmula:

$$L = \frac{L_{maior} + L_{adjacente\ maior}}{2}$$

## 5 Pilares de madeira

Verificar a flambagem:

$$I \geq (N_d l_{fl}^2 / \pi^2 E_{c0,ef}) \gamma_{corr}$$

$$\gamma_{corr} = 0,9 \ln(l_{fl}) - 3,53$$

## 6 Vigas de aço

Calcular o perfil através das tabelas de fabricantes, usando a fórmula:

$$W \geq \frac{M_d}{f_{y,d}}$$

## 7 Pilares de aço

Verificar a flambagem:

$$I \geq N_d l_{fl}^2 / \pi^2 E \times \gamma_{corr} \times \gamma_s$$

$$\gamma_{corr} = \frac{1500}{l_{fl}} \quad \gamma_s = 1,3$$



## 8 Pré-dimensionamento segundo a flecha

Para vigas de concreto, aço e madeira, deve-se também pré-dimensionar a seção pela flecha:

$$f_{m\acute{a}x} \leq 70\%f_{lim}: \text{vigas de concreto e de madeira}$$

$$f_{m\acute{a}x} \leq 80\%f_{lim}: \text{vigas de aço}$$

## 9 Estruturas complexas

Neste caso as fórmulas sugeridas são aquelas apresentadas no Capítulo 5.