

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Rafael Righi Bento Pereira

**AVALIAÇÃO DO PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE PEÇAS
ESTRUTURAIS DE CONCRETO ARMADO: VIGAS, LAJES E
PILARES**

Avaliador:
Defesa: dia __/__/2015 às _____ horas
Local:UFRGS / Engenharia Nova Osvaldo Aranha, 99, sala 304
Anotações com sugestões para qualificar o trabalho são bem-vindas. O aluno fará as correções e lhe passará a versão final do trabalho, se for de seu interesse.

Porto Alegre
junho 2015

RAFAEL RIGHI BENTO PEREIRA

**AVALIAÇÃO DO PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE PEÇAS
ESTRUTURAIS DE CONCRETO ARMADO: VIGAS, LAJES E
PILARES**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de
Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal
do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do
título de Engenheiro Civil

Orientador: João Ricardo Masuero

Porto Alegre
junho 2015

RAFAEL RIGHI BENTO PEREIRA

**AVALIAÇÃO DO PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE PEÇAS
ESTRUTURAIS DE CONCRETO ARMADO: VIGAS, LAJES E
PILARES**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador João Ricardo Masuero e pela Coordenador da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, junho de 2015

Prof. João Ricardo Masuero
Dr. pela Universidade Federal do RS
Orientador

Prof. Jean Marie Desir
Dr. pela COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil
Coordenador

BANCA EXAMINADORA

Prof. João Ricardo Masuero
(UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do RS, Brasil

Prof. Alexandre Rodrigues Pacheco
(UFRGS)
PhD pela the Pennsylvania State University,
EUA

Profa. Virgínia Rosito d'Avila Bessa
(UFRGS)
Dra. pela Universidade Federal do RS, Brasil

Prof. Roberto Domingo Rios
(UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do RS, Brasil

Dedico este trabalho a minha família que sempre me apoiou, especialmente durante o período do meu Curso de Graduação.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao prof. João Ricardo Masuero por todas as horas dedicadas a construção desse trabalho de pesquisa, além de todo o amparo em questões pessoais e em outras situações ao longo do curso.

Agradeço à professora Carin Maria Schmitt pelas diretrizes de formatação e ideias que ajudaram a realização do trabalho.

Também agradeço ao professor Alexandre Rodrigues Pacheco pela sua correção da versão da pré-banca e todas as suas marcações de ajustes recomendados.

Obrigado aos professores Américo Campos Filho, Virgínia Maria Rosito d'Avila Bessa e Roberto Domingo Rios por fornecer materiais de pesquisa e programas que tornaram possível os cálculos do trabalho.

Por fim, Agradeço ao colega Paulo Zaquera por sua ajuda, principalmente nas fases críticas do trabalho, além de todo o apoio nas madrugadas de estudo em sua casa.

Pra saber o que é possível, é preciso que se tente conseguir
o impossível. Então tente.

Gabriel Contino

RESUMO

Esse trabalho visa a análise dos métodos de pré-dimensionamentos de elementos estruturais de concreto armado. O estudo foi feito comparando-se os métodos abordados no trabalho com o dimensionamento devidamente normatizado pela NBR 6118:14. As estruturas consideradas foram lajes, vigas e pilares de uma edificação típica da região de Porto Alegre, ou seja, com até 12 pavimentos residenciais. As metodologias foram retiradas de apostilas publicadas, livros e normas antigas, procurando-se abranger desde as mais simples até as mais complexas. Os cálculos foram realizados através dos programas "Lajes", fornecido pelo prof. Américo Campos Filho, "Eberick" (versão demonstrativa) e "Cerberus", fornecido pelo prof. João Ricardo Masuero. Os resultados foram agrupados em tabelas de forma que facilitasse sua visualização e comparação com a norma vigente. A pesquisa procura avaliar quais casos de pré-dimensionamento geram melhores resultados, comparativamente com os resultados apresentados pelo dimensionamento conforme a Norma.

Palavras-chave: NBR 6118. Pré-dimensionamento.
Estruturas de concreto armado.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama do delineamento.....	20
Figura 3 – Estágios de flexão.....	31
Figura 4 – Valores de taxa mínima de armadura.....	32
Figura 5 – Seção transversal.....	32
Figura 6 – Forças atuantes.....	35
Figura 7 – Equilíbrio de forças.....	36
Figura 8 – Seção transversal da viga	38
Figura 9 – Taxa de armadura mínima das lajes.....	43
Figura 10 – Laje.....	44
Figura 11 – Momentos nas lajes.....	45
Figura 12 – Envoltória de momentos mínimos.....	49
Figura 13 – Aproximações dos edifícios.....	57
Figura 14 – Constante ψ_2	60
Figura 15 – Constante ψ_3	61
Figura 16 – Constantes das reações.....	65
Figura 17 – Área de influência dos pilares.....	66
Figura 18 – Configurações adotadas para vigas externas.....	72
Figura 19 – Configurações adotadas para vigas internas.....	73
Figura 20 – Configurações das vigas.....	73
Figura 21 – Configurações das lajes.....	73
Figura 22– Cargas das paredes.....	74
Figura 23 – Reações das lajes.....	75
Figura 24 – Altura das vigas externas com um vão.....	76
Figura 25 – Espessuras das vigas internas com um vão.....	77
Figura 26 – Altura das vigas externas com dois vãos.....	77
Figura 27 – Altura das vigas externas com dois vãos (continuação)	78
Figura 28 – Altura das vigas externas.....	78
Figura 29 – Altura das vigas internas (continuação)	79
Figura 30 – Altura das vigas externas com três vãos.....	80
Figura 31 – Altura das vigas externas com três vãos (continuação)	81
Figura 32 – Altura das vigas internas com três vãos.....	82
Figura 33 – Altura das vigas internas com três vãos (continuação).....	83
Figura 34 – Resultados e comportamento dos métodos para vigas externas de um vão..	84

Figura 35 – Resultados e comportamento dos métodos para vigas internas de um vão.....	84
Figura 36 – Resultados e comportamento dos métodos para vigas externas de dois vãos.....	85
Figura 37 – Resultados e comportamento dos métodos para vigas internas de dois vãos.....	86
Figura 38 – Resultados e comportamento dos métodos para vigas externas de três vãos.....	87
Figura 39 – Resultados e comportamento dos métodos para vigas internas de três vãos.....	88
Figura 40 – Espessura segundo a NBR 6118:14 para carga residencial.....	92
Figura 41 – Espessura segundo a NBR 6118:14 para carga em garagens.....	93
Figura 42 – Estimativa de Formagini para carga de 1,5 kN/m ²	94
Figura 43 – Estimativa de Formagini para carga de 3 kN/m ²	95
Figura 44 – Aproximação do método usado por Formagini para carga de 1,5 kN/m ²	96
Figura 45 – Aproximação do método usado por Formagini para carga de 3 kN/m.....	97
Figura 46 – Estimativa de Formagini para carga 1,5 kN/m ²	99
Figura 47 – Estimativa de Formagini para carga 3 kN/m ²	100
Figura 48 – Estimativa do método usado por Lança para carga de 1,5 kN/m ²	101
Figura 49 – Estimativa do método usado por Lança para carga de 3 kN/m ²	102
Figura 50 – Aproximações da NBR 6118:80 para carga de 1,5 kN/m ²	104
Figura 51 – Aproximações da NBR 6118:80 para carga de 3 kN/m ²	105
Figura 52 – Estimativa da NB - 1/78 para carga de 1,5 kN/m ²	106
Figura 53 – Estimativa de NB - 1/78 para carga de 3 kN/m.....	107
Figura 54 – Pavimento tipo considerado.....	109
Figura 55 – Pórtico da estrutura analisada.....	110
Figura 56 – Análise processada pelo programa.....	111
Figura 57 – Dimensionamento de pilares em pavimentos de 9 x 9 m.....	113
Figura 58 – Dimensionamento de pilares em pavimentos de 12 x 12 m.....	113
Figura 59 – Dimensionamento de pilares em pavimentos de 15 x 15 m.....	113
Figura 60 – Dimensionamento de pilares em pavimentos de 18 x 18 m.....	113
Figura 61 – Dimensionamento de pilares em pavimentos de 21 x 21 m.....	114
Figura 62 – Dimensionamento de pilares em pavimentos de 24 x 24 m.....	114

LISTA DE SIGLAS

ABNT: Associação de Normas Técnicas Brasileira

ELU – Estado-limite último

ELS – Estado-limite de serviço

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LISTA DE SÍMBOLOS

A_c – área da secção transversal de concreto (cm^2)

A_s – área da secção transversal da armadura longitudinal tracionadas (cm^2)

A_s' – área da secção transversal da armadura longitudinal comprimida (cm^2)

$A_{s,\min}$ – área (m^2)

$A_{s,\max}$ – área (m^2)

b – menor dimensão de um retângulo

b_w – largura da alma de uma viga

b_f – largura da mesa

h_f – altura da mesa

d – altura útil

d' – distância entre as barras comprimidas e a linha neutra

f_c – resistência à compressão do concreto

f_{ck} – resistência característica à compressão do concreto

f_{cd} – resistência de cálculo do concreto

f_{yd} – resistência de cálculo do aço

f_{ct} – resistência à tração direta do concreto

$f_{ct,m}$ – resistência à tração direta média do concreto

$f_{ct,sp}$ – resistência à tração indireta

$f_{ct,f}$ – resistência à tração na flexão

f_{yk} – resistência característica ao escoamento

G_c – módulo de elasticidade transversal

h – altura da secção transversal

$M_{d,min}$ – momento mínimo de cálculo

W_0 – o módulo de resistência da secção transversal bruta do concreto, relativo à fibra mais tracionada

x – distância da linha neutra até a linha mais comprimida

x_{lim} – distância limite entre os domínios 3 e 4

F – solicitações na viga

M_{As} – momento fletor em relação as barras tracionadas

s_2 – tensão das barras em compressão

$A_{c,pilar}$ – área do concreto comprimido no pilar

$P_{total, pilar}$ – carga total do pilar em questão

s_{adm} – tensão admissível no pilar

ϕ' – coeficiente que majora as ações axiais em virtude das solicitações nos pilares serem consideradas centradas

A_i – área de influência do pilar

n – número de pavimentos acima do pilar em questão

g – carregamento permanente uniformemente distribuído

q – carregamento acidental uniformemente distribuído

s_{id} – tensão ideal de cálculo do concreto

N_d – valor de cálculo do esforço normal (kN)

l – vão da viga

L – comprimento da viga

d_L – altura útil da laje

n_d – número de bordas engastadas da laje

I_1 – o menor dos valores entre I_x e 70 % de I_y

I_x – comprimento do vão menor da laje

I_y – comprimento do vão maior da laje

Z_1 – valor que varia de 10 a 12

Z_2 – valor que varia de 6 a 12

Z_3 – valor que varia de 25 a 30

Z_4 – valor que varia de 30 a 40

Z_5 – valor que varia de 30 a 35

Z_6 – valor que varia de 20 a 25

Z_7 – valor que varia de 10 a 12

ϕ – diâmetro das barras longitudinais

c – cobrimento

c_{\min} – cobrimento mínimo

Δc – tolerância de execução

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	17
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	18
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA.....	18
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA.....	18
2.2.1 Objetivo principal	18
2.2.2 Objetivos secundários	18
2.3 PREMISSA	19
2.4 DELIMITAÇÕES.....	19
2.5 LIMITAÇÕES	19
2.6 DELINEAMENTO	19
3 CONCEITOS BÁSICOS	21
3.1 CONCRETO ARMADO	21
3.2 PILARES	21
3.3 VIGAS	22
3.4 LAJES	22
3.5 ESTADOS LIMITES	23
3.6 AÇÕES	24
3.6.1 Ações permanentes	24
3.6.2 Ações variáveis	24
3.6.3 Ações excepcionais	24
3.7 PRÉ-DIMENSIONAMENTO	24
3.8 PROPRIEDADES DO CONCRETO.....	25
3.1.1 Resistência à compressão	25
3.1.2 Efeito Rusch	25
3.1.3 Resistência à tração	25
3.1.4 Módulo de Elasticidade	26
3.1.5 Coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade transversal	27
4 DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS	27
4.1 VIGAS	29
4.1.1 Flexão simples reta	29
4.1.1.1 Armadura longitudinal mínima.....	29
4.1.1.2 Armadura longitudinal máxima.....	30
4.1.1.3 Zonas de transição.....	30

4.1.1.4 Dimensionamento de seções retangulares.....	31
4.1.1.4.1 Armadura simples.....	32
4.1.1.4.2 Armadura dupla.....	33
4.1.1.5 Dimensionamento de seções T.....	35
4.1.2 Cisalhamento.....	37
4.1.2.1 Modelos de cálculo.....	38
4.1.2.2 Armadura transversal mínima e espaçamento máximo.....	38
4.1.2.3 Verificação das bielas comprimidas.....	39
4.1.2.4 Dimensionamento pelo modelo I.....	39
4.2 LAJES	40
4.2.1 Espessura mínima.....	40
4.2.2 Armadura mínima.....	41
4.2.3 Lajes armadas em uma direção.....	41
4.2.4 Lajes armadas em duas direções.....	42
4.2.4.1 Lajes isótropas.....	43
4.2.4.2 Lajes ortótropas.....	43
4.3 PILARES.....	44
4.3.1 Dimensões limites.....	44
4.3.2 Momento mínimo.....	45
4.3.3 Dispensa da consideração dos esforços globais de 2ª ordem.....	46
4.3.4 Dispensa da consideração dos efeitos locais de 2ª ordem.....	47
4.3.5 Métodos para a determinação dos efeitos locais de 2ª ordem.....	49
4.3.5.1 Método geral.....	49
4.3.5.2 Método do pilar-padrão com curvatura aproximada.....	49
4.3.5.3 Método do pilar-padrão com rigidez aproximada.....	50
4.3.5.4 Método do pilar-padrão acoplado a diagramas M, N, 1/r.....	52
4.3.6 Aproximações permitidas para edifícios.....	52
5 MÉTODOS DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO	55
5.1 VIGAS	55
5.1.1 Lança.....	55
5.1.2 Giongo.....	56
5.1.3 NBR 6118:80.....	56
5.1.4 Métodos da NBR 6118:80 modificados.....	58
5.2 LAJES	59
5.2.1 Formagini	59

5.2.2 Lança	60
5.2.3 NBR 6118:80	61
5.3 PILARES	62
5.3.1 Aufieri	64
5.3.2 NBR 6118	65
5.3.3 Pinheiro, Muzardo e Santos	66
5.3.4 Custódio e Vergutz	66
6 VERIFICAÇÃO DOS MÉTODOS	68
6.1 VIGAS	68
6.1.1 Considerações adotadas	68
6.1.1.1 Geometria.....	68
6.1.1.2 Cargas.....	71
6.1.1.3 Avaliação dos resultados.....	73
6.1.2 Dimensionamento das vigas	74
6.1.3 Pré-dimensionamento de vigas	83
6.1.3.1.2 Avaliação do método utilizado por Lança.....	87
6.1.3.1.2 Avaliação do método utilizado por Giongo.....	87
6.1.3.2.1 Avaliação do método da NBR 6118:80.....	88
6.1.3.2.2 Avaliação do método da NBR 6118:80 modificado.....	88
6.2 LAJES	88
6.2.1 Considerações adotadas	90
6.2.1.1 Geometria.....	88
6.2.1.2 Cargas.....	88
6.2.1.3 Avaliação dos resultados.....	89
6.2.2 Dimensionamento das lajes	89
6.2.3 Pré-dimensionamento de lajes	91
6.2.3.1 Método usado por Formagini.....	91
6.2.3.1.1 Resultados do método.....	92
6.2.3.1.2 Precisão do método.....	93
6.2.3.1.3 Avaliação do método.....	96
6.2.3.2 Método usado por Lança.....	96
6.2.3.2.1 Resultados do método.....	96
6.2.3.2.2 Precisão do método.....	98
6.2.3.2.3 Avaliação do método.....	101
6.2.3.3 Método de NBR 6118:80.....	101

6.2.3.3.1 Resultados do método.....	101
6.2.3.3.2 Precisão do método.....	103
6.2.3.3.3 Avaliação do método.....	106
6.3 PILARES.....	106
6.3.1 Considerações adotadas.....	106
6.3.1.1 Geometria.....	106
6.3.1.2 Cargas e materiais.....	108
6.3.1.3 Avaliação dos resultados.....	109
6.3.2 Dimensionamento dos pilares.....	110
6.3.3 Pré-dimensionamento dos pilares.....	110
6.3.3.1 Resultados e precisão do método utilizado por Aufieri.....	112
6.3.3.2 Avaliação do método utilizado por Aufieri.....	114
6.3.3.3 Resultados e precisão do método da NBR 6118.....	116
6.3.3.4 Avaliação do método utilizado da NBR 6118.....	118
6.3.3.5 Resultados e precisão do método utilizado por Pinheiro, Muzardo e Santos.....	120
6.3.3.6 Avaliação do método utilizado por Pinheiro, Muzardo e Santos.....	122
6.3.3.7 Resultados e precisão do método utilizado por Custódio e Vergutz.....	124
6.3.3.7 Avaliação do método utilizado por Custódio e Vergutz.....	126
7 CONCLUSÕES.....	128
REFERÊNCIAS.....	129

1 INTRODUÇÃO

Em inúmeras situações, é necessário fazer o pré-dimensionamento das estruturas de concreto armado (pilares, lajes, vigas) antes do projeto estrutural propriamente dito. Sua importância abrange aspectos construtivos, tanto na parte de alocação e dimensionamento das estruturas quanto na parte de aproveitamento de espaço, e aspectos econômicos, possibilitando uma boa segurança no planejamento de gastos. Isso se torna ainda mais importante nos dias atuais, quando a necessidade de espaço está cada vez mais preponderante.

Verificar previamente as dimensões necessárias para as peças de concreto é essencial para se trabalhar de forma harmônica com o projeto arquitetônico, pois para planejar como será feita a construção, é necessário conhecer suas limitações. Os pilares necessitam de estudo para que possam ser modulados de maneira correta, ajustando-se eficientemente às vagas na garagem, por exemplo, e aos cômodos dos apartamentos e salas comerciais, evitando que os pilares ocupem espaços indesejáveis ou que fiquem salientes nas paredes, causando desconforto aos usuários. As vigas e as lajes também necessitam de análise, pois interferem no pé direito das edificações. Quanto maior as dimensões das lajes e das vigas, menor será a altura disponível entre o teto e o piso dos andares, pois o edifício está limitado a uma altura total imposta pelo plano diretor da cidade em que está situado. Reduzir a distância entre os andares pode significar o ganho de um ou mais pavimentos, impactando diretamente no resultado econômico do empreendimento.

O pré-dimensionamento se faz necessário também na hora de estimar os custos da obra. Um orçamento deve ganhar da concorrência principalmente no preço, mas para ele ser o mais reduzido possível, precisa-se fazer uma projeção razoável dos gastos com as estruturas de concreto armado. Além disso, a seleção de propostas para o projeto estrutural propriamente dito costuma levar em conta custos da estrutura resultante.

O intuito deste Trabalho de Conclusão de Curso é analisar os critérios de pré-dimensionamento existentes na bibliografia e agrupá-los por metodologia. Deve-se salientar que o pré-dimensionamento é uma etapa importante, mas que deve ser executada de forma rápida, para cumprir adequadamente sua função de estudo preliminar.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: quais métodos são adequados para estimar as dimensões das diversas peças estruturais em concreto armado antes do desenvolvimento do projeto estrutural?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundários e são descritos a seguir.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é, para cada tipo de componente da estrutura de concreto armado, a indicação de critérios que permitam uma estimativa de dimensões, antes da elaboração do projeto estrutural propriamente dito.

2.2.2 Objetivos secundários

Os objetivos secundários do trabalho são:

- a) avaliação da precisão das estimativas obtidas com os métodos de pré-dimensionamento, pela comparação com as dimensões finais obtidas através do dimensionamento dos componentes estruturais, para casos representativos de edifícios residenciais de baixa e média altura;
- b) verificar quando as aproximações resultam em um valor menor do que os projetados segundo a norma;
- c) criar tabelas ou ábacos que permitam tornar mais simples o emprego dos métodos.

2.3 PREMISSA

O trabalho tem por premissa que, para cada componente estrutural, é possível estabelecer uma abordagem inicial mais simples do que os procedimentos utilizados para dimensionamento estrutural, que permita obter uma aproximação conservativa e razoavelmente precisa das dimensões necessárias dos componentes.

2.4 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se a estruturas de concreto armado comumente usadas em edifícios residenciais típicos da região de Porto Alegre, nas quais as ações preponderantes sejam decorrentes das cargas verticais ou seja, edifícios limitados a até 12 andares com vãos máximos de 8 m. As peças avaliadas serão as lajes, vigas e pilares. Não serão consideradas situações nas quais seja necessária a consideração de pórticos formados pelas vigas e pilares, ou com diafragmas rígidos formados pelas lajes, para a consideração de estabilidade global do edifício.

2.5 LIMITAÇÕES

Os métodos de pré-dimensionamento estarão limitados a aqueles encontrados na bibliografia. Na análise da estrutura, os componentes estruturais serão pré-dimensionados ou dimensionados como peças isoladas, admitindo-se como válido o modelo de análise de lajes apoiadas em vigas, as quais são apoiadas nos pilares. Não serão consideradas análises globais ou de conjunto da estrutura.

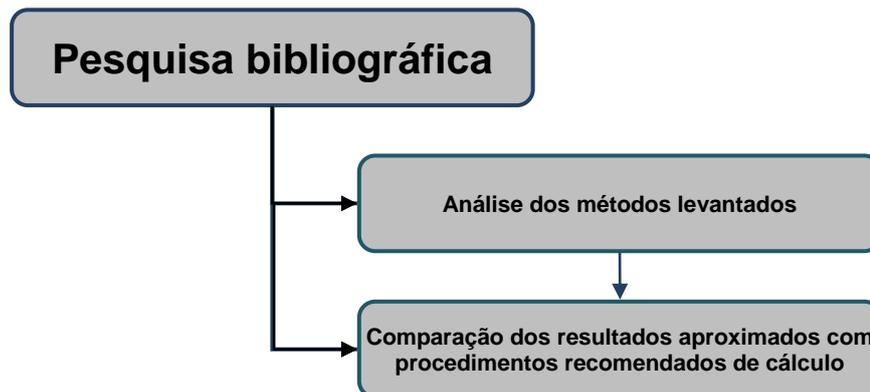
2.6 DELINEAMENTO

O trabalho será realizado através das etapas apresentadas a seguir que estão representadas na figura 1 e são descritas nos próximos parágrafos.

O estudo inicia com a **revisão bibliográfica** a fim de se buscar um bom número de métodos de pré-dimensionamento para que possam ser comparados entre si. Em seguida, será feita a **análise dos métodos levantados**, avaliando-se quais tipos de estruturas poderão ser usadas para um melhor resultado. Suas validações serão feitas pela **comparação com os resultados**

obtidos no dimensionamento de peças em situações representativas de estruturas usuais. Com isso, cria-se uma ferramenta que facilita e agiliza o trabalho de ponderar a seção que será utilizada na estrutura. As etapas estão esquematizadas na figura 1.

Figura 1 – Diagrama do delineamento



(fonte: elaborado pelo autor)

3. CONCEITOS BÁSICOS

Esse capítulo tem como objetivo apresentar conceitos básicos para o pré-dimensionamento de peças de concreto armado.

3.1 CONCRETO ARMADO

Apesar de o concreto ter ótima resistência à compressão, sua resistência à tração é bastante insatisfatória, portanto surge a necessidade de combiná-lo com barras de aço, pois este consegue resistir a altas tensões de tração, formando o que se define como concreto armado (LEONHARDT; MÖNNING, 1977, p.1)

Ainda segundo este autor, o concreto armado apresenta vantagens tais como:

- a) é facilmente moldável: concreto fresco adapta-se a qualquer tipo de forma; as armaduras de aço podem ser colocadas de acordo com o fluxo dos esforços internos;
- b) é resistente ao fogo, às influências atmosféricas e ao desgaste mecânico;
- c) é próprio para estruturas monolíticas (sem juntas), que, por serem muitas vezes hiperestáticas, apresentam uma elevada reserva de capacidade resistente e segurança;

Por outro lado, tem como desvantagens (LEONHARDT; MÖNNING, 1977 p. 2):

- a) grande peso próprio das construções;
- b) menor proteção térmica;
- c) as reformas e demolições são trabalhosas e caras.

3.2 PILARES

Pela definição da Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 6118 (item 14.4.1.2), pilares são estruturas de eixo reto, geralmente vertical, em que as forças preponderantes são as de compressão. Pilares-parede são estruturas de superfície plana ou casca cilíndrica, usualmente colocados na vertical e submetidos à compressão. Eles podem ser formados por mais de uma superfície associada. Para se ter um, em alguma dessas superfícies a menor dimensão deve ser menor que 1/5 da maior, ambas consideradas na seção transversal do elemento (item 14.4.2.4).

Bastos (2005, p. 20) define três tipos de pilares: o intermediário, o de extremidade e o de canto.

No pilar intermediário, considera-se a compressão centrada, pois pode-se admitir que os momentos fletores transmitidos sejam pequenos e desprezíveis, já que as lajes e vigas são contínuas sobre o pilar.

Para os pilares de extremidade, Bastos (2005, p. 21 - 22) utiliza a seguinte definição:

PILAR DE EXTREMIDADE

[...] Na situação de projeto os pilares de extremidade estão submetidos à flexão composta normal, que decorre da interrupção, sobre o pilar, da viga perpendicular à borda de extremidade. Existem, portanto, os momentos fletores M_A e M_B de 1ª ordem nas extremidades do lance do pilar, [...].

Os pilares de canto, como o próprio nome sugere, situam-se nos cantos do edifício. Na situação de projeto, eles estão submetidos a flexão composta oblíqua, devido a interrupção das vigas perpendiculares às bordas do pilar. Portanto existem os momentos nas duas direções, os quais podem ser determinados da forma como apresentados nos pilares de extremidade.

3.3 VIGAS

A definição de viga na NBR 6118 é simples e direta: são elementos lineares onde a flexão é o esforço preponderante. Ela denomina ainda vigas-parede como sendo toda a placa de concreto em que o vão for menor que três vezes a sua altura.

3.4 LAJES

Formagini (2013, p. 70) explica que lajes são elementos planos, com comportamento bidimensional que transferem suas solicitações para os elementos que a sustentam.

De forma análoga, Campos Filho (2014b, p. 1) define lajes como sendo estruturas laminares planas, solicitadas principalmente por cargas normais ao seu plano. Elas constituem os pisos de edifícios construídos com concreto armado. Sua largura e comprimento são predominantes sobre sua espessura. Como forma de análise, são representadas pelos seus planos médios. Elas são diferenciadas pela sua forma, vinculação e relação entre os lados.

As lajes retangulares são classificadas como:

- a) lajes armadas em uma só direção: são aquelas em que a relação entre o maior e o menor vão é maior que 2;
- b) lajes armadas em duas direções ou armadas em cruz: em caso contrário.

A vinculação das bordas das lajes podem apresentar os seguintes tipos:

- a) apoiada: quando a borda da laje tem continuidade até o apoio;
- b) livre: quando a borda da laje não tiver nenhuma vinculação ao longo daquele lado; e
- c) engastada: quando a borda da laje tem continuidade além do apoio correspondente daquele lado (laje adjacente).

3.5 ESTADOS LIMITES

Campos Filho (2014a, p. 7) explica que para se construir uma estrutura com um grau de segurança satisfatório, é preciso fazer a verificação dos Estados Limites Últimos (ELU), que consideram a máxima capacidade portante da estrutura; e de Serviço (ELS), que envolvem a durabilidade da estrutura, sua aparência, conforto e adequada utilização.

Nas estruturas de concreto armado, devem ser verificados os seguintes estados limites últimos:

- a) Estado Limite Último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- b) Estado Limite Último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais;
- c) Estado Limite Último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- d) Estado Limite Último provocado por solicitações dinâmicas;
- e) Estado Limite Último de colapso progressivo;
- f) Estado Limite Último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo [...];
- g) Estado Limite Último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas [...];

Os estados limites de serviço, que devem ser verificados nas estruturas de concreto armado, são:

- a) Estado Limite de abertura das fissuras: estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos máximos especificados;

- b) Estado Limite de deformações excessivas: estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção;
- c) Estado Limite de vibrações excessivas: estado em que as vibrações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção.

3.6 AÇÕES

Na análise estrutural, deve-se considerar todas as ações que possam influir de forma significativa para a segurança da estrutura em estudo, levando-se em conta os Estados Limites Últimos e de Serviço. A Associação Brasileira de Normas Técnicas as classifica, em permanentes, variáveis e excepcionais.

3.6.1 Ações Permanentes

São aquelas que ocorrem praticamente constantes durante todo o período de vida da estrutura. Entram nessa denominação, também, aquelas ações que aumentam com o tempo, tendendo a um valor limite constante.

3.6.2 Ações Variáveis

Dividem-se em diretas e indiretas. As primeiras são constituídas por cargas acidentais previstas para a construção, pela ação do vento e da água. As segundas são devido a ações de temperatura, choques ou vibrações.

3.7 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Conforme define Melo (2013, p. 5), pré-dimensionar significa fazer uma estimativa inicial das dimensões das seções dos elementos estruturais. Essa análise auxilia na concepção do projeto arquitetônico de forma mais real e ajuda no entendimento do comportamento da estrutura.

O parâmetro de ajuste das fórmulas aproximadas de pré-dimensionamento é o dimensionamento propriamente dito, feito tradicionalmente através de normas.

3.8 PROPRIEDADES DO CONCRETO

Nesse item, será apresentado algumas propriedades importantes do concreto.

3.8.1 Resistência à compressão

A NBR 6118 se aplica a concretos da classe C20 até a classe C90 e divide esses concretos em dois grupos de resistência, o grupo I, que abrange concretos com resistência de 20 MPa até 50 MPa (C20 a C50), e o grupo II, com resistência de 55 MPa até 90 MPa (C55 a C90).

3.8.2 Efeito Rüsçh

A resistência do concreto sob cargas de longa duração é significativamente menor do que em relação às de curta duração.

Nos testes em corpos de prova, as cargas são sempre aplicadas sob curto espaço de tempo, necessitando, portanto, que seja feita uma compensação na hora de calcular as estruturas da edificação (as quais recebem solicitações de longa duração). Isso é feito multiplicando-se um fator de 0,85 na resistência à compressão de projeto do concreto.

3.8.3 Resistência à tração

A norma NBR 6118 afirma que a resistência à tração indireta ($f_{ct,SP}$) e a resistência à tração na flexão ($f_{ct,f}$) devem ser obtidas por meio de ensaios regulamentados e que a resistência à tração direta f_{ct} pode ser considerada como sendo $0,9 f_{ct,SP}$ ou $0,7 f_{ct,f}$, porém, em caso de falta de ensaios, o valor médio e característico do f_{ct} pode ser determinado pelas seguintes equações (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 23):

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}, \text{ para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa} \quad (\text{fórmula 1})$$

$$f_{ct,m} = 2,12 \cdot \ln(1+0,11 \cdot f_{ck}), \text{ para } f_{ck} \text{ de } 55 \text{ MPa a } 90 \text{ MPa} \quad (\text{fórmula 2})$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} \quad (\text{fórmula 3})$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ct,m} \quad (\text{fórmula 4})$$

Onde:

$f_{ct,m}$ e f_{ck} são dados em megapascal (MPa)

3.8.4 Módulo de Elasticidade

Conforme a NBR 6118, o módulo de elasticidade inicial, E_{ci} , obtido aos 28 dias, deve ser determinado por meio de ensaios, mas, para casos em que não forem realizados ensaios, a Norma permite que se estime o valor do módulo de elasticidade inicial através das seguintes expressões (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 24):

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot f_{ck}^{1/2}, \text{ para } f_{ck} \text{ de } 20 \text{ MPa a } 50 \text{ MPa} \quad (\text{fórmula 5})$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot (f_{ck}/10 + 1,25)^{1/3}, \text{ para } f_{ck} \text{ de } 55 \text{ MPa a } 90 \text{ MPa} \quad (\text{fórmula 6})$$

Sendo:

$\alpha_E = 1,2$ para agregados graúdos de basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$ para agregados graúdos de granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$ para agregados graúdos de calcário;

$\alpha_E = 0,7$ para agregados graúdos de arenito.

Onde:

E_{ci} e f_{ck} são dados em megapascal (MPa).

Ainda, segundo a NBR 6118 o módulo de deformação secante, E_{cs} , também deve ser obtido através de ensaio porém, em caso de não ser realizado ensaios pode, ser estimado pela expressão:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (\text{fórmula 7})$$

Onde

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot f_{ck}/80 \leq 1,0 \quad (\text{fórmula 8})$$

3.8.5 Coeficiente de Poisson e Módulo de Elasticidade Transversal

A NBR 6118 permite que para tensões de compressão menores que $0,5f_c$ e tensões de tração menores do que f_{ct} , o coeficiente de Poisson seja utilizado como sendo igual a 0,2 e o Módulo de Elasticidade Transversal, G_c , igual a $E_{cs}/2,4$. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 25)

4 DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS

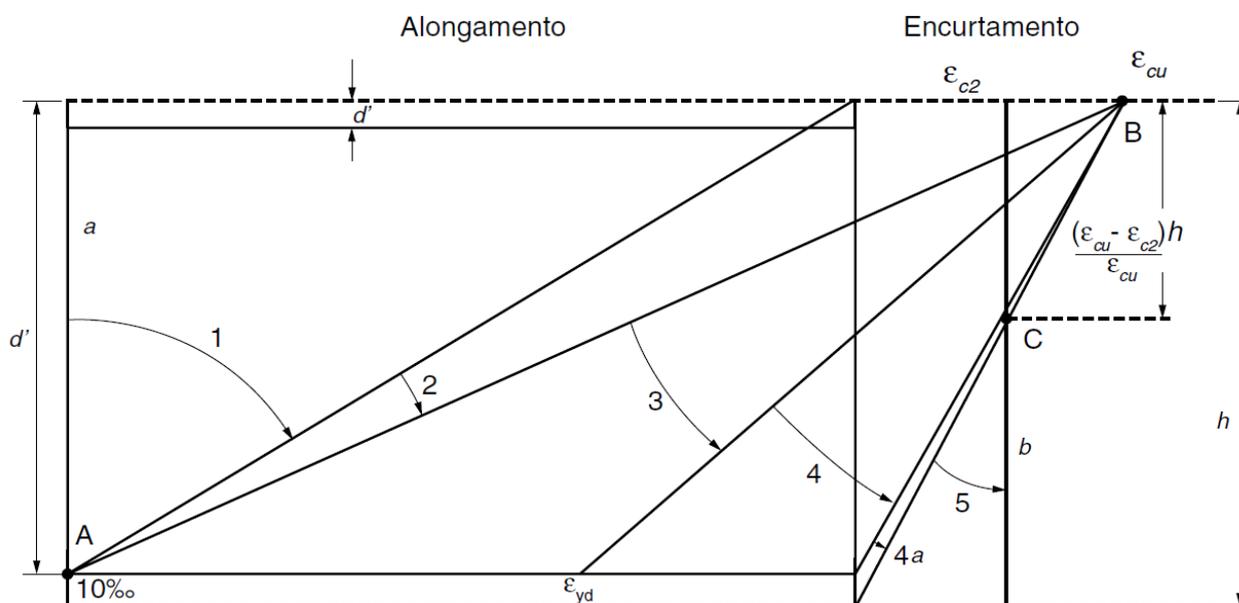
Para definir a seção transversal das peças de concreto armado, deve-se determinar as dimensões necessárias para que a estrutura resista aos esforços das cargas atuantes com a segurança aceitável.

A NBR 6118 define algumas hipóteses para o cálculo das estruturas lineares sujeitas a solicitações normais (M e N) no Estado Limite Último (ELU) com base nos domínios de deformação (figura 3). Elas devem ser levadas em consideração para o dimensionamento da

seção transversal conforme a seguir (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 120 - 122):

- a) as seções transversais permanecem constantes ao longo da deformação da estrutura;
- b) as tensões de tração no concreto devem ser desprezadas no ELU;
- a) a tensão nas armaduras deve ser definida pelo diagrama tensão-deformação representativo do comportamento elásto-plástico perfeito;
- b) o estado-limite último é caracterizado quando a distribuição de deformações pertencer a um dos domínios definidos pela norma.

Figura 2 – Domínios de flexão



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014)

Cada reta representa um tipo de esforço na estrutura. A norma elucida-as da seguinte forma (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 120 - 122):

Ruptura convencional por deformação plástica excessiva:

- a) reta a: tração uniforme;
- b) domínio 1: tração não uniforme, sem compressão;
- c) domínio 2: flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto [...].

Ruptura convencional por encurtamento-limite do concreto

- a) domínio 3: flexão simples (seção subarmada);

- b) domínio 4: flexão simples (seção superarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento;
- c) domínio 4a: flexão composta com armaduras comprimidas;
- d) domínio 5: compressão não uniforme, sem tração;
- e) reta b: compressão uniforme.

4.1 VIGAS

Essa seção vai apresentar as diretrizes do dimensionamento de vigas de concreto armado segundo a NBR 6118.

4.1.1 Flexão simples reta

Nesse item serão verificadas vigas e lajes de concreto armado submetidas ao efeito de flexão simples reta. A NBR 6118 recomenda que a seção transversal de uma viga não apresente largura menor que 12 cm, e a das vigas-parede, menor que 15 cm. Em casos especiais, onde é respeitado o alojamento das armaduras com as de outros elementos interferentes, e onde o lançamento e a vibração do concreto esteja de acordo com as especificações, a largura mínima pode ser reduzida para 10 cm (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 73).

4.1.1.1 Armadura longitudinal mínima

Conforme a NBR 6118, a armadura mínima deve ter uma taxa de armadura de pelo menos 0,015% e resistir a um momento mínimo igual a:

$$M_{d,min} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,sup} \quad (\text{fórmula 9})$$

Sendo:

W_0 : o módulo de resistência à flexão da seção transversal bruta do concreto, relativo à fibra mais tracionada;

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

A taxa mínima de armadura pode ser estabelecida ainda através da figura 3:

Figura 3 – Valores de taxa mínima de armadura para diversas classes de concreto

Forma da seção	Valores de ρ_{\min}^a ($A_{s,\min}/A_c$) %														
	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80	C85	C90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,21	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

^a Os valores de ρ_{\min} estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $d/h = 0,8$ e $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{\min} deve ser recalculado.

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014 p. 130, adaptado pelo autor)

4.1.1.2 Armadura longitudinal máxima

Para tração e compressão, a soma das armaduras não pode ultrapassar 4 % de A_c , calculada na região fora da zona de emendas, garantindo condições de ductilidade.

4.1.1.3 Zonas de transição

A posição da linha neutra que separa os domínios de deformações 2 e 3 é denominada $x_{2,3}$ e é calculada conforme a equação a seguir:

$$x_{2,3} = [\varepsilon_{cu} / (\varepsilon_{cu} + 10\text{‰})] d \quad (\text{fórmula 10})$$

Quando ela separa os domínios 3 e 4, chama-se de x_{\lim} e é determinada segundo a equação a seguir:

$$x_{\lim} = [\varepsilon_{cu} E_s / (f_{yd} + \varepsilon_{cu} E_s)] d \quad (\text{fórmula 11})$$

A posição que define a necessidade de armadura simples e dupla é denominada y_{\max} , seu valor é o menor valor entre y_{dutil} e y_{\lim} determinados de acordo com as equações a seguir:

$$y_{lim} = \lambda[\epsilon_{cu} E_s / (f_{yd} + \epsilon_{cu} E_s)] d \quad (\text{fórmula 12})$$

$$y_{dutil} = \lambda 0,45 d \quad \text{para concretos com } f_{ck} \leq 50\text{MPa} \quad (\text{fórmula 13})$$

$$y_{dutil} = \lambda 0,35 d \quad \text{para concretos com } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90\text{MPa} \quad (\text{fórmula 14})$$

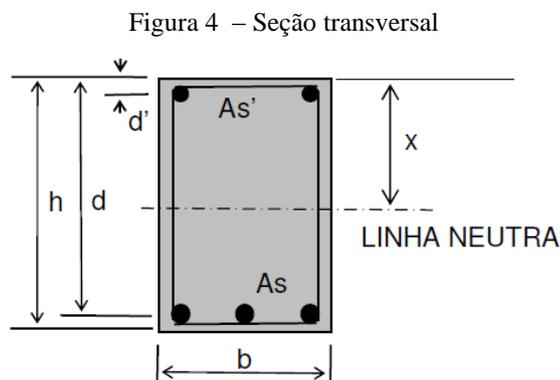
Onde λ é definido pelas seguintes equações:

$$\lambda = 0,8 \quad \text{para concretos de } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa};$$

$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50) / 400 \quad \text{para concretos de } f_{ck} \text{ entre 50 e 90 MPa.}$$

4.1.1.4 Dimensionamento de seções retangulares

A seção utilizada para o dimensionamento das vigas é mostrada na figura a seguir:



(fonte: BESSA, 2014)

Sendo:

b: largura da seção transversal;

h: altura da seção transversal;

A_s : área das barras da armadura longitudinal tracionada;

A_s' : área das barras da armadura longitudinal comprimida;

d: altura útil;

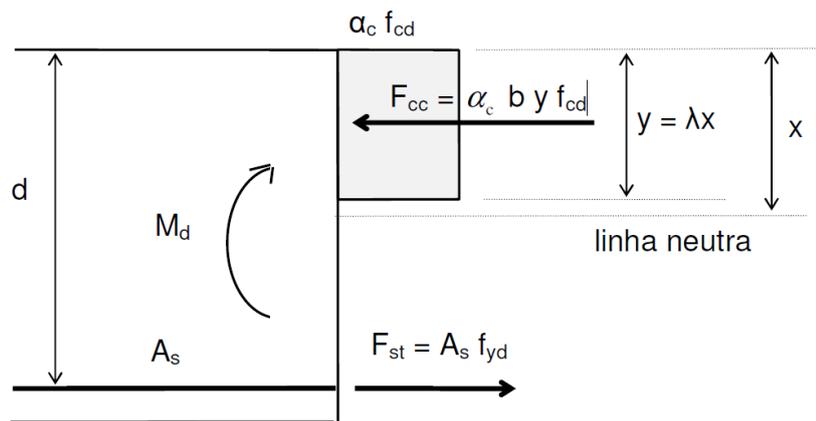
d' : distância entre o centróide da armadura comprimida, A_s' , até a fibra mais comprimida do concreto;

x: distância da linha neutra até a fibra mais comprimida.

4.1.1.4.1 Armadura simples

Quando a posição da linha elástica é menor que y_{\max} , só há necessidade de se dimensionar a armadura tracionada, pois o concreto na área comprimida suporta absorver os esforços sem o auxílio de uma armadura de compressão, utilizando portanto uma seção de armadura simples. A seguir a figura mostra o equilíbrio de forças atuantes que darão origem às equações para determinação da posição da linha neutra e da área de aço tracionado (Bessa, 2014, p. 28).

Figura 5 – Forças atuantes



(fonte: BESSA, 2014)

Somando-se as forças horizontais e o somatório de momentos no ponto de aplicação da força resistente do aço tracionado, tem-se as seguintes equações:

$$\Sigma F = \alpha_c b f_{cd} y - A_s f_{yd} = 0 \quad (\text{fórmula 15})$$

$$\Sigma M_{As} = \alpha_c b f_{cd} y(d - 0,5 y) = M_d \quad (\text{fórmula 16})$$

Esse sistema de equações nos resulta nas seguintes fórmulas:

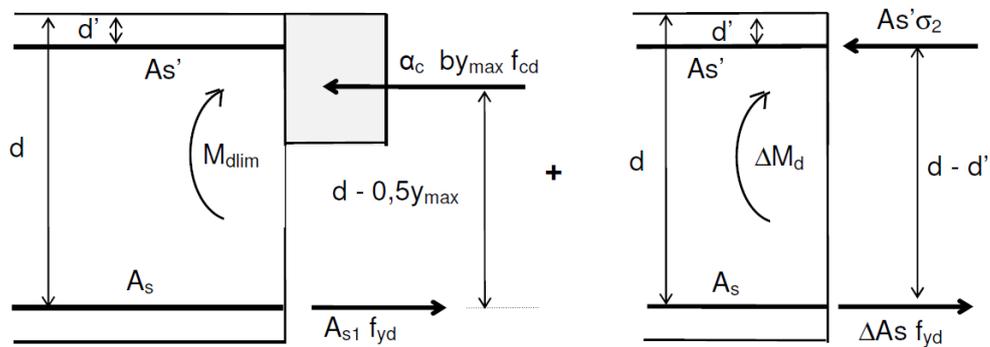
$$y = d - [d^2 - (2 M_d / \alpha_c b f_{cd})]^{1/2} \quad (\text{fórmula 17})$$

$$A_s = (\alpha_c b f_{cd} y) / f_{yd} \quad (\text{fórmula 18})$$

4.1.1.4.2 Armadura dupla

Quando se tem $y > y_{\max}$ a estrutura é duplamente armada, ou seja, há uma armadura de compressão que auxilia no suporte do momento aplicado. A seguir a figura 6 mostra as forças que darão origem às equações para determinação da posição da linha neutra e das áreas de aço a serem utilizados (Bessa, 2014).

Figura 6 – Equilíbrio de forças



(fonte: BESSA, 2014)

A parcela do momento que a viga suportaria no limite, y_{\max} , se estivesse sendo dimensionada com armadura simples é dada pela equação a seguir:

$$M_{d,\text{lim}} = \alpha_c b f_{cd} y_{\max} (d - 0,5 y_{\max}) \quad (\text{fórmula 19})$$

Somando-se as forças horizontais e momentos no ponto de aplicação da força resistente do aço tracionado, tem-se:

$$\Sigma F=0, \quad 0 = \alpha_c b f_{cd} y_{\max} + A_s' \sigma_2 - A_s f_{yd} \quad (\text{fórmula 20})$$

$$\Sigma M_{A_s}=0, \quad M_d = M_{d,\text{lim}} + A_s' \sigma_2 (d - d') \quad (\text{fórmula 21})$$

A determinação da tensão σ_2 na armadura de compressão é feita segundo o diagrama tensão-deformação do aço, onde a deformação específica ϵ_2 é calculada conforme a seguir:

$$\varepsilon_2 = [\varepsilon_{cu} (y_{\max} - d')] / y_{\max} \quad (\text{fórmula 22})$$

O aço atinge o patamar de escoamento quando $\varepsilon_2 \geq \varepsilon_{yd}$, sendo a tensão na armadura no valor de:

$$\sigma_2 = f_{yd} \quad (\text{fórmula 23})$$

Caso contrário, o aço não atinge o patamar de escoamento e a tensão na armadura tem valor de:

$$\sigma_2 = \varepsilon_2 E_s \quad (\text{fórmula 24})$$

Substituindo a tensão nas equações de equilíbrio e isolando as áreas de aço, chega-se nas seguintes equações:

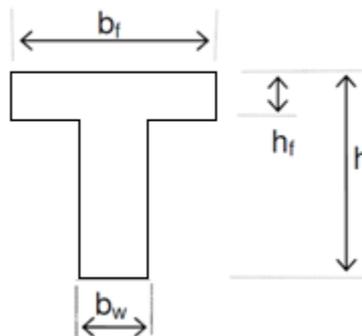
$$A_s' = (M_d - M_{d,\text{lim}}) / \sigma_2 (d - d') \quad (\text{fórmula 25})$$

$$A_s = (\alpha_c b f_{cd} y + A_s' \sigma_2) / f_{yd} \quad (\text{fórmula 26})$$

4.1.1.5 Dimensionamento de seções T

O dimensionamento para esse tipo de viga é análogo ao realizado para seções retangulares. A diferença está no fato de seu formato acarretar alguns ajustes das equações. A seção transversal está apresentada na figura a seguir:

Figura 7 – Seção transversal da viga T



(fonte: elaborado pelo autor)

Sendo:

h: altura total;

 h_f : altura da mesa; b_w : largura da alma; b_f : largura da mesa.

A posição da linha neutra determina a equação de equilíbrio conforme segue:

se $0,8x < h_f$

$$0 = 0,8 b_f \cdot y \cdot f_{cd} - A_s \cdot f_{yd} \quad (\text{fórmula 27})$$

e

$$M_d = 0,85 b_f \cdot y \cdot f_{cd} (d - 0,5 \cdot y) \quad (\text{fórmula 28})$$

se $h_f < 0,8x \leq 0,8x_{\text{máx}}$

$$0 = 0,85 b_w \cdot y \cdot f_{cd} - 0,85 \cdot f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f - A_s \cdot f_{yd} \quad (\text{fórmula 29})$$

e

$$M_d = 0,85 b_w \cdot y \cdot f_{cd} (d - 0,5 \cdot y) + 0,85 \cdot f_{cd} (b_f - b_w) h_f (d - 0,5 \cdot h_f) \quad (\text{fórmula 30})$$

se $0,8x > 0,8x_{\text{máx}}$

$$0 = 0,85 f_{cd} [(b_f - b_w) h_f + b_w \cdot y_{\text{máx}}] + A_s' s_2 - A_s f_{yd} \quad (\text{fórmula 31})$$

e

$$M_d = M_{d\text{max}} + A_s' s_2 (d - d') \quad (\text{fórmula 32})$$

Sendo:

 b_f : largura da mesa h_f : altura da mesa b_w : largura da alma

4.1.2 Cisalhamento

Nessa seção será visto o procedimento adotado pela norma NBR6118 para a determinação das armaduras transversais, chamadas de estribos, os quais tem como função resistir aos esforços cisalhantes. A condição básica de cálculo é apresentada a seguir:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad (\text{fórmula 33})$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (\text{fórmula 34})$$

Sendo:

V_{sd} : força cortante de cálculo da seção

V_{Rd2} : força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto

V_{Rd3} : força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal;

V_c : parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça;

V_{sw} : parcela de força cortante resistida pela armadura transversal.

4.1.2.1 Modelos de cálculo

A NBR 6118 admite dois métodos de cálculo para a determinação das armaduras transversais, o modelo I e II. O primeiro, considera analogia da treliça, com diagonais de compressão inclinadas 45° em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e admite ainda que a parcela complementar V_c tenha valor constante, independentemente de V_{sd} . O segundo, considera uma inclinação entre 30° e 45° e que a parcela complementar V_c sofre redução com o aumento de V_{sd} (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

4.1.2.2 Armadura transversal mínima e espaçamento máximo

A armadura transversal mínima permitida pela NBR 6118 para elementos submetidos a esforços cortantes é:

$$A_{sw,min}/s = (0,2 b_w 100 f_{ctm}) / f_{ywk} \quad (\text{fórmula 35})$$

Sendo:

A_{sw} : área da seção transversal dos estribos;

S : espaçamento dos estribos, medido segundo o eixo longitudinal do elemento;

b_w : largura média da alma medido ao longo da altura útil da seção;

f_{ywk} : resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal;

f_{ctm} : é o valor médio da resistência à tração do concreto, dado em 3.1.1.3.

O espaçamento máximo entre estribos é definido a seguir:

Para $V_d \leq 0,67 V_{Rd2}$:

$$S_{\max} = 0,6 d \leq 30 \text{ cm} \quad (\text{fórmula 36})$$

Para $V_d > 0,67 V_{Rd2}$:

$$S_{\max} = 0,3 d \leq 20 \text{ cm} \quad (\text{fórmula 37})$$

Sendo:

V_d : força cortante no apoio.

4.1.2.3 Verificação das bielas comprimidas

As bielas comprimidas são as diagonais do concreto que sofrem compressão. Para verificar se elas sofrem esmagamento, os procedimentos descritos pela NBR 6118 são os seguintes (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014):

4.1.2.4 Dimensionamento pelo Modelo I

.A determinação da armadura transversal ocorre segundo as equações a seguir:

$$V_{Rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d \quad (\text{fórmula 38})$$

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250) \quad (\text{fórmula 39})$$

$$V_c = 0,009 f_{ck}^{2/3} b_w d \quad (\text{fórmula 40})$$

$$A_{sw}/s = 100 (V_{sd} - V_c) / 0,9 d f_{ywd} \text{ com } f_{ywd} \leq 43,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{f\u00f3rmula 41})$$

Sendo:

f_{ywd} : resist\u00eancia ao escoamento de c\u00e1lculo da armadura transversal;

f_{ck} : dado em MPa.

4.2 LAJES

Nessa se\u00e7\u00e3o, s\u00e3o abordados a espessura limite e o dimensionamento das lajes conforme a NBR 6118 (ASSOCIA\u00c7\u00c3O BRASILEIRA DE NORMAS T\u00c9CNICAS, 2014).

4.2.1 Espessura m\u00ednima

A espessura das lajes maci\u00e7as \u00e9 restringida conforme as seguintes situa\u00e7\u00f5es (ASSOCIA\u00c7\u00c3O BRASILEIRA DE NORMAS T\u00c9CNICAS, 2014, p. 74):

- a) 7 cm para coberturas n\u00e3o em balan\u00e7o;
- b) 8 cm para lajes de piso n\u00e3o em balan\u00e7o;
- c) 10 cm para lajes em balan\u00e7o;
- d) 10 cm para lajes que suportem ve\u00edculos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- e) 12 cm para lajes que suportem ve\u00edculos de peso total maior que 30 kN;
- f) 15 cm para lajes com protens\u00e3o apoiadas em vigas, com no m\u00ednimo de 1/42 de seu comprimento (biapoiadas) ou 1/50 para lajes de piso cont\u00ednuas;
- g) 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.

4.2.2 Armadura m\u00ednima

A armadura m\u00ednima \u00e9 an\u00e1loga ao item 5.1.1.1, com taxa de armadura conforme a figura a seguir:

Figura 8 – Taxa de armadura mínima das lajes

Armadura	Armaduras negativas	Armaduras negativas de bordas sem continuidade	Armaduras positivas de lajes armadas nas duas direções	Armadura positiva (principal) de lajes armadas em uma direção	Armadura de distribuição nas lajes armadas em uma direção
Valores mínimos para armaduras	$\rho_s \geq \rho_{\min}$	$\rho_s \geq 0,67\rho_{\min}$	$\rho_s \geq 0,67\rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min}$	$A_s/s \geq 20\%$ da armadura principal $\rho_s \geq 0,5 \rho_{\min}$ $A_s/s \geq 0,9\text{cm}^2/\text{m}$

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 158)

Deve-se ainda garantir um espaçamento máximo que seja igual ao dobro da espessura da laje e menor que 20 cm.

4.2.3 Lajes armadas em uma direção

O dimensionamento das lajes armadas em apenas uma direção (paralela a sua menor dimensão) é análogo ao das vigas. A armadura deve ser montada paralela com o menor vão da laje. Para o cálculo, deve-se considerar uma seção de largura 100 cm e altura útil conforme a seguir:

$$d_L = h_L - c - 0,5 \varphi \quad (\text{fórmula 42})$$

Sendo:

d_L : altura útil da laje;

h_L : espessura da laje;

c : cobrimento da laje;

φ : dimâmetro da armadura.

4.2.4 Lajes armadas em duas direções

O dimensionamento das lajes armadas em duas direções pode considerar tanto o Método das Linhas de Ruptura quanto o Elástico para o cálculo dos momentos fletores. Conforme o primeiro método, os momentos negativos das bordas de uma laje retangular, mostrada na figura 9, com todos os lados engastados são dados por:

$$m' = -i * m \quad (\text{fórmula 43})$$

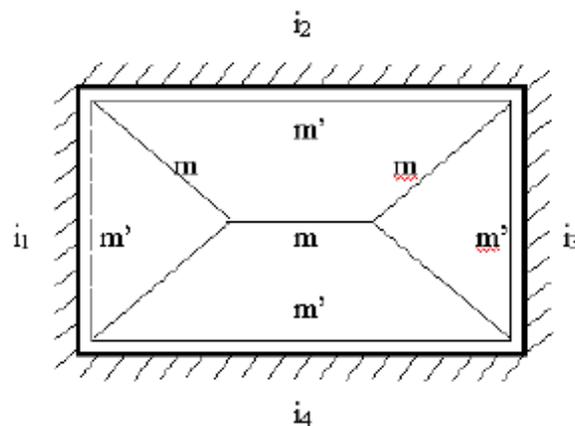
Sendo:

m' = momento negativo na borda;

m = momento positivo;

i = grau de engastamento.

Figura 9 – Laje



(fonte: CAMPOS FILHO, 2014)

O grau de engastamento é nulo para bordas apoiadas e entre 0,7 e 2,0 para as engastadas (a norma recomenda que $i \geq 1,5$).

Os momentos podem ser determinados conforme a figura a seguir:

4.2.4.1 Lajes isótropas

Conforme Campos Filho (2014), lajes isótropas são aquelas em que a relação entre o seu vão menor e o vão maior está entre 0,8 e 1. Elas são caracterizadas por terem o mesmo momento nas duas direções, definido por linhas de ruptura conforme a seguir (CAMPOS FILHO, 2014, p. 29):

$$m = p a_r b_r / \{ 8 [1 + (a_r / b_r) + (b_r / a_r)] \} \quad (\text{fórmula 44})$$

Sendo:

p: é a carga superficial;

a_r e b_r : são os vãos reduzidos determinados pelas equações a seguir:

$$a_r = 2 a / [(1 + i_2)^{1/2} + (1 + i_4)^{1/2}] \quad (\text{fórmula 45})$$

$$b_r = 2 b / [(1 + i_1)^{1/2} + (1 + i_3)^{1/2}] \quad (\text{fórmula 46})$$

4.2.4.2 Lajes ortótropas

Conforme Campos Filho (2014), lajes ortótropas são aquelas em que a relação entre o seu vão menor e o vão maior está entre 0,5 e 0,8. Elas são caracterizadas por terem momentos diferentes em cada direção, definidos por linhas de ruptura conforme a seguir (CAMPOS FILHO, 2014, p. 30):

$$m = p a_r b_r^* / \{ 8 [1 + (a_r / b_r^*) + (b_r^* / a_r)] \} \quad (\text{fórmula 47})$$

Sendo:

p: é a carga superficial;

a_r : é o vão reduzido determinado pela equação 45;

b_r^* : é o vão reduzido, determinado pela equação a seguir, dividido pela raiz do coeficiente de ortotropia, ϕ , que pode ser calculado pela equação também a seguir:

$$\phi = [(12 - i_2 - i_4) / (12 - i_1 - i_3)] (a / b)^{1,7} \quad (\text{fórmula 48})$$

$$b_r^* = b_r / \varphi^{1/2} \quad (\text{fórmula 49})$$

Resultando em momentos m e φm para o vão a e b , respectivamente.

Definidos os momentos, o dimensionamento é finalmente realizado aplicando-se duas vezes o procedimento visto para o dimensionamento das vigas, uma vez para cada um dos momentos principais atuantes em cada uma das duas direções.

4.3 PILARES

Nessa seção, será apresentado o dimensionamento dos pilares conforme a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

4.3.1 Dimensões limites

A norma estabelece que a dimensão da seção transversal de um pilar seja, no mínimo, 19 cm. Em casos especiais, pode-se adotar 14 cm, desde que sua área não seja inferior a 360 cm² e que as ações consideradas sejam multiplicadas por γ_n calculado conforme a equação a seguir:

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 * b \quad (\text{fórmula 50})$$

Sendo

b : a menor dimensão da seção transversal.

Quanto à área da armadura, a NBR 6118 restringe seus valores mínimos e máximos conforme as equações a seguir respectivamente a seguir:

$$A_{s,\min} = (0,15N_d / f_{yd}) \geq 0,004 A_c \quad (\text{fórmula 51})$$

$$A_{s,max} = 0,08 A_c \quad (\text{fórmula 52})$$

Essas restrições são válidas inclusive nas regiões de emendas, limitando, na prática, A_s entre 2 e 4 % de A_c .

4.3.2 Momento mínimo

A Norma permite calcular pilares submetidos a imperfeições globais através de um momento mínimo de primeira ordem, conforme a equação a seguir (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014):

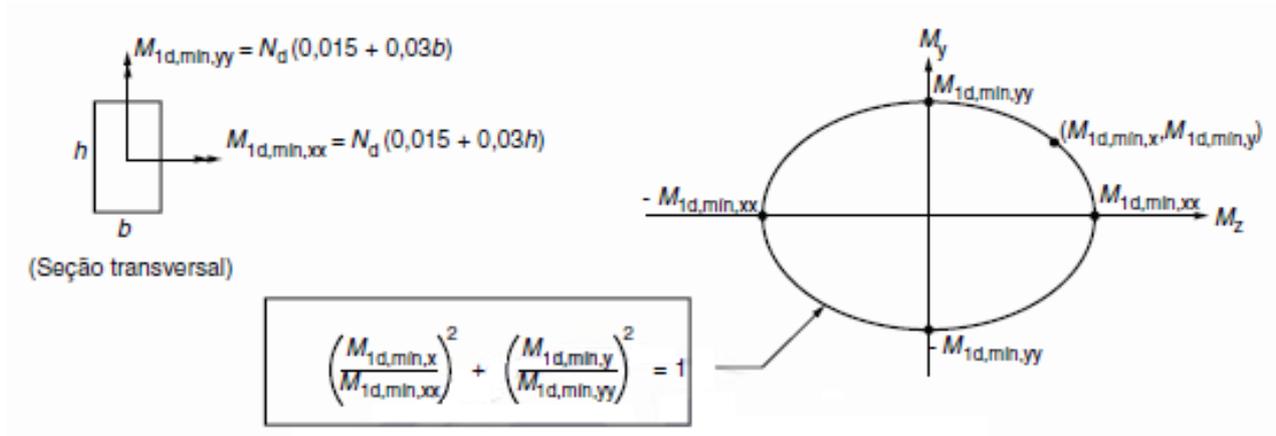
$$M_{1d,min} = N_d (0,015 + 0,03 h) \quad (\text{fórmula 53})$$

Sendo:

h: altura da seção transversal (m).

Com os momentos mínimos da flexão composta normal e oblíqua, define-se uma envoltória (figura a seguir), que os limita em prol da segurança.

Figura 10 – Envoltória de momentos mínimos



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 61)

Sendo:

$M_{1d,minx}$ e $M_{1d,miny}$: componentes de flexão composta normal

$M_{1d,minxx}$ e $M_{1d,minyy}$: componentes de flexão composta oblíqua

4.3.3 Dispensa da consideração dos esforços globais de 2ª ordem

A verificação local de segunda ordem fornece esforços nas extremidades das barras, devendo-se analisar seus efeitos ao longo do eixo das barras comprimidas.

Com a dispensa da análise, pode-se tratar a estrutura com nós fixos, sem necessidade de cálculo rigoroso.

5.3.3.1 Parâmetro de instabilidade

Para uma estrutura simétrica, os nós podem ser considerados fixos se α for maior que α_1 , conforme a expressão:

$$\alpha = H_{tot} \cdot (N_k / (E_{cs}I_c))^{1/2} \quad (\text{fórmula 54})$$

Onde

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 \cdot n; \text{ se } n \leq 3 \quad (\text{fórmula 55})$$

$$\alpha_1 = 0,6; \text{ se } n \leq 4 \quad (\text{fórmula 56})$$

Sendo:

n: número de andares acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

H_{tot} : altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

N_k : somatório das cargas verticais atuantes na estrutura, a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot} , com seu valor característico.

$E_{cs}I_c$: somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada.

5.3.3.2 Coeficiente γ_z

Esse coeficiente avalia a importância dos esforços de segunda ordem globais e é válido para estruturas reticuladas de pelo menos quatro pavimentos. Seu valor para cada combinação de carregamento é dado pela expressão:

$$\gamma_z = 1 / (1 - \sum M_{tot,d} / M_{1,tot,d}) \quad (\text{fórmula 57})$$

Sendo:

$M_{1,tot,d}$: momento de tombamento, que é a soma de todos os momentos das forças horizontais da combinação em relação à base da estrutura;

$\sum M_{tot,d}$: soma dos produtos das forças verticais atuantes da estrutura pelos deslocamentos horizontais de seus pontos de aplicação. Para que a estrutura possa ser considerada com nós fixos, γ_z deve ser menor ou igual a 1,1.

4.3.4 Dispensa da consideração dos efeitos locais de 2ª ordem

Conforme visto anteriormente, a análise global fornece apenas os esforços nas extremidades das barras, devendo-se fazer a verificação ao longo dos eixos das barras comprimidas. Na

análise local, os elementos isolados devem ser formados pelas barras comprimidas retiradas da estrutura, aplicando-se às suas extremidades os esforços obtidos pela análise global.

A norma brasileira NBR 6118 (2014, p. 107) afirma que “Os esforços locais de 2ª ordem em elementos isolados podem ser desprezados quando o índice de esbeltez $[\lambda]$ for menor que o valor limite λ_1 [...]”. O índice de esbeltez é determinado segundo equação a seguir:

$$\lambda = l_e / i \quad (\text{fórmula 58})$$

Sendo:

i : o raio de giração mínimo da seção transversal determinado pela equação a seguir:

$$i = (I / A)^{0,5} \quad (\text{fórmula 59})$$

Sendo:

I : o momento de inércia mínimo da seção e A é a área da seção transversal do pilar.

l_e : o comprimento equivalente do pilar.

Na situação de um pilar engastado-livre, l_e recebe o valor de $2l$; para os outros casos é determinado como sendo o menor dentro dos seguintes valores:

$$l_e = l \quad \text{ou} \quad l_e = l_0 + h \quad (\text{fórmula 60})$$

Sendo:

l_0 : a distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostamente horizontais, que vinculam o pilar;

h : a altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura em estudo;

l : a distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado.

O valor de λ_1 segundo a Norma deve ficar dentro do intervalo de 35 a 90 e é determinado segundo a equação a seguir:

$$\lambda_1 = [25 + 12,5 (e_1 / h)] / \alpha_b \quad (\text{fórmula 61})$$

Sendo:

α_b : valor entre 0,4 e 1 para pilares biapoiados e sem carga transversal.

O coeficiente α_b é determinado segundo a equação a seguir:

$$\alpha_b = 0,6 + 0,4 (M_B / M_A) \geq 0,4 \quad (\text{fórmula 62})$$

4.3.5 Métodos para a determinação dos efeitos locais de 2ª ordem

A norma apresenta um método exato de cálculo, chamado de Método Geral, e mais três aproximados, chamados de Método do Pilar-Padrão com Curvatura Aproximada, com Rigidez Aproximada e o Acoplado a Diagramas M, N e 1/r.

4.3.5.1 Método geral

Esse método faz uma análise não linear de 2ª ordem discretizando o pilar e, considerando a relação momento-curvatura real em cada uma das seções.

Esse método é obrigatório quando $\lambda > 140$.

4.3.5.2 Método do pilar-padrão com curvatura aproximada

A Norma permite que esse método seja empregado apenas quando $\lambda \leq 90$, com seção constante e armadura simétrica constante ao longo de seu eixo. A não linearidade geométrica é aproximada por uma deformada senoidal; já a física, como uma curva na seção crítica. O momento total máximo no pilar deve ser calculado segundo a equação a seguir (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014):

$$M_{d,tot} = \alpha_b M_{1d,A} + N_d (l_e^2 / 10) (1 / r) \geq M_{1d,A} \quad (\text{fórmula 63})$$

Sendo $1/r$ a curvatura na seção crítica, que pode ser avaliada pela equação aproximada a seguir:

$$1 / r = 0,005 / [h (v + 0,5)] \leq 0,005 / h \quad (\text{fórmula 64})$$

Onde:

$$v = N_d / (A_c f_{cd}) \quad (\text{fórmula 65})$$

$$M_{1d,A} \geq M_{1d,min} \quad (\text{fórmula 66})$$

Sendo:

h: altura da seção na direção considerada;

v: força normal adimensional;

4.3.5.3 Método do pilar-padrão com rigidez aproximada

Esse método é permitido pela Norma para $\lambda \leq 90$, com seção e armadura simétrica constante ao longo de seu eixo. No método, a não linearidade geométrica é aproximada por uma deformada senoidal do pilar; já a física, por uma equação aproximada da rigidez. O momento total máximo no pilar deve ser calculado a partir da majoração do momento de 1ª ordem utilizando a equação a seguir (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014):

$$M_{d,tot} = \alpha_b M_{1d,A} / \{1 - [\lambda^2 / 120 (k / v)]\} \geq M_{1d,A} \quad (\text{f\u00f3rmula 67})$$

Onde:

$$M_{1d,A} \geq M_{1d,min} \quad (\text{f\u00f3rmula 68})$$

Onde a rigidez adimensional k \u00e9 aproximada por:

$$k_{aprox} = 32 [1 + 5 (M_{Rd,tot} / h N_d)] v \quad (\text{f\u00f3rmula 69})$$

Para o dimensionamento, toma-se $M_{Rd,tot} = M_{Sd,tot}$, j\u00e1 para um problema de verifica\u00e7\u00e3o, onde a armadura \u00e9 conhecida, $M_{Rd,tot}$ \u00e9 considerado como sendo o momento resistente de c\u00e1lculo determinado por esta armadura e com $N_d = N_{Sd} = N_{Rd}$.

As vari\u00e1veis h , v , $M_{1d,A}$ e α_b s\u00e3o as mesmas vistas no item anterior. Para a resolu\u00e7\u00e3o por meio iterativo, a Norma diz que, usualmente, de duas a tr\u00eas itera\u00e7\u00f5es s\u00e3o suficientes para obter um bom resultado.

Para a implementa\u00e7\u00e3o deste processo aproximado, utilizando um c\u00e1lculo direto, chega-se \u00e0 seguinte situa\u00e7\u00e3o:

$$M_{d,tot} = [-B + (B^2 - 4 A C)^{1/2}] / 2 A \quad (\text{f\u00f3rmula 70})$$

Onde:

$$A = 5 h \quad (\text{f\u00f3rmula 71})$$

$$B = h^2 N_d - (N_d l_e^2 / 320) - 5 h \alpha_b M_{1d,A} \quad (\text{fórmula 72})$$

$$C = -N_d h^2 \alpha_b M_{1d,A} \quad (\text{fórmula 73})$$

4.3.5.4 Método do pilar-padrão acoplado a diagramas M, N, 1/r

A norma NBR 6118 (2014, p. 110) afirma que “A determinação dos esforços locais de 2ª ordem em pilares com $\lambda \leq 140$ pode ser feita pelo Método do Pilar-Padrão ou Pilar-Padrão Melhorado, utilizando-se para a curvatura da seção crítica os valores obtidos de diagramas M, N e 1/r específicos para o caso.”.

Se $\lambda > 90$, torna-se obrigatório a consideração dos efeitos de fluência.

4.3.6 Aproximações permitidas para edifícios

Deve-se considerar, nos apoios extremos, momento fletor igual ao momento de engastamento perfeito multiplicado pelos coeficientes estabelecidos nas seguintes equações (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014):

Na viga:

$$(\Gamma_{inf} + \Gamma_{sup}) / (\Gamma_{vig} + \Gamma_{inf} + \Gamma_{sup}) \quad (\text{fórmula 74})$$

No tramo superior do pilar:

$$\Gamma_{sup} / (\Gamma_{vig} + \Gamma_{inf} + \Gamma_{sup}) \quad (\text{fórmula 75})$$

No tramo inferior do pilar:

$$r_{inf} / (r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}) \quad (\text{fórmula 76})$$

Onde:

$$r_{inf} = 2 I_{inf} / l_{inf} ; \quad (\text{fórmula 77})$$

$$r_{sup} = 2 I_{sup} / l_{sup}; \quad (\text{fórmula 78})$$

$$r_{vig} = I_{vig} / l_{vig} \quad (\text{fórmula 79})$$

Sendo:

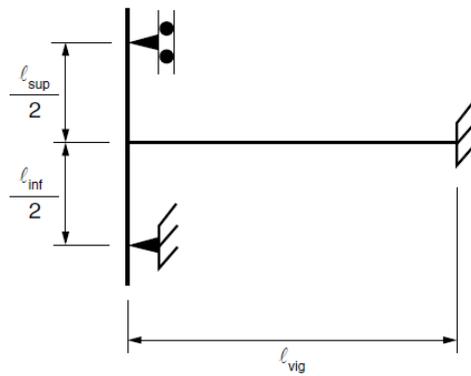
I_{inf} : momento de inércia na seção transversal do pilar inferior;

I_{sup} : momento de inércia na seção transversal do pilar superior;

I_{vig} : momento de inércia na seção transversal da viga.

Que são ilustrados na figura a seguir:

Figura 11 – Aproximações dos edifícios



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014)

5 MÉTODOS DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Esse capítulo apresenta os métodos de pré-dimensionamento de diversas fontes levantadas nesse trabalho. A análise abrange pilares, vigas e lajes. Algumas das fórmulas apresentam constantes que podem ter mais de um valor. Nesses casos, considerou-se o valor que gerasse menores dimensões.

5.1 VIGAS

A seguir será visto métodos de pré-dimensionamento de vigas. Tais procedimentos analisam a altura que a viga precisa ter para atingir os níveis de segurança requeridos.

5.1.2 Lança

A estimativa utilizada por Lança (2006, p. 16) para vigas é:

Vigas entre pilares:

$$h_v = L_v / Z_1 \quad (\text{fórmula 80})$$

Sendo:

Z_1 : valor tomado como 10 (para vigas isostáticas) ou 12 (para vigas hiperestáticas).

Vigas em balanço:

$$h_v = L_v / Z_2 \quad (\text{fórmula 81})$$

Sendo:

Z_2 : valor que varia de 6 a 12.

5.1.3 Giongo

Giongo (2006), estipula a altura da seção nos vãos externos e internos das vigas através das fórmulas seguintes:

Para vãos externos das vigas:

$$h_v = L_v / Z_3 \quad (\text{fórmula 82})$$

Para os vãos internos:

$$h_v = L_v / Z_4 \quad (\text{fórmula 83})$$

Sendo:

Z_3 : constante de valor entre 9 e 11;

Z_4 : constante de valor entre 11 e 13.

5.1.4 NBR 6118:80

A norma NBR 6118:80 estabelecia uma altura útil mínima para que a verificação das flechas possa ser desprezada. Esse critério se baseia na fórmula a seguir:

$$d_L = L_v / (\psi_2 \cdot \psi_3) \quad (\text{fórmula 84})$$

Considerando que a diferença entre h_L e d_L é de 4 cm, pode-se fazer a aproximação da altura da viga através da equação a seguir:

$$h_v = 4 + L_v / (\psi_2 \cdot \psi_3) \quad (\text{fórmula 85})$$

Sendo:

ψ_2 e ψ_3 : coeficientes que levam em conta o tipo de vinculação e as armaduras

Figura 12 – Constante ψ_2

Lajes e vigas armadas em uma direção	ψ_2
	1
	1,2
	1,7
	0,5

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 13 – Constante ψ_3

Aço	ψ_3	
	Vigas e lajes nervuradas	Lajes maciças
CA-25	25	35
CA-32	22	33
CA-40	20	30
CA-50	17	25
CA-60	15	20

(fonte: elaborado pelo autor)

5.1.5 Método da NBR 6118:80 modificado

Para explorar outros meios de estimar a altura das vigas, propôs-se correlacionar a equação mostrada por Giongo ($h = L/11$) com o método usado pela norma NBR 6118:80. Tal correlação foi feita multiplicando-se o denominador dessa equação com a constante ψ_2 , mostrados na figura 12, que leva em conta o tipo de vinculação das lajes com os pilares. O processo resulta nas fórmulas 83, 84 e 85 a seguir:

Vigas apoiadas/engastadas:

$$h_v = L_v / 13,2 \quad (\text{fórmula 86})$$

Vigas engastadas/engastadas:

$$h_v = L_v / 18,7 \quad (\text{fórmula 87})$$

Vigas em balanço:

$$h_v = L_v / 5,5 \quad (\text{fórmula 88})$$

Para vigas apoiadas/apoiadas, a equação é a mesma utilizada por Giongo (2007).

5.2 LAJES

Nesse item são apresentados métodos de estimativas de dimensionamento para lajes de diferentes autores.

5.2.1 Formagini

Conforme utilizou Formagini (2013, p. 75), a altura útil de uma laje maciça pode ser estimada pela expressão empírica:

$$d_L = (2,5 - 0,1n_d) \cdot l_f \quad (\text{fórmula 89})$$

Sendo:

d_L : altura útil da laje;

n_d : o número de bordas engastadas da laje;

l_f : é o menor dos valores entre l_x e 70 % do valor de l_y .

l_x : comprimento do vão menor da laje;

l_y : comprimento do vão maior da laje.

Considerando que a diferença entre a espessura da laje e a sua altura útil seja 3 cm (correspondente ao cobrimento para classe de agressividade II e a armaduras com diâmetro máximo de 10 mm), chega-se a espessura total conforme a equação a seguir:

$$h_L = (2,5 - 0,1 n_d) \cdot l_I + 3 \quad (\text{fórmula 90})$$

Sendo

h_L : espessura da laje.

5.2.2 Lança

De acordo com a utilização de Lança (2006, p. 9-10), a espessura das lajes pode ser considerada como:

Lajes armadas em uma só direção:

$$h_L = L / Z_5 \quad (\text{fórmula 91})$$

Sendo:

Z_5 : valor entre 25 e 30;

L : menor vão.

Lajes nervuradas, armadas em duas direções:

$$h_L = L / Z_6 \quad (\text{fórmula 92})$$

Sendo:

Z_6 : valor entre 30 e 40.

Lajes cogumelo maciças:

$$h_L = L / Z_7 \quad (\text{fórmula 90})$$

Sendo:

Z_7 : valor entre 30 e 35.

Lajes cogumelo nervuradas:

$$h_L = L / Z_8 \quad (\text{fórmula 93})$$

Sendo:

Z_8 : valor entre 20 a 25.

Lajes em balanço:

$$h_L = L / Z_9 \quad (\text{fórmula 94})$$

Sendo:

Z_9 : valor entre 10 e 12.

5.2.3 NBR 6118:80

A NBR 6118:80 estabelecia uma altura útil mínima para que a verificação das flechas pudesse ser desprezada. Esse critério se baseava na fórmula a seguir:

$$d_L = a / (\psi_2 \psi_3) \quad (\text{fórmula 95})$$

Sendo:

a: menor vão;

ψ_2 e ψ_3 : coeficientes que levam em conta o tipo de laje e a disposição de suas armaduras.

Considerando que a diferença entre h_L e d_L seja de 3 cm, pode-se fazer a aproximação da espessura da laje através da equação a seguir:

$$h_L = 3 + a / (\psi_2 \psi_3) \quad (\text{fórmula 96})$$

Para lajes armadas em uma direção, tem-se:

- a) lajes simplesmente apoiadas: $\psi_2 = 1$;
- b) lajes contínuas: $\psi_2 = 1,2$;
- c) lajes duplamente engastadas: $\psi_2 = 1,7$;
- d) lajes em balanço: $\psi_2 = 0,5$.

Para lajes armadas em duas direções, os coeficientes são determinados usando as seguintes figuras:

Figura 14 – Constantes das reações

Armadura em duas direções		vão maior			
Ψ_2 duas direções					b/a
vão menor		1,5	1,7	1,9	1
		1,3	1,4	1,55	1,5
		1,1	1,1	1,2	2
		1,7	1,8	2	1
		1,55	1,6	1,7	1,5
		1,4	1,4	1,4	2
		1,9	2	2,2	1
		1,8	1,85	1,95	1,5
		1,7	1,7	1,7	2

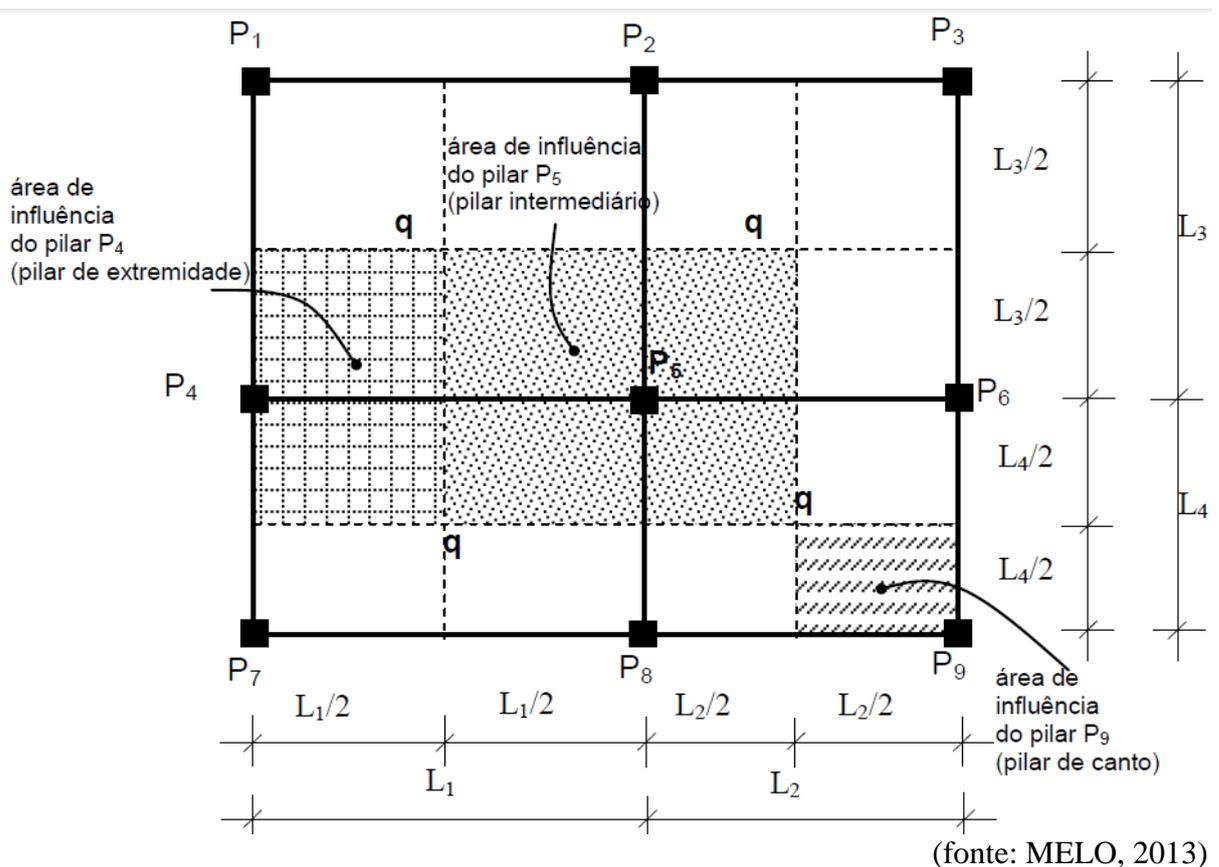
(fonte: elaborado pelo autor)

5.3 PILARES

De acordo com Formagini (2013, p. 77), os pilares devem ser dimensionados para que resistam as cargas verticais e horizontais. O peso suportado pelo pilar é estimado fazendo-se a média de carga em todo o andar, multiplicando-se pela área de influência do pilar em questão.

Essa influência é determinada a partir de figuras geométricas formadas por retas que passam pela mediatriz dos segmentos de reta que unem pilares adjacentes e pelo contorno dos pavimentos, conforme mostra a figura a seguir. A determinação geralmente desconsidera aberturas como furos e vãos de elevadores.

Figura 15 – Área de influência dos pilares



Na cobertura, geralmente se estima a carga da laje da seguinte forma:

$$P_{\text{pilar cobertura}} \approx 0,75 \times P_{\text{pilar tipo}} \quad (\text{fórmula 97})$$

Sendo:

$P_{\text{pilar cobertura}}$: carga sustentada pelo pilar na cobertura

$P_{\text{pilar tipo}}$: carga sustentada pelo pilar em um pavimento tipo

5.3.1 Aufieri

Aufieri (1997, p. 7-8) usa a seguinte equação para determinar a seção transversal do pilar:

$$A_c = [\phi' A_i (g + q) (n + 0,7)] / s_{id} \quad (\text{fórmula 98})$$

Sendo:

ϕ' : coeficiente que majora as ações axiais em virtude das cargas nos pilares serem consideradas centradas;

A_i : área de influência do pilar;

n : número de pavimentos acima do pilar em questão;

g : carregamento permanente uniformemente distribuído;

q : carregamento acidental uniformemente distribuído;

s_{id} : tensão ideal de cálculo do concreto.

A soma $g + q$ pode ser determinada para cada área de influência considerando-se o peso próprio do elemento, do material de revestimento, paredes de alvenaria e das ações de utilização. Geralmente seu valor está entre 8 e 12 kN/m².

Na expressão anterior, o valor de 0,7 é devido à ação na cobertura, que pode ser adotada como sendo 70 % em relação a um pavimento tipo.

A tensão ideal é calculada a partir do equilíbrio entre a ação externa e a força resistente em uma peça comprimida de concreto armado, como segue:

$$s_{id} = 0,85 f_{cd} + r (f_{sd} - 0,85 f_{cd}) \quad (\text{fórmula 99})$$

Sendo:

r : taxa de armadura na seção;

f_{sd} : resistência de cálculo do aço relativa à deformação específica de 0,2 %;

f_{cd} : resistência de cálculo do concreto.

Aufieri (1997, p. 12) afirma, ainda, que o pré-dimensionamento pode ser feito através das reações das vigas. Nesse processo, é necessário o cálculo estático dos pavimentos a fim de se obter as reações das vigas nos pilares. Feito isso, a seção transversal do pilar é estimada pela razão:

$$A_c = N_d / s_{id} \quad (\text{fórmula 100})$$

Sendo:

N_d : valor de cálculo do esforço normal.

5.3.2 NBR 6118

A norma aproxima a área da seção transversal dos pilares através das seguintes fórmulas:

Para pilares intermediários:

$$A_c = N_d / (0,6 f_{ck} + 0,42) \quad (\text{fórmula 101})$$

Para pilares de canto ou de extremidade:

$$A_c = 1,45 N_d / (0,6 f_{ck} + 0,42) \quad (\text{fórmula 102})$$

Sendo:

A_c : área da seção transversal (m²);

N_d : força normal de cálculo (kN);

f_{ck} : resistência característica do concreto (kN/cm²).

5.3.3 Pinheiro, Muzardo e Santos

Os autores utilizam a seguinte fórmula para pré-dimensionar os pilares:

$$A_c = 30 \alpha A (n + 0,7) / (f_{ck} + 0,01 (69,2 - f_{ck})) \quad (\text{fórmula 103})$$

Sendo:

α : coeficiente de majoração da força normal;

n : número de pavimentos-tipo;

Na equação, o coeficiente α é igual a 1,3 para pilares internos, 1,5 para pilares de extremidade e 1,8 para os de canto, e o f_{ck} deve ser utilizado em kN/cm².

5.3.4 Custódio e Vergutz

Os autores Custódio e Vergutz (2010) apresentam a seguinte fórmula para determinar as seções dos pilares:

$$A_c = \beta Y_n P_k / \sigma_{ik} \quad (\text{fórmula 104})$$

Sendo:

β : fator de ponderação que leva em conta a excentricidade da carga;

Y_n : coeficiente adicional de cargas para seções com dimensões entre 19 e 21 cm;

σ_{ik} : tensão ideal característica, em MPa;

P_k : carga axial do pilar, em kN.

A carga do pilar é definida pela seguinte fórmula:

$$P_k = (n C_{PT} + C_C) A_i \quad (\text{fórmula 105})$$

Sendo:

C_{PT} : carga média do pavimento-tipo;

C_C : carga média da cobertura;

A_i : área de influência do pilar.

O fator β é igual a 1 para pilares internos, 1,2 para pilares de extremidade e 1,4 para os de canto.

A tensão ideal característica é estimada da seguinte forma:

$$\sigma_{ik} = 0,4 f_{ck} \quad (\text{fórmula 106})$$

6 VERIFICAÇÃO DOS MÉTODOS

Nesse capítulo serão apresentados os resultados e análises do comportamento dos métodos de pré-dimensionamento.

6.1 VIGAS

Nessa seção, será detalhada a avaliação dos procedimentos de pré-dimensionamento das vigas.

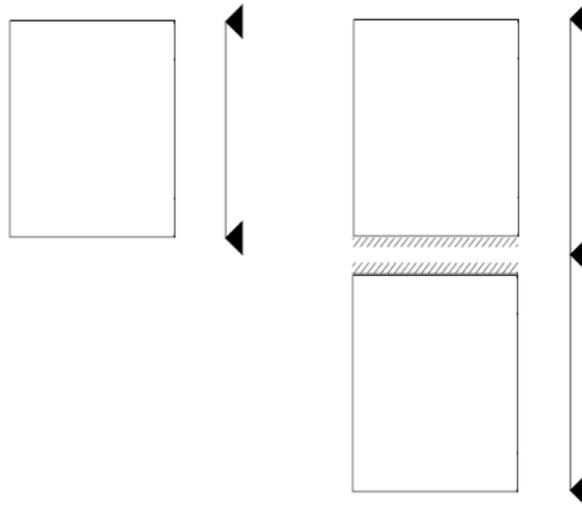
6.1.1 Considerações adotadas

As vigas foram escolhidas de maneira que gerassem um número suficiente de dados para o estudo, sem que fosse comprometido o refinamento dos resultados.

6.1.1.1 Geometria

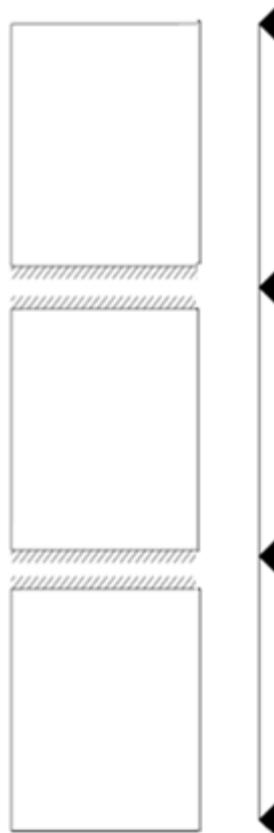
Foram consideradas três tipos de configurações: com um vão (isostática), tendo nove comprimentos diferentes de viga; com dois vãos (hiperestática), te quinze combinações de comprimentos de vãos; e com três vãos (hiperestática), tendo quatorze combinações de comprimentos de vãos. Cada uma foi calculada como externa, com apenas uma laje simplesmente apoiada em cada vão, e interna, com duas lajes engastadas nos vãos, conforme mostram as figuras a seguir. Paredes foram projetadas com 25 e 15 cm de espessura, respectivamente para as vigas externas e internas, todas com 280 cm de altura. Ao todo, abordou-se 76 vigas diferentes, cujas configurações e vãos estão apresentados nas figuras a seguir, respectivamente:

Figura 16 – Configurações adotadas para vigas externas



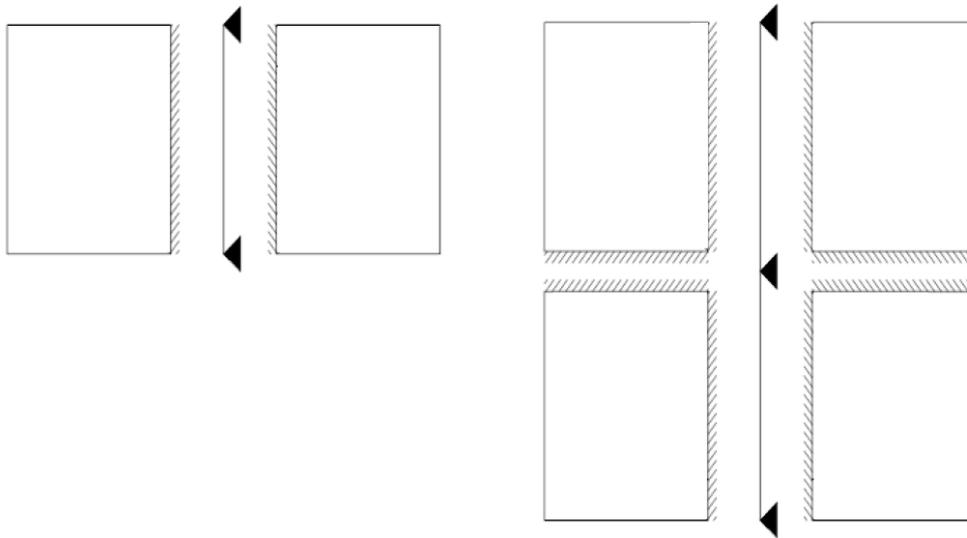
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 18 – Configurações adotadas para vigas externas (continuação)



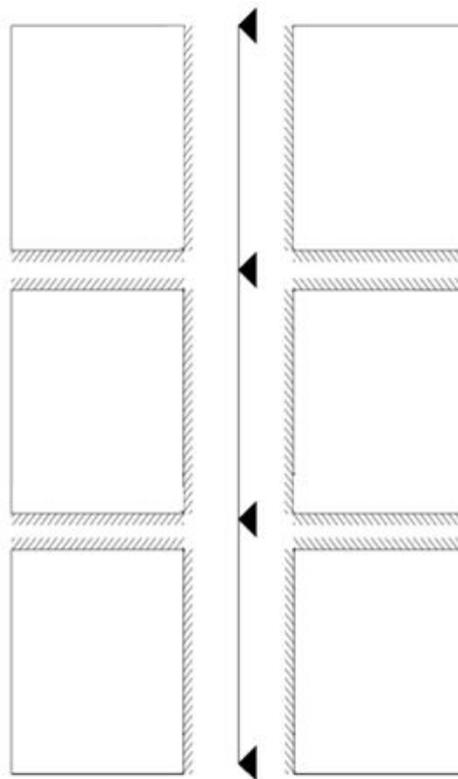
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 17 – Configurações adotadas para vigas internas



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 18 – Configurações adotadas para vigas internas (continuação)



(fonte: elaborado pelo autor)

A largura (b) da seção transversal da viga foi considerada igual a 1/4 de sua altura, com um valor mínimo de 21 cm. Tal consideração tomou como base a relação de aspecto máxima estabelecida pela NBR5884 para perfis soldados da série VS. A altura da seção obtida pelo dimensionamento foi a correspondente ao vão de maior momento fletor.

Foram concebidas sobre a estruturas lajes quadradas com até 6 metros de vão; as demais, retangulares com o lado maior sobre a viga.

Figura 19 – Configurações das lajes

Configuração	um vão	dois vãos		três vãos		
	Laje (m)	Laje do 1º vão	Laje do 2º vão	Laje do 1º vão	Laje do 2º vão	Laje do 3º vão
1	2 x 2	2 x 2	2 x 2	3 x 3	3 x 3	3 x 3
2	3 x 3	2 x 2	3 x 3	4 x 4	4 x 4	4 x 4
3	4 x 4	2 x 2	4 x 4	5 x 5	5 x 5	5 x 5
4	5 x 5	3 x 3	3 x 3	6 x 6	6 x 6	6 x 6
5	6 x 3	3 x 3	4,5 x 4,5	4 x 4	2 x 2	4 x 4
6	7 x 5	3 x 3	6 x 3	4 x 4	2 x 2	3 x 3
7	8 x 4	4 x 4	4 x 4	5 x 5	3 x 3	5 x 5
8	10 x 5	4 x 4	5 x 5	5 x 5	3 x 3	4 x 4
9	12 x 5	4 x 4	6 x 3	6 x 6	3 x 3	6 x 6
10		5 x 5	5 x 5	6 x 6	3 x 3	4 x 4
11		5 x 5	7,5 x 5	8 x 4	4 x 4	8 x 4
12		5 x 5	10 x 5	8 x 4	4 x 4	6 x 6
13		6 x 6	6 x 3	10 x 5	5 x 5	10 x 5
14		6 x 6	9 x 6	10 x 5	5 x 5	8 x 4
15		6 x 6	12 x 6			

(fonte:elaborado pelo autor)

6.1.1.2 Cargas

O carregamento de cada viga foi gerado por lajes apoiadas para as externas e com continuidade para as internas. Além disso, foi adicionada a influência do peso de paredes de alvenaria externas e internas conforme apresentado na figura a seguir.

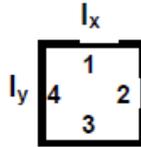
Figura 20– Cargas das paredes

	Parede interna	Parede externa
Base (m)	0,13	0,21
Altura (m)	2,3	2,3
Peso específico do tijolo (kN/m ³)	13	13
Espessura total de reboco (m)	0,02	0,04
Peso específico da argamassa (kN/m ³)	19	19
Carga = b h γ (kN/m)	4,75	8,00

(fonte: Benedetti, 2013)

As reações das lajes sobre as vigas foram calculadas com as recomendações da NBR 6118, resumidas na figura a seguir, onde λ é a relação de aspecto da laje e K_x e K_y constantes baseadas na Norma que levam em consideração o tipo de vinculação :

Figura 21 – Reações das lajes



$$\lambda = l_y / l_x$$

Tipo		K_x	K_y	Reações
$l_y > l_x$		$k_x = 1 - k_y$	$k_y = \frac{0,5}{\lambda}$	$R_1 = R_3 = 0,5 \cdot k_y \cdot l_y \cdot p$ $R_2 = R_4 = 0,5 \cdot k_x \cdot l_x \cdot p$
	$\lambda \geq 0,733$	$k_x = 1 - k_y$	$k_y = 0,366/\lambda$	$R_1 = R_3 = 0,5 \cdot k_y \cdot l_y \cdot p$ $R_2 = 0,63 \cdot k_x \cdot l_x \cdot p$ $R_4 = 0,37 \cdot k_x \cdot l_x \cdot p$
	$\lambda \leq 0,733$	$k_x = 0,683\lambda$	$k_y = 1 - k_x$	
		$k_x = 1 - k_y$	$k_y = \frac{0,5}{\lambda}$	$R_1 = 0,63 \cdot k_y \cdot l_y \cdot p$ $R_3 = 0,37 \cdot k_y \cdot l_y \cdot p$ $R_2 = 0,63 \cdot k_x \cdot l_x \cdot p$ $R_4 = 0,37 \cdot k_x \cdot l_x \cdot p$
	$\lambda \geq 0,578$	$k_x = 1 - k_y$	$k_y = 0,289/\lambda$	$R_1 = R_3 = 0,5 \cdot k_y \cdot l_y \cdot p$ $R_2 = R_4 = 0,5 \cdot k_x \cdot l_x \cdot p$
	$\lambda \leq 0,578$	$k_x = 0,866\lambda$	$k_y = 1 - k_x$	
	$\lambda \geq 0,789$	$k_x = 1 - k_y$	$k_y = 0,394/\lambda$	$R_1 = 0,63 \cdot k_y \cdot l_y \cdot p$ $R_3 = 0,37 \cdot k_y \cdot l_y \cdot p$ $R_2 = R_4 = 0,5 \cdot k_x \cdot l_x \cdot p$
	$\lambda \leq 0,789$	$k_x = 0,634\lambda$	$k_y = 1 - k_x$	

(fonte: Bessa, 2014)

6.1.1.3 Avaliação dos resultados

Para a avaliação dos resultados, trabalhou-se com a altura próxima da mínima necessária para que a viga fosse simplesmente armada, com o intuito de se ter uma folga no dimensionamento. Comparando a altura estimada com a dimensionada conforme a NBR 6118, calculou-se o erro relativo (considerando o resultado do dimensionamento como o correto) para cada configuração e a média dos erros de cada método, facilitando a leitura dos resultados.

6.1.2 Dimensionamento das vigas

Usou-se o programa Eberick V9 (versão demonstrativa) para a realização do dimensionamento. Para a adoção da altura, limitou-se o número de camadas da armadura longitudinal da seguinte maneira: apenas uma para alturas de até 30 cm; duas para alturas entre 30 e 60 cm, três para alturas entre 60 e 90 cm; e quatro para alturas maiores que 90 cm, com tolerância de 2 cm para alturas próximas aos limites. Outras considerações foram feitas conforme a seguir:

- a) classe de agressividade ambiental II;
- b) aço CA-50 para armaduras longitudinais;
- c) aço CA-60 para os estribos;
- d) concreto C35
- e) espaçamento mínimo entre estribos igual a 10 cm;
- f) relação máxima entre altura e centro de gravidade da armadura igual a 10 %;
- g) flechas com no máximo um trezentos avos do vão;
- h) taxa de armadura máxima de 2 %;
- i) diâmetro mínimo da armadura de pele igual a 6,3 mm, com espaçamentos de até 15 cm.

Os resultados do dimensionamento das vigas estão mostrados nas figuras a seguir:

Figura 22 – Altura das vigas externas com um vão

1 vão - Viga Externa										
	configuração	1	2	3	4	5	6	7	8	9
vão	comprimento (m)	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	10,0	12,0
	largura (m)	2,0	3,0	4,0	5,0	3,0	5,0	4,0	5,0	6,0
	carga paredes (kN/m)	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0
	carga laje (kN/m ²)	4,6	4,6	4,6	4,6	4,6	4,6	4,6	4,8	5,6
	$\lambda = l_y / l_x$	1,0	1,0	1,0	1,0	0,5	0,7	0,5	0,5	0,5
	Kx	0,68	0,68	0,68	0,68	0,34	0,49	0,34	0,34	0,34
	Ky	0,32	0,32	0,32	0,32	0,66	0,51	0,66	0,66	0,66
	reação laje/viga (kN/m)	1,44	2,16	2,88	3,61	4,49	5,83	5,99	7,90	10,96
	carga (kN/m)	9,44	10,16	10,88	11,61	12,49	13,83	13,99	15,90	18,96
altura da viga (cm)	24	24	25	26	30	30	35	48	58	

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 23 – Altura das vigas internas com um vão

1 vão - Viga Interna										
	configuração	1	2	3	4	5	6	7	8	9
vão	comprimento (m)	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00	10,00	12,00
	largura (m)	2,00	3,00	4,00	5,00	3,00	5,00	4,00	5,00	6,00
	carga paredes (kN/m)	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75
	carga laje (kN/m ²)	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55
	$\lambda = l_y / l_x$	1,00	1,00	1,00	1,00	2,00	1,40	2,00	2,00	2,00
	Kx	0,63	0,63	0,63	0,63	0,82	0,74	0,82	0,82	0,82
	Ky	0,37	0,37	0,37	0,37	0,18	0,26	0,18	0,18	0,18
	reação laje/viga (kN/m)	7,27	10,90	14,54	18,17	14,05	21,17	18,74	23,42	28,10
	carga (kN/m)	12,02	15,65	19,29	22,92	18,80	25,92	23,49	28,17	32,85
	h viga (cm)	25	26	28	30	32	35	50	70	115

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 24 – Altura das vigas externas com dois vãos

2 vãos - Viga Externa																
	configuração	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
primeiro vão	comprimento (m)	2,00	2,00	2,00	3,00	3,00	3,00	4,00	4,00	4,00	5,00	5,00	5,00	6,00	6,00	6,00
	largura (m)	2,00	2,00	2,00	3,00	3,00	3,00	4,00	4,00	4,00	5,00	5,00	5,00	6,00	6,00	6,00
	carga paredes (kN/m)	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00
	carga laje (kN/m ²)	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55
	$\lambda = l_y / l_x$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Kx	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63
	Ky	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37
	reação laje/viga (kN/m)	1,67	1,67	1,67	2,50	2,50	2,50	3,33	3,33	3,33	4,16	4,16	4,16	5,00	5,00	5,00
carga (kN/m)	9,67	9,67	9,67	10,50	10,50	10,50	11,33	11,33	11,33	12,16	12,16	12,16	13,00	13,00	13,00	
segundo vão	comprimento (m)	2,00	3,00	4,00	3,00	4,50	6,00	4,00	5,00	6,00	5,00	7,50	10,00	6,00	9,00	12,00
	largura (m)	2,00	3,00	4,00	3,00	4,50	3,00	4,00	5,00	3,00	5,00	5,00	5,00	3,00	6,00	6,00
	carga paredes (kN/m)	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00
	carga laje (kN/m ²)	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,80	4,55	5,05	5,55
	$\lambda = l_y / l_x$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	1,00	1,00	0,50	1,00	0,67	0,50	0,50	0,67	0,50
	Kx	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,27	0,63	0,63	0,27	0,63	0,45	0,27	0,27	0,45	0,27
	Ky	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,73	0,37	0,37	0,73	0,37	0,55	0,73	0,73	0,55	0,73
	reação laje/viga (kN/m)	1,67	2,50	3,33	2,50	3,75	9,99	3,33	4,16	9,99	4,16	9,37	17,57	9,99	12,48	24,38
carga (kN/m)	9,67	10,50	11,33	10,50	11,75	17,99	11,33	12,16	17,99	12,16	17,37	25,57	17,99	20,48	32,38	
	h viga	25	27	33	31	35	55	83	45	63	60	75	95	90	60	90

(fonte: elaborado pelo auto

Figura 26 – Altura das vigas internas com dois vãos

2 vãos - Viga Interna																
	configuração	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
primeiro vão	comprimento (m)	2,00	2,00	2,00	3,00	3,00	3,00	4,00	4,00	4,00	5,00	5,00	5,00	6,00	6,00	6,00
	largura (m)	2,00	2,00	2,00	3,00	3,00	3,00	4,00	4,00	4,00	5,00	5,00	5,00	6,00	6,00	6,00
	carga paredes (kN/m)	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75
	carga laje (kN/m ²)	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55
	$\lambda = l_y / l_x$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Kx	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
	Ky	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
	reação laje/viga (kN/m)	5,73	5,73	5,73	8,60	8,60	8,60	11,47	11,47	11,47	14,33	14,33	14,33	17,20	17,20	17,20
	carga (kN/m)	10,48	10,48	10,48	13,35	13,35	13,35	16,22	16,22	16,22	19,08	19,08	19,08	21,95	21,95	21,95
segundo vão	comprimento (m)	2,00	3,00	4,00	3,00	4,50	6,00	4,00	5,00	6,00	5,00	7,50	10,00	6,00	9,00	12,00
	largura (m)	2,00	3,00	4,00	3,00	4,50	3,00	4,00	5,00	3,00	5,00	5,00	5,00	3,00	6,00	6,00
	carga paredes (kN/m)	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75
	carga laje (kN/m ²)	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55
	$\lambda = l_y / l_x$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	2,00	1,00	1,00	2,00	1,00	1,50	2,00	2,00	1,50	2,00
	Kx	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,75	0,50	0,50	0,75	0,50	0,67	0,75	0,75	0,67	0,75
	Ky	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,25	0,50	0,50	0,25	0,50	0,33	0,25	0,25	0,33	0,25
	reação laje/viga (kN/m)	5,73	8,60	11,47	8,60	12,90	25,80	11,47	14,33	25,80	14,33	28,67	43,00	25,80	34,40	51,60
	carga (kN/m)	20,97	13,35	16,22	13,35	17,65	30,55	16,22	19,08	30,55	19,08	33,42	47,75	30,55	39,15	56,35
h viga	25	30	30	53	50	75	85	83	88	85	95	100	95	100	100	

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 27 – Altura das vigas externas com três vãos

3 vãos - Vigas Externas																
	configuração	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
primeiro vão	comprimento (m)	3,00	4,00	5,00	6,00	4,00	4,00	5,00	5,00	6,00	6,00	8,00	8,00	10,00	10,00	
	largura (m)	3,00	4,00	5,00	6,00	4,00	4,00	5,00	5,00	6,00	6,00	4,00	4,00	5,00	5,00	
	carga paredes (kN/m)	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00
	carga laje (kN/m ²)	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,80	4,80
	$\lambda = l_y / l_x$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	0,50	0,50	0,50
	Kx	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,27	0,27	0,27	0,27
	Ky	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,73	0,73	0,73	0,73
	reação laje/viga (kN/m)	2,50	3,33	4,16	5,00	3,33	3,33	4,16	4,16	5,00	5,00	13,32	13,32	17,57	17,57	
	carga (kN/m)	10,50	11,33	12,16	13,00	11,33	11,33	12,16	12,16	13,00	13,00	21,32	21,32	25,57	25,57	
segundo vão	comprimento (m)	3,00	4,00	5,00	6,00	2,00	2,00	3,00	3,00	3,00	3,00	4,00	4,00	5,00	5,00	
	largura (m)	3,00	4,00	5,00	6,00	2,00	2,00	3,00	3,00	3,00	3,00	4,00	4,00	5,00	5,00	
	carga paredes (kN/m)	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00
	carga laje (kN/m ²)	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55
	$\lambda = l_y / l_x$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Kx	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71
	Ky	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29
	reação laje/viga (kN/m)	1,97	2,63	3,29	3,94	1,31	1,31	1,97	1,97	1,97	1,97	2,63	2,63	3,29	3,29	
	carga (kN/m)	9,97	10,63	11,29	11,94	9,31	9,31	9,97	9,97	9,97	9,97	10,63	10,63	11,29	11,29	
terceiro vão	comprimento (m)	3,00	4,00	5,00	6,00	4,00	3,00	5,00	4,00	6,00	4,00	8,00	6,00	10,00	8,00	
	largura (m)	3,00	4,00	5,00	6,00	4,00	3,00	5,00	4,00	6,00	4,00	4,00	6,00	5,00	4,00	
	carga paredes (kN/m)	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00
	carga laje (kN/m ²)	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,80	4,55
	$\lambda = l_y / l_x$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	1,00	0,50	0,50
	Kx	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,27	0,63	0,27	0,27
	Ky	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,73	0,37	0,73	0,73
	reação laje/viga (kN/m)	2,50	3,33	4,16	5,00	3,33	2,50	4,16	3,33	5,00	3,33	13,32	5,00	17,57	13,32	
	carga (kN/m)	10,50	11,33	12,16	13,00	11,33	10,50	12,16	11,33	13,00	11,33	21,32	13,00	25,57	21,32	
h viga	42	43	43	83	42	42	65	65	65	85	53	95	95	115		

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 29 – Altura das vigas internas com três vãos

3 vãos - Vigas Internas															
	configuração	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
primeiro vão	comprimento (m)	3,00	4,00	5,00	6,00	4,00	4,00	5,00	5,00	6,00	6,00	8,00	8,00	10,00	10,00
	largura (m)	3,00	4,00	5,00	6,00	4,00	4,00	5,00	5,00	6,00	6,00	4,00	4,00	5,00	5,00
	carga paredes (kN/m)	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75
	carga laje (kN/m ²)	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,80
	$\lambda = l_y / l_x$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	2,00	2,00	2,00
	Kx	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,75	0,75	0,75
	Ky	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,25	0,25	0,25
	reação laje/viga (kN/m)	8,51	11,34	14,18	17,01	11,34	11,34	14,18	14,18	17,01	17,01	17,01	17,01	17,01	21,26
	carga (kN/m)	13,26	16,09	18,93	21,76	16,09	16,09	18,93	18,93	21,76	21,76	21,76	21,76	21,76	26,01
segundo vão	comprimento (m)	3,00	4,00	5,00	6,00	2,00	2,00	3,00	3,00	3,00	3,00	4,00	4,00	5,00	5,00
	largura (m)	3,00	4,00	5,00	6,00	2,00	2,00	3,00	3,00	3,00	3,00	4,00	4,00	5,00	5,00
	carga paredes (kN/m)	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75
	carga laje (kN/m ²)	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55
	$\lambda = l_y / l_x$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Kx	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61
	Ky	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39
	reação laje/viga (kN/m)	6,78	9,04	11,29	13,55	4,52	4,52	6,78	6,78	6,78	6,78	6,78	9,04	9,04	11,29
	carga (kN/m)	11,53	13,79	16,04	18,30	9,27	9,27	11,53	11,53	11,53	11,53	11,53	13,79	13,79	16,04
terceiro vão	comprimento (m)	3,00	4,00	5,00	6,00	4,00	3,00	5,00	4,00	6,00	4,00	8,00	6,00	10,00	8,00
	largura (m)	3,00	4,00	5,00	6,00	4,00	3,00	5,00	4,00	6,00	4,00	4,00	6,00	5,00	4,00
	carga paredes (kN/m)	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75
	carga laje (kN/m ²)	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,80
	$\lambda = l_y / l_x$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	2,00	1,00	2,00
	Kx	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,75	0,50	0,75
	Ky	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,25	0,50	0,25
	reação laje/viga (kN/m)	8,51	11,34	14,18	17,01	11,34	8,51	14,18	11,34	17,01	11,34	17,01	17,01	17,01	21,26
	carga (kN/m)	13,26	16,09	18,93	21,76	16,09	13,26	18,93	16,09	21,76	16,09	21,76	21,76	21,76	26,01
h viga	42	47	67	115	42	42	65	65	100	85	60	110	95	120	

(fonte: elaborado pelo autor)

6.1.3 Pré-dimensionamento de vigas

Nessa seção serão apresentados os resultados da altura das vigas segundo os métodos de pré-dimensionamento. Os erros relativos mostrados nas figuras a seguir consideram como valor correto aquele fornecido pelo processo de dimensionamento.

Figura 32 – Resultados e avaliação dos métodos para vigas externas de um vão

		configuração	1	2	3	4	5	6	7	8	9
		h_{viga}	24	24	25	26	30	30	35	48	58
LANÇA 2006	h_{viga} = L_v / 10 (cm)	20	30	40	50	60	70	80	100	120	
	erro relativo	17%	25%	60%	92%	100%	133%	129%	108%	107%	
	erro médio	86%									
GIONGO 2007	h_{viga} = L_v / 11 (cm)	18	27	36	45	55	64	73	91	109	
	erro relativo	24%	14%	45%	75%	82%	112%	108%	89%	88%	
	erro médio	71%									
NBR 6118/78	h_{viga} = 4 + L_v / (ψ₂ . ψ₃)	16	22	28	33	39	45	51	63	75	
	ψ ₂	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
	ψ ₃	17	17	17	17	17	17	17	17	17	
	erro relativo	34%	10%	10%	29%	31%	51%	46%	31%	29%	
	erro médio	30%									

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 33 – Resultados e avaliação dos métodos para vigas internas de um vão

		configuração	1	2	3	4	5	6	7	8	9
		h_{viga}	25	26	28	30	32	35	50	70	115
LANÇA 2006	h_{viga} = L_v / 10 (cm)	20	30	40	50	60	70	80	100	120	
	erro relativo	20%	15%	43%	67%	88%	100%	60%	43%	4%	
	erro médio	49%									
GIONGO 2007	h_{viga} = L_v / 11 (cm)	18	27	36	45	55	64	73	91	109	
	erro relativo	27%	5%	30%	52%	70%	82%	45%	30%	5%	
	erro médio	38%									
NBR 6118/78	h_{viga} = 4 + L_v / (ψ₂ . ψ₃)	16	22	28	33	39	45	51	63	75	
	ψ ₂	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
	ψ ₃	17	17	17	17	17	17	17	17	17	
	erro relativo	37%	17%	2%	11%	23%	29%	2%	10%	35%	
	erro médio	18%									

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 34 – Resultados e avaliação dos métodos para vigas externas de dois vãos

configuração		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
LANÇA 2006	h_{viga}	25	27	33	31	35	55	83	45	63	60	75	95	90	60	90
	h_{viga} = Lv / 12 (cm)	17	25	33	25	38	50	33	42	50	42	63	83	50	75	100
	erro relativo	33%	7%	1%	19%	7%	9%	60%	7%	21%	31%	17%	12%	44%	25%	11%
	erro médio	20%														
	h_{viga} = Lv / 11 (cm)	18	27	36	27	41	55	36	45	55	45	68	91	55	82	109
GIONGO 2007	erro relativo	27%	1%	10%	12%	17%	1%	56%	1%	13%	24%	9%	4%	39%	36%	21%
	erro médio	18%														
	h_{viga} = 4 + Lv / (ψ2 . ψ3)	14	19	24	19	26	33	24	29	33	29	41	53	33	48	63
	ψ2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
	ψ3	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17
NBR 6118/78	erro relativo	45%	31%	28%	40%	26%	39%	72%	37%	47%	52%	46%	44%	63%	20%	30%
	erro médio	42%														
	h_{viga} = Lv / 13,2 (cm)	15	23	30	23	34	45	30	38	45	38	57	76	45	68	91
	erro relativo	39%	16%	8%	27%	3%	17%	63%	16%	28%	37%	24%	20%	49%	14%	1%
	erro médio	24%														
NBR 6118 mod.																

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 35 – Resultados e avaliação dos métodos para vigas internas de dois vãos

		configuração	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
LANÇA 2006	h_{viga}	25	30	30	53	50	75	85	83	88	85	95	100	95	100	100	
	h_{viga} = Lv / 12 (cm)	17	25	33	25	38	50	33	42	50	42	63	83	50	75	100	
	erro relativo	33%	17%	11%	53%	25%	33%	61%	50%	43%	51%	34%	17%	47%	25%	0%	
	erro médio	33%															
	h_{viga} = Lv / 11 (cm)	18	27	36	27	41	55	36	45	55	45	68	91	55	82	109	
GIONGO 2007	erro relativo	27%	9%	21%	49%	18%	27%	57%	45%	38%	47%	28%	9%	43%	18%	9%	
	erro médio	30%															
	h_{viga} = 4 + Lv / (ψ₂ . ψ₃)	14	19	24	19	26	33	24	29	33	29	41	53	33	48	63	
	ψ ₂	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	
	ψ ₃	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	
NBR 6118/78	erro relativo	45%	38%	21%	65%	48%	55%	72%	66%	62%	66%	57%	47%	65%	52%	37%	
	erro médio	54%															
	h_{viga} = Lv / 13,2 (cm)	15	23	30	23	34	45	30	38	45	38	57	76	45	68	91	
	erro relativo	39%	24%	1%	57%	32%	39%	64%	54%	48%	55%	40%	24%	52%	32%	9%	
	erro médio	38%															
NBR 6118 mod.																	

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 36 – Resultados e avaliação dos métodos para vigas externas de três vãos

		configuração	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
		h_{viga}	42	43	43	83	42	42	65	65	65	85	53	95	95	115
LANÇA 2006	h_{viga} = L_v / 12 (cm)	25	33	42	50	33	33	42	42	50	50	67	67	83	83	
	erro relativo	40%	22%	3%	40%	21%	21%	36%	36%	23%	41%	26%	30%	12%	28%	
	erro médio	27%														
GIONGO 2007	h_{viga} = L_v / 11 (cm)	27	36	45	55	36	36	45	45	55	55	73	73	91	91	
	erro relativo	35%	15%	6%	34%	13%	13%	30%	30%	16%	36%	37%	23%	4%	21%	
	erro médio	23%														
NBR 6118/78	h_{viga} = 4 + L_v / (ψ₂ . ψ₃)	19	24	29	33	24	24	29	29	33	33	43	43	53	53	
	ψ ₂	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	
	ψ ₃	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	
	erro relativo	55%	45%	34%	60%	44%	44%	56%	56%	49%	61%	18%	55%	44%	54%	
	erro médio	48%														
NBR 6118 mod.	h_{viga} = L_v / 13,2 (cm)	23	30	38	45	30	30	38	38	45	45	61	61	76	76	
	erro relativo	46%	30%	12%	45%	28%	28%	42%	42%	30%	47%	14%	36%	20%	34%	
	erro médio	32%														

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 37 – Resultados e avaliação dos métodos para vigas internas de três vãos

		configuração	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
LANÇA 2006	hviga	42	47	67	115	42	42	65	65	100	85	60	110	95	120	
	hviga = Lv / 12 (cm)	25	33	42	50	33	33	42	42	50	50	67	67	83	83	
	erro relativo	40%	29%	38%	57%	21%	21%	36%	36%	50%	41%	11%	39%	12%	31%	
	erro médio	33%														
	hviga = Lv / 11 (cm)	27	36	45	55	36	36	45	45	55	55	73	73	91	91	
GIONGO 2007	erro relativo	35%	23%	32%	53%	13%	13%	30%	30%	45%	36%	21%	34%	4%	24%	
	erro médio	28%														
	hviga = 4 + Lv / ($\psi_2 \cdot \psi_3$)	19	24	29	33	24	24	29	29	33	33	43	43	53	53	
NBR 6118/78	ψ_2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	
	ψ_3	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	
	erro relativo	55%	50%	57%	71%	44%	44%	56%	56%	67%	61%	28%	61%	44%	56%	
	erro médio	54%														
	hviga = Lv / 13,2 (cm)	23	30	38	45	30	30	38	38	45	45	61	61	76	76	
NBR 6118 mod.	erro relativo	46%	36%	43%	60%	28%	28%	42%	42%	55%	47%	1%	45%	20%	37%	
	erro médio	38%														

(fonte: elaborado pelo autor)

6.1.3.1 Avaliação do método utilizado por Lança

Para vigas internas de um vão, o método tem muito mais precisão, com média de erros de apenas 12 %; enquanto, para as externas, 86 %.

Já para vigas de dois vãos, foram as externas que tiveram maior exatidão, com apenas 20 % em média de erros.

Para as de três vãos, o comportamento foi semelhante para os dois tipos de vigas, apenas com uma leve vantagem para as externas, que tiveram 6 % de erros a menos.

Considerando os critérios adotados, o método não se mostrou muito confiável no quesito segurança, pois na maior parte dos resultados (para vigas de dois e três vãos), a altura das vigas ficou abaixo da calculada pelo Eberick, o qual baseia os cálculos na NBR 6118:14, principalmente para vigas de dois e três vãos.

6.1.3.2.2 Avaliação do método utilizado por Giongo

Esse foi o método que obteve a melhor aproximação dentre os avaliados. Em vigas internas de um vão, o método é muito preciso, apresentando apenas 9 % em média de erros, diferentemente das externas. No entanto, apesar destas mostrarem grandes divergências, houve um maior número de resultados acima dos dimensionados pelo Eberick.

Para vigas de dois vãos e três vãos, a convergência foi maior para as externas, onde os resultados apresentaram erros de 18 e 23 % respectivamente.

6.1.3.3.2 Avaliação do método da NBR 6118:80

Apesar de mais complexo, o método sugerido pela NBR 6118:80 foi o que apresentou resultados menos exatos. Além disso, foi o menos seguro de todos, gerando todas as alturas menores que o programa Eberick, exceto para algumas configurações da vigas externas de um vão.

Para vigas de dois e três vãos, a maior exatidão aconteceu para vigas externas, com 42 e 48 % respectivamente.

6.1.3.4.2 Avaliação do método da NBR6118:80 modificado

Para vigas de dois vãos, essa alternativa se mostrou um pouco mais imprecisa, com até 38% para vigas internas, perdendo apenas para a NBR 6118:80 no sentido conservador. Ela tem comportamento semelhante tanto para vigas pequenas quanto para as maiores. Em vigas de três vãos, o comportamento é análogo.

6.2 LAJES

Nessa seção, são apresentados os comportamentos dos métodos de pré-dimensionamento para lajes.

6.2.1 Considerações adotadas

As configurações das lajes foram adotadas de modo que pudessem abranger a maioria das suas utilizações em edificações residenciais, permitindo, assim, um maior uso dos resultados gerados.

6.2.1.1 Geometria

Em cada configuração, adotou-se, para o menor vão (a), valores inteiros que variam de 2 a 8 metros e, para o maior (b), comprimentos que tornassem a relação de aspectos das lajes igual a 1; 1,5; 2 e 3.

A análise considerou ainda diferentes arranjos de apoios, desde todos os lados simplesmente apoiados até todos engastados, gerando assim nove arranjos diferentes para cada laje.

Com relação ao menor vão, as lajes foram classificadas em três grupos: pequenas, com 3 e 4 m; médias, com 5 e 6 m; e grandes, com 7 e 8 m.

6.2.1.2 Cargas

As laje foram dimensionadas com concreto C35 e aço CA-50, além de receber revestimento cerâmico e forro de gesso.

A definição das cargas foi feita conforme estabelece a NBR 6120, dadas a seguir:

Tabela 1 – Cargas e Pesos Específicos Considerados

MATERIAL	PESO ESPECÍFICO (kN/m ³)	CARGA (kN/m ²)
Concreto armado (8 cm)	25	2
Argamassa de Assentamento (3 cm)	21	0,63
Reboco (1 cm)	13	0,13
Revestimento cerâmico (1 cm)	18	0,18
Forro de gesso	-	0,5
Carga variável em edifícios	-	1,5
Carga variável em garagens	-	3

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 2-3)

6.2.1.3 Avaliação dos resultados

Para a verificação da precisão dos métodos, calculou-se o erro relativo para cada configuração. Fez-se também, para uma melhor visualização de seu comportamento, o cálculo do erro médio para o grupo das lajes de mesmo vão menor, e para lajes pequenas, médias e grandes.

Por fim, determinou-se, ainda, a média dos erros de todas as configurações (exceto para as que tem o vão menor igual a 2 m), pois o pré-dimensionamento de suas espessuras resultaram em um valor menor que o mínimo permitido pela Norma.

6.2.2 Dimensionamento das lajes

Nas figuras a seguir, estão apresentados os valores da espessura das lajes calculadas para carga de 1,5 e 3 kN/m². A determinação foi feita conforme a NBR 6118:14, através do programa "Lajes", disponibilizado pelo Prof. Campos Filho.

Figura 38 – Espessura segundo a NBR 6118:14 para carga residencial

EDIFÍCIO RESIDENCIAL - Carga de 1,5 kN/m ²										
a (cm)	b (cm)	Espessura da laje (cm)								
										
200	200	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	300	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	400	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	600	8	8	8	8	8	8	8	8	8
300	300	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	450	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	600	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	900	8	8	8	8	8	8	8	8	8
400	400	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	600	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	800	9	8	9	8	9	8	8	8	8
	1200	11	8	11	8	11	8	8	8	8
500	500	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	750	11	8	10	8	9	8	8	8	8
	1000	13	9	12	9	11	8	8	9	8
	1500	15	10	15	10	15	8	8	10	8
600	600	10	9	9	8	8	8	8	8	8
	900	14	11	12	10	11	9	9	9	8
	1200	17	12	16	11	15	9	9	11	9
	1800	20	13	20	13	20	9	9	13	9
700	700	12	10	10	9	9	9	8	8	8
	1050	17	13	15	12	14	11	10	11	10
	1400	21	14	20	14	19	11	11	14	11
	2100	25	16	25	16	25	11	11	16	11
800	800	14	12	12	11	11	11	10	10	9
	1200	21	16	19	15	17	13	13	14	12
	1600	26	17	24	17	23	13	13	17	13
	2400	31	20	31	20	31	13	13	20	13

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 39 – Espessura segundo a NBR 6118:14 para carga em garagens

GARAGENS - CARGA DE 3 kN/m ²										
a (cm)	b (cm)	Espessura da laje (cm)								
200	200	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	300	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	400	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	600	8	8	8	8	8	8	8	8	8
300	300	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	450	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	600	8	8	8	8	9	8	8	8	8
	900	8	8	8	8	8	8	8	8	8
400	400	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	600	10	8	9	8	8	8	8	8	8
	800	12	8	11	8	11	8	8	8	8
	1200	12	8	12	8	12	8	8	8	8
500	500	9	8	8	8	8	8	8	8	8
	750	13	10	12	10	11	9	8	9	8
	1000	16	11	15	11	14	9	9	11	9
	1500	16	11	16	11	16	8	8	11	8
600	600	12	10	10	9	9	9	8	8	8
	900	21	14	20	14	18	11	11	14	11
	1200	21	14	20	14	18	11	11	14	11
	1800	21	14	21	14	21	10	10	14	10
700	700	14	13	13	11	12	12	10	10	9
	1050	22	16	19	15	17	13	13	14	12
	1400	26	18	25	17	23	14	14	17	14
	2100	26	17	26	17	26	12	12	17	12
800	800	15	13	13	11	12	12	10	10	9
	1200	22	17	20	16	17	14	13	15	13
	1600	27	18	26	18	24	14	14	18	14
	2400	32	21	32	21	32	14	14	21	14

(fonte: elaborado pelo autor)

6.2.3 Pré-Dimensionamento de lajes

Nessa seção são apresentados os resultados da espessura das lajes, segundo os métodos de pré-dimensionamento. Os valores em verde, representam as espessuras pré-dimensionadas que ficaram acima das calculadas pela norma; os que estão em vermelho, ficaram abaixo, indo contra os padrões desejáveis de segurança. Nas situações onde o valor estimado foi menor que o permitido pela Norma, considerou-se a espessura mínima exigida (8 cm).

6.2.3.1 Método usado por Formagini

As seções foram calculadas de acordo com a item 5.2.1.

6.2.3.1.1 Resultados do método

Os resultados dos valores das espessuras calculadas pelo método estão apresentados nas figuras a seguir:

Figura 40 – Estimativa usada por Formagini para a carga de 1,5 kN/m²

FORMAGINI			$h_L = (2,5 - 0,1 n_d)L_i + 3$								
a (cm)	b (cm)	L_i	Espessura da laje								
											
200	200	1,4	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	300	0	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	400	0	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	600	0	8	8	8	8	8	8	8	8	8
300	300	2,1	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	450	3	11	10	10	10	10	10	10	10	9
	600	3	11	10	10	10	10	10	10	10	9
	900	3	11	10	10	10	10	10	10	10	9
400	400	2,8	10	10	10	9	9	9	9	9	9
	600	4	13	13	13	12	12	12	12	12	11
	800	4	13	13	13	12	12	12	12	12	11
	1200	4	13	13	13	12	12	12	12	12	11
500	500	3,5	12	11	11	11	11	11	11	11	10
	750	5	16	15	15	15	15	15	14	14	13
	1000	5	16	15	15	15	15	15	14	14	13
	1500	5	16	15	15	15	15	15	14	14	13
600	600	4,2	14	13	13	13	13	13	12	12	11
	900	6	18	17	17	17	17	17	16	16	15
	1200	6	18	17	17	17	17	17	16	16	15
	1800	6	18	17	17	17	17	17	16	16	15
700	700	4,9	15	15	15	14	14	14	14	14	13
	1050	7	21	20	20	19	19	19	18	18	17
	1400	7	21	20	20	19	19	19	18	18	17
	2100	7	21	20	20	19	19	19	18	18	17
800	800	5,6	17	16	16	16	16	16	15	15	14
	1200	8	23	22	22	21	21	21	21	21	19
	1600	8	23	22	22	21	21	21	21	21	19
	2400	8	23	22	22	21	21	21	21	21	19

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 41 – Estimativa usada por Formagini para a carga de 3 kN/m²

FORMAGINI			$h_L = (2,5 - 0,1 n_d)L_i + 3$								
a (cm)	b (cm)	L_i	Espessura da laje (cm)								
											
200	200	1,4	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	300	0	3	8	8	8	8	8	8	8	8
	400	0	3	8	8	8	8	8	8	8	8
	600	0	3	8	8	8	8	8	8	8	8
300	300	2,1	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	450	3	11	10	10	10	10	10	10	10	9
	600	3	11	10	10	10	10	10	10	10	9
	900	3	11	10	10	10	10	10	10	10	9
400	400	2,8	10	10	10	9	9	9	9	9	9
	600	4	13	13	13	12	12	12	12	12	11
	800	4	13	13	13	12	12	12	12	12	11
	1200	4	13	13	13	12	12	12	12	12	11
500	500	3,5	12	11	11	11	11	11	11	11	10
	750	5	16	15	15	15	15	15	15	14	13
	1000	5	16	15	15	15	15	15	15	14	13
	1500	5	16	15	15	15	15	15	15	14	13
600	600	4,2	14	13	13	13	13	13	12	12	11
	900	6	18	17	17	17	17	17	16	16	15
	1200	6	18	17	17	17	17	17	16	16	15
	1800	6	18	17	17	17	17	17	16	16	15
700	700	4,9	15	15	15	14	14	14	14	14	13
	1050	7	21	20	20	19	19	19	18	18	17
	1400	7	21	20	20	19	19	19	18	18	17
	2100	7	21	20	20	19	19	19	18	18	17
800	800	5,6	17	16	16	16	16	16	15	15	14
	1200	8	23	22	22	21	21	21	21	21	19
	1600	8	23	22	22	21	21	21	21	21	19
	2400	8	23	22	22	21	21	21	21	21	19

(fonte: elaborado pelo autor)

6.2.3.1.2 Precisão do método

Os resultados do cálculo do erro relativo de cada configuração e do erro médio dos grupos de vigas adotados estão apresentados para as cargas de 1,5 e 3 kN/m², respectivamente, nas figuras a seguir:

Figura 42 – Aproximação do método usado por Formagini para carga de 1,5 kN/m²

FORMAGINI		$h_L = (2,5 - 0,1 n_d) L_i + 3$												
a	b	Erro relativo										Erro médio		
														
2	2													
2	3													
2	4													
2	6													
Lajes Pequenas	3	3										25%	33%	42%
	3	4,5	38%	25%	25%	25%	25%	25%	25%	25%	13%			
	3	6	38%	25%	25%	25%	25%	25%	25%	25%	13%			
	3	9	38%	25%	25%	25%	25%	25%	25%	25%	13%			
	4	4	25%	25%	25%	13%	13%	13%	13%	13%	13%			
	4	6	63%	63%	63%	50%	50%	50%	50%	50%	38%			
	4	8	44%	63%	44%	50%	33%	50%	50%	50%	38%			
4	12	18%	63%	18%	50%	9%	50%	50%	50%	38%				
Lajes Médias	5	5	50%	38%	38%	38%	38%	38%	38%	25%	51%	51%	42%	
	5	7,5	45%	88%	50%	88%	67%	88%	75%	75%				63%
	5	10	23%	67%	25%	67%	36%	88%	75%	56%				63%
	5	15	7%	50%	0%	50%	0%	88%	75%	40%	63%			
	6	6	40%	44%	44%	63%	63%	63%	50%	50%	38%			
	6	9	29%	55%	42%	70%	55%	89%	78%	78%	88%			
	6	12	6%	42%	6%	55%	13%	89%	78%	45%	67%			
6	18	10%	31%	15%	31%	15%	89%	78%	23%	67%				
Lajes Grandes	7	7	25%	50%	50%	56%	56%	56%	75%	75%	63%	44%	40%	
	7	10,5	24%	54%	33%	58%	36%	73%	80%	64%	70%			
	7	14	0%	43%	0%	36%	0%	73%	64%	29%	55%			
	7	21	16%	25%	20%	19%	24%	73%	64%	13%	55%			
	8	8	21%	33%	33%	45%	45%	45%	50%	50%	56%			
	8	12	10%	38%	16%	40%	24%	62%	62%	50%	58%			
	8	16	12%	29%	8%	24%	9%	62%	62%	24%	46%			
8	24	26%	10%	29%	5%	32%	62%	62%	5%	46%				

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 43 – Aproximação do método usado por Formagini para carga de 3 kN/m²

FORMAGINI		$h_L = (2,5 - 0,1 n_d)L_i + 3$													
a	b	Erro relativo													
												Erro médio			
2	2														
2	3	63%													
2	4	63%													
2	6	63%													
Lajes Pequenas	3	3													
	3	4,5	38%	25%	25%	25%	25%	25%	25%	25%	25%	13%	24%	30%	
	3	6	38%	25%	25%	25%	11%	25%	25%	25%	25%	13%			
	3	9	38%	25%	25%	25%	25%	25%	25%	25%	25%	13%			
	4	4	25%	25%	25%	13%	13%	13%	13%	13%	13%	13%	34%		
	4	6	30%	63%	44%	50%	50%	50%	50%	50%	50%	38%			
	4	8	8%	63%	18%	50%	9%	50%	50%	50%	50%	38%			
4	12	8%	63%	8%	50%	0%	50%	50%	50%	50%	38%				
Lajes Médias	5	5	33%	38%	38%	38%	38%	38%	38%	38%	38%	25%	38%	34%	
	5	7,5	23%	50%	25%	50%	36%	67%	75%	56%	63%				
	5	10	0%	36%	0%	36%	7%	67%	56%	27%	44%				
	6	6	17%	30%	30%	44%	44%	44%	50%	50%	50%	38%	30%		
	6	9	14%	21%	15%	21%	6%	55%	45%	14%	36%				
	6	12	14%	21%	15%	21%	6%	55%	45%	14%	36%				
	6	18	14%	21%	19%	21%	19%	70%	60%	14%	50%				
Lajes Grandes	7	7	7%	15%	15%	27%	17%	17%	40%	40%	44%	24%	27%		
	7	10,5	5%	25%	5%	27%	12%	46%	38%	29%	42%				
	7	14	19%	11%	20%	12%	17%	36%	29%	6%	21%				
	7	21	19%	18%	23%	12%	27%	58%	50%	6%	42%				
	8	8	13%	23%	23%	45%	33%	33%	50%	50%	56%	30%			
	8	12	5%	29%	10%	31%	24%	50%	62%	40%	46%				
	8	16	15%	22%	15%	17%	13%	50%	50%	17%	36%				
	8	24	28%	5%	31%	0%	34%	50%	50%	0%	36%				

(fonte: elaborado pelo autor)

6.2.3.1.3 Avaliação do método usado por Formagini

Analisando os resultados das aproximações do método, pode-se concluir que ele possui uma maior segurança para a carga de $1,5 \text{ kN/m}^2$, na qual teve apenas 12 configurações abaixo da espessura calculada pela norma; enquanto que a de 3 kN/m^2 apresentou mais de 20. Por outro lado, esta obteve maior precisão na aferição, com erro médio de todos os resultados igual a 29%, enquanto a de menor carga, 40%.

Em ambos os casos, os níveis de segurança foram menores para lajes armadas em apenas uma direção, com vãos ultrapassando os 5 m, principalmente quando os lados maiores estavam simplesmente apoiados.

Pode-se observar ainda que o método é mais confiável para lajes pequenas, apresentando erros médios menores que 30% para ambas as cargas. A estimativa mais além da Norma aconteceu para lajes médias, com erro médio de até 50%.

6.2.3.2 Método usado por Lança

As seções são calculadas de acordo com o item 5.2.2.

6.2.3.2.1 Resultados do método

Os resultados do cálculo do erro relativo de cada configuração e do erro médio dos grupos de lajes adotados estão apresentados para as cargas de $1,5$ e 3 kN/m^2 , respectivamente, nas figuras a seguir:

Figura 44 – Resultados do método usado por Lança para a carga de 1,5 kN/m²

LANÇA		$h_L = a / (30 \text{ até } 40)$								
a (cm)	b (cm)	Espessura da laje (cm)								
										
200	200	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	300	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	400	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	600	8	8	8	8	8	8	8	8	8
300	300	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	450	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	600	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	900	10	10	10	10	10	10	10	10	10
400	400	10	10	10	10	10	10	10	10	10
	600	10	10	10	10	10	10	10	10	10
	800	10	10	10	10	10	10	10	10	10
	1200	13	13	13	13	13	13	13	13	13
500	500	13	13	13	13	13	13	13	13	13
	750	13	13	13	13	13	13	13	13	13
	1000	13	13	13	13	13	13	13	13	13
	1500	17	17	17	17	17	17	17	17	17
600	600	15	15	15	15	15	15	15	15	15
	900	15	15	15	15	15	15	15	15	15
	1200	15	15	15	15	15	15	15	15	15
	1800	20	20	20	20	20	20	20	20	20
700	700	18	18	18	18	18	18	18	18	18
	1050	18	18	18	18	18	18	18	18	18
	1400	18	18	18	18	18	18	18	18	18
	2100	23	23	23	23	23	23	23	23	23
800	800	20	20	20	20	20	20	20	20	20
	1200	20	20	20	20	20	20	20	20	20
	1600	20	20	20	20	20	20	20	20	20
	2400	27	27	27	27	27	27	27	27	27

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 45 – Resultados do método usado por Lança para a carga de 3 kN/m²

LANÇA		$h_L = a / (30 \text{ até } 40)$								
a (cm)	b (cm)	Espessura da laje (cm)								
										
200	200	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	300	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	400	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	600	8	8	8	8	8	8	8	8	8
300	300	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	450	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	600	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	900	10	10	10	10	10	10	10	10	10
400	400	10	10	10	10	10	10	10	10	10
	600	10	10	10	10	10	10	10	10	10
	800	10	10	10	10	10	10	10	10	10
	1200	13	13	13	13	13	13	13	13	13
500	500	13	13	13	13	13	13	13	13	13
	750	13	13	13	13	13	13	13	13	13
	1000	13	13	13	13	13	13	13	13	13
	1500	17	17	17	17	17	17	17	17	17
600	600	15	15	15	15	15	15	15	15	15
	900	15	15	15	15	15	15	15	15	15
	1200	15	15	15	15	15	15	15	15	15
	1800	20	20	20	20	20	20	20	20	20
700	700	18	18	18	18	18	18	18	18	18
	1050	18	18	18	18	18	18	18	18	18
	1400	18	18	18	18	18	18	18	18	18
	2100	23	23	23	23	23	23	23	23	23
800	800	20	20	20	20	20	20	20	20	20
	1200	20	20	20	20	20	20	20	20	20
	1600	20	20	20	20	20	20	20	20	20
	2400	27	27	27	27	27	27	27	27	27

(fonte: elaborado pelo autor)

6.2.3.2.2 Precisão do método

Os resultados do cálculo do erro relativo (considerando o resultado do dimensionamento como o correto) de cada configuração e do erro médio dos grupos de vigas adotados estão apresentados para as cargas de 1,5 e 3 kN/m², respectivamente, nas figuras a seguir (foram omitidos os casos onde a espessura resultou menor que a mínima):

Figura 46 – Estimativa do método usado por Lança para a carga de 1,5 kN/m²

LANÇA		$h_l = a / (30 \text{ até } 40)$										Erro médio					
a (m)	b (m)	Erro relativo															
2	2																
2	3																
2	4																
2	6																
Lajes Pequenas	3	3												22%	28%	48%	
	3	4,5	6%														
	3	6	6%														
	3	9	25%	25%	25%	25%	25%	25%	25%	25%	25%	25%	25%				
	4	4	25%	25%	25%	25%	25%	25%	25%	25%	25%	25%	25%				
	4	6	25%	25%	25%	25%	25%	25%	25%	25%	25%	25%	25%				
Lajes Médias	4	8	11%	25%	11%	25%	11%	25%	25%	25%	25%	25%	30%	54%	55%	48%	
	4	12	21%	63%	18%	63%	18%	63%	63%	63%	63%	63%					
	5	5	56%	63%	63%	63%	63%	63%	63%	63%	63%	63%	54%				
	5	7,5	14%	63%	30%	63%	44%	63%	63%	63%	63%	63%	54%				
	5	10	4%	44%	8%	44%	18%	63%	63%	44%	63%	63%	54%				
	5	15	11%	70%	13%	70%	13%	113%	113%	70%	113%	113%	55%				
	6	6	50%	67%	67%	88%	88%	88%	88%	88%	88%	88%	55%				
Lajes Grandes	6	9	7%	36%	25%	50%	36%	67%	67%	67%	88%	55%					
	6	12	12%	25%	6%	36%	0%	67%	67%	36%	67%	55%					
	6	18	0%	54%	0%	54%	0%	122%	122%	54%	122%	55%					
	7	7	46%	80%	80%	100%	100%	100%	125%	125%	125%	58%	54%				
	7	10,5	3%	38%	20%	50%	29%	64%	80%	64%	80%						
	7	14	17%	29%	10%	29%	5%	64%	64%	29%	64%	58%					
	7	21	7%	44%	8%	44%	8%	109%	109%	44%	109%	58%					
	8	8	43%	67%	67%	82%	82%	82%	100%	100%	122%	50%					
8	12	5%	25%	5%	33%	18%	54%	54%	43%	67%							
8	16	23%	18%	17%	18%	13%	54%	54%	18%	54%							
8	24	14%	35%	13%	35%	13%	108%	108%	35%	108%							

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 47 – Estimativa do método usado por Lança para a carga de 3 kN/m²

LANÇA		$h_l = a / (30 \text{ até } 40)$										Erro médio			
a (m)	b (m)	Erro relativo													
2	2														
2	3														
2	4														
2	6														
Lajes Pequenas	3	3											24%	27%	38%
	3	4,5													
	3	6					11%						28%		
	3	9	25%	25%	25%	25%	25%	25%	25%	25%	25%	25%			
	4	4	25%	25%	25%	25%	25%	25%	25%	25%	25%	25%			
	4	6	0%	25%	11%	25%	25%	25%	25%	25%	25%	25%			
4	8	17%	25%	9%	25%	9%	25%	25%	25%	25%	25%				
4	12	8%	63%	8%	63%	8%	63%	63%	63%	63%	63%				
Lajes Médias	5	5	44%	63%	63%	63%	63%	63%	63%	63%	63%		44%	42%	38%
	5	7,5	0%	30%	8%	30%	18%	44%	63%	44%	63%				
	5	10	19%	18%	13%	18%	7%	44%	44%	18%	44%				
	5	15	6%	55%	6%	55%	6%	113%	113%	55%	113%				
	6	6	25%	50%	50%	67%	67%	67%	88%	88%	88%		40%		
	6	9	29%	7%	25%	7%	17%	36%	36%	7%	36%				
	6	12	29%	7%	25%	7%	17%	36%	36%	7%	36%				
6	18	5%	43%	5%	43%	5%	100%	100%	43%	100%					
Lajes Grandes	7	7	29%	38%	38%	64%	50%	50%	80%	80%	100%		37%	40%	
	7	10,5	18%	13%	5%	20%	6%	38%	38%	29%	50%				
	7	14	31%	0%	28%	6%	22%	29%	29%	6%	29%				
	7	21	12%	35%	12%	35%	12%	92%	92%	35%	92%				
	8	8	33%	54%	54%	82%	67%	67%	100%	100%	122%		44%		
	8	12	9%	18%	0%	25%	18%	43%	54%	33%	54%				
	8	16	26%	11%	23%	11%	17%	43%	43%	11%	43%				
	8	24	16%	29%	16%	29%	16%	93%	93%	29%	93%				

(fonte: elaborado pelo autor)

6.2.2.2.3 Avaliação do método usado por Lança

O método não leva em consideração o arranjo nem a geometria das lajes, apenas o vão menor. Tal simplificação acarreta em uma mesma espessura para diferentes configurações de lajes, podendo gerar, portanto, maior imprecisão à medida que os lados são engastados. Isso ocorre principalmente em lajes grandes, onde o erro é menor para as que são completamente apoiadas e maior para as engastadas.

O método foi mais fiel para a carga maior, com erros em torno de 30 %. As estimativas são melhores para lajes pequenas, cujo erro médio é em torno de 20 %. Quanto aos apoios, os resultados são menos confiáveis quando os lados maiores são engastados, pois nesses casos grande parte das espessuras ficaram menores que as estipuladas pela Norma.

6.2.3.3 Método da NBR 6118:80

As seções são calculadas de acordo com o item 5.2.3.

6.2.3.3.1 Resultados do método

Os resultados dos valores das espessuras calculadas pelo método estão apresentados para as cargas de 1,5 e 3 kN/m², respectivamente, nas figuras a seguir:

Figura 48 – Aproximações da NBR6118:80 para a carga de 1,5 kN/m²

NBR 6118:80			$h_L = 3 + a / (\psi_1 \psi_2)$								
a (cm)	b (cm)	b / a	Espessura da laje (cm)								
											
200	200	1	8	8	8	8	8	8	8	8	8
200	300	1,5	9	8	9	8	8	8	8	8	8
200	400	2	10	9	10	9	10	8	8	9	8
200	600	3	11	10	11	10	11	8	8	8	8
300	300	1	11	10	10	10	9	9	9	9	8
300	450	1,5	12	11	12	11	11	10	9	10	9
300	600	2	14	12	14	12	13	10	10	12	10
300	900	3	15	13	15	13	15	10	10	13	10
400	400	1	14	12	12	19	11	11	11	11	10
400	600	1,5	15	13	14	14	13	12	12	12	11
400	800	2	18	14	18	11	16	12	12	14	12
400	1200	3	19	16	19	16	19	12	12	16	12
500	500	1	16	15	15	14	11	14	13	13	12
500	750	1,5	18	16	17	16	13	14	14	15	13
500	1000	2	21	17	21	17	16	15	15	17	15
500	1500	3	23	20	23	20	23	15	15	20	17
600	600	1	19	17	17	16	16	16	15	15	14
600	900	1,5	21	18	20	18	18	16	16	17	15
600	1200	2	25	20	25	20	23	17	17	20	17
600	1800	3	27	23	27	23	27	17	17	23	17
700	700	1	22	19	19	19	18	18	17	17	16
700	1050	1,5	25	21	23	21	21	19	18	19	17
700	1400	2	28	23	28	23	26	19	19	23	19
700	2100	3	31	26	31	26	31	19	19	26	19
800	800	1	24	22	22	21	20	20	19	19	18
800	1200	1,5	28	24	26	23	24	21	20	22	19
800	1600	2	32	26	32	26	30	22	22	26	22
800	2400	3	35	30	35	30	35	22	22	30	22

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 49 – Aproximações da NBR6118:80 para a carga de 3 kN/m²

NBR 6118:80			$h_L = 3 + a / (\Psi_1 \Psi_2)$								
a (cm)	b (cm)	b / a	Espessura da laje (cm)								
											
200	200	1	8	8	8	8	8	8	8	8	8
200	300	1,5	9	8	9	8	8	8	8	8	8
200	400	2	10	9	10	9	10	8	8	9	8
200	600	3	11	10	11	10	11	8	8	8	8
300	300	1	11	10	10	10	9	9	9	9	8
300	450	1,5	12	11	12	11	11	10	9	10	9
300	600	2	14	12	14	12	13	10	10	12	10
300	900	3	15	13	15	13	15	10	10	13	10
400	400	1	14	12	12	19	11	11	11	11	10
400	600	1,5	15	13	14	14	13	12	12	12	11
400	800	2	18	14	18	11	16	12	12	14	12
400	1200	3	19	16	19	16	19	12	12	16	12
500	500	1	16	15	15	14	11	14	13	13	12
500	750	1,5	18	16	17	16	13	14	15	15	13
500	1000	2	21	17	21	17	16	15	17	17	15
500	1500	3	23	20	23	20	23	15	15	20	17
600	600	1	19	17	17	16	16	16	15	15	14
600	900	1,5	21	18	20	18	16	16	16	17	15
600	1200	2	25	20	25	20	17	17	17	20	17
600	1800	3	27	23	27	23	27	17	17	23	17
700	700	1	22	19	19	19	18	18	17	17	16
700	1050	1,5	25	21	23	21	21	19	18	19	17
700	1400	2	28	23	28	23	26	19	19	23	19
700	2100	3	31	26	31	26	31	19	19	26	19
800	800	1	24	22	22	21	20	20	19	19	18
800	1200	1,5	28	24	26	23	24	21	20	22	19
800	1600	2	32	26	32	26	30	22	22	26	22
800	2400	3	35	30	35	30	35	22	22	30	22

(fonte: elaborado pelo autor)

6.2.3.3.2 Precisão do método

Os resultados do cálculo do erro relativo de cada configuração e do erro médio dos grupos de vigas adotados estão apresentados para as cargas de 1,5 e 3 kN/m², respectivamente, nas figuras a seguir:

:

Figura 50 – Estimativa da NBR 6118:80 para a carga de 1,5 kN/m²

NBR 6118:80			$h_L = 3 + a / (\Psi_1 \Psi_2)$												
a	b	b/a	Erro relativo										Erro médio		
200	200	1											23%		
200	300	1,5	13%		13%										
200	400	2	25%	13%	25%	13%	25%				13%				
200	600	3	38%	25%	38%	25%	38%								
Lajes Pequenas	300	300	1	38%	25%	25%	25%	13%	13%	13%	13%		40%	53%	64%
	300	450	1,5	50%	38%	50%	38%	38%	25%	13%	25%	13%			
	300	600	2	75%	50%	75%	50%	63%	25%	25%	50%	25%			
	300	900	3	88%	63%	88%	63%	88%	25%	25%	63%	25%			
	400	400	1	75%	50%	50%	138%	38%	38%	38%	38%	25%			
	400	600	1,5	88%	63%	75%	75%	63%	50%	50%	50%	38%			
	400	800	2	100%	75%	100%	38%	78%	50%	50%	75%	50%			
400	1200	3	73%	100%	73%	100%	73%	50%	50%	100%	50%				
Lajes Médias	500	500	1	100%	88%	88%	75%	38%	75%	63%	63%	50%	77%	76%	64%
	500	750	1,5	64%	100%	70%	100%	44%	75%	75%	88%	63%			
	500	1000	2	62%	89%	75%	89%	45%	88%	88%	89%	88%			
	500	1500	3	53%	100%	53%	100%	53%	88%	88%	100%	113%			
	600	600	1	90%	89%	89%	100%	100%	100%	88%	88%	75%			
	600	900	1,5	50%	64%	67%	80%	64%	78%	78%	89%	88%			
	600	1200	2	47%	67%	56%	82%	53%	89%	89%	82%	89%			
600	1800	3	35%	77%	35%	77%	35%	89%	89%	77%	89%				
Lajes Grandes	700	700	1	83%	90%	90%	111%	100%	100%	113%	113%	100%	69%	63%	
	700	1050	1,5	47%	62%	53%	75%	50%	73%	80%	73%	70%			
	700	1400	2	33%	64%	40%	64%	37%	73%	73%	64%	73%			
	700	2100	3	24%	63%	24%	63%	24%	73%	73%	63%	73%			
	800	800	1	71%	83%	83%	91%	82%	82%	90%	90%	100%			
	800	1200	1,5	33%	50%	37%	53%	41%	62%	54%	57%	58%			
	800	1600	2	23%	53%	33%	53%	30%	69%	69%	53%	69%			
800	2400	3	13%	50%	13%	50%	13%	69%	69%	50%	69%				

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 51 – Estimativa de NBR 6118:80 para a carga de 3 kN/m²

NBR 6118:80			$h_l = 3 + a / (\Psi_1 \Psi_2)$															
a	b	b/a	Erro relativo										Erro médio					
200	200	1																
200	300	1,5	13%		13%													24%
200	400	2	25%	13%	25%	13%	25%											
200	600	3	38%	25%	38%	25%	38%											
Lajes Pequenas	300	300	1	38%	25%	25%	25%	13%	13%	13%	13%							40%
	300	450	1,5	50%	38%	50%	38%	38%	25%	13%	25%	13%						49%
	300	600	2	75%	50%	75%	50%	44%	25%	25%	50%	25%						
	300	900	3	88%	63%	88%	63%	88%	25%	25%	63%	25%						
	400	400	1	75%	50%	50%	138%	38%	38%	38%	38%	25%						58%
	400	600	1,5	50%	63%	56%	75%	63%	50%	50%	50%	38%						
	400	800	2	50%	75%	64%	38%	45%	50%	50%	75%	50%						
	400	1200	3	58%	100%	58%	100%	58%	50%	50%	100%	50%						
Lajes Médias	500	500	1	78%	88%	88%	75%	38%	75%	63%	63%	50%						62%
	500	750	1,5	38%	60%	42%	60%	18%	56%	88%	67%	63%						55%
	500	1000	2	31%	55%	40%	55%	14%	67%	89%	55%	67%						
	500	1500	3	44%	82%	44%	82%	44%	88%	88%	82%	113%						
	600	600	1	58%	70%	70%	78%	78%	78%	88%	88%	75%						48%
	600	900	1,5	0%	29%	0%	29%	11%	45%	45%	21%	36%						
	600	1200	2	19%	43%	25%	43%	6%	55%	55%	43%	55%						
	600	1800	3	29%	64%	29%	64%	29%	70%	70%	64%	70%						
Lajes Grandes	700	700	1	57%	46%	46%	73%	50%	50%	70%	70%	78%						41%
	700	1050	1,5	14%	31%	21%	40%	24%	46%	38%	36%	42%						
	700	1400	2	8%	28%	12%	35%	13%	36%	36%	35%	36%						
	700	2100	3	19%	53%	19%	53%	19%	58%	58%	53%	58%						
	800	800	1	60%	69%	69%	91%	67%	67%	90%	90%	100%						50%
	800	1200	1,5	27%	41%	30%	44%	41%	50%	54%	47%	46%						
	800	1600	2	19%	44%	23%	44%	25%	57%	57%	44%	57%						
	800	2400	3	9%	43%	9%	43%	9%	57%	57%	43%	57%						

(fonte: elaborado pelo autor)

6.2.3.3.3 Avaliação do método NBR 6118:80

O método é o mais conservador dos avaliados. Em todas as configurações, obteve-se uma espessura maior que a calculada pela Norma atual, exceto em dois casos isolados com carga de 3 kN/m² que não alteram significativamente o comportamento. Os resultados são mais robustos pois foram baseadas em concretos comumente usados nos anos 80, os quais eram muito menos resistentes que os de hoje em dia. Portanto necessitavam de espessuras mais consideráveis para garantir o nível de segurança desejável.

A aferição foi melhor para lajes com $a = 3$ m. Nas outras, o erro ficou em torno de 70 %, exceto nas de 8 m, as quais tiveram um comportamento intermediário, com 57 %.

6.3 PILARES

Nessa seção, são detalhados os procedimentos de análise dos métodos de pré-dimensionamento de pilares.

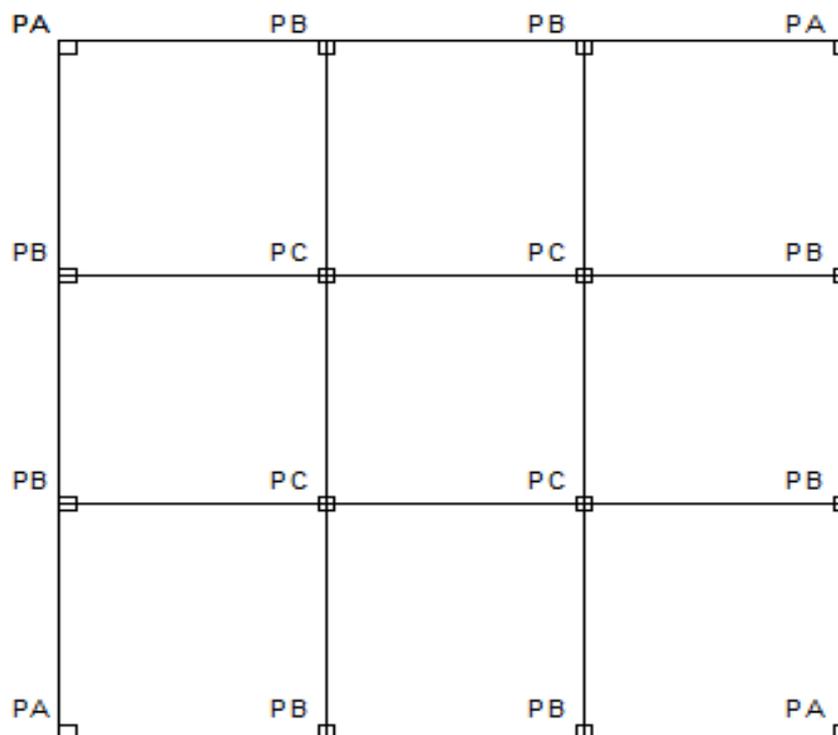
6.3.1 Considerações adotadas

Os pilares foram configurados de forma que fosse possível fazer uma analogia razoável com pilares usuais em edifícios residenciais.

6.3.1.1 Geometria

Os pilares foram arranjados em um pavimento com nove lajes quadradas, todas variando de 3 a 8 m de lado e com 8 cm de espessura. Os pilares foram subdivididos em três grupos de mesma carga: os de canto (PA), os de extremidade (PB) e os intermediários (PC), conforme a figura a seguir:

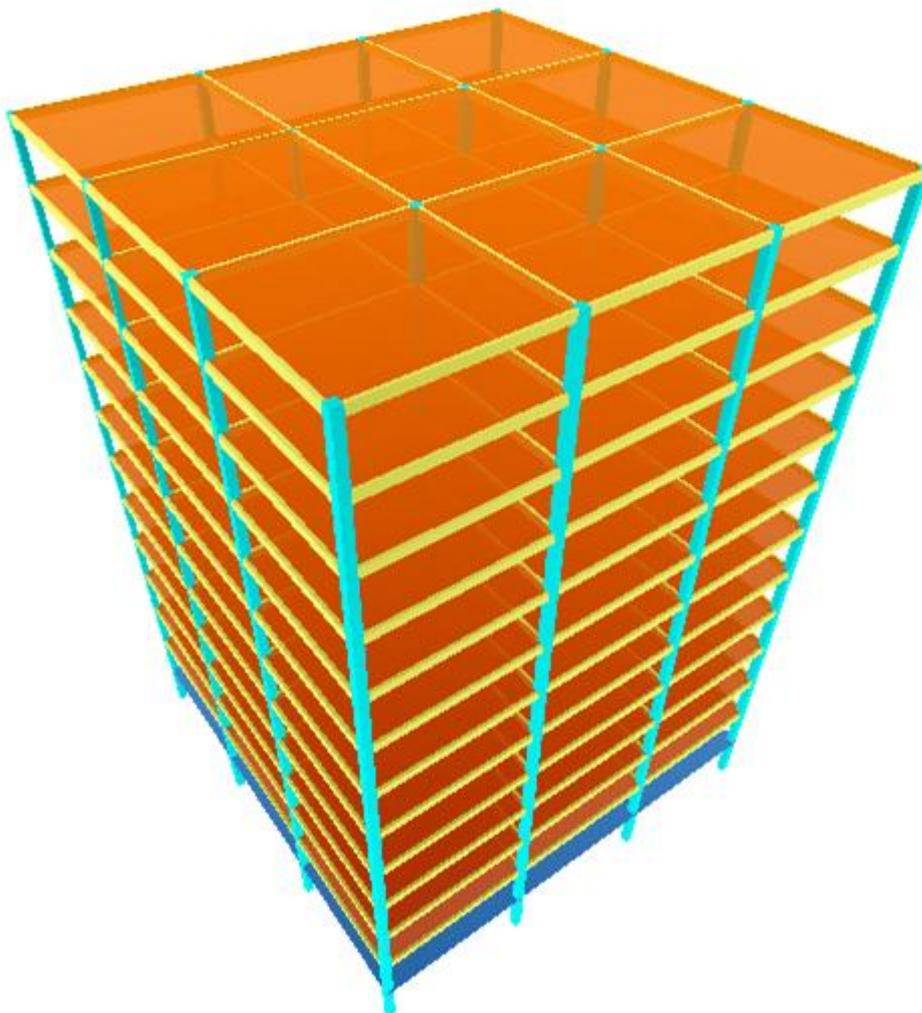
Figura 52 – Pavimento tipo considerado



(fonte: elaborado pelo autor)

Admitiu-se uma edificação com 12 desses pavimentos, representando um caso residencial, conforme a figura seguinte:

Figura 53 – Pórtico da edificação analisada



(fonte: elaborado pelo autor)

6.3.1.2 Cargas e Materiais

Toda a estrutura foi projetada com concreto C35 (2500 kgf/m^3) e as lajes receberam uma carga acidental de $1,5 \text{ kN/m}^2$ (tipicamente residencial). Não foram consideradas cargas referentes ao vento. Em relação às paredes, as apoiadas em vigas externas foram projetadas com 25 cm de espessura e 280 cm de altura, com peso específico de 1300 kgf/m^3 . As apoiadas em vigas internas, foram adotadas como sendo dry wall (peso desconsiderado). Para o cálculo das seções com os métodos propostos, considerou-se, as cargas devido ao peso próprio das lajes conforme a figura a seguir:

Figura 54 – Cargas relativas ao peso próprio e acidental

Material	Espessuras (m)	peso esp.	q mat
Piso	0,01	18	0,18
Arg. Ass.	0,03	21	0,63
Concr.	0,08	25	2
Reb.	0,01	13	0,13
Carga Acidental (kN)			1,5
			Σq 4,44 kN/m ²

(fonte: elaborado pelo autor)

Somando-se às cargas das paredes externas, a carga total distribuída usada nos métodos de pré-dimensionamento é mostrada a seguir:

Figura 55 – Carga total utilizada

Configuração	q Total (kN/m ²)
vãos de 3 m	8,48
vãos de 4 m	7,27
vãos de 5 m	6,38
vãos de 6 m	5,86
vãos de 7 m	5,56
vãos de 8 m	5,37

(fonte: elaborado pelo autor)

6.3.2 Dimensionamento dos pilares

Para dimensionar a estrutura conforme a NBR 6118:14, usou-se o Eberick V9 (versão demonstrativa), calculando-se pavimento por pavimento. Cada seção do pilar foi determinada como sendo próxima da menor possível dentro dos padrões de taxa mínima estabelecidos pela Norma. Para os pilares de canto e intermediários, adotou-se seções quadradas; para os de extremidade, seções retangulares (exceto para seções de 20 x 20 cm). O programa dimensionou os pilares através de uma série de análises mostradas na figura a seguir:

Figura 56 – Análise processada pelo programa

Análise

Processo

Pórtico espacial
 Pavimentos isolados

Geral

Redução no engaste para nós semi rígidos: 15 %
 Redução na torção para os pilares: 0 %
 Redução na torção para as vigas: 85 %
 Aumento na rigidez axial dos pilares: 1 ...

Salvar automaticamente o projeto após o processamento

Não linearidade física

Rigidez das vigas: 0.4 Eci.Ic
 Rigidez dos pilares: 0.8 Eci.Ic
 Rigidez das lajes: 0.5 Eci.Ic

P-Delta

Utilizar o processo P-Delta
 Número máximo de iterações: 10
 Precisão mínima: 1 %
 Combinação vertical de cálculo: 1.4G1+1.4G2+1.4Q+1.1A ...

Precisão numérica

Erro estimado máximo: 1 %
 Valor absoluto mínimo: 100

Imperfeições globais

Tipo de estrutura: Estruturas Usuais
 Considerar para: Direção X
 Direção Y
 Combinação vertical característica: G1+G2+Q+A ...

(fonte: elaborado pelo autor)

Sendo G1 o peso próprio, G2 a carga adicional, Q a carga acidental e A a ação devido à água.

Os resultados estão mostrados na figura seguinte:

Figura 57 – Dimensionamento dos pilares segundo o Eberick

Pav (9 x 9)	Pilar A	Pilar B	Pilar C
	Seção L x L (cm)	Seção b x h (cm)	Seção L x L (cm)
1	25	20 x 40	25
2	20	20 x 20	20
3	20	20 x 20	20
4	20	20 x 20	20
5	20	20 x 20	20
6	20	20 x 20	20
7	20	20 x 20	20
8	20	20 x 20	20
9	20	20 x 20	20
10	20	20 x 20	20
11	20	20 x 20	20
12	20	20 x 20	20

Pav (9 x 9)	Pilar A	Pilar B	Pilar C
	Seção L x L (cm)	Seção b x h (cm)	Seção L x L (cm)
1	30	33 x 33	30
2	25	25 x 25	30
3	25	25 x 30	30
4	25	20 x 30	28
5	25	20 x 30	25
6	22	20 x 25	25
7	22	20 x 22	25
8	22	20 x 22	22
9	22	20 x 22	20
10	22	20 x 20	20
11	20	20 x 20	20
12	25	20 x 22	20

Pav (21 x 21)	Pilar A	Pilar B	Pilar C
	Seção L x L (cm)	Seção b x h (cm)	Seção L x L (cm)
1	32	30 x 45	40
2	30	25 x 45	38
3	30	25 x 40	35
4	28	25 x 35	35
5	28	25 x 35	33
6	28	25 x 30	33
7	28	25 x 30	30
8	28	25 x 30	28
9	25	25 x 25	25
10	25	20 x 25	25
11	25	20 x 30	25
12	30	20 x 30	20

Pav (12 x 12)	Pilar A	Pilar B	Pilar C
	Seção L x L (cm)	Seção b x h (cm)	Seção L x L (cm)
1	25	25 x 35	28
2	20	20 x 30	22
3	20	20 x 25	22
4	20	20 x 25	22
5	20	20 x 20	20
6	20	20 x 20	20
7	20	20 x 20	20
8	20	20 x 20	20
9	20	20 x 20	20
10	20	20 x 20	20
11	20	20 x 20	20
12	20	20 x 20	20

Pav (18 x 18)	Pilar A	Pilar B	Pilar C
	Seção L x L (cm)	Seção b x h (cm)	Seção L x L (cm)
1	30	30 x 40	38
2	28	25 x 45	35
3	28	25 x 30	33
4	25	20 x 40	30
5	25	20 x 35	30
6	25	20 x 35	28
7	25	20 x 35	28
8	25	20 x 35	25
9	25	20 x 25	25
10	25	20 x 25	20
11	22	20 x 20	20
12	28	20 x 25	20

Pav (24 x 24)	Pilar A	Pilar B	Pilar C
	Seção L x L (cm)	Seção b x h (cm)	Seção L x L (cm)
1	35	30 x 55	40
2	32	30 x 40	38
3	32	30 x 40	35
4	30	25 x 45	35
5	30	25 x 45	32
6	30	25 x 45	32
7	30	20 x 45	30
8	28	25 x 30	25
9	28	20x 35	25
10	28	25 x 30	22
11	28	20 x 25	20
12	32	25 x 35	22

(fonte: elaborado pelo autor)

6.3.3 Avaliação dos resultados

Os métodos foram avaliados em todos os andares da estrutura. A análise foi feita comparando-se os resultados de pré-dimensionamento com os calculados pelo "Eberick". Para cada tipo de pilar, montou-se tabelas e gráficos com os erros do método em cada andar. Somente foram graficados os resultados correspondentes às seções maiores que as dimensões mínimas (20 x 20cm). As porcentagens negativas significam que o método estimou uma seção menor do que a calculada pelo "Eberick". Nas coordenadas, estão as porcentagens do erro de aproximação e, nas abcissas, os andares da edificação (sendo 1 o térreo).

6.3.4 Pré-dimensionamento do pilares

Nessa seção são apresentados a análise e os resultados das dimensões da seção transversal dos pilares calculadas pelos métodos de pré-dimensionamentos propostos.

6.3.3.1 Resultados e precisão do método utilizado por Aufieri

As seções estimadas por esse método são mostrada na figura seguinte.

Figura 58 – Seções estimadas pelo método utilizado por Aufieri

9 x 9	Ac Método (cm ²)			erro pilar		
	Andar	PA	PB	PC	PA	PB
1	123,91	215,50	387,90	-45%	42%	58%
2	113,32	197,08	354,75	-22%	30%	126%
3	102,73	178,66	321,59	-29%	18%	105%
4	92,14	160,24	288,44	-36%	6%	84%
5	81,55	141,83	255,29	-44%	-6%	63%
6	70,96	123,41	222,13	-51%	-18%	41%
7	60,37	104,99	188,98	-58%	-31%	20%
8	49,78	86,57	155,82	-66%	-43%	-1%
9	39,19	68,15	122,67	-73%	-55%	-22%
10	28,60	49,73	89,52	-80%	-67%	-43%
11	18,00	31,31	56,36	-88%	-79%	-64%
12	7,41	12,89	23,21	-95%	-91%	-85%

15 x 15	Ac Método (cm ²)			erro pilar		
	Andar	PA	PB	PC	PA	PB
1	344,20	598,61	1077,50	6%	45%	205%
2	314,78	547,45	985,41	39%	132%	179%
3	285,36	496,29	893,31	26%	75%	153%
4	255,95	445,12	801,22	13%	96%	160%
5	226,53	393,96	709,13	0%	74%	189%
6	197,11	342,80	617,03	12%	81%	151%
7	167,69	291,63	524,94	-4%	75%	114%
8	138,27	240,47	432,84	-21%	45%	128%
9	108,85	189,30	340,75	-38%	14%	117%
10	79,43	138,14	248,65	-55%	-9%	58%
11	50,01	86,98	156,56	-65%	-42%	0%
12	20,59	35,81	64,47	-91%	-78%	-59%

21 x 21	Ac Método (cm ²)			erro pilar		
	Andar	PA	PB	PC	PA	PB
1	674,64	1173,28	2111,91	82%	130%	236%
2	616,98	1073,00	1931,40	89%	152%	241%
3	559,31	972,72	1750,90	72%	157%	264%
4	501,65	872,44	1570,39	77%	164%	226%
5	443,99	772,16	1389,89	56%	133%	225%
6	386,33	671,88	1209,38	36%	137%	183%
7	328,67	571,60	1028,88	16%	102%	191%
8	271,01	471,32	848,37	-5%	66%	176%
9	213,35	371,04	667,87	-6%	57%	172%
10	155,69	270,76	487,36	-31%	43%	99%
11	98,02	170,48	306,86	-57%	-25%	25%
12	40,36	70,20	126,35	-88%	-69%	-20%

12 x 12	Ac Método (cm ²)			erro pilar		
	Andar	PA	PB	PC	PA	PB
1	194,04	337,46	607,42	-3%	69%	124%
2	177,45	308,61	555,50	39%	85%	232%
3	160,87	279,77	503,59	26%	68%	201%
4	144,28	250,93	451,67	13%	88%	170%
5	127,70	222,09	399,76	0%	67%	189%
6	111,12	193,24	347,84	-13%	45%	151%
7	94,53	164,40	295,92	-26%	23%	114%
8	77,95	135,56	244,01	-39%	2%	76%
9	61,36	106,72	192,09	-52%	-20%	39%
10	44,78	77,87	140,17	-65%	-42%	1%
11	28,19	49,03	88,26	-78%	-63%	-36%
12	11,61	20,19	36,34	-91%	-85%	-74%

18 x 18	Ac Método (cm ²)			erro pilar		
	Andar	PA	PB	PC	PA	PB
1	344,20	862,00	1551,60	52%	90%	174%
2	314,78	788,33	1418,99	60%	85%	195%
3	285,36	714,65	1286,37	45%	152%	201%
4	255,95	640,98	1153,76	63%	112%	226%
5	226,53	567,30	1021,14	44%	114%	189%
6	197,11	493,63	888,53	25%	87%	189%
7	167,69	419,95	755,91	7%	59%	146%
8	138,27	346,27	623,29	-12%	31%	154%
9	108,85	272,60	490,68	-31%	44%	100%
10	79,43	198,92	358,06	-49%	5%	128%
11	50,01	125,25	225,45	-59%	-17%	44%
12	20,59	51,57	92,83	-90%	-73%	-41%

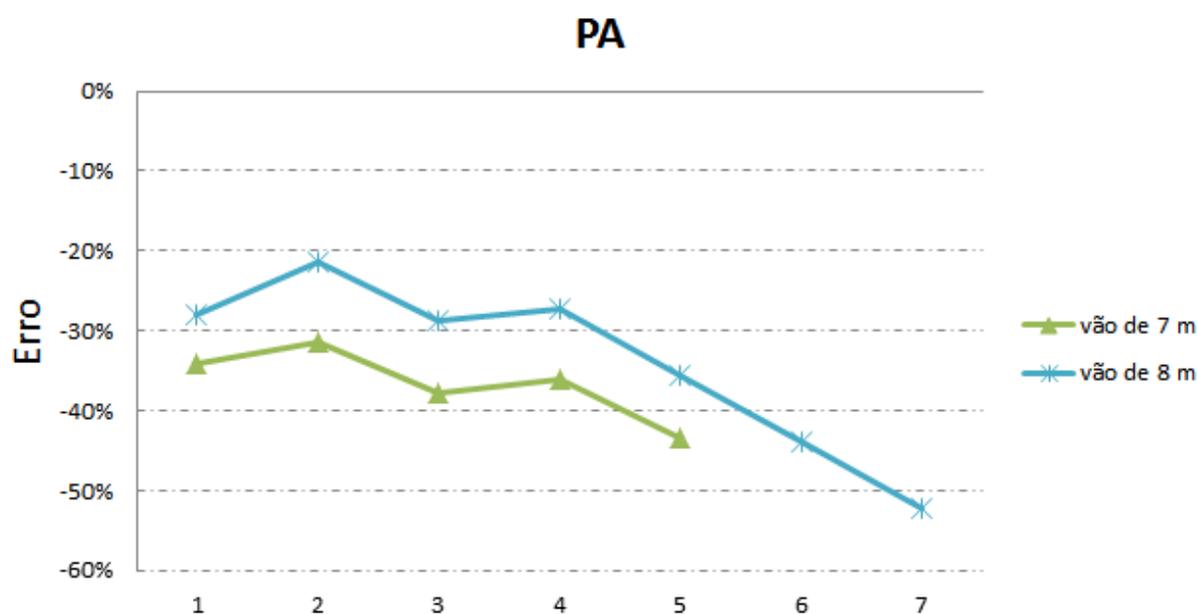
24 x 24	Ac Método (cm ²)			erro pilar		
	Andar	PA	PB	PC	PA	PB
1	881,16	1532,45	2758,41	99%	146%	339%
2	805,85	1401,47	2522,65	117%	209%	345%
3	730,53	1270,49	2286,89	97%	180%	375%
4	655,22	1139,51	2051,12	101%	168%	326%
5	579,91	1008,54	1815,36	78%	137%	351%
6	504,59	877,56	1579,60	55%	106%	293%
7	429,28	746,58	1343,84	32%	119%	280%
8	353,97	615,60	1108,08	25%	117%	352%
9	278,66	484,62	872,32	-2%	83%	255%
10	203,34	353,64	636,56	-28%	25%	235%
11	128,03	222,66	400,79	-55%	18%	155%
12	52,72	91,69	165,03	-86%	-72%	-13%

(fonte: elaborado pelo autor)

6.3.3.2 Avaliação do método utilizado por Aufieri

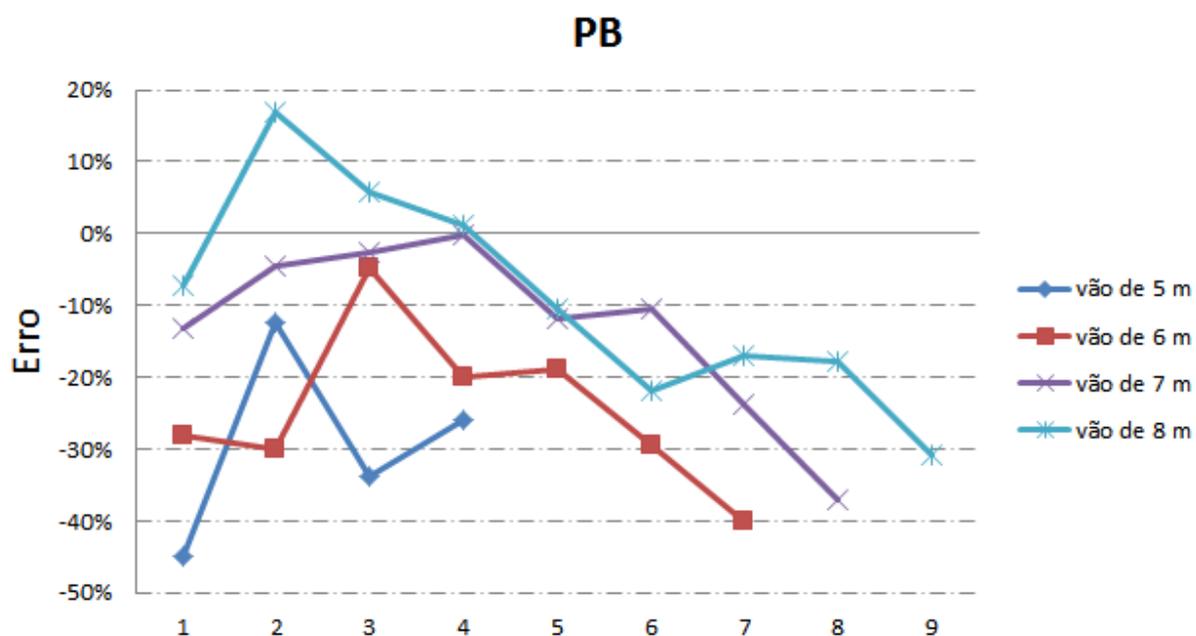
Pelos gráficos a seguir, percebe-se que o método se comporta melhor para os pilares intermediários, além de resultar em erros positivos na maioria dos andares. Nos outros casos, o método se apresenta menos satisfatório, principalmente no pilar de canto, onde há momentos em duas direções, ou seja, a precisão do método é inversamente proporcional aos momentos atuantes nos pilares.

Figura 59 – Método utilizado por Aufieri em pilares de canto



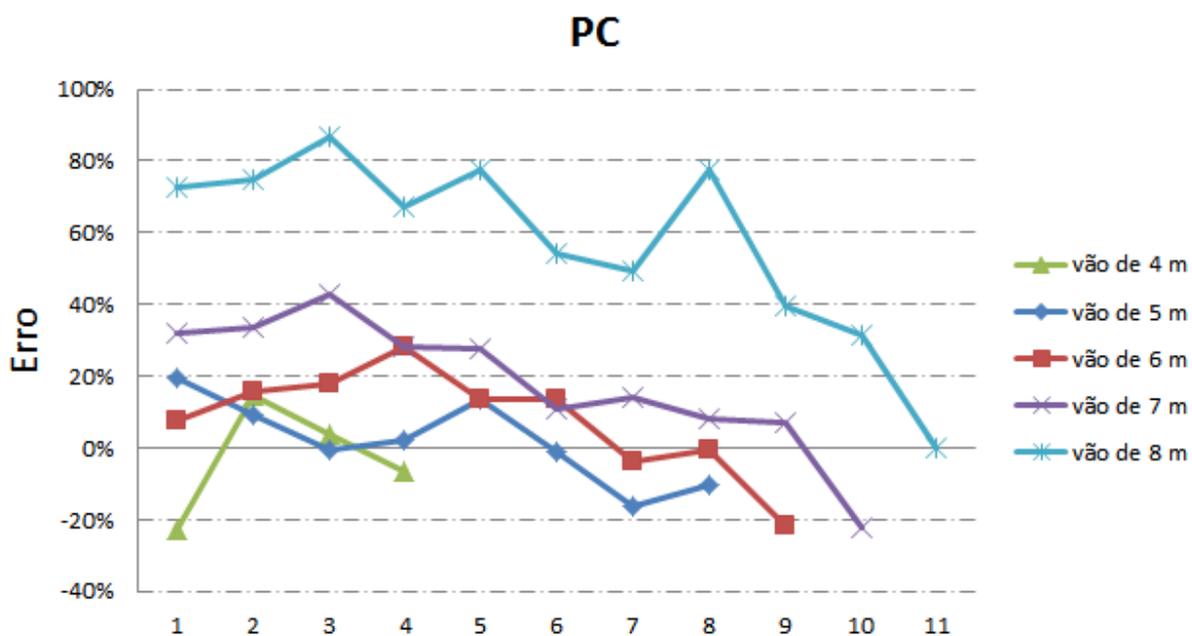
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 60 – Método utilizado por Aufieri em pilares de extremidade



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 61 – Método utilizado por Aufieri em pilares intermediários



(fonte: elaborado pelo autor)

6.3.3.1 Resultados e precisão do método da NBR 6118

As seções estimadas por esse método são mostradas na figura seguinte.

Figura 62 – Seções estimadas pelo método da NBR 6118

9 x 9	Ac método (cm ²)			erro pilar		
	Andar	PA	PB	PC	PA	PB
1	131,81	164,76	159,08	-79%	-79%	-75%
2	120,83	153,78	151,51	-70%	-62%	-62%
3	109,84	142,80	143,93	-73%	-64%	-64%
4	98,86	131,81	136,36	-75%	-67%	-66%
5	87,87	120,83	128,78	-78%	-70%	-68%
6	76,89	109,84	121,21	-81%	-73%	-70%
7	65,91	98,86	113,63	-84%	-75%	-72%
8	54,92	87,87	106,06	-86%	-78%	-73%
9	43,94	76,89	98,48	-89%	-81%	-75%
10	32,95	65,91	90,90	-92%	-84%	-77%
11	21,97	43,94	60,60	-95%	-89%	-85%
12	10,98	21,97	30,30	-97%	-95%	-92%

15 x 15	Ac método (cm ²)			erro pilar		
	Andar	PA	PB	PC	PA	PB
1	296,33	370,41	357,64	-69%	-68%	-63%
2	271,64	345,72	340,61	-72%	-49%	-65%
3	246,94	321,02	323,58	-75%	-60%	-67%
4	222,25	296,33	306,55	-74%	-54%	-64%
5	197,55	271,64	289,52	-71%	-58%	-57%
6	172,86	246,94	272,49	-74%	-54%	-60%
7	148,16	222,25	255,46	-78%	-53%	-62%
8	123,47	197,55	238,43	-76%	-58%	-54%
9	98,78	172,86	221,40	-77%	-64%	-49%
10	74,08	148,16	204,37	-83%	-66%	-53%
11	49,39	98,78	136,24	-89%	-77%	-68%
12	24,69	49,39	68,12	-94%	-90%	-84%

21 x 21	Ac método (cm ²)			erro pilar		
	Andar	PA	PB	PC	PA	PB
1	522,16	652,70	630,19	-54%	-56%	-65%
2	478,65	609,19	600,19	-52%	-51%	-63%
3	435,13	565,67	570,18	-56%	-49%	-58%
4	391,62	522,16	540,17	-55%	-46%	-60%
5	348,11	478,65	510,16	-60%	-51%	-58%
6	304,59	435,13	480,15	-65%	-48%	-60%
7	261,08	391,62	450,14	-70%	-53%	-55%
8	217,57	348,11	420,13	-75%	-58%	-52%
9	174,05	304,59	390,12	-75%	-56%	-44%
10	130,54	261,08	360,11	-81%	-53%	-48%
11	87,03	174,05	240,07	-87%	-74%	-65%
12	43,51	87,03	120,04	-96%	-87%	-73%

12 x 12	Ac método (cm ²)			erro pilar		
	Andar	PA	PB	PC	PA	PB
1	206,41	258,01	249,11	-68%	-71%	-69%
2	189,21	240,81	237,25	-54%	-61%	-52%
3	172,01	223,61	225,39	-58%	-57%	-55%
4	154,80	206,41	213,52	-62%	-60%	-57%
5	137,60	189,21	201,66	-67%	-54%	-51%
6	120,40	172,01	189,80	-71%	-58%	-54%
7	103,20	154,80	177,94	-75%	-62%	-57%
8	86,00	137,60	166,07	-79%	-67%	-60%
9	68,80	120,40	154,21	-83%	-71%	-63%
10	51,60	103,20	142,35	-87%	-75%	-65%
11	34,40	68,80	94,90	-92%	-83%	-77%
12	17,20	34,40	47,45	-96%	-92%	-88%

18 x 18	Ac método (cm ²)			erro pilar		
	Andar	PA	PB	PC	PA	PB
1	401,58	501,98	484,67	-60%	-62%	-70%
2	368,12	468,51	461,59	-57%	-62%	-66%
3	334,65	435,05	438,51	-61%	-47%	-64%
4	301,19	401,58	415,43	-56%	-55%	-58%
5	267,72	368,12	392,35	-61%	-52%	-60%
6	234,26	334,65	369,27	-66%	-57%	-57%
7	200,79	301,19	346,19	-71%	-61%	-60%
8	167,33	267,72	323,11	-76%	-65%	-53%
9	133,86	234,26	300,03	-81%	-58%	-56%
10	100,40	200,79	276,95	-85%	-64%	-37%
11	66,93	133,86	184,63	-87%	-70%	-58%
12	33,47	66,93	92,32	-96%	-88%	-79%

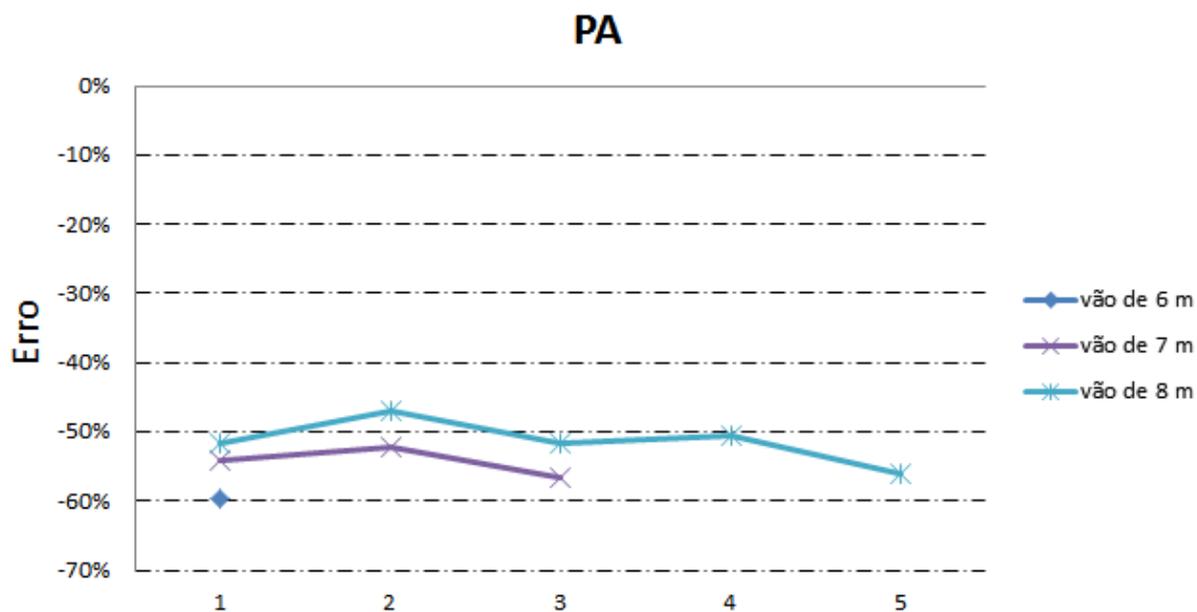
24 x 24	Ac método (cm ²)			erro pilar		
	Andar	PA	PB	PC	PA	PB
1	658,07	822,59	794,22	-52%	-55%	-55%
2	603,23	767,75	756,40	-47%	-42%	-53%
3	548,39	712,91	718,58	-52%	-46%	-47%
4	493,55	658,07	680,76	-51%	-47%	-50%
5	438,71	603,23	642,94	-56%	-52%	-43%
6	383,87	548,39	605,12	-62%	-56%	-47%
7	329,03	493,55	567,30	-67%	-51%	-43%
8	274,20	438,71	529,48	-68%	-47%	-24%
9	219,36	383,87	491,66	-75%	-51%	-29%
10	164,52	329,03	453,84	-81%	-60%	-16%
11	109,68	219,36	302,56	-87%	-60%	-32%
12	54,84	109,68	151,28	-95%	-89%	-72%

(fonte: elaborado pelo autor)

6.3.3.2 Avaliação do método da NBR 6118

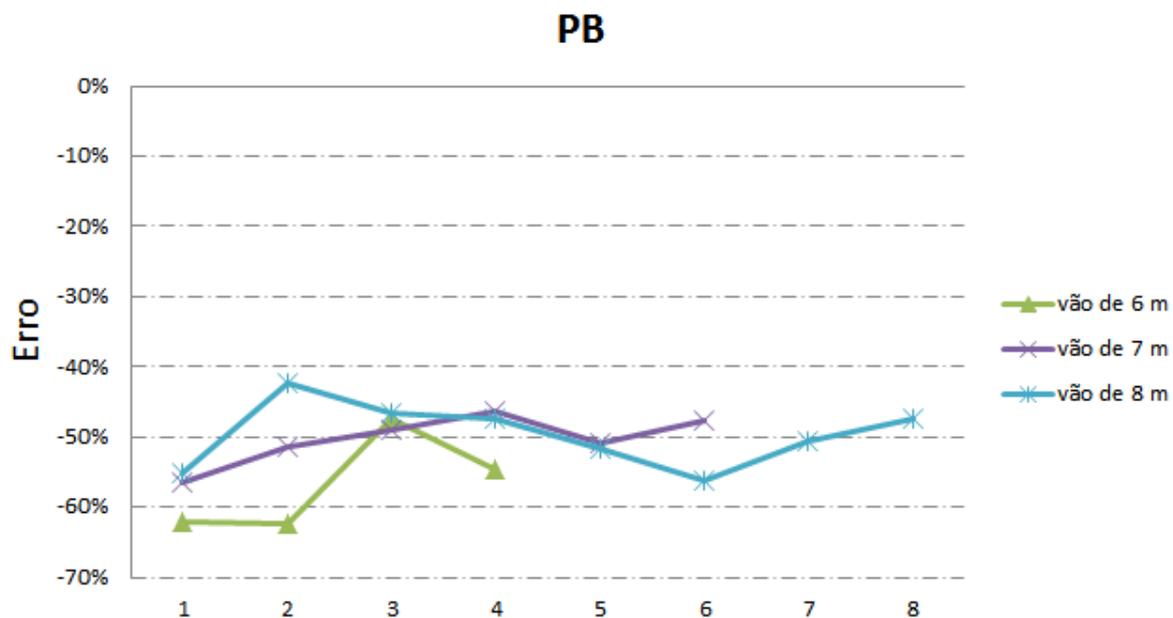
Os gráficos a seguir mostram que em todos os casos o método estimou seções com dimensões menores que as calculadas pelo Eberick. Nos pilares intermediários com 8 m de vão, o método se comporta melhor a medida que os andares vão subindo. Nas situações restantes, a aferição se comporta de modo semelhante para todos os andares e vãos considerados: subestimando as seções com erros em torno de 50 % .

Figura 63 – Método da NBR 6118 em pilares de canto



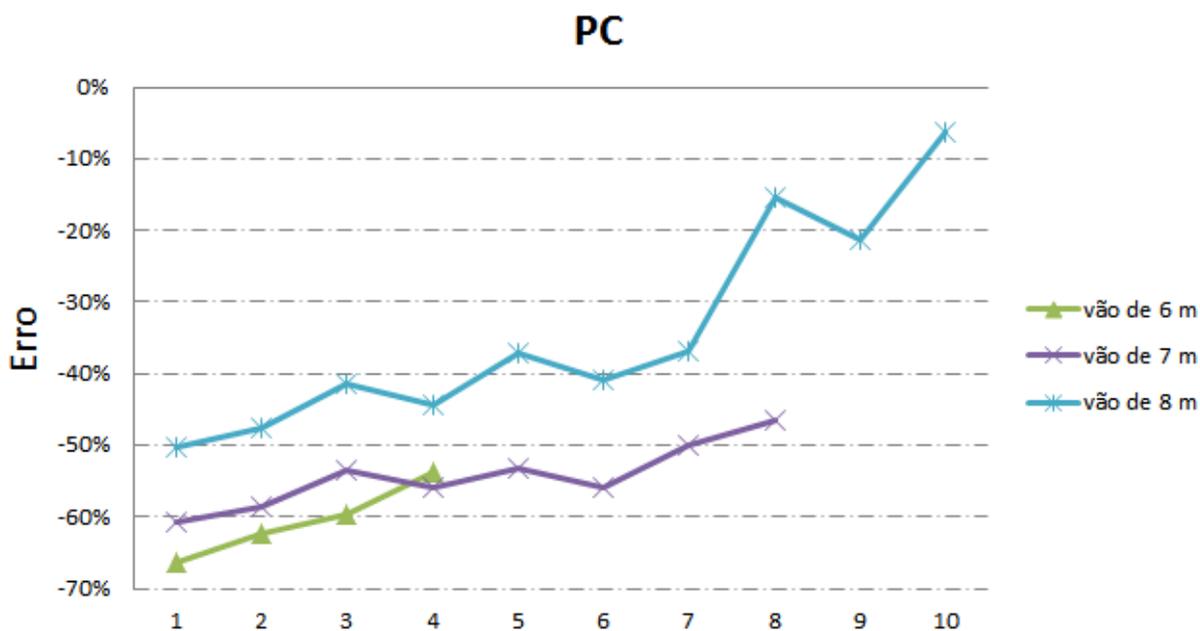
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 64 – Método da NBR 6118 em pilares de extremidade



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 65 – Método da NBR 6118 em pilares intermediários



6.3.3.1 Resultados e precisão do método utilizado por Pinheiro, Muzardo e Santos

As seções estimadas por esse método são mostradas na figura seguinte.

Figura 66 – Seções estimadas pelo método utilizado por Pinheiro, Muzardo e Santos

9 x 9						
Andar	Ac método (cm ²)			erro pilar		
	PA	PB	PC	PA	PB	PC
1	341,97	569,94	987,90	-45%	42%	58%
2	312,74	521,23	903,46	-22%	30%	126%
3	283,51	472,52	819,03	-29%	18%	105%
4	254,28	423,80	734,59	-36%	6%	84%
5	225,05	375,09	650,16	-44%	-6%	63%
6	195,83	326,38	565,72	-51%	-18%	41%
7	166,60	277,66	481,28	-58%	-31%	20%
8	137,37	228,95	396,85	-66%	-43%	-1%
9	108,14	180,24	312,41	-73%	-55%	-22%
10	78,92	131,53	227,98	-80%	-67%	-43%
11	49,69	82,81	143,54	-88%	-79%	-64%
12	20,46	34,10	59,11	-95%	-91%	-85%

15 x 15						
Andar	Ac método (cm ²)			erro pilar		
	PA	PB	PC	PA	PB	PC
1	949,90	1583,17	2744,17	6%	45%	205%
2	868,72	1447,86	2509,62	39%	132%	179%
3	787,53	1312,55	2275,08	26%	75%	153%
4	706,34	1177,23	2040,53	13%	96%	160%
5	625,15	1041,92	1805,99	0%	74%	189%
6	543,96	906,60	1571,45	12%	81%	151%
7	462,77	771,29	1336,90	-4%	75%	114%
8	381,59	635,98	1102,36	-21%	45%	128%
9	300,40	500,66	867,81	-38%	14%	117%
10	219,21	365,35	633,27	-55%	-9%	58%
11	138,02	230,03	398,73	-65%	-42%	0%
12	56,83	94,72	164,18	-91%	-78%	-59%

21 x 21						
Andar	Ac método (cm ²)			erro pilar		
	PA	PB	PC	PA	PB	PC
1	1861,81	3103,02	5378,57	0,82	1,30	2,36
2	1702,68	2837,80	4918,86	0,89	1,52	2,41
3	1543,55	2572,59	4459,15	0,72	1,57	2,64
4	1384,42	2307,37	3999,45	0,77	1,64	2,26
5	1225,29	2042,16	3539,74	0,56	1,33	2,25
6	1066,17	1776,94	3080,03	0,36	1,37	1,83
7	907,04	1511,73	2620,33	0,16	1,02	1,91
8	747,91	1246,51	2160,62	-0,05	0,66	1,76
9	588,78	981,30	1700,91	-0,06	0,57	1,72
10	429,65	716,08	1241,21	-0,31	0,43	0,99
11	270,52	450,87	781,50	-0,57	-0,25	0,25
12	111,39	185,65	321,79	-0,88	-0,69	-0,20

12 x 12						
Andar	Ac método (cm ²)			erro pilar		
	PA	PB	PC	PA	PB	PC
1	607,94	1013,23	1756,27	-3%	69%	124%
2	555,98	926,63	1606,16	39%	85%	232%
3	504,02	840,03	1456,05	26%	68%	201%
4	452,06	753,43	1305,94	13%	88%	170%
5	400,10	666,83	1155,83	0%	67%	189%
6	348,14	580,23	1005,73	-13%	45%	151%
7	296,18	493,63	855,62	-26%	23%	114%
8	244,21	407,02	705,51	-39%	2%	76%
9	192,25	320,42	555,40	-52%	-20%	39%
10	140,29	233,82	405,29	-65%	-42%	1%
11	88,33	147,22	255,18	-78%	-63%	-36%
12	36,37	60,62	105,08	-91%	-85%	-74%

18 x 18						
Andar	Ac método (cm ²)			erro pilar		
	PA	PB	PC	PA	PB	PC
1	1367,86	2279,77	3951,60	52%	90%	174%
2	1250,95	2084,92	3613,86	60%	85%	195%
3	1134,04	1890,06	3276,11	45%	152%	201%
4	1017,13	1695,21	2938,37	63%	112%	226%
5	900,22	1500,36	2600,63	44%	114%	189%
6	783,31	1305,51	2262,88	25%	87%	189%
7	666,39	1110,66	1925,14	7%	59%	146%
8	549,48	915,80	1587,39	-12%	31%	154%
9	432,57	720,95	1249,65	-31%	44%	100%
10	315,66	526,10	911,91	-49%	5%	128%
11	198,75	331,25	574,16	-59%	-17%	44%
12	81,84	136,40	236,42	-90%	-73%	-41%

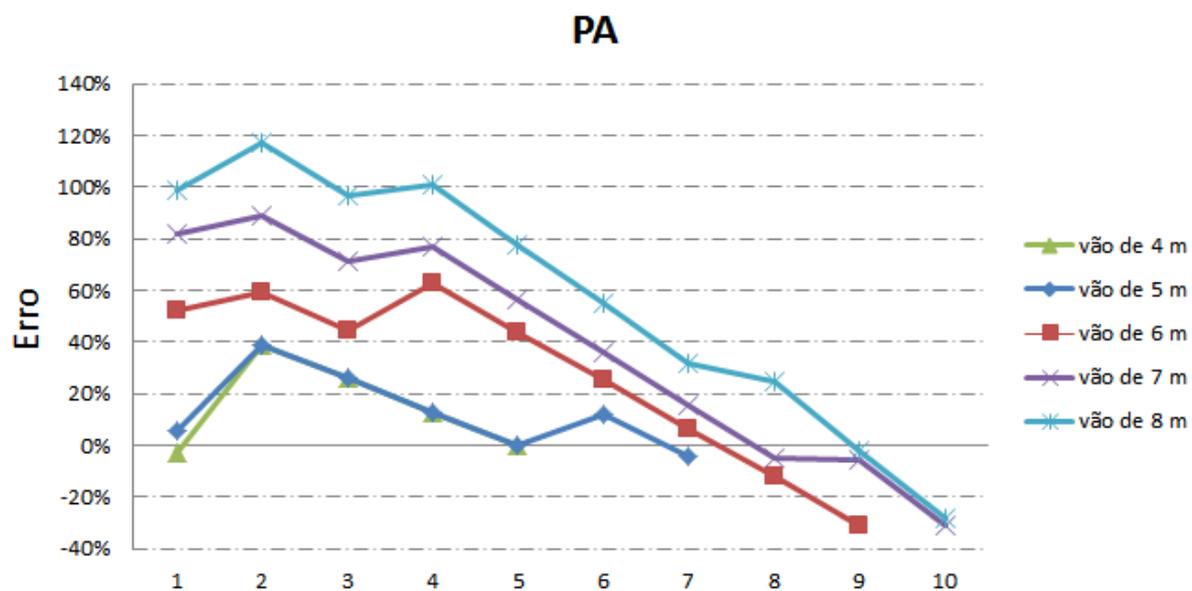
24 x 24						
Andar	Ac método (cm ²)			erro pilar		
	PA	PB	PC	PA	PB	PC
1	2431,75	4052,92	7025,07	0,99	1,46	3,39
2	2223,91	3706,52	6424,63	1,17	2,09	3,45
3	2016,07	3360,12	5824,20	0,97	1,80	3,75
4	1808,23	3013,71	5223,77	1,01	1,68	3,26
5	1600,38	2667,31	4623,33	0,78	1,37	3,51
6	1392,54	2320,90	4022,90	0,55	1,06	2,93
7	1184,70	1974,50	3422,47	0,32	1,19	2,80
8	976,86	1628,10	2822,04	0,25	1,17	3,52
9	769,02	1281,69	2221,60	-0,02	0,83	2,55
10	561,17	935,29	1621,17	-0,28	0,25	2,35
11	353,33	588,89	1020,74	-0,55	0,18	1,55
12	145,49	242,48	420,30	-0,86	-0,72	-0,13

(fonte: elaborado pelo autor)

6.3.3.2 Avaliação do método utilizado por Pinheiro, Muzardo e Santos

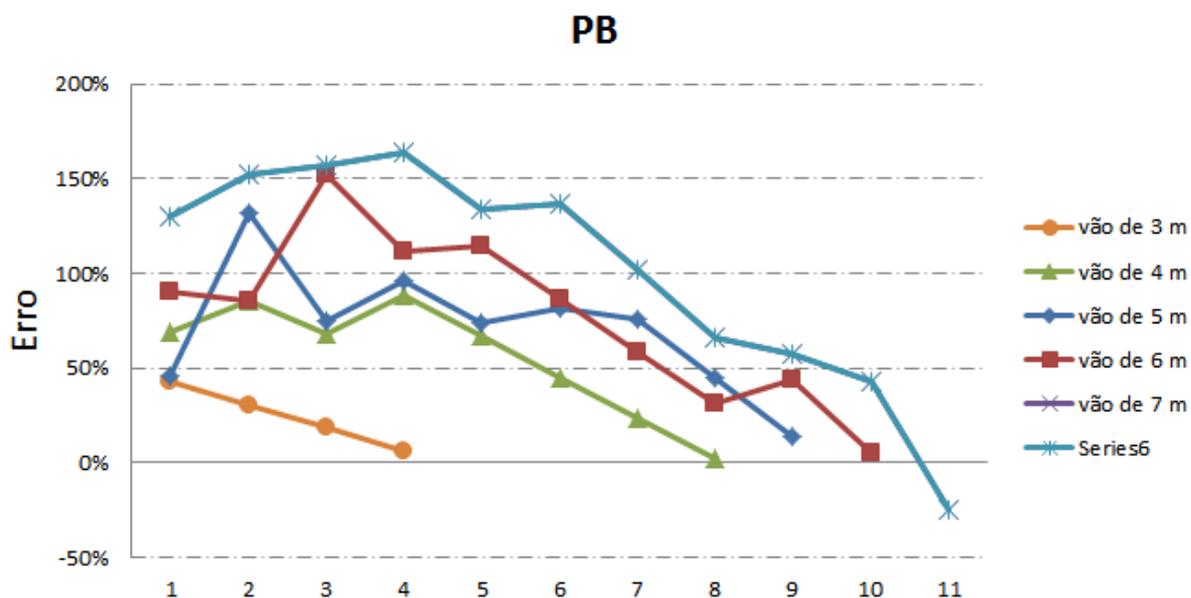
Pelos gráficos a seguir, avalia-se que o método, nos três tipos de pilar, sobreestima as dimensões dos elementos nos pavimentos inferiores, principalmente para vãos maiores, aproximando-se mais dos resultados do Eberick a medida que os andares vão subindo.

Figura 67 – Método utilizado por Pinheiro, Muzardo e Santos em pilares de canto



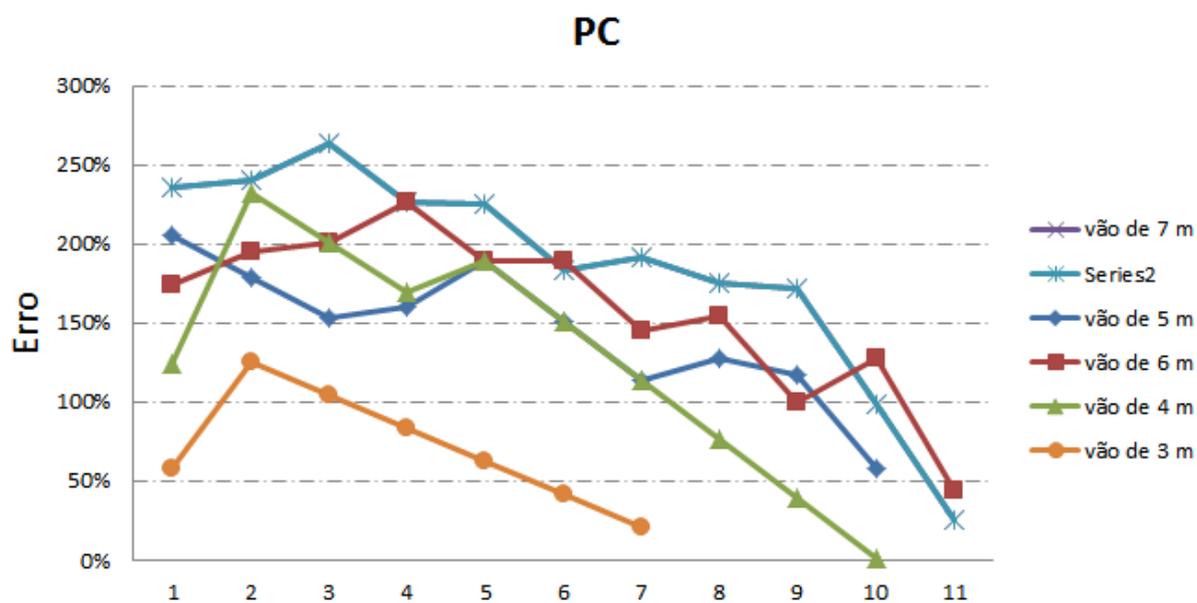
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 68 – Método utilizado por Pinheiro, Muzardo e Santos em pilares de extremidade



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 69 – Método utilizado por Pinheiro, Muzardo e Santos em pilares intermediários



(fonte: elaborado pelo autor)

7.3.3.1 Resultados e precisão do método utilizado por Custódio e Vergutz

As seções estimadas por esse método são mostradaa na figura seguinte.

Figura 70 – Seções estimadas pelo método utilizado por Custódio e Vergutz

9 x 9		Ac Método (cm ²)			erro pilar		
Andar	PA	PB	PC	PA	PB	PC	
1	229,08	245,44	286,35	-63%	-39%	-54%	
2	209,99	229,08	272,71	-48%	-43%	-32%	
3	190,90	212,72	259,08	-52%	-47%	-35%	
4	171,81	196,35	245,44	-57%	-51%	-39%	
5	152,72	179,99	231,81	-62%	-55%	-42%	
6	133,63	163,63	218,17	-67%	-59%	-45%	
7	114,54	147,27	204,54	-71%	-63%	-49%	
8	95,45	130,90	190,90	-76%	-67%	-52%	
9	76,36	114,54	177,26	-81%	-71%	-56%	
10	57,27	98,18	163,63	-86%	-75%	-59%	
11	38,18	65,45	109,09	-90%	-84%	-73%	
12	19,09	32,73	54,54	-95%	-92%	-86%	

15 x 15		Ac Método (cm ²)			erro pilar		
Andar	PA	PB	PC	PA	PB	PC	
1	515,00	551,79	643,75	-47%	-53%	-34%	
2	472,08	515,00	613,10	-51%	-23%	-37%	
3	429,17	478,21	582,44	-56%	-41%	-40%	
4	386,25	441,43	551,79	-54%	-32%	-35%	
5	343,33	404,64	521,13	-49%	-37%	-23%	
6	300,42	367,86	490,48	-55%	-32%	-27%	
7	257,50	331,07	459,82	-62%	-30%	-32%	
8	214,58	294,29	429,17	-59%	-38%	-18%	
9	171,67	257,50	398,51	-60%	-46%	-7%	
10	128,75	220,71	367,86	-70%	-49%	-15%	
11	85,83	147,14	245,24	-80%	-66%	-43%	
12	42,92	73,57	122,62	-90%	-84%	-72%	

21 x 21		Ac Método (cm ²)			erro pilar		
Andar	PA	PB	PC	PA	PB	PC	
1	907,48	972,30	1134,35	-20%	-35%	-36%	
2	831,86	907,48	1080,33	-17%	-27%	-33%	
3	756,23	842,66	1026,32	-24%	-24%	-25%	
4	680,61	777,84	972,30	-22%	-20%	-29%	
5	604,99	713,02	918,28	-31%	-27%	-24%	
6	529,36	648,20	864,27	-39%	-22%	-29%	
7	453,74	583,38	810,25	-48%	-30%	-19%	
8	378,12	518,56	756,23	-57%	-38%	-13%	
9	302,49	453,74	702,22	-56%	-35%	1%	
10	226,87	388,92	648,20	-67%	-30%	-7%	
11	151,25	259,28	432,13	-78%	-61%	-38%	
12	75,62	129,64	216,07	-92%	-81%	-51%	

12 x 12		Ac Método (cm ²)			erro pilar		
Andar	PA	PB	PC	PA	PB	PC	
1	358,72	384,34	448,40	-44%	-57%	-44%	
2	328,83	358,72	427,05	-20%	-42%	-14%	
3	298,93	333,10	405,70	-27%	-35%	-18%	
4	269,04	307,47	384,34	-35%	-40%	-23%	
5	239,15	281,85	362,99	-42%	-31%	-12%	
6	209,25	256,23	341,64	-49%	-38%	-17%	
7	179,36	230,61	320,29	-56%	-44%	-22%	
8	149,47	204,98	298,93	-64%	-50%	-27%	
9	119,57	179,36	277,58	-71%	-56%	-33%	
10	89,68	153,74	256,23	-78%	-63%	-38%	
11	59,79	102,49	170,82	-85%	-75%	-58%	
12	29,89	51,25	85,41	-93%	-88%	-79%	

18 x 18		Ac Método (cm ²)			erro pilar		
Andar	PA	PB	PC	PA	PB	PC	
1	697,92	747,77	872,40	-30%	-44%	-45%	
2	639,76	697,92	830,86	-26%	-44%	-39%	
3	581,60	648,07	789,31	-33%	-22%	-34%	
4	523,44	598,22	747,77	-24%	-32%	-25%	
5	465,28	548,37	706,23	-33%	-29%	-29%	
6	407,12	498,51	664,69	-41%	-35%	-23%	
7	348,96	448,66	623,14	-49%	-42%	-28%	
8	290,80	398,81	581,60	-58%	-48%	-16%	
9	232,64	348,96	540,06	-66%	-37%	-22%	
10	174,48	299,11	498,51	-75%	-46%	13%	
11	116,32	199,41	332,34	-78%	-55%	-25%	
12	58,16	99,70	166,17	-93%	-82%	-62%	

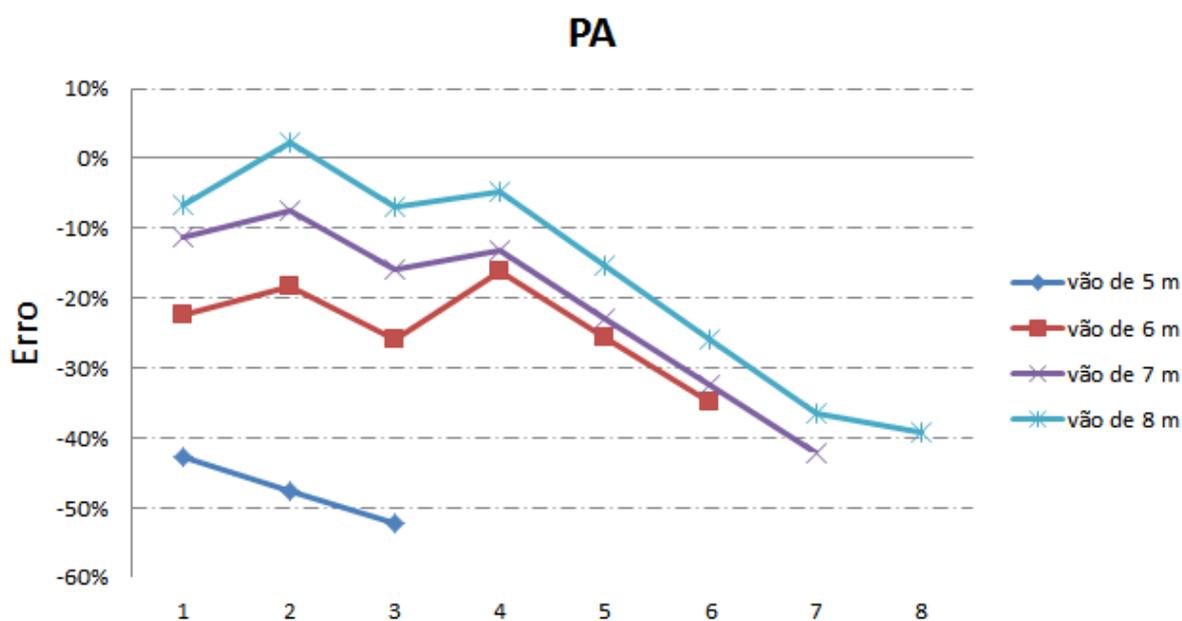
24 x 24		Ac Método (cm ²)			erro pilar		
Andar	PA	PB	PC	PA	PB	PC	
1	1143,68	1225,37	1429,60	-16%	-33%	-20%	
2	1048,37	1143,68	1361,52	-8%	-14%	-15%	
3	953,07	1061,99	1293,45	-16%	-20%	-5%	
4	857,76	980,30	1225,37	-14%	-22%	-10%	
5	762,45	898,61	1157,30	-24%	-28%	2%	
6	667,15	816,91	1089,22	-33%	-35%	-4%	
7	571,84	735,22	1021,14	-43%	-26%	2%	
8	476,53	653,53	953,07	-45%	-22%	37%	
9	381,23	571,84	884,99	-56%	-26%	28%	
10	285,92	490,15	816,91	-67%	-41%	52%	
11	190,61	326,77	544,61	-78%	-41%	23%	
12	95,31	163,38	272,30	-92%	-83%	-49%	

(fonte: elaborado pelo autor)

6.3.3.2 Avaliação do método utilizado por Custódio e Vergutz

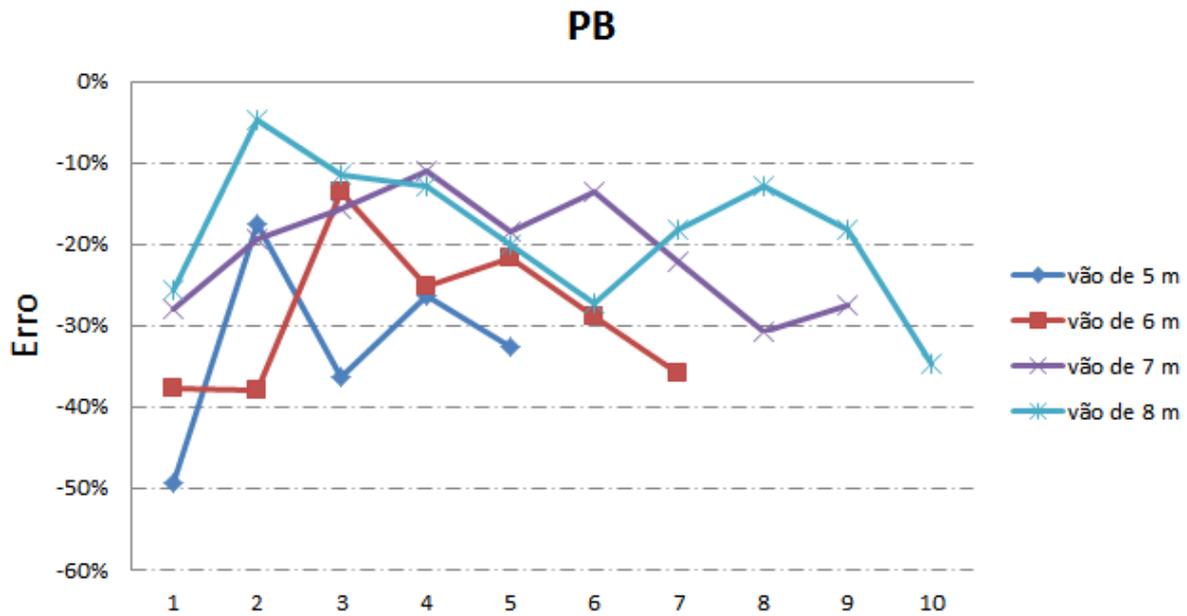
Pode-se avaliar, com os gráficos a seguir, que, para pilares de canto, o método tem comportamento mais satisfatório para grandes vãos em andares inferiores. Para os de extremidade, o método mantém comportamento semelhante para todos os tipos de vãos e andares: subdimensionando a seção do pilar. Para os intermediários, o método se apresenta mais preciso, com dimensões em torno de 20 % menores que as calculadas pelo Eberick.

Figura 71 – Método utilizado por Custódio e Vergutz em pilares de canto



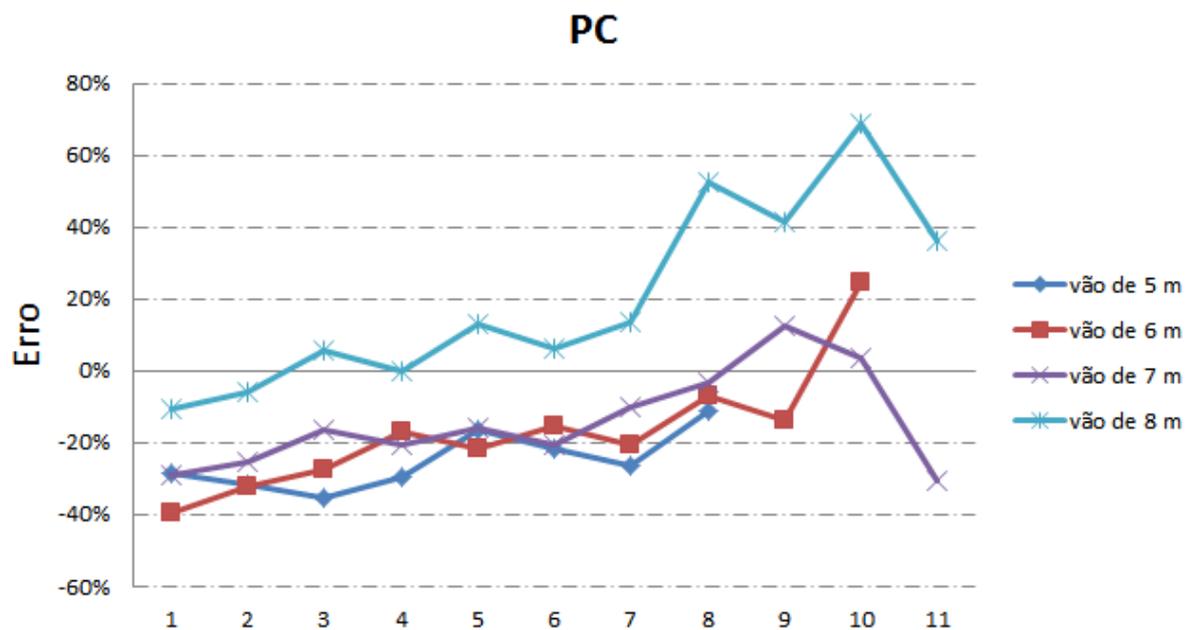
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 72 – Método utilizado por Custódio e Vergutz em pilares de extremidade



(fonte: elaborado pelo autor)

figura 56 – Método utilizado por Custódio e Vergutz em pilares intermediários



(fonte: elaborado pelo autor)

7 CONCLUSÕES

Nos métodos de pré-dimensionamento para vigas, o método utilizado por Lança tem maior precisão (erros relativos entre 12 e 20%) para vigas internas de um vão e externas dois e três vãos. O método não se mostrou muito confiável no quesito segurança, pois na maior parte dos resultados de pré-dimensionamento (para vigas de dois e três vãos), a altura das seções ficou abaixo da calculada pelo dimensionamento.

O método utilizado por Giongo foi o que obteve a melhor aproximação dentre os avaliados. Em vigas internas de um vão, o método é muito preciso, apresentando apenas 9 % em média de erros. Para vigas de dois vãos e três vãos, a convergência foi maior para as externas, onde os resultados apresentaram erros de 18 a 23 % respectivamente.

Apesar de mais complexo, o método sugerido pela NBR 6118:80 foi o que apresentou resultados menos exatos. Além disso, foi o menos seguro de todos, gerando todas as alturas menores que as resultantes do dimensionamento, exceto para algumas configurações das vigas externas de um vão.

O método da NBR 6118:80 modificado não apresentou vantagens consideráveis sobre os demais que justificasse seu emprego.

Assim, o método que mostrou-se mais adequado para o pré-dimensionamento de vigas foi o utilizado por Giongo.

Nos métodos de pré-dimensionamento de lajes, o método empregado por Formagini possui uma maior segurança (espessura de pré-dimensionamento superior a de dimensionamento) para a carga acidental de 1,5 kN/m², do que para a carga de 3kN/m², embora a precisão tenha sido maior para essa última carga. Os níveis de segurança foram menores para lajes armadas em apenas uma direção, com vãos ultrapassando os 5 m, principalmente quando os lados maiores estavam simplesmente apoiados. O método é mais confiável para lajes pequenas, apresentando erros médios menores que 30%. Os maiores erros ocorreram para lajes de dimensões médias.

O método utilizado por Lança não leva em consideração o arranjo nem a geometria das lajes, apenas o vão menor. Tal simplificação acarreta maior imprecisão principalmente em lajes

grandes. As estimativas são melhores para lajes pequenas, cujo erro médio é em torno de 20%. Quanto aos apoios, os resultados são menos confiáveis quando os lados maiores são engastados, pois nesses casos grande parte das espessuras ficaram menores que as obtidas no dimensionamento.

O método da NBR 6118:80 é o mais conservador dos avaliados. Em todas as configurações, obteve-se uma espessura maior que a calculada pelo dimensionamento, exceto em poucos casos isolados

Dos métodos avaliados, o utilizado por Formagini pareceu mais apropriado pois combinou maior precisão com segurança.

Nos método de pré-dimensionamento de pilares, o método utilizado por Aufieri se comportou melhor para os pilares intermediários, além de resultar em estimativas seguras de seções transversais na maioria dos andares. Para pilares de canto e extremidade, o método se apresenta menos satisfatório, principalmente no pilar de canto, onde há momentos em duas direções.

O método da NBR 6118 subavaliou as dimensões das seções transversais na maioria das situações, subestimando as seções com erros em torno de 50 % .

O método do utilizado por Pinheiro, Muzardo e Santos sobreestima as dimensões dos elementos nos pavimentos inferiores, principalmente para vãos maiores, nos três tipos de pilares considerados, aproximando-se dos resultados do dimensionamento nos andares superiores.

O método utilizado por Custódio e Vergutz tem comportamento mais satisfatório para grandes vãos em andares inferiores nos pilares de canto. Para os de extremidade, o método mantém comportamento semelhante para todos os tipos de vãos e andares: subdimensionando a seção do pilar. Para os intermediários, o método se apresenta mais preciso, com dimensões em torno de 20 % menores que as calculadas pelo dimensionamento.

Dos métodos analisados, o que aliou melhor precisão sem subdimensionar as seções transversais em relação ao dimensionamento foi o utilizado por Pinheiro, Muzardo e Santos.

REFERÊNCIAS

ALVA, G. M. S. **Pré-Dimensionamento da Estrutura**. Santa Maria/RS. Universidade Federal de Santa Maria, [2008?]: Notas de aula da disciplina de Estruturas de Concreto,.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5884**: perfil I estrutural de aço soldado por arco elétrico – requisitos gerais. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

AUFIERI, F.A. **Diretrizes para o Dimensionamento e Detalhamento de Pilares de Edifícios em Concreto Armado**. 1997. 146f. Dissertação (Mestrado em engenharia)–, Escola de Engenharia de São Carlos Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.

BASTOS, P. S. dos S. **Fundamentos do Concreto Armado**. Bauru/SP, 2011. Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, 2011. Apostila da disciplina 2117 – Estruturas de Concreto I. Disponível em: <<http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/FUNDAMENTOS.pdf>>. Acesso em: 28 out. 2014.

_____. **Pilares de Concreto Armado**. Bauru/SP: Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia/Universidade Estadual Paulista – UNESP, 2005. Apostila da Disciplina 1309 – Estruturas de Concreto II. Disponível em: <[http://\(http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto2/Pilares.pdf](http://(http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto2/Pilares.pdf) >. Acesso em: 20 set. 2014.

BENEDETTI, K. **Sensibilidade da Segurança de Vigas e Lajes de Concreto Armado a Erros de Execução**. 2013. 198 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Estruturas) – Faculdade de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013.

BESSA, V. M. R. D. **ENG 01111 Estruturas de concreto armado 1**. Porto Alegre: UFRGS, 2014. Apostila de Aula da Disciplina de Estruturas de Concreto Armado I.

BESSA, V. M. R. D. **ENG 01111 Estruturas de concreto armado 1 – Notas de Aula**. Porto Alegre: UFRGS, 2014. Apostila de Aula da Disciplina de Estruturas de Concreto Armado I.

CAMPOS FILHO, A. **Estados Limites de Serviço em Estruturas de Concreto Armado** Porto Alegre, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2014a. Apostila da disciplina de Estruturas de Concreto Armado II. Disponível em: <<http://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/servico.pdf>> . Acesso em: 20 ago. 2014.

_____. **Projeto de Lajes Maciças de Concreto Armado**. Porto Alegre, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2014b. Apostila da disciplina de Estruturas de Concreto Armado II. Disponível em: <<http://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/lajes.pdf>>. Acesso em: 24 ago. 2014.

CUSTÓDIO, R; VERGUTZ, J. A: **Análise Comparativa de Resultados Obtidos em Softwares de Dimensionamento de Estruturas em concreto**. 2010. 207 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Estruturas) – Departamento de construção civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2010.

FORMAGINI, S. **Dimensionamento de Estruturas em Concreto Armado**. Campo Grande/MS: Secretaria de estruturas, Universidade Anhanguera – UNIDERP, 2013. Disponível em: <<http://pt.scribd.com/doc/241729722/Dimensionamento-de-Estruturas-em-Concreto-Armado-2013-1-pdf>>. Acesso em: 27 set. 2014

GIONGO, J. S. **CONCRETO ARMADO**: Projeto Estrutural de Edifícios. São carlos, Universidade de São Paulo, 2007. Apostila da disciplina de Estruturas de Concreto, Escola de engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, USP.

LANÇA, P. **Processos de construção**: Pré-dimensionamento de Elementos Estruturais em Betão Armado. Beja – Portugal: Escola Superior de Tecnologia e Gestão em Beja, Instituto Politécnico de Beja, [2006?].

LEONHARD, F.; MÖNNING E. **Construções de Concreto**: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado. 1. ed. Volume 1. Rio de Janeiro: Interciência, 1977.

MELO, P. R. **Pré-Dimensionamento de estruturas de madeira, de aço e de concreto para auxílio à concepção de projetos arquitetônicos**. 2013. 113 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2013.

PINHEIRO, L. M; MUZARDO, C. D; SANTOS, S. P. **Pré-Dimensionamento**. Campinas/SP: Departamento de Estruturas, Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual de Campinas, 2003. Apostila da disciplina EC-802 – Concreto Armado II. Paginação irregular. Disponível em: <http://www.fec.unicamp.br/~almeida/ec802/Lancamento/Pre-dimensionamento_EESC.pdf>. Acesso em: 14 out. 2014.

RIOS, R. D. **CAPITULO III**: Dimensionamento à Flexão Simples. Porto Alegre, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2011. Apostila da disciplina de Estruturas de Concreto Armado I A, Escola de Engenharia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.