



UNIVERSIDADE FEDERAL RURAL DE PERNAMBUCO
UNIDADE ACADÊMICA DO CABO DE SANTO AGOSTINHO
BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

LAELSON DE ANDRADE AMORIM JUNIOR

Influência da resistência característica (f_{ck}) na taxa de armadura em lajes nervuradas de concreto armado sob diferentes configurações de apoio para os concretos do grupo I e II de resistência, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).

Influência da resistência característica (f_{ck}) na taxa de armadura em lajes nervuradas de concreto armado sob diferentes configurações de apoio para os concretos do grupo I e II de resistência, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).

Trabalho apresentado ao curso de engenharia civil da Universidade Federal Rural de Pernambuco como requisito para obtenção do grau de bacharel em engenharia civil.

J95i

JUNIOR, LAELSON DE ANDRADE AMORIM
INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA (fck) NA TAXA DE ARMADURA EM LAJES
NERVURADAS DE CONCRETO ARMADO SOB DIFERENTES CONFIGURAÇÕES DE APOIO PARA OS
CONCRETOS DO GRUPO I E II DE RESISTÊNCIA, SEGUNDO A NBR 6118 (ABNT, 2014).: / LAELSON
DE ANDRADE AMORIM JUNIOR. - 2019.
84 f. : il.

Orientador: Wesley Imperiano Gomes de Melo.
Inclui referências, apêndice(s) e anexo(s).

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Universidade Federal Rural de Pernambuco,
Bacharelado em Engenharia Civil, Cabo de Santo Agostinho, 2019.

1. Laje Nervurada. 2. Condições de apoio. 3. Resistência característica (fck). 4. Concreto Armado. 5.
NBR 6118 (ABNT, 2014). I. Melo, Wesley Imperiano Gomes de, orient. II. Título

LAELSON DE ANDRADE AMORIM JUNIOR

Influência da resistência característica (f_{ck}) na taxa de armadura em lajes nervuradas de concreto armado sob diferentes configurações de apoio para os concretos do grupo I e II de resistência, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade Federal Rural de Pernambuco como requisito para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia civil.

DATA DE APROVAÇÃO: 12/07/2019

Banca Examinadora

Prof. Me. Wesley Imperiano Gomes de Melo, UACSA, UFRPE
Orientador

Prof. Dr. Romildo Morant de Holanda, DTR, UFRPE
Examinador 01

Prof. Me. Philippe Eduardo de Medeiros, UACSA, UFRPE
Examinador 02

RESUMO

As lajes nervuradas estão sendo muito utilizadas na construção civil por permitirem transpor grandes vãos com baixa taxa de armadura, baixo consumo de concreto e menor peso próprio, em relação às lajes do tipo maciça, permitindo-se assim a execução de estruturas mais esbeltas e consequentemente mais econômicas. Além de serem de fácil execução, podendo ser executada “in loco”, ou através de material pré-moldado e em diversos tipos de edificações, de residências a grandes hospitais e shoppings. Assim sendo, o presente trabalho tem como objetivo verificar a influência do (f_{ck}) na taxa de armadura em lajes nervuradas de concreto armado sob diferentes configurações de apoio para os concretos dos grupos I e II de resistência, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), através de estudo de caso e elaboração de rotinas de dimensionamento com base na literatura vigente. Pode-se observar que, para o estudo de caso proposto, a elevação do (f_{ck}) não teve grande influência na diminuição da taxa de armadura, havendo apenas uma diminuição de 8,4% na seção de aço, gerando uma redução de custo de 34% no consumo do mesmo, enquanto que o concreto teve um aumento significativo de 190% no seu custo. Contudo, tal análise foi feita apenas para edifícios residenciais comuns com pequenos vãos e pequenas cargas, desta forma para vãos e carregamento de obras especiais, tais como pontes, nada se pode afirmar.

PALAVRAS-CHAVE: Laje nervurada, Condições de apoio, Resistência característica (f_{ck}), Concreto armado, NBR 6118 (ABNT, 2014).

ABSTRACT

Ribbed slabs are being widely used in civil construction because they allow for large spans with low reinforcement rate, low concrete consumption and lower own weight, compared to massive type slabs, thus allowing execution of slender structures and consequently more economical. In addition to being easy to perform, it can be performed on site or through precast material and in various types of buildings, from homes to large hospitals and malls. Thus, the present work aims to verify influence of (f_{ck}) on the reinforcement rate in reinforced concrete ribbed slabs under different support configurations for strength groups I and II concretes, according to NBR 6118 (ABNT, 2014), through case study and elaboration of sizing routines based on the current literature. It can be observed that, for proposed case study, the increase of the (f_{ck}) had no great influence on reduction of the reinforcement rate, with only a 8.4% decrease in steel section, generating a cost reduction of 34% in its consumption, while the concrete had a significant increase of 190% in her cost. However, such an analysis was made only for ordinary residential buildings with small spans and small loads, so for spans and loading of special works such as bridges, nothing can be affirm.

Keywords: Ribbed slab, Conditions of support, Characteristic strength (f_{ck}), Reinforced concrete, NBR 6118 (ABNT, 2014).

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classes de resistência de concreto.....	17
Tabela 2 - Combinações de cargas segundo a ABNT NBR 6118:2014.....	25
Tabela 3 - Classes de agressividade ambiental.....	27
Tabela 4 - Relação água cimento de acordo com a agressividade ambiental.....	27
Tabela 5 - Cobrimentos mínimos de acordo com a agressividade ambiental.....	28
Tabela 6 - Taxas mínimas de armadura.....	29
Tabela 7 - Pesos específicos por material e ambiente.....	30
Tabela 8 - Coeficiente α_E para cálculo do módulo de elasticidade secante.....	44
Tabela 9 - Respostas do exemplo 1 livro e planilha.....	46
Tabela 10 - Respostas do exemplo 2 livro e planilha.....	46
Tabela 11 - Respostas do exemplo 3 livro e planilha.....	47
Tabela 12 - Respostas do exemplo 4 livro e planilha.....	47
Tabela 13 - Respostas do exemplo no sentido de x livro e planilha.....	49
Tabela 14 - Respostas do exemplo no sentido de y livro e planilha.....	49
Tabela 15 - Esforços solicitantes na laje.....	56
Tabela 16 - Seções de aço (A_s) para momento fletor.....	58
Tabela 17 - Verificação quanto ao estribo devido ao esforço cortante.....	58
Tabela 18 - Cálculo para estribos.....	59
Tabela 19 - Resumo das áreas de seção (A_s) por (f_{ck}) e peça estrutural.....	60
Tabela 20 - Média de custo do m ³ por classe de resistência.....	61
Tabela 21 - Custo médio do vergalhão de aço por bitola.....	62
Tabela 22 - Laje retangular simplesmente apoia em três lados e engastada no quarto, com carga uniformemente distribuída.....	66
Tabela 23 - Laje retangular apoiada em dois lados contíguos e engastada dos demais, com carga uniformemente distribuída.....	66
Tabela 24 - Laje retangular apoiada em um lado e engastada nos demais, com carga uniformemente distribuída.....	67
Tabela 25 – Pré-dimensionamento das lajes do estudo de caso.....	68
Tabela 26 - Levantamento de cargas das lajes do estudo de caso.....	68
Tabela 27 - Verificação das flechas das lajes do estudo de caso para C-30.....	69
Tabela 28 - Verificação das flechas das lajes do estudo de caso para C-40.....	69
Tabela 29 - Verificação das flechas das lajes do estudo de caso para C-50.....	69
Tabela 30 - Verificação das flechas das lajes do estudo de caso para C-60.....	70
Tabela 31 - Verificação das flechas das lajes do estudo de caso para C-80.....	70
Tabela 32 - Verificação das flechas das lajes do estudo de caso para C-90.....	71
Tabela 33 - Cálculo dos momentos fletores.....	71
Tabela 34 - Cálculo dos esforços cortantes.....	72
Tabela 35 - Teste para estribo devido ao esforço cortante nas nervuras.....	72
Tabela 36 - Teste para estribo para C-40.....	73
Tabela 37 - Teste para estribo para C-50.....	74
Tabela 38 - Teste para estribo para C-60.....	75
Tabela 39 - Resumo de aço para concreto C-30.....	76
Tabela 40 - Resumo de aço para concreto C-40.....	78
Tabela 41 - Resumo de aço para concreto C-50.....	79
Tabela 42 - Resumo de aço para concreto C-60.....	80
Tabela 43 - Resumo de aço para concreto C-80.....	81
Tabela 44 - Resumo de aço para concreto C-90.....	82

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Corte esquemático de laje nervuradas.	18
Figura 2 - Laje nervurada pré-moldada com preenchimento de EPS.....	19
Figura 3 - Laje nervurada pré-moldada com preenchimento de bloco cerâmico.....	19
Figura 4 - Laje nervurada moldada "in loco" com utilização de fôrmas em cubeta vista de cima.....	20
Figura 5 - Laje nervurada moldada "in loco" com utilização de fôrmas em cubeta vista de baixo.....	20
Figura 6 - Laje com carga constante $P(x,y)$ e destaque de elemento infinitesimal. ...	21
Figura 7 - Elemento infinitesimal com os esforços.....	21
Figura 8 - Detalhamento de um corte em laje nervurada.....	24
Figura 9 - Corte esquemático de laje nervurada.	32
Figura 10 - Falso T.	33
Figura 11 - Verdadeiro T.	33
Figura 12 - Momentos negativos.....	34
Figura 13 - Exemplo de verificação de flechas.....	42
Figura 14 - Seção T para exemplos.	45
Figura 15 - A_s e reações para o exemplo de verificação de cisalhamento.	48
Figura 16 - Apartamento utilizado para estudo de caso deste trabalho.	50
Figura 17 - Configuração da estrutura com vigas, pilares e lajes.....	51
Figura 18 - Condições de apoio L1.....	52
Figura 19 - Condições de apoio L2.....	52
Figura 20 - Condições de apoio L3.....	53
Figura 21 - Condições de apoio L4.....	53
Figura 22 - Condições de apoio L5.....	54
Figura 23 - Condições de apoio L6.....	54
Figura 24 - Detalhamento da laje L1.	55
Figura 25 - Corte esquemático da laje.	55
Figura 26 - Reação de canto.	56
Figura 27 - Momentos diferentes gerados pelo método.....	57
Figura 28 - Momentos Corrigidos.....	58
Figura 29a - Detalhamento da laje L1.	59
Figura 29b - Detalhamento da laje L1.	59
Figura 31 - Variação do (A_s) por classe de resistência.....	61
Figura 32 - Gráfico custo (R\$) por vergalhão.....	62

LISTA DE SÍMBOLOS

μ	Momento adimensional reduzido
μ_{lim}	Momento adimensional reduzido limite
a	Distância entre as faces das nervuras
A_c	Área bruta da seção de concreto
A_s	Área de seção aço
b_w	Largura da nervura
b_w	Espessura das nervuras
d	Altura útil da laje
$D1$	Rigidez na região das nervuras
$D2$	Rigidez na região da mesa
De	Rigidez equivalente da seção T
e	Distância entre os eixos das nervuras
E_{ci}	Módulo de elasticidade
E_{cs}	Módulo de elasticidade secante do concreto
E_s	Módulo de elasticidade secante
f_{cd}	Resistência de cálculo do concreto
f_{ck}	Resistência característica do concreto
$f_{ck,inf}$	Resistência característica inferior do concreto
$f_{ck,m}$	Resistência característica média do concreto
$f_{ck,sup}$	Resistência característica do superior do concreto
f_{yd}	Tensão de escoamento de cálculo do aço
h	Altura total da laje
h_e	Altura equivalente
h_f	Espessura da mesa
l_x	Largura da laje no sentido de x
l_y	Largura da laje no sentido de y
M_d	Momento solicitante de calculo
$M_{dmín}$	Momento fletor mínimo
M_{sd}	Momento fletor solicitante de calculo
pH	Potencial de hidrogênio
R_{cc}	Resistência de compressão do concreto
r_{cclim}	Resultante de compressão limite do concreto
R_{st}	Resistência de tração do aço
V_c	Força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça
V_k	Força cortante característica solicitante
V_{sd}	Força cortante solicitante de cálculo
W_0	Módulo de resistência da seção transversal bruta do concreto
ω_0	Flecha inicial

ω^∞	Flecha final
$\omega_{adm.}$	Flecha admissível
ω_c	Flecha adimensional
γ_c	Coeficiente de ponderação de cargas do concreto
γ_s	Coeficiente de ponderação de cargas do aço
α_c	Coeficiente de ponderação da resistência de cálculo do concreto
α_E	Coeficiente de elasticidade dependente do tipo de agregado
β_f	Mesa adimensional
β_w	Nervura adimensional
Δ	Altura útil adimensional
ϵ_u	Deformação última do concreto
λ	Coeficiente adimensional de dimensões
λ_c	Coeficiente de ponderação do diagrama parábola-retângulo
ξ	Coeficiente de ponderação de rigidez
ξ_{lim}	Profundidade limite da linha neutra
ρ	Taxa de armadura
$\rho_{mín}$	Taxa de armadura mínima
σ'_{sd}	Tensão de compressão de cálculo de armadura dupla
T_{wd}	Tensão convencional de cisalhamento
T_{wul}	Tensão limite de cisalhamento
φ	Coeficiente de fluência
ω	Taxa mecânica de compressão

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
C-30	Concreto com resistência característica de 30 Mpa
C-40	Concreto com resistência característica de 40 Mpa
C-50	Concreto com resistência característica de 50 Mpa
C-60	Concreto com resistência característica de 60 Mpa
C-80	Concreto com resistência característica de 80 Mpa
C-90	Concreto com resistência característica de 90 Mpa
CEB	Comité Euro-Internacional du Béton
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
NBR	Norma Brasileira Regulamentada

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	14
2.	OBJETIVOS	15
2.1.	OBJETIVO GERAL	15
2.2.	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	15
3.	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	16
3.1.	O CONCRETO	16
3.1.1.	Classificação do concreto	17
3.2.	O SISTEMA CONSTRUTIVO	17
3.2.1.	Lajes nervuradas pré-moldadas	18
3.2.2.	Laje nervurada moldada “in loco”	19
3.3.	TEORIA DE FLEXÃO DE PLACAS FINAS	20
3.4.	PRECONIZAÇÕES DA NORMA BRASILEIRA REGULAMENTADA NBR 6118	23
3.4.1.	Lajes nervuradas	23
3.4.2.	Estados limites	24
3.4.3.	Coeficientes de ponderação de resistência	25
3.4.4.	Agressividade ambiental	25
3.4.5.	Mecanismos de deterioração relativos ao concreto	25
3.4.6.	Mecanismos de deterioração relativos à armadura	26
3.4.7.	Classes de agressividade ambiental	26
3.4.8.	Taxa mínima de armadura ($\rho_{\min}$)	29
3.5.	PRECONIZAÇÕES DA NBR 6120	29
4.	METODOLOGIA	30
4.1.	ROTINA DE DIMENSIONAMENTO DE LAJES NERVURADAS	31
4.1.1.	Pré-dimensionamento	31
4.1.2.	Verificação da flexão nas nervuras	32
4.1.3.	Cisalhamento nas nervuras	38
4.1.4.	Flexão na mesa	40
4.1.5.	Cisalhamento na mesa	41
4.1.6.	Verificação das flechas	41
5.	VALIDAÇÃO DA ROTINA	45
5.1.	VALIDAÇÃO DA ROTINA DE FLEXÃO EM VIGA COM SEÇÃO T	45
5.2.	VALIDAÇÃO DA ROTINA DE CISALHAMENTO NAS NERVURAS	48
6.	ESTUDO DE CASO	49
7.	DETALHAMENTO DAS LAJES	55
8.	RESULTADOS	60
9.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	63

9.1.	SUGESTÕES PARA O TRABALHO.....	63
REFERÊNCIAS		64
ANEXOS		66
APÊNDICES		68

1. INTRODUÇÃO

Na construção civil, assim como em outras áreas do conhecimento, há sempre a necessidade de inovação que pode estar atrelada ou não ao desenvolvimento de novas técnicas e/ou melhorias de técnicas pré-existentes. No Brasil, os métodos construtivos estão sendo modificados a cada ano, sobretudo nos últimos anos com o desenvolvimento de projetos governamentais a exemplo do “Minha casa, Minha vida”.

Na década de 1960, com a fundação de Brasília e o intenso investimento na indústria nacional composta por aço, cimento, petróleo e energia, devido ao plano de governo de Juscelino Kubitschek, o Brasil se tornou referência mundial na utilização de concreto armado nas construções (PINI, 2008).

Atualmente o sistema construtivo de lajes, vigas e pilares em concreto armado ainda é muito utilizado, porém com algumas inovações desde a composição do cimento e aço ao próprio modelo estrutural. Contudo, não é o único utilizado. Há também sistemas como os de alvenaria estrutural, parede de concreto, *steel frame*, etc.

Neste trabalho analisa-se o sistema construtivo de lajes nervuradas moldadas “in loco” com utilização de fôrmas em cubetas e concreto armado. Pois, em situação de projetos em que se pretende vencer grande vãos a utilização de laje maciça pode se tornar antieconômica devido a grande espessura da laje tornando o seu peso próprio o maior carregamento atuante na laje.

“Em geral, as lajes nervuradas exigem uma espessura total h cerca de 50% superior à que seria necessária para as lajes maciças. Entretanto, o peso próprio da laje nervurada é inferior ao da laje maciça, resultando em solução mais econômica para vãos acima de oito metros” MILTON ARAUJO (2014, p. 194).

Segundo CUNHA (2012), as lajes nervuradas moldadas “in loco” em concreto armado têm a seguintes vantagens:

- a) Permitem vencer grandes vãos com peso próprio menor que as lajes maciças;
- b) Podem ser construídas com a mesma tecnologia empregada nas lajes maciças;
- c) A versatilidade nas aplicações, podendo ser utilizadas em pavimentos de edificações comerciais, residenciais, educacionais, hospitalares, garagens, clubes e centros de compras;
- d) Permitem o uso de procedimentos racionalizados, tais como o uso de telas para a armadura de distribuição e a utilização de formas plásticas recuperáveis;
- e) São adequadas aos sistemas de lajes sem vigas, devendo manter-se regiões maciças apenas nas regiões dos pilares, onde há grande concentração de esforços.”

A análise feita neste trabalho é em relação ao quanto a taxa de armadura varia com o aumento da resistência característica do concreto (f_{ck}), limitando-se a variação de C-30 a C-50, para concretos do grupo I, e C-60 a C-90, para concretos do grupo II segundo a Norma Brasileira Regulamentada 6118 da Associação Brasileira de Normas Técnicas de 2014.

2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVO GERAL

Quantificar a variação na taxa de armadura em lajes nervuradas com a mudança na classe de resistência do concreto, em edifício multifamiliar, a fim de verificar a viabilidade econômica e executiva.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Demonstrar a rotina de dimensionamento de lajes nervuradas à flexão e ao cortante;
- Elaborar planilha eletrônica para cálculo de lajes nervuradas através das rotinas utilizando-se o Excel da Microsoft.
- Validar a rotina de dimensionamento através de comparação com resultados obtidos em problemas propostos na literatura;
- Definir um estudo de caso contendo seis painéis de lajes, caracterizar suas configurações de vinculações e determinar os esforços solicitantes e reações de apoio;
- Dimensionar as lajes propostas no estudo de caso com as configurações de apoio definidas e detalhar uma destas;
- Dimensionar as lajes utilizando concreto com classes de resistências C-30, C-40 e C-50 do grupo I da NBR 6118 (ABNT, 2014);
- Dimensionar as lajes utilizando concreto com classes de resistência C-60, C-80 e C-90 do grupo II da NBR 6118 (ABNT, 2014);
- Verificar a variação na taxa de armadura para os casos analisados, bem como, a viabilidade econômica dessa mudança de classe de resistência.

3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

A seguir será apresentado o referencial teórico utilizado para a elaboração deste estudo, começando pela definição de concreto armado e classificando-o pelas normas pertinentes. Em seguida, faz-se uma breve descrição do método construtivo de lajes nervuradas.

Faz-se também um breve comentário a respeito da teoria de placas finas elaboradas por Gustav R. Kirchhof, gerando a equação diferencial de placa, que fora resolvida anos depois por Joseph L. Lagrange, dando seu nome a essa equação.

E para finalizar esse tópico faz-se uma abordagem mais minuciosa da NBR 6118 (ABNT, 2014) em todas as definições necessárias para o dimensionamento de lajes nervuradas, e fecha-se esse tópico com a NBR 6120 (ABNT, 1980), que comenta a respeito dos pesos específicos dos materiais e cargas acidentais nos ambientes.

3.1. O CONCRETO

O concreto é resultado da mistura entre cimento, agregado miúdo, agregado graúdo e água, além de possíveis adições químicas ou minerais para ganho ou melhoramentos de propriedades do mesmo seja no estado fresco ou no estado endurecido.

O concreto armado é a união do concreto com aço gerando um material compósito. O aço é adicionado ao concreto para melhorar suas propriedades mecânicas aumentando a sua capacidade de resistir a esforços de tração. Pois, por se tratar de um material frágil sua capacidade de resistir a tração é baixíssima. Contudo, apresenta elevada capacidade de resistir a esforços de compressão.

O concreto armado é muito utilizado na construção civil pelas suas vantagens de moldagem direta na geometria final, número ilimitado de geometrias possíveis, produção e aplicação em canteiro de obra, produção de artefatos pré-fabricados e diferentes métodos de transporte e aplicação.

Contudo, também há algumas dificuldades na aplicação desse material como garantir a moldagem da peça estrutural com perda mínima de homogeneidade do material, evitar surgimento de danos precoces ou posteriores como falhas de moldagem e fissuração e adequar as características do concreto com a técnica de aplicação devido a aspectos econômicos e tecnológicos.

3.1.1. Classificação do concreto

O concreto utilizado para fins estruturais e obras de construção civil no Brasil são classificados pela NBR 8953 (ABNT, 2015) que o classifica de acordo com sua resistência característica a compressão (f_{ck}) em dois grupos: grupo I e grupo II. O (f_{ck}) é determinado pelo ensaio de corpos de prova moldados de acordo com a NBR 5738 (ABNT, 2015) e ensaiados conforme a NBR 5739 (ABNT, 2018).

A tabela a seguir mostra as classes de resistência dos dois grupos:

Tabela 1 - Classes de resistência de concreto.

Classe de resistência do grupo I	Resistência característica à compressão (MPa)	Classe de resistência do grupo II	Resistência característica à compressão (MPa)
C-20	20	C-55	55
C-25	25	C-60	60
C-30	30	C-70	70
C-35	35	C-80	80
C-40	40	C-90	90
C-45	45	C-100	100
C-50	50		

Fonte: tabela adaptada, NBR 8953 (ABNT, 2015).

3.2. O SISTEMA CONSTRUTIVO

Sistema construtivo de laje nervurada consiste na junção de vigas disposta em forma de grelha e unificadas pela mesa. Esse sistema é bastante utilizado quando se deseja vencer grandes vãos sem ganhar muito peso próprio. A figura 1 abaixo mostra um corte esquemático de uma laje nervurada a qual pode-se observar as vigotas, ou nervuras, e a mesa.

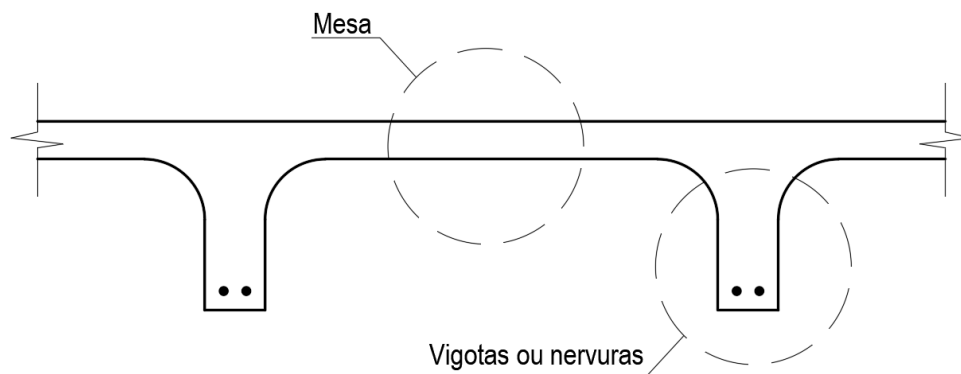


Figura 1 - Corte esquemático de laje nervurada.
FONTE: o autor, 2019.

BOCCHI JR (1995) classifica as lajes nervuradas em duas categorias: lajes nervuradas pré-moldadas e lajes nervuradas moldadas “in loco” que apesar de terem sua execução completamente diferente, apresentam o mesmo funcionamento estático.

3.2.1. Lajes nervuradas pré-moldadas

Segundo SOUZA E LOPES (2016, apud SILVA, 2005), nesse tipo de laje é comum o emprego de vigotas pré-fabricadas com armadura em treliça ou tipo trilho com elementos leves de enchimento sem função estrutural solidarizados pelo concreto moldado no local.

Geralmente as lajes nervuradas pré-moldadas são unidirecionais e os elementos utilizados para enchimento devem ter peso específico menor do que o do concreto e os mais utilizados são bloco de poliestireno expandido (EPS) e blocos cerâmicos.

As figuras 2 e 3 mostram respectivamente uma laje nervurada preenchida com EPS e preenchida com bloco cerâmico.



Figura 2 - Laje nervurada pré-moldada com preenchimento de EPS.
FONTE: Protend, 2019.



Figura 3 - Laje nervurada pré-moldada com preenchimento de bloco cerâmico.
FONTE: Domínio público.

3.2.2. Laje nervurada moldada “in loco”

As lajes nervuradas moldadas “in loco” têm todo o seu processo construtivo realizado em obra e diferem em relação as pré-moldadas por permitirem a utilização de fôrmas que podem desconsiderar a utilização de material inerte para preenchimento dos vazios abaixo da mesa.

Para tal, utiliza-se fôrmas em forma de cubetas a qual permite reutilização dentro do canteiro de obra reduzindo resíduos e diminuindo o custo com fôrmas. Segundo CUNHA (2012) as lajes nervuradas moldadas “in loco” permitem o uso de processos racionalizados, tais como uso de forma plásticas recuperáveis e telas para armadura de distribuição.

As figuras 4 e 5 a seguir mostram uma laje nervurada moldada “in loco” com utilização de fôrmas em cubetas:

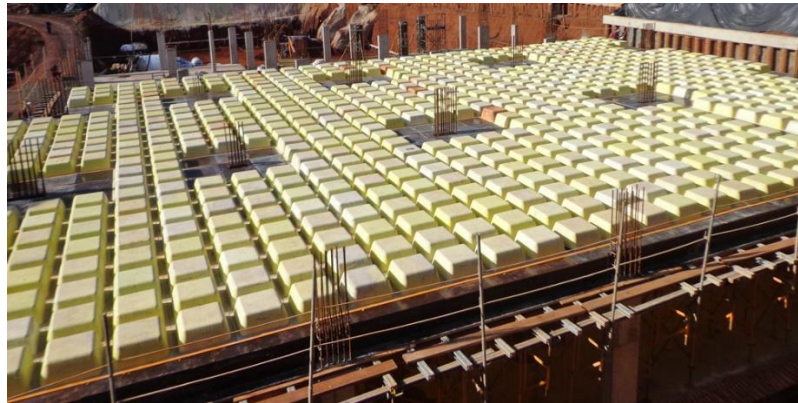


Figura 4 - Laje nervurada moldada "in loco" com utilização de fôrmas em cubeta vista de cima.
FONTE: ULMA Locações, 2019.



Figura 5 - Laje nervurada moldada "in loco" com utilização de fôrmas em cubeta vista de baixo.
FONTE: ULMA locações, 2019.

3.3. TEORIA DE FLEXÃO DE PLACAS FINAS

Para o caso de placas finas, pode-se utilizar da teoria clássica de placas de Kirchhoff a qual foi desenvolvida em 1811 por Lagrange e estabelece as seguintes hipóteses para placas submetidas à flexão simples:

- O material da placa é elástico linear, homogêneo e isotrópico;
- A espessura da placa é pequena em relação às outras dimensões;
- As deflexões são pequenas em relação à espessura da placa;
- As rotações da superfície média deformada são pequenas em relação à unidade;
- Linhas retas, inicialmente normais à superfície média permanecem retas e normais à superfície média após as deformações. Basicamente consiste em desprezar as deformações por corte;
- As deflexões da placa são normais ao plano indeformado inicial;

- As Tensões normais à superfície média são desprezíveis ($t_z = 0$).

Definida as hipóteses, agora se considera que a laje mostrada na figura 6 abaixo está submetida a uma carga constante $P(x,y)$ e desta retira-se um elemento infinitesimal.

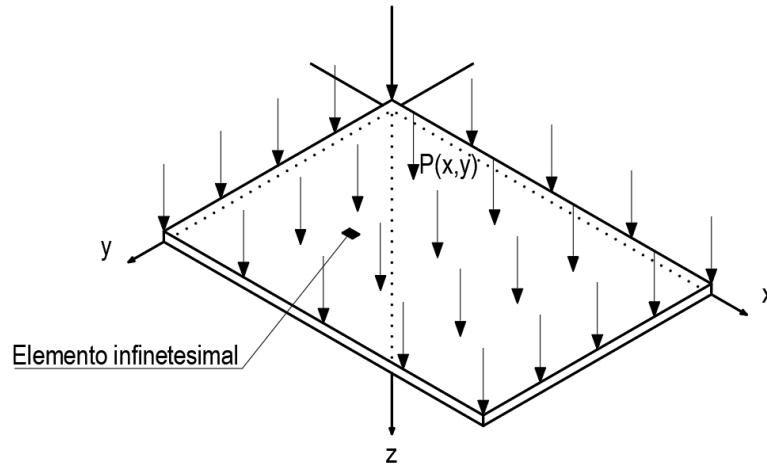


Figura 6 - Laje com carga constante $P(x,y)$ e destaque de elemento infinitesimal.
FONTE: o autor, 2019.

O elemento infinitesimal retirado da laje é mostrado na figura 7 e pode-se observar que devido as cargas este se encontra submetido aos momentos fletores (M_x) e (M_y) e momentos torsores (M_{xy}) e (M_{yx}) e suas reações de apoio (V_x) e (V_y).

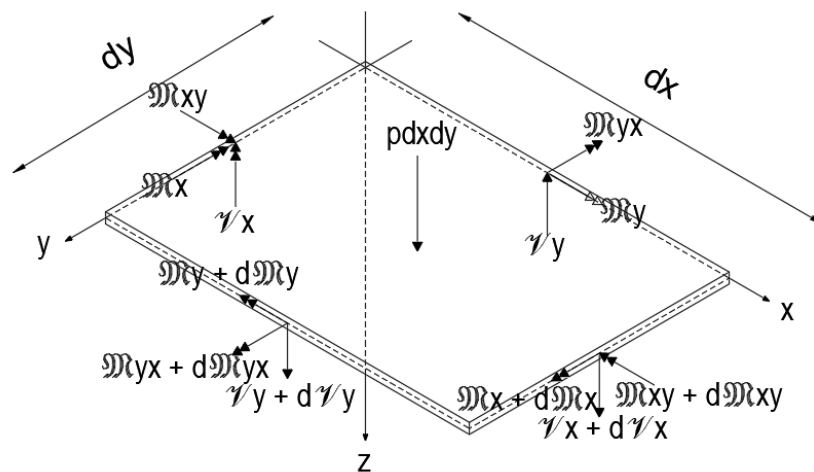


Figura 7 - Elemento infinitesimal com os esforços.
FONTE: o autor, 2019.

Aplica-se o equilíbrio dos momentos no eixo y

$$(M_x + dM_x)dy - M_x dy + (M_{yx} + dM_{yx})dx - M_{yx} dx - (V_x + dV_x)dxdy = 0 \quad (1)$$

$$dM_x dy + dM_{yx} dx - V_x dxdy - V_x (dx)^2 dy = 0 \quad (2)$$

O termo $(\gamma_x dx^2 dy)$ é um elemento infinitesimal de ordem superior e pode ser considerado zero e a equação reduz para:

$$d\mathbb{W}_x dy + d\mathbb{W}_{yx} dx - \gamma_x dx dy = 0 \quad (3)$$

Dividindo-se todos os termos por (dx) e por (dy) e isolando (γ_x) , tem-se:

$$\frac{d\mathbb{W}_x}{dx} + \frac{d\mathbb{W}_{yx}}{dy} = \gamma_x \quad (4)$$

Analogamente, aplica-se o equilíbrio dos momentos no eixo x

$$-(\mathbb{W}_y + d\mathbb{W}_y)dx - \mathbb{W}_y dx - (\mathbb{W}_{xy} + d\mathbb{W}_{xy})dy + \mathbb{W}_{xy} dx - (\gamma_y + d\gamma_y)dy dx = 0 \quad (5)$$

$$d\mathbb{W}_y dx + d\mathbb{W}_{xy} dy - \gamma_y dy dx - \gamma_x (dy)^2 dx = 0 \quad (6)$$

O termo $(\gamma_x dx^2 dy)$ é um elemento infinitesimal de ordem superior e pode ser considerado zero e a equação reduz para:

$$d\mathbb{W}_y dx + d\mathbb{W}_{xy} dy - \gamma_y dy dx = 0 \quad (7)$$

Dividindo todos os termos por (dy) e por (dx) e isolando (γ_y) , tem-se:

$$\frac{d\mathbb{W}_y}{dy} + \frac{d\mathbb{W}_{xy}}{dx} = \gamma_y \quad (8)$$

Aplica-se o equilíbrio das forças no eixo z:

$$(\gamma_x + d\gamma_x)dy - \gamma_x dy + (\gamma_y + d\gamma_y)dx - \gamma_y dx + p dx dy = 0 \quad (9)$$

$$d\gamma_x dy + d\gamma_y dx + p dx dy = 0 \quad (10)$$

Dividindo-se por (dx) e por (dy)

$$\frac{d\gamma_x}{dx} + \frac{d\gamma_y}{dy} = -p \quad (11)$$

Combinando as equações (4), (8) e (11) pode-se chegar na equação dos momentos (14).

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{d\mathbb{W}_x}{dx} + \frac{d\mathbb{W}_{yx}}{dy} \right) + \frac{d}{dy} \left(\frac{d\mathbb{W}_y}{dy} + \frac{d\mathbb{W}_{xy}}{dx} \right) = -p \quad (12)$$

$$\frac{d^2\mathbb{W}_x}{dx^2} + \frac{d^2\mathbb{W}_{yx}}{dx dy} + \frac{d^2\mathbb{W}_y}{dy^2} + \frac{d^2\mathbb{W}_{xy}}{dx dy} = -p \quad (13)$$

$$\frac{d^2\mathbb{W}_x}{dx^2} + 2 \frac{d^2\mathbb{W}_{yx}}{dx dy} + \frac{d^2\mathbb{W}_y}{dy^2} = -p \quad (14)$$

E adotando-se a teoria da elasticidade a qual relaciona os esforços internos no elemento de laje e a sua deformação (w) através da equação da superfície elástica:

$$\mathfrak{M}_x = -D \left(\frac{d^2 w}{dx^2} + \nu \frac{d^2 w}{dy^2} \right) \quad (15)$$

$$\mathfrak{M}_y = -D \left(\frac{d^2 w}{dy^2} + \nu \frac{d^2 w}{dx^2} \right) \quad (16)$$

$$\mathfrak{M}_{xy} = \mathfrak{M}_{yx} = -(1 - \nu) D \frac{d^2 w}{dx^2} \quad (17)$$

Onde o parâmetro (D) é rigidez a flexão da laje e obtida através da seguinte equação:

$$D = \frac{Eh^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (18)$$

onde, ν é o coeficiente de Poisson.

Substituindo as equações (15), (16) e (17) em (14), obtém-se a equação diferencial da placa conhecida como equação diferencial de Lagrange (19)

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p(x, y)}{D} \quad (19)$$

Logo o problema básico consiste em encontrar a expressão para a superfície deformada $w(x, y)$ que satisfaz simultaneamente a equação diferencial de equilíbrio e as condições de contorno. Desta forma, pode-se calcular os esforços solicitantes em uma laje.

3.4. PRECONIZAÇÕES DA NORMA BRASILEIRA REGULAMENTADA NBR 6118

Em seguida, será apresentado uma revisão literária da NBR 6118 (ABNT, 2014) passando pelos tópicos: lajes nervuradas, estados limite, coeficientes de ponderação de resistência, agressividade ambiental e taxa mínima de armadura.

3.4.1. Lajes nervuradas

No item 13.2.4.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) há algumas observações e sugestões a respeito do dimensionamento das lajes nervuradas, tais como a espessura da mesa (h_f) que deve ser maior ou igual a 1/15 da distância entre as faces das nervuras (a) e não pode ser inferior a quatro cm. A figura 8 a seguir esquematiza as medidas utilizadas neste tópico:

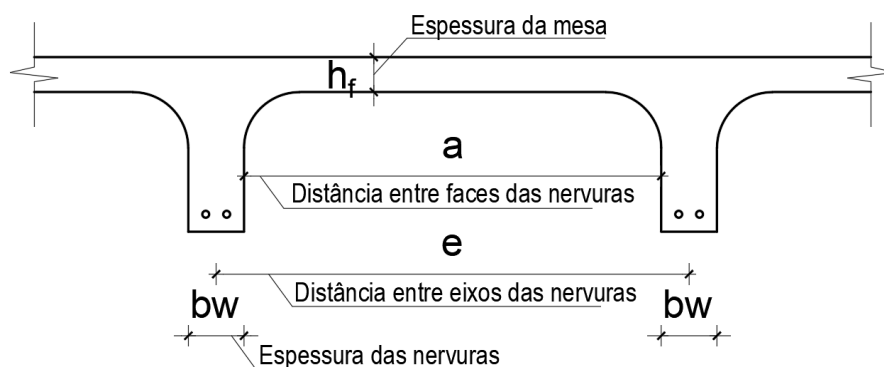


Figura 8 - Detalhamento de um corte em laje nervurada.
FONTE: o autor, 2019.

Caso existam tubulações embutidas na laje com diâmetro menor ou igual a 10 mm a espessura da mesa deve ter valor absoluto de 5 cm. Caso a bitola seja superior a 10 mm a mesma deve ter espessura mínima de $4\text{ cm} + \phi$ ou $4\text{ cm} + 2\phi$ caso haja cruzamento entre tubulações na laje, onde ϕ é a bitola da tubulação.

A espessura das nervuras (b_w) não deve ser inferior a cinco cm e espessuras menores que oito cm não podem conter armadura de compressão. Além dos parâmetros geométricos, a NBR 6118 (ABNT, 2014) sugere que os projetos de lajes nervuradas sigam as seguintes condições:

- “a) para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras (e) menor ou igual a 65 cm, pode ser dispensada a verificação da flexão da mesa, e para a verificação do cisalhamento da região das nervuras, permite-se a consideração dos critérios de laje;
- b) para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras entre 65 cm e 110 cm, exige-se a verificação da flexão da mesa, e as nervuras devem ser verificadas ao cisalhamento como vigas; permite-se essa verificação como lajes se o espaçamento entre eixos de nervuras for até 90 cm e a largura média das nervuras for maior que 12 cm;
- c) para lajes nervuradas com espaçamento entre eixos de nervuras maior que 110 cm, a mesa deve ser projetada como laje maciça, apoiada na grelha de vigas, respeitando-se os seus limites mínimos de espessura.”

3.4.2. Estados limites

A NBR 6118 (ABNT, 2014) sugere como critérios de segurança de estruturas de concreto armado a verificação do estado-limite último (ELU) e o estado-limite de serviços (ELS). O ELU pode ser entendido como o estado em que pela sua simples ocorrência pode determinar a paralisação, todo ou em parte, o uso da edificação.

O ELS é o estado que por sua ocorrência, repetição ou duração causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, tais como flecha elevada em vigas e lajes impedindo o fechamento de portas e janelas e que podem comprometer a durabilidade da estrutura.

3.4.3. Coeficientes de ponderação de resistência

A norma NBR 6118 (ABNT, 2014) sugere os valores apresentado na tabela 2 a seguir para a ponderação de resistência do concreto e do aço em estruturas de concreto armado:

Tabela 2 - Combinações de cargas segundo a ABNT NBR 6118:2014.

Combinações	Concreto	Aço
	γ_c	γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

FONTE: adaptada da ABNT NBR 6118:2014.

Tais coeficientes estão relacionados com as combinações de cargas solicitantes na estrutura. O (γ_c) pode ser multiplicado por 1,1 em caso de condições desfavoráveis, tais como más condições de transporte, adensamento manual, concretagem deficiente ou por contração da estrutura.

3.4.4. Agressividade ambiental

Existem no meio ambiente diversos agentes agressivos ao concreto e ao aço, tais como sulfatos, cloretos e o próprio gás carbônico. A NBR 6118 (ABNT, 2014) classifica os agentes agressivos pelo tipo de mecanismo atuante e os divide em dois grupos: mecanismos de deterioração relativos ao concreto e mecanismos de deterioração relativo à armadura.

3.4.5. Mecanismos de deterioração relativos ao concreto

Os principais mecanismos de deterioração abordado na norma são a lixiviação, expansão por sulfato e reação álcali-agregado. A lixiviação é o mecanismo responsável por dissolver e carrear os compostos hidratados da pasta de cimento por ação da de águas puras, águas carbônicas agressivas e ácidas, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).

A expansão por sulfato é devido a utilização de água contaminada por sulfatos na hidratação da pasta de cimento ou presença do agente agressivo no solo e pode ser evitada utilizando-se cimentos resistentes a sulfatos como o CP-III 40 RS. Outro mecanismo é a reação álcali-agregado que é a expansão devido a reações entre os álcalis do cimento com agregados reativos.

3.4.6. Mecanismos de deterioração relativos à armadura

Os principais são a despassivação por carbonatação e despassivação por ação de cloretos. A despassivação por carbonatação é referente a penetração do gás carbônico dentro do concreto o qual atua diminuindo o (pH) do mesmo gerando o efeito de pilha química e consequente corrosão nas armaduras. A despassivação por cloretos é análoga ao gerado pelo gás carbônico, contudo o agente agressor é o cloreto.

3.4.7. Classes de agressividade ambiental

Como citado acima, as estruturas de concreto armado podem se deteriorar precocemente com a exposição a agentes agressivos presentes no meio ambiente e para que a estrutura mantenha o seu desempenho e vida útil a NBR 6118 (ABNT, 2014) sugere que a mesma esteja envolta por uma camada de concreto para proteção da armação chamada cobrimento.

Contudo, antes de se definir a espessura do cobrimento há a necessidade de saber qual o risco de deterioração a estrutura esta submetida. Assim sendo, a norma classifica a intensidade dos agentes agressivos de acordo com o ambiente em que a estrutura está inserida, como mostra a tabela 3 a seguir:

Tabela 3 - Classes de agressividade ambiental.

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral de tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
II	Moderada	Submersa	Pequeno
III	Forte	Urbana ^{a,b}	Grande
IV	Muito forte	Marinha ^a	
		Industrial ^{a,b}	
		Industrial ^{a,b}	Elevado
		Respingos de maré	

a. Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

b. Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

c. Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

FONTE: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Sabendo-se agora da classe de agressividade ambiental e sua intensidade, a norma sugere as seguintes relações água cimento de acordo com a agressividade ambiental:

Tabela 4 - Relação água cimento de acordo com a agressividade ambiental.

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤0,65	≤0,60	≤0,55	≤0,45
	CP	≤0,60	≤0,55	≤0,50	≤0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥C-20	≥C-25	≥C-30	≥C-40
	CP	≥C-25	≥C-30	≥C-35	≥C-40

- a. O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.
- b. CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
- c. CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

FONTE: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Como a qualidade do concreto está relacionada com a sua resistência a compressão e esta por sua vez é função da relação água/cimento, a norma sugere

que sejam adotados relação água/cimento máximas de acordo com a agressividade mostrada na tabela 4. Contudo, esta pode ser alterada com a utilização de adições no concreto.

Tabela 5 - Cobrimentos mínimos de acordo com a agressividade ambiental.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV ^c
	Cobrimento nominal (mm)				
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

- Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.
- Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas do item 7.4.7.5 NBR 6118 (ABNT, 2014) respeitado um cobrimento nominal ³ 15 mm.
- Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.
- No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ³ 45 mm.

FONTE: tabela adaptada da NBR 6118 (ABNT, 2014).

A tabela 5 acima mostra o cobrimento mínimo que o concreto deve ter de acordo com a agressividade e a peça a qual será concretada. A norma sugere que o concreto tenha qualidade adequada a sua classe de agressividade ambiental a fim de se manter o seu desempenho e durabilidade.

Por fim, para a análise deste trabalho, adotou-se a classe de agressividade II em área urbana e cobrimento mínimo de 25 mm com utilização de concreto armado sem protensão. Além disso, para efeito de estudo o (f_{ck}) do concreto foi variado de C-20 a C-90.

3.4.8. Taxa mínima de armadura ($\rho_{\min}$)

O item 17.3.5.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) sugere os valores limites para armadura longitudinais de vigas começando pela armadura mínima de tração determinada pelo dimensionamento da seção a um momento fletor mínimo dado pela expressão abaixo:

$$M_{d\min} = 0,8.W_o.f_{ctk,sup}$$

Onde,

W_o – É módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto

$f_{ctk,sup}$ – É a resistência característica superior

Contudo, para aços CA-50 e pode-se utilizar a tabela 6 para calcular as taxas mínimas de armaduras:

Tabela 6 - Taxas mínimas de armadura.

Concreto ²	Formas da seção	Valores de $\rho_{\min}^1$ ($A_{s,\min}/A_c$)							
Grupo I	Retangular	C-20	C-25	C-30	C-35	C-40	C-45	C-50	
		0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	
C-55		C-60	C-65	C-70	C-75	C-80	C-85	C-90	
0,211		0,219	0,228	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256	
4. Os valores de $\rho_{\min}$ 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, $\rho_{\min}$ deve ser recalculado.									
5. Classe de concreto definida pelo item 4.2 da ABNT NBR 8953:2015.									

FONTE: ABNT NBR 6118:2014.

3.5. PRECONIZAÇÕES DA NBR 6120

A NBR 6120 (ABNT, 1980) é referente a cargas para cálculos de estrutura de edificações. A norma classifica as cargas em permanentes e acidentais. A carga permanente é constituída do peso próprio da estrutura e por todos os elementos construtivos fixos a ela e a carga acidental é toda carga que pode atuar sobre a estrutura em função do seu uso, como móveis, veículos e pessoas.

A tabela 7 a seguir é um resumo da tabela presente na NBR 6120 (ABNT, 1980) a qual alguns itens foram utilizados para levantamento de cargas para este trabalho.

Tabela 7 - Pesos específicos por material e ambiente.

Materiais		Peso específico aparente (kN/m³)
Rochas	Granito	28
	Mármore e calcáreo	28
	Bloco de argamassa	22
Blocos artificiais	Lajotas cerâmicas	18
	Tijolos furados	13
	Tijolos maciços	18
Revestimento e concretos	Argamassa de cal, cimento e areia	19
	Argamassa de cimento e areia	21
	Concreto simples	24
	Concreto Armado	25
Materiais diversos	Asfalto	13
	Papel	15
	Plástico em folhas	21
	Vidro plano	26
Local		Peso específico aparente (kN/m³)
Bibliotecas	Sala de leitura	2,5
	Sala para depósito de livros	4
Corredores	Com acesso ao público	3
	Sem acesso ao público	2
Edifícios residenciais	Dormitórios, sala copa, cozinha e banheiro	1,5
	Despensa, área de serviço e lavanderia	2

FONTE: tabela adaptada da NBR 6120 (ABNT, 1980).

4. METODOLOGIA

A metodologia a ser adotada neste trabalho consiste em uma revisão bibliográfica a respeito do dimensionamento de lajes nervuradas submetidas a esforços de flexão e cortante gerando uma rotina de dimensionamento a qual será implementada em planilhas eletrônicas e validada através de comparação com exercícios da literatura.

Em seguida, será proposto um estudo de caso contendo ao todo seis painéis de laje, com mesmo tipo de cubeta, as quais serão analisadas as configurações de apoio a que essas lajes estão submetidas.

Logo após, cada uma dessas será dimensionada para as classes de resistências de concreto C-30, C-40 e C-50 do grupo I e classes C-60, C-80 e C-90 do grupo II, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), resultando ao todo em 36 dimensionamentos diferentes.

Após o dimensionamento, será analisada a mudança na taxa de armadura destas lajes, bem como, a viabilidade econômica dessa mudança de (f_{ck}) no custo final de produção da laje.

4.1. ROTINA DE DIMENSIONAMENTO DE LAJES NERVURADAS

O processo de dimensionamento de estruturas de concreto armado consiste em um método iterativo o qual se dá alguns parâmetros de entrada que geralmente envolvem as dimensões das peças tipo de concreto e aço e após segue-se com uma sequência de cálculos definidas aqui como rotina de dimensionamento para verificar se tais materiais e dimensões suportam as solicitações nas peças, inclusive essas solicitações são alguns dos parâmetros iniciais.

Caso os dados iniciais sejam suficientes para resistir aos esforços da peça, que pode ser uma laje, viga ou pilar, segue-se para o detalhamento das armaduras e consequente finalização do projeto. Contudo, caso esses parâmetros não sejam suficientes ou se observar que estes suportam tranquilamente a carga ou em outras palavras se há superdimensionamento, deve-se rever tais parâmetros de entrada e reiniciar a rotina com a nova geometria.

No caso de lajes nervuradas o dimensionamento pode ser dividido da seguinte forma:

4.1.1. Pré-dimensionamento

O pré-dimensionamento de lajes nervuradas consiste em definir principalmente quais são as seguintes dimensões mostradas na figura 9 a seguir.

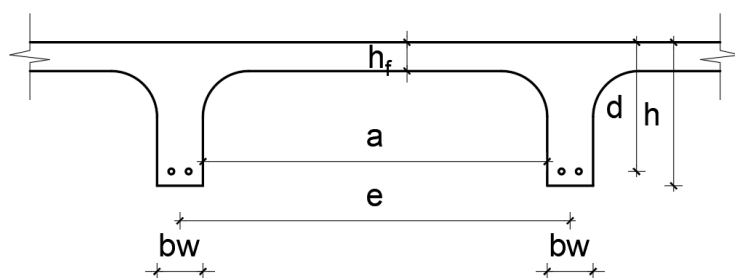


Figura 9 - Corte esquemático de laje nervurada.
FONTE: O autor, 2019.

Onde:

- b_w – Largura da nervura
- a – Largura da forma
- e – Distância entre os eixos das nervuras
- d – Altura útil da laje
- h_f – Altura da nervura
- h – Altura Total da laje

Além dessas medidas, define-se a carga atuante na estrutura, o (f_{ck}) adotado para o concreto, o tipo de aço, as bitolas iniciais e cobrimento da laje. Verificando-se sempre as restrições sugeridas pela NBR 6118 (ABNT, 2014) como apresentado no item 3.4.1 deste trabalho.

4.1.2. Verificação da flexão nas nervuras

Após definição dos parâmetros iniciais do pré-dimensionamento, o primeiro item a ser verificado é a flexão da nervura. Para tal, considera-se a laje nervurada como sendo um conjunto de vigas T formando um grande painel: a laje. Assim sendo, pode-se dimensionar a laje apenas dimensionando duas de suas nervuras, uma no sentido de x e outra no sentido de y.

Em seguida, deve-se calcular a profundidade da linha neutra a fim de se verificar se tais nervuras podem ser consideradas como seção T ou retangular. Caso seja confirmado que se podem considerar tais nervuras como vigas T, inicia-se a rotina demonstrada no item 4.5.2.1 abaixo, caso contrário, dimensiona-se como sendo uma viga simples de seção retangular com as dimensões de (b_w) e (d).

4.1.2.1. Definição do tipo de seção

A seguir são demonstrados os limites para se considerar a nervura como sendo viga de seção transversal em T ou retangular:

a. Mesa comprimida

A situação de mesa comprimida nas nervuras surge nos momentos positivos da laje, contudo devem-se verificar as seguintes condições para definição do tipo de seção transversal:

- Quando a linha neutra está na mesa considera-se a nervura como sendo de seção retangular ou um falso T, como mostrado na figura 10 abaixo.

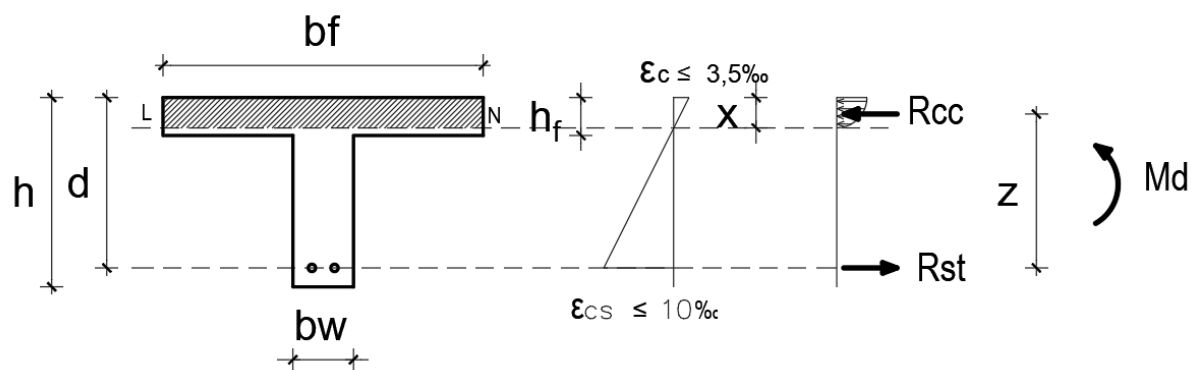


Figura 10 - Falso T.
FONTE: o autor, 2019.

- Quando a linha neutra está na nervura considera-se a nervura como sendo de seção T ou verdadeiro T, como mostrado na figura 11 abaixo.

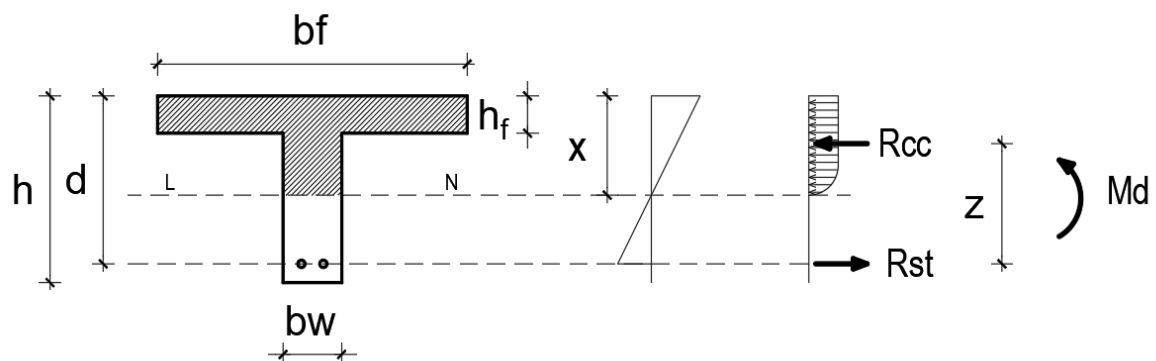


Figura 11 - Verdadeiro T.
FONTE: o autor, 2019.

b. Mesa tracionada

A situação de mesa tracionada, no caso das nervuras, surge nos momentos negativos, como mostrado na figura 12 abaixo e deve-se considerar a seção como sendo retangular.

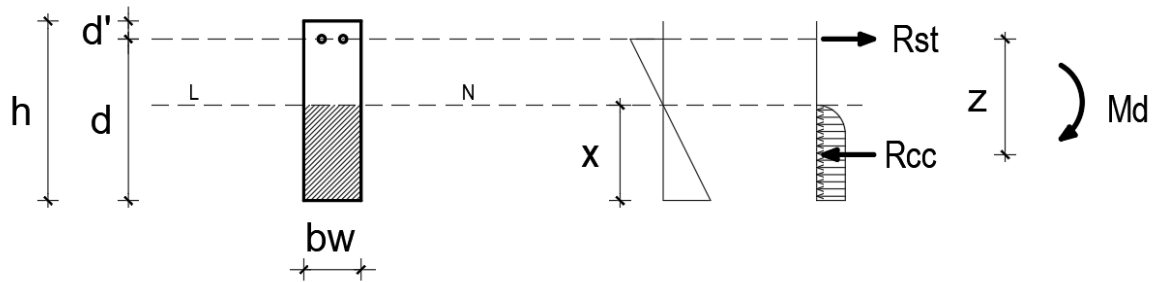


Figura 12 - Momentos negativos.
FONTE: o autor, 2019.

Além de se verificar o tipo de seção devem-se observar os critérios definidos na no item 13.2.4.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) que foram comentadas no item 3.4.1 deste trabalho.

4.1.2.2. Rotina de dimensionamento

A rotina de dimensionamento mostrada a seguir foi adaptada da obra “Curso de concreto armado” de Araújo (2014, vol. 1, p. 173 a 175) a fim de se desenvolver uma planilha no *software* Excel da Microsoft para cálculo da armação do projeto proposto como estudo de caso deste trabalho.

Antes do início da rotina, devem-se calcular alguns parâmetros a fim de se adimensionalizar a seção, tais como (β_f) , (β_w) e (δ) mostrados abaixo:

$$\beta_f = \frac{h_f}{d} ; \beta_w = \frac{b_w}{b_f} ; \delta = \frac{d'}{d} \quad (20)$$

Em seguida, para facilitar os cálculos, calcula-se a resistência de cálculo do concreto (f_{cd}) e a tensão de escoamento de cálculo do aço (f_{yd}), através das seguintes equações:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} ; f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (21)$$

Onde, γ_c é o coeficiente de ponderação da resistência do concreto e γ_s o coeficiente de ponderação do aço, ambos definidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

Para início da rotina de dimensionamento, deve-se calcular o momento fletor solicitante de cálculo ($\mathfrak{M}_{sd}$) e os momentos adimensionais: reduzido (μ) e reduzido limite (μ_{lim}), através das seguintes equações:

$$\mathfrak{M}_{sd} = \gamma_f \mathfrak{M}_k \quad (22)$$

$$\mu = \left(\frac{\mathfrak{M}_{sd}}{b_w d^2 \sigma_{cd}} \right) \quad (23)$$

$$\sigma_{cd} = \alpha_c f_{cd} \quad (24)$$

$$\mu_{lim} = \beta_f (1 - 0,5\beta_f) + \beta_w (\lambda_c \xi_{lim} - \beta_f) [1 - 0,5(\lambda_c \xi_{lim} + \beta_f)] \quad (25)$$

Os momentos reduzidos adimensionais são utilizados para definir o tipo de seção da viga, ou neste caso, para verificar se deve calcular a viga como sendo de seção T ou retangular. Os coeficientes de ponderação de cargas (γ_f) e (γ_s) são mostrados na tabela 2 deste trabalho.

Para calcular os parâmetros das equações (24) e (25) a NBR 6118 (ABNT, 2014) sugere que os coeficientes (α_c), (λ_c) e (ξ_{lim}) sejam calculados através das seguintes equações:

Para concretos com $f_{ck} \leq$ a 50 MPa:

$$\alpha_c = 0,85 \quad (26)$$

$$\lambda_c = 0,8 \quad (27)$$

Para concreto com f_{ck} entre 50 e 90 MPa:

$$\alpha_c = 0,85 \left(1 - \frac{f_{ck} - 50}{200} \right) \quad (28)$$

$$\lambda_c = 0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400} \quad (29)$$

Para se definir o tipo de seção da viga deve-se fazer os seguintes testes:

Se,

$$\beta_f > \lambda_c \xi_{lim} \quad (30)$$

Então, deve-se dimensionar uma viga de seção retangular com largura (b) e altura útil (d).

Se,

$$\beta_f < \lambda_c \xi_{lim} \quad (31)$$

Então, deve-se dimensionar uma viga de seção T.

Segundo Araújo (2014), a profundidade limite da linha neutra (ξ_{lim}) definida pela NBR 6118 (ABNT, 2014) foi retirada do Comité Euro-Internacional du Béton (CEB), contudo a ABNT decidiu utilizar os limites abaixo em 0,45 para concretos com (f_{ck}) abaixo de 50 MPa e 0,35 para concretos com (f_{ck}) entre 50 e 90 deixando a norma brasileira menos rigorosa.

Assim sendo, a rotina aqui utilizada admite os limites definidos originalmente pelo CEB e, caso não haja redistribuição de esforços, a profundidade limite da linha neutra (ξ_{lim}) segue os seguintes critérios:

Para f_{ck} menor ou igual a 35 MPa

$$\xi_{lim} = 0,45$$

Para e f_{ck} maior que 35 MPa

$$\xi_{lim} = 0,35$$

Caso a equação (31) seja satisfeita, deve-se dimensionar uma viga com seção T começando pela verificação do tipo de armação necessária para suportar ao momento solicitante de cálculo através dos seguintes testes:

Se,

$$\mu \leq \mu_{lim}$$

Então, deve-se dimensionar uma seção T com armadura simples

Se,

$$\mu > \mu_{lim}$$

Então, deve-se dimensionar uma seção T com armadura dupla.

➤ Seção T com armadura Simples

No caso de (μ) ser menor que (μ_{lim}), calcula-se a área de aço necessária pela equação (32) mostrada abaixo:

$$A_s = \omega b_f d \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \quad (32)$$

Onde, a taxa mecânica de compressão (ω) depende do momento reduzido da seção (μ_f) que é calculado através da equação (33):

$$\mu_f = \beta_f (1 - 0,5\beta_f) \quad (33)$$

Em seguida, verifica-se os casos 1 e 2 para definir qual equação deve-se utilizar para calcular (ω).

✓ Caso 1

Se,

$$\mu \leq \mu_f$$

Então, deve-se calcular o (ω) através da equação (34)

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad (34)$$

✓ Caso 2

Se,

$$\mu > \mu_f$$

Então, deve-se calcular o (ω) através da equação (35)

$$\omega = \beta_f(1 - \beta_w) + \beta_w(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad (35)$$

➤ Seção T com armadura dupla

Para o caso de armação dupla, quando (μ) for maior que (μ_{lim}), deve-se calcular primeiro os seguintes parâmetros:

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_u \left(\frac{\xi_{lim} - \delta}{\xi_{lim}} \right) \quad (36)$$

Onde, a deformação última do concreto (ε_u) também depende da resistência característica do concreto e é calculado pelas seguintes equações:

Para concreto com (f_{ck}) $\leq$ 50 MPa:

$$\varepsilon_u(\text{‰}) = 3,5 \quad (37)$$

Para concreto com (f_{ck}) $>$ 50 MPa

$$\varepsilon_u(\text{‰}) = 2,5 + 0,35 \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^2 \quad (38)$$

Deve-se calcular a tensão de compressão (σ'_{sd}) a qual a armadura negativa sofrerá através da equação:

$$\sigma'_{sd} = E_s \varepsilon'_s \quad (39)$$

Onde, se considera o módulo de elasticidade secante (E_s) como sendo 20.000 kN/cm².

Por fim, pode-se calcular a área de seção de aço pelas seguintes equações:

$$A'_s = \omega' b_f d \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} ; A_s = \omega b_f d \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \quad (40)$$

Onde,

$$\omega' = \left(\frac{\mu - \mu_{lim}}{1 - \delta} \right) \frac{f_{yd}}{\sigma'_{sd}} \quad e \quad \omega = r_{cclim} + \left(\frac{\mu - \mu_{lim}}{1 - \delta} \right) \quad (41)$$

Onde,

$$r_{cclim} = \beta_f + \beta_w (\lambda \xi_{lim} - \beta_f) \quad (42)$$

Independentemente do tipo de seção e de armadura, deve-se verificar sempre a quantidade mínima de aço necessária de acordo com a área da seção através da seguinte equação:

$$A_s = \rho_{min} A_c \quad (43)$$

Onde, (A_c) é a área da seção de concreto e (ρ_{min}) é a taxa mínima de armadura mostrada no item 3.4.5 deste trabalho.

4.1.3. Cisalhamento nas nervuras

Como mostrado no item 3.4.1 deste trabalho, a NBR 6118 (ABNT, 2014) permite considerar o cisalhamento nas nervuras através dos critérios de lajes caso a distância entre eixos das nervuras seja menor ou igual a 65 cm que é caso adotado no estudo de caso deste trabalho.

Contudo, caso não se enquadre nessa primeira situação, a norma também permite que seja considerado os critérios de viga caso a distância entre eixos das nervuras esteja compreendida entre 65 e 110 cm e caso a distância entre eixos seja menor que 90 cm e a largura da nervura seja maior que 12 cm simultaneamente a norma também permite que seja considerado o critério de lajes.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) no item 19.4.1 dispensa a utilização de armadura transversal em lajes quando:

$$\tau_{wd} \leq \tau_{wul} \quad (44)$$

Onde,

$$\tau_{wd} = \left(\frac{\gamma d}{b_w d} \right) \quad (45)$$

$$\tau_{wul} = k(1,2 + 40\rho)\tau_{rd} \quad (46)$$

Para elementos onde 50% da armadura inferior não chega até o apoio:

$$k = |1| \quad (47)$$

Para os demais casos:

$$k = |1,6 - d| \quad (48)$$

Com (d) em metros

$$\rho = \left(\frac{A_s}{b_w d} \right) \quad (49)$$

Com (ρ) não maior que |0,02|

$$\tau_{rd} = 0,25 f_{ctd} \quad (50)$$

$$f_{ctd} = \left(\frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \right) \quad (51)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m} \quad (52)$$

Se (f_{ck}) $\leq$ 50 MPa

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (53)$$

Se (f_{ck}) $>$ 50 MPa

$$f_{ct,m} = 2,12 \ln(1 + 0,11 f_{ck}) \quad (54)$$

Caso a tensão convencional de cisalhamento (τ_{wd}) não seja menor que a tensão limite de cisalhamento (τ_{wul}), a norma recomenda que seja feito o dimensionamento através do item 17.4.2.2.

A norma define que deve ser calculada a parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça ($\mathcal{V}_c$), a força cortante solicitante de cálculo ($\mathcal{V}_{sd}$) e força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto ($\mathcal{V}_{Rd2}$) através das seguintes equações:

$$\mathcal{V}_c = 0,6 f_{ctd} b_w d \quad (55)$$

$$\mathcal{V}_{sd} = \gamma_f V_k \quad (56)$$

$$\mathcal{V}_{Rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d \quad (57)$$

Onde,

$$\alpha_{v2} = 1 - \left(\frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (58)$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{10 \gamma_c} \quad (59)$$

Observações: A equação (59) é dividida por 10 para converter MPa em kN/cm², o (f_{ctd}) é calculado como nas equações (51), (52) e (53) e (γ_c) é a força cortante característica solicitante

Depois de calculado os esforços cortantes solicitantes e resistivos verificam-se os seguintes casos:

Caso 1:

Se,

$$\gamma_{sd} \leq \gamma_c \quad (60)$$

Então, deverá utilizar-se armadura mínima através da equação:

$$\left(\frac{A_s}{s}\right) = \rho_{sw,min}(\%) b_w \quad (61)$$

$$\rho_{sw,min}(\%) \leq 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \quad (62)$$

Onde, (f_{ctm}) é calculado pela equação (53)

Caso 2:

Se,

$$\gamma_c < \gamma_{sd} \leq \gamma_{Rd2} \quad (63)$$

Então, deverá calcular-se a armadura de esforço cortante através da seguinte equação:

$$\gamma_{sw} = \gamma_{sd} - \gamma_c \quad (64)$$

$$\frac{A_s}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9d f_{ywd}} \quad (65)$$

Caso 3:

Se,

$$V_{sd} > V_{Rd2} \quad (66)$$

Então, deve-se aumentar (b_w) e retornar para o caso 1

4.1.4. Flexão na mesa

Como evidenciado no item 3.4.1 deste trabalho, NBR 6118 (ABNT, 2014) dispensa o cálculo da flexão da mesa caso a distância entre eixos das nervuras seja

inferior a 65 cm tornando necessária apenas quando tal distância esta compreendida entre 65 e 110 cm.

A verificação da flexão da mesa com distância entre eixos das nervuras inferior a 65 cm somente é necessária quando existem cargas concentradas elevadas entre as nervuras e a NBR 6118 (ABNT, 2014) aconselha, caso possível, descarregar tais cargas concentradas diretamente sobre as nervuras a fim de se evitar essa verificação.

Caso a distância entre eixos das nervuras esteja compreendida entre 65 e 110 cm, considera-se a mesa como uma laje maciça apoiada nas nervuras e procede-se com o dimensionamento de lajes maciças que consiste no dimensionamento de uma viga de seção retangular de base (b_w) igual a sua largura entre eixos e utilizasse essa armadura em forma de grelha.

4.1.5. Cisalhamento na mesa

Utiliza-se os critérios de lajes maciças, rotina mostrada no item 4.4.3, e em geral só terá importâncias no caso de cargas concentradas de valor significativo. Recomenda-se que as ações concentradas atuem diretamente nas nervuradas para evitar esta verificação.

4.1.6. Verificação das flechas

Para verificação das flechas nas lajes também se criou uma rotina adaptada da obra de Araújo (2014, vol. 4, p. 202 e 203) para desenvolvimento das planilhas eletrônicas a fim de se facilitar os cálculos.

Segundo Araújo (2014), uma laje nervurada pode ser calculada como uma laje maciça desde que seja determinada a sua altura equivalente (h_e). Neste método, o autor calcula a flecha da laje nervurada como sendo uma laje maciça através da sua altura equivalente.

Em outras palavras, basicamente o autor cria uma nova laje, porém do tipo maciça, de espessura (h_e), dimensões idênticas e submetida aos mesmos esforços da laje nervurada e em seguida calcula a flecha nesta nova laje. Contudo, esta flecha será a mesma presente na laje nervurada.

Segundo Araújo (2014), a altura equivalente pode ser determinada pela equivalência da energia de deformação, contudo este é um método complexo e que demanda emprego de métodos numéricos e para efeito de projetos pode-se utilizar a simplificação da igualdade da rigidez média. Este método é demonstrado abaixo:

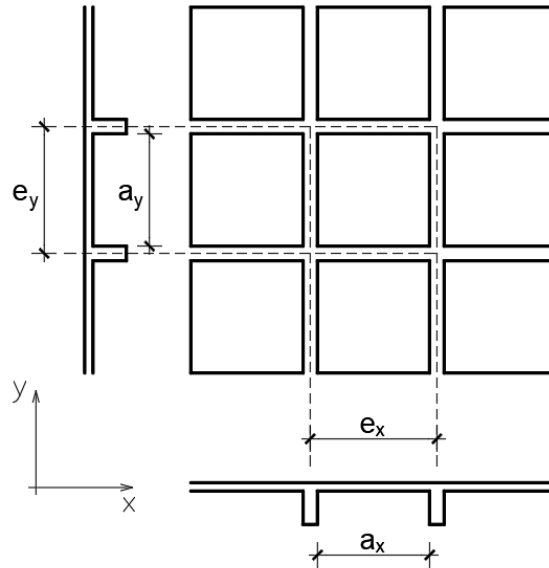


Figura 13 - Exemplo de verificação de flechas.
FONTE: o autor, 2019.

Para demonstrar o cálculo da altura equivalente utiliza-se a figura 13 acima, onde (a_x) e (e_x) são respectivamente largura da forma e distância entre os eixos das nervuras no sentido de x e o mesmo vale para (a_y) e (e_y) no sentido de y.

Em seguida, da resistência dos materiais define-se (D_1) como sendo a rigidez na região das nervuras e (D_2) como sendo a rigidez na região da mesa como mostrado abaixo:

$$D_1 = \frac{E_{cs} h^3}{12(1 - \nu^2)} \quad ; \quad D_2 = \frac{E_{cs} h_f^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (67)$$

E a rigidez equivalente da seção T pode ser definida pela equação abaixo:

$$D_e = (1 - \xi) D_1 + \xi D_2 \quad (68)$$

Onde,

$$\xi = \frac{a_x a_y}{e_x e_y} \quad (69)$$

E a rigidez equivalente da seção T (D_e) pode ser calculada pela equação (75)

$$D_e = \frac{E_{cs} h_e^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (70)$$

Substituindo as equações (67), (69) e (70) em (68), fazendo-se as devidas simplificações e isolando-se a altura equivalente (h_e) chega-se na equação da altura equivalente a seguir:

$$h_e = [(1 - \xi)h^3 + \xi h_f^3]^{\frac{1}{3}} \quad (71)$$

➤ Rotina de verificação de flechas em lajes nervuradas

Primeiramente calcula-se o coeficiente de ponderação de rigidez (ξ), a altura equivalente (h_e) através das equações (69) e (71). Em seguida, calcula-se o módulo de elasticidade secante do concreto (E_{cs}) através da equação (72) a fim de se calcular a rigidez equivalente da laje (D_e) através das equações (70).

$$E_{cs} = \alpha_i E_{ci} \quad (72)$$

O módulo de elasticidade secante do concreto (E_{cs}), calculado através da equação acima, é calculado com (f_{ck}) em MPa e, portanto, retorna seu valor em MPa e a rotina aqui definida requer que ele seja dado em kN/cm² e para tal basta dividi-lo por 10.

O coeficiente (α_i) deve ser menor ou igual a 1 e é definido pela NBR 6118 (ABNT, 2014) pela seguinte equação:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (73)$$

O modulo de elasticidade (E_{ci}) depende do (f_{ck}) do concreto pode ser calculado pelas equações abaixo.

Se (f_{ck}) estiver entre 20 MPa e 50 MPa, utiliza-se a seguinte equação

$$E_{ci} = \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (74)$$

Se (f_{ck}) estiver entre 20 MPa e 50 MPa, utiliza-se a seguinte equação

$$E_{ci} = 21500 \alpha_E \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{\frac{1}{3}} \quad (75)$$

Onde, o coeficiente (α_E) depende do tipo de agregado utilizado no concreto a norma sugere os valores mostrado na tabela 8.

Tabela 8 - Coeficiente α_E para cálculo do módulo de elasticidade secante.

α_E	Tipo de agregado
1,2	Basalto e diabásio
1,0	Granito e gnaissse
0,9	Calcário
0,7	Arenito

FONTE: adaptada, ABNT NBR 6118:2014.

Como os agregados utilizados no Recife geralmente de origem granítica, neste trabalho utilizou-se o (α_E) como sendo 1,0. Após calculada a rigidez equivalente, utiliza-se as tabelas geradas pela resolução da equação de Lagrange demonstrada no item 3.3 deste trabalho.

Para tal, deve-se calcular o coeficiente (λ):

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} \text{ ou } \lambda = \frac{l_x}{l_y} \quad (76)$$

As duas equações mostrada acima podem ser utilizadas e vai depender da tabela que será utilizada para calcular a flecha adimensional (ω_c). Neste trabalho adotou-se as tabelas A2.2, A2.4 e A2.5 dos anexos retirada dos apêndices da obra “Curso de concreto armado” de Araújo (2010, vol. 2, p. 342, 344 e 345).

Em seguida, aplica-se o valor da flecha adimensional (ω_c) retirado das tabelas nas equações que sucedem a fim de calcular a flecha inicial (ω_0) e flecha final (ω_∞) adotando-se o coeficiente de fluência (φ) como sendo 2,5.

$$\omega_0 = 0,001\omega_c \left(\frac{P_0 l_x^4}{D} \right) \quad (77)$$

$$\omega_\infty = (1 + \varphi)\omega_0 \quad (78)$$

Para finalizar se calcula a flecha admissível (ω_{adm}) através da equação abaixo:

$$\omega_{adm} = \frac{l_x}{250} \quad (79)$$

Se a flecha final for menor que a flecha admissível, pode-se utilizar a seção de aço calculada anteriormente, caso contrário, deve-se recalcular tudo aumentando-se as bitolas ou a resistência do concreto ou a seção transversal das peças ou ambas as opções.

5. VALIDAÇÃO DA ROTINA

Para validação da planilha gerada para dimensionamento das lajes propostas no estudo de caso deste trabalho utilizou-se os exemplos da obra “curso de concreto armado” de Araújo (2014).

5.1. VALIDAÇÃO DA ROTINA DE FLEXÃO EM VIGA COM SEÇÃO T

A fim de validar a planilha, utilizou-se os exemplos 1, 2, 3 e 4 da obra “Curso de concreto armado” de Araújo (2014, vol. 1, p. 176 a 181). Para tal, deve-se utilizar a seção transversal mostrada na figura 14 com aço CA-50 e $(f_{yd}) = 50/1,15 = 43,48$ kN/cm².

Para simplificar a validação se utilizará neste tópico tabelas contendo os resultados obtidos pelo autor do livro e obtido pela planilha eletrônica elaborada para o dimensionamento do estudo proposto por este trabalho a fim de se verificar a sua precisão.

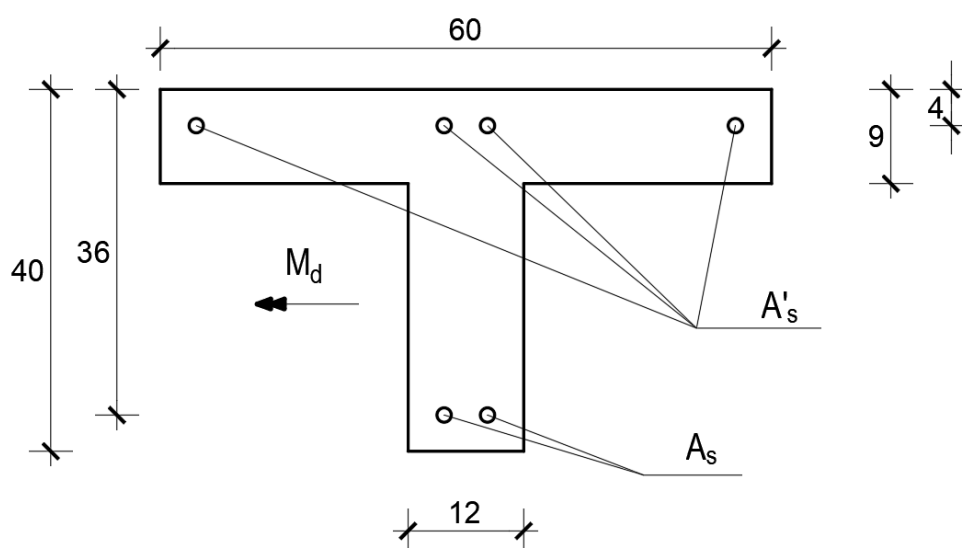


Figura 14 - Seção T para exemplos.
FONTE: adaptada, Araújo (2014).

- Exemplo 1: Calcular a seção para $M_d = 150 \text{ kNm}$ e com concreto de $(f_{ck}) = 20 \text{ MPa}$.

Tabela 9 - Respostas do exemplo 1 livro e planilha.

Origem do dado	α_c	Λ	ξ_{lim}	σ_{cd} (kN/cm^2)	β_f	β_w	Tipo de seção	r_{cclim}
Araújo, 2014.	0,85	0,8	0,45	1,21	0,25	0,20	Seção T	0,270
O autor, 2019.	0,85	0,8	0,45	1,21	0,25	0,20	Seção T	0,272

Origem do dado	μ_{lim}	μ	Tipo de armadura	μ_f	Ω	A_s (cm^2)	$A_{s,min}$ (cm^2)	$A_{s,util.}$ (cm^2)
Araújo, 2014.	0,235	0,16	Simples	0,22	0,175	10,52	1,37	10,52
O autor, 2019.	0,234	0,159	Simples	0,219	0,174	10,50	1,37	10,50

FONTE: o autor, 2019.

A tabela 9 acima mostra os resultados obtidos por Araújo (2014) e os obtidos através das planilhas de dimensionamento elaboradas para o dimensionamento das lajes nervuras objeto de estudo de caso deste trabalho.

Pode-se observar na tabela 9 que as diferenças entre os valores são muito pequenas, na ordem de 0,19% no caso do (A_s), e que provavelmente tal divergência seja devido à grande precisão em termos de casas decimal que o Microsoft Excel possui.

- Exemplo 2: Calcular a seção para $(M_d) = 250 \text{ kNm}$ e com concreto de $(f_{ck}) = 20 \text{ MPa}$.

Tabela 10 - Respostas do exemplo 2 livro e planilha.

Origem do dado	α_c	Λ	ξ_{lim}	σ_{cd} (kN/cm^2)	β_f	β_w	Tipo de seção	r_{cclim}
Araújo, 2014.	0,85	0,8	0,45	1,21	0,25	0,20	Seção T	0,270
O autor, 2019.	0,85	0,8	0,45	1,21	0,25	0,20	Seção T	0,272

Origem do dado	μ_{lim}	μ	Tipo de armadura	δ	σ'_{sd} (kN/cm^2)	ω'	A'_s (cm^2)	ω	A_s (cm^2)
Araújo, 2014.	0,235	0,27	Dupla	0,11	43,48	0,039	2,34	0,309	18,57
O autor, 2019.	0,234	0,265	Dupla	0,11	43,48	0,035	2,09	0,307	18,49

FONTE: o autor, 2019.

No exemplo 2, a diferença entre a área de seção de aço calculada pela planilha e pelo autor no livro chega a 0,11% corroborando com a precisão da rotina elaborada no Excel.

- Exemplo 3: Calcular a seção para (M_d) = 250kNm e com concreto de (f_{ck}) = 40 MPa.

Tabela 11 - Respostas do exemplo 3 livro e planilha.

Origem do dado	α_c	Λ	ξ_{lim}	σ_{cd} (kN/cm ²)	β_f	β_w	Tipo de seção	r_{cclim}
Araújo, 2014.	0,85	0,8	0,35	2,43	0,25	0,20	Seção T	0,255
O autor, 2019.	0,85	0,8	0,35	2,43	0,25	0,20	Seção T	0,256

Origem do dado	μ_{lim}	μ	Tipo de armadura	μ_f	ω	A_s (cm ²)	$A_{s,min}$ (cm ²)	$A_{s,util.}$ (cm ²)
Araújo, 2014.	0,225	0,13	Simples	0,22	0,140	16,90	1,92	16,90
O autor, 2019.	0,223	0,132	Simples	0,219	0,143	17,20	1,63	17,20

FONTE: o autor, 2019.

No exemplo 3 tal diferença entre os (A_s) mostrada na tabela 11 fica um pouco maior, porém a diferença na ordem de 1,74% ainda é um valor pequeno e neste caso houve um ganho de segurança pelo método mais preciso.

- Exemplo 4: Calcular a seção para M_d = 250kNm e com concreto de (f_{ck}) = 70 MPa.

Tabela 12 - Respostas do exemplo 4 livro e planilha.

Origem do dado	α_c	Λ	ξ_{lim}	σ_{cd} (kN/cm ²)	β_f	β_w	Tipo de seção	r_{cclim}
Araújo, 2014.	0,77	0,75	0,35	3,85	0,25	0,20	Seção T	Não calculado
O autor, 2019.	0,77	0,75	0,35	3,83	0,25	0,20	Seção T	0,253

Origem do dado	μ_{lim}	μ	Tipo de armadura	μ_f	ω	A_s (cm ²)	$A_{s,min}$ (cm ²)	$A_{s,util.}$ (cm ²)
Araújo, 2014.	0,22	0,08	Simples	0,22	0,083	15,87	2,46	15,87
O autor, 2019.	0,221	0,084	Simples	0,219	0,088	16,71	2,12	16,71

FONTE: o autor, 2019.

No exemplo 4 a diferença foi maior e chegou a 5,03%. Porém, se analisando o exemplo percebe-se que o Milton Araújo deixou de calcular alguns itens que podem ter interferido no resultado, bem como a baixa precisão dos cálculos gerando erros de arredondamentos.

5.2. VALIDAÇÃO DA ROTINA DE CISALHAMENTO NAS NERVURAS

Como explicado no item 3.4.1 deste trabalho, a NBR 6118 (ABNT, 2014) permite que o cisalhamento nas nervuras de lajes nervuradas possa ser verificado com o critério de lajes caso a distância entre eixos (e) das nervuras seja inferior a 65 cm.

No caso estudo neste trabalho, a distância entre eixos da vigota é de 61 cm, logo pode-se verificar o cisalhamento como sugere a norma. Assim sendo, utiliza-se o exemplo apresentado na obra de Araújo (2014, vol. 4, p. 27).

Para resolver o exemplo apresentado utiliza-se a figura 15 abaixo contendo uma laje com as áreas de aço nas nervuras para combater o momento fletor e os respectivos esforços cortantes em cada direção.

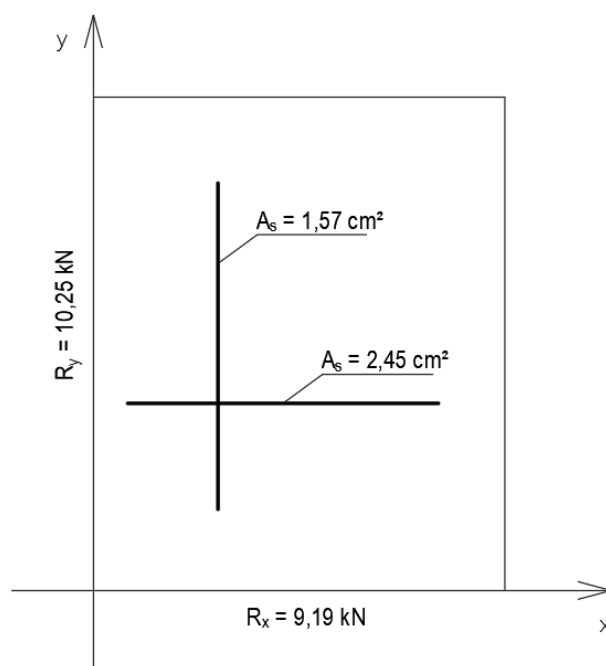


Figura 15 - A_s e reações para o exemplo de verificação de cisalhamento.
FONTE: o autor, 2019.

Para agilizar na validação, seguem as tabelas 13 e 14 abaixo contendo os parâmetros necessários para cálculo apresentado na demonstração da rotina no item 4.4.3 com os dados obtidos no livro e na planilha do Microsoft Excel. Para o exemplo, foi adotado (f_{ck}) = 25 MPa e aço CA-50.

➤ No sentido de X

Tabela 13 - Respostas do exemplo no sentido de x livro e planilha.

Origem do dado	V _k (kN)	A _s (kN)	V _d (kN)	T _{wd} (MPa)	ρ ₁	T _{rd} (MPa)	k	T _{wul} (MPa)	Verificação
Araújo, 2014.	10,25	2,45	14,35	0,54	0,0092	0,32	1,34	0,67	Dispensa estribos
O autor, 2019.	10,25	2,45	14,35	0,54	0,0092	0,32	1,34	0,67	Dispensa estribos

FONTE: o autor, 2019.

➤ No sentido de Y

Tabela 14 - Respostas do exemplo no sentido de y livro e planilha.

Origem do dado	V _k (kN)	A _s (kN)	V _d (kN)	T _{wd} (MPa)	ρ ₁	T _{rd} (MPa)	k	T _{wul} (MPa)	Verificação
Araújo, 2014.	9,19	1,57	Não calculado	0,49	Não calculado	Não calculado		0,62	Dispensa estribos
O autor, 2019.	9,19	1,57	12,87	0,49	0,0059	0,32	1,34	0,62	Dispensa estribos

FONTE: o autor, 2019.

Logo, nesta rotina todos valores conferem com os obtidos pelo autor gerando uma precisão de 100%, excetuando-se no sentido de y, mostrado na tabela 14, devido a alguns itens que não foram calculados.

6. ESTUDO DE CASO

O Estudo de caso deste trabalho é composto por um apartamento com 58,25 m² que conta com dois quartos, sala de estar, sala de jantar, cozinha, área de serviço, banheiro e circulação. A planta baixa simplificada deste empreendimento é mostrada na figura 15 a seguir.

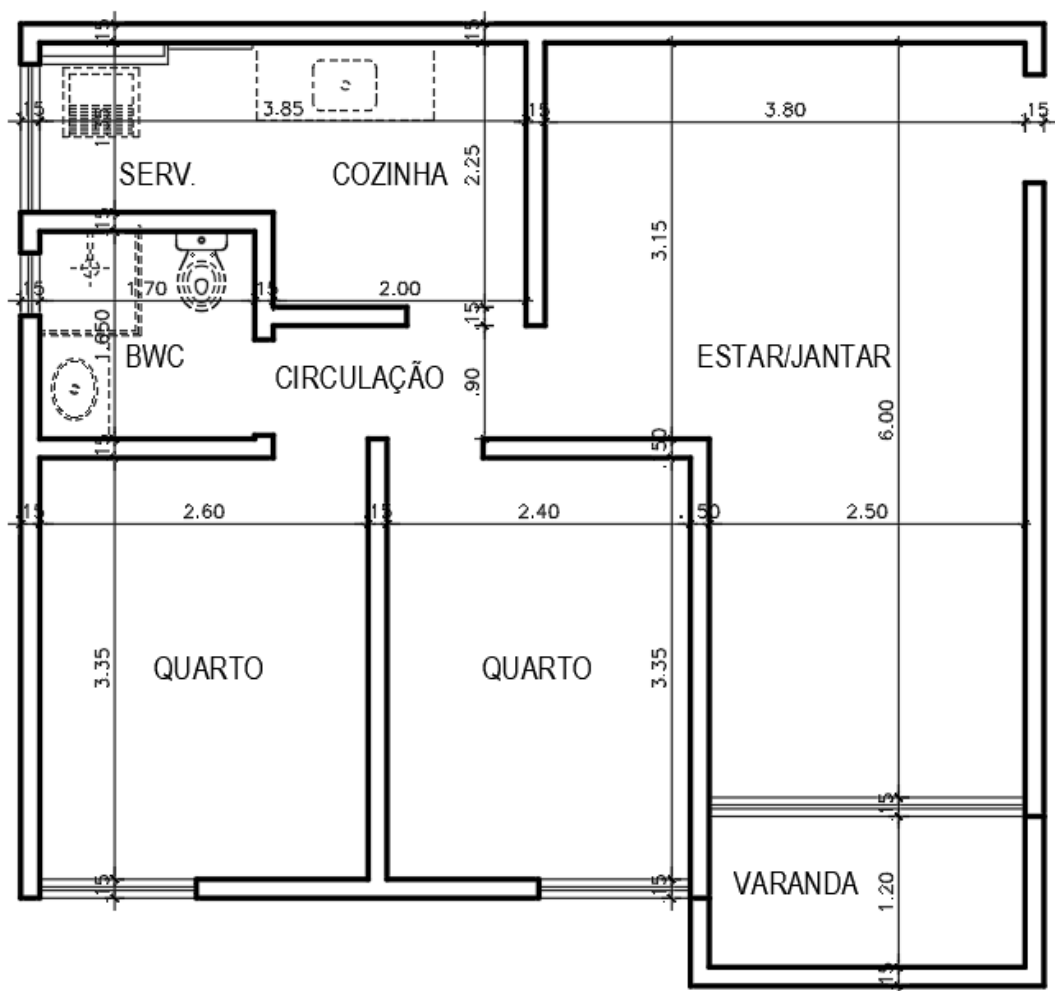


Figura 16 - Apartamento utilizado para estudo de caso deste trabalho.
FONTE: o autor, 2019.

O apartamento mostrado acima foi dividido em seis painéis de lajes nervuradas do tipo cubeta, mostrada na figura 17 a seguir, as quais terão suas condições de apoio definidas, levantada as suas cargas solicitantes juntamente com seus respectivos esforços para o dimensionamento como mostrado no item 4.5 deste trabalho.

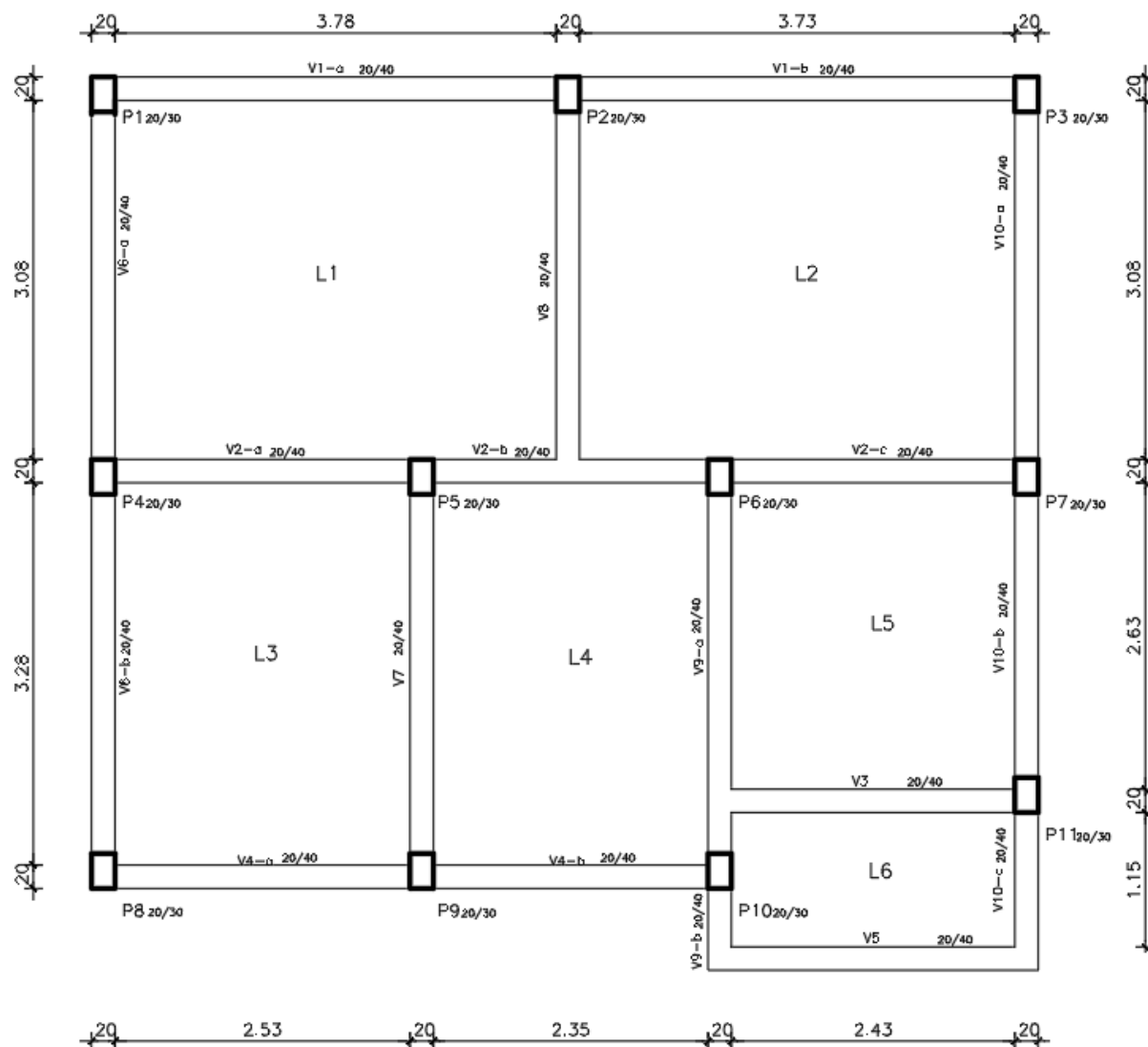


Figura 17 - Configuração da estrutura com vigas, pilares e lajes.
FONTE: o autor, 2019.

Cada um dos painéis de lajes definidos acima serão dimensionados com os concreto C-30, C-40 e C-50 do grupo I e C-60, C-80 e C-90 do grupo II a fim de se verificar a variação na taxa de armadura com a alteração do (f_{ck}) do concreto. Para tal, as figuras de 17 a 22 mostram as condições de apoio ao qual cada um dos painéis de lajes estarão submetidos.

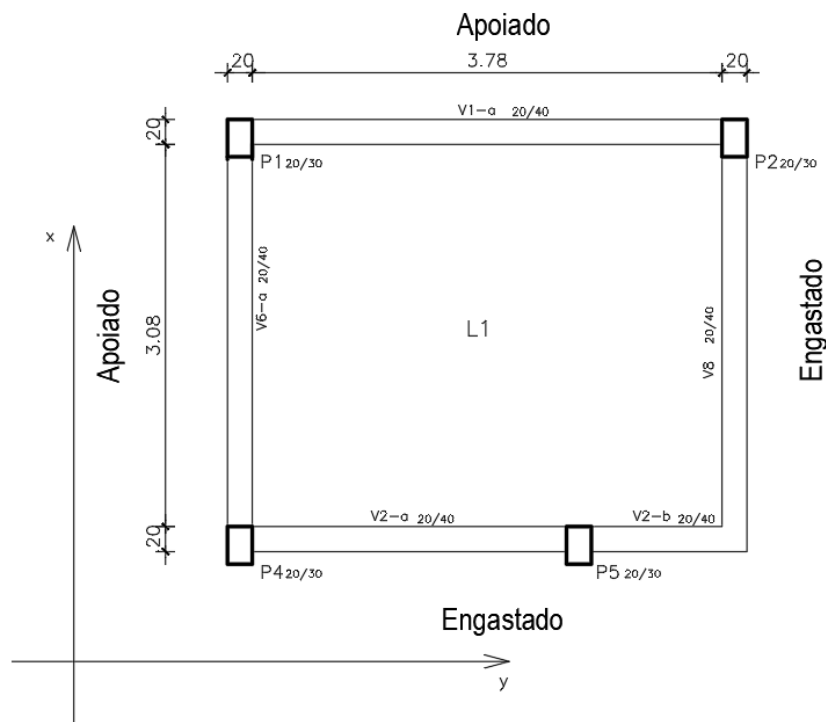


Figura 18 - Condições de apoio L1.
FONTE: o autor, 2019.

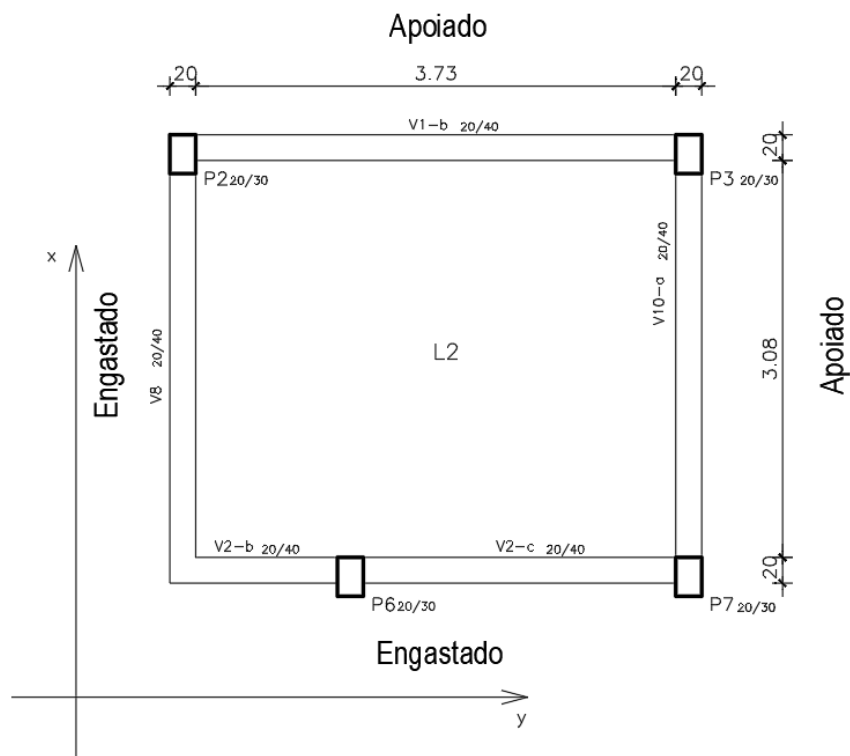


Figura 19 - Condições de apoio L2.
FONTE: o autor, 2019.

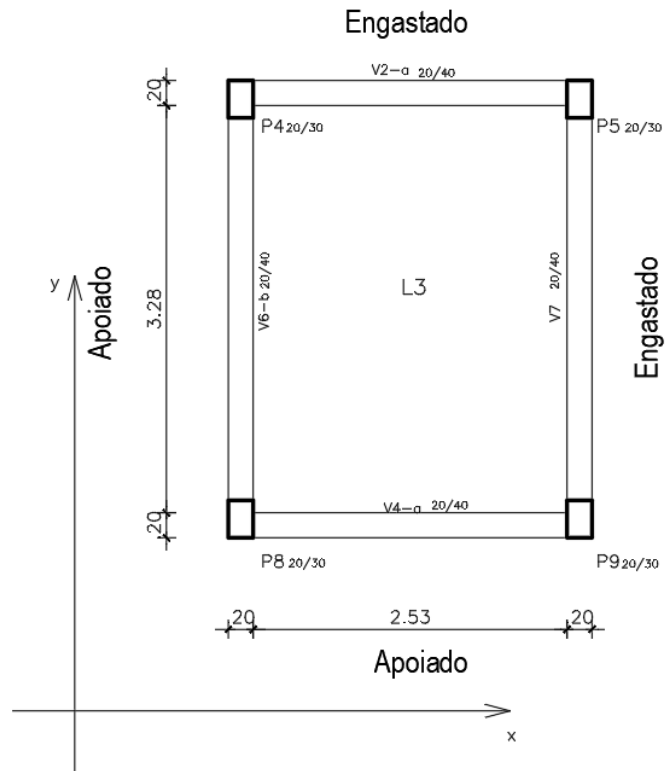


Figura 20 - Condições de apoio L3.
FONTE: o autor, 2019.

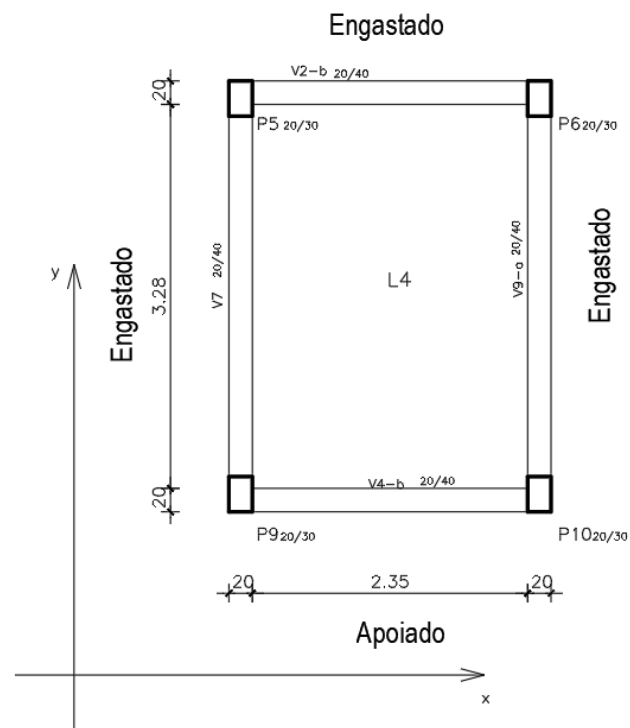


Figura 21 - Condições de apoio L4.
FONTE: o autor, 2019.

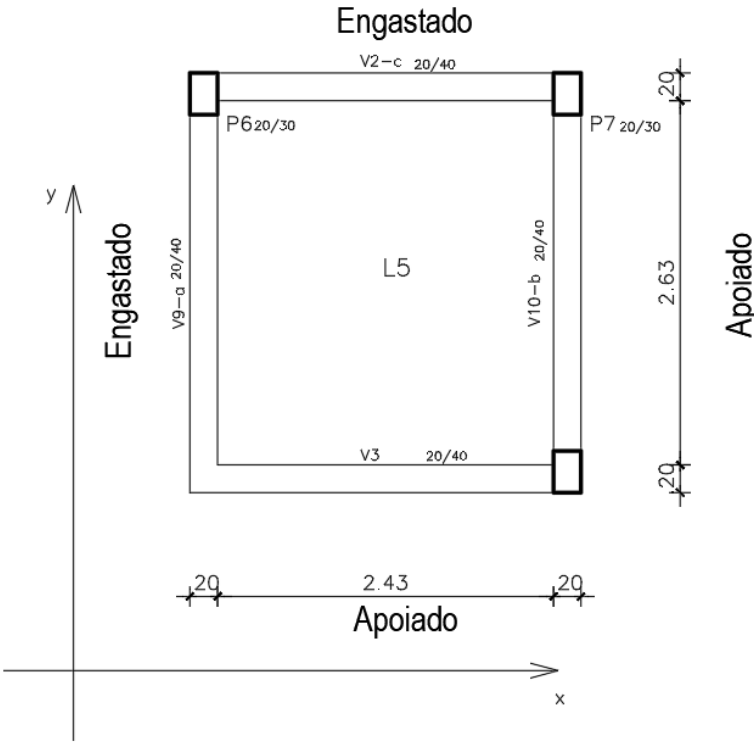


Figura 22 - Condições de apoio L5.
FONTE: o autor, 2019.

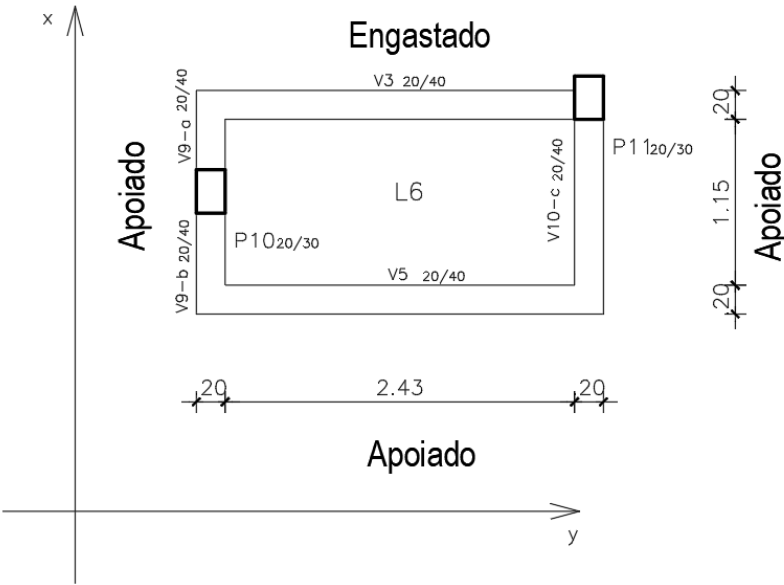


Figura 23 - Condições de apoio L6.
FONTE: o autor, 2019.

7. DETALHAMENTO DAS LAJES

Para exemplificar o detalhamento das lajes será adotado como exemplo a laje L1 do estudo de caso, mostrada na figura 24 abaixo.

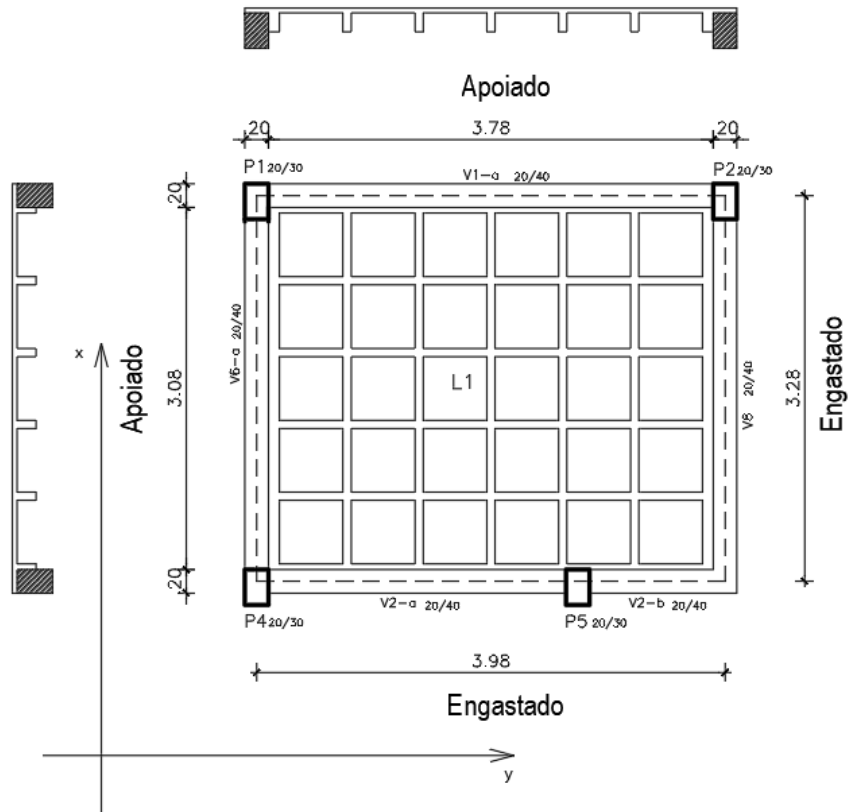


Figura 24 - Detalhamento da laje L1.
FONTE: o autor, 2019.

Para o dimensionamento desta laje, se utilizará concreto C-30, aço CA-50, cubeta de poliuretano de 61x61x20 cm gerando a geometria mostrada na figura 25 abaixo:

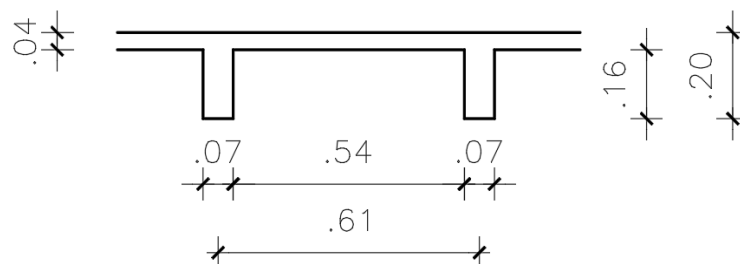


Figura 25 - Corte esquemático da laje.
FONTE: o autor, 2019.

O carregamento será distribuído uniformemente e terá intensidade de 7,83 kN/m² como apresentado na tabela 16 dos apêndices deste trabalho. A configuração de apoio desta laje é mostrada na figura 24 e devido a essa configuração a laje sofrerá os seguintes esforços:

Tabela 15 - Esforços solicitantes na laje.

M_{xe}	M_{ye}	M_x	M_y	M_{xy}	V_{xe}	V_x	V_{ye}	V_y
-5,98 kNm	-7,07 kNm	2,20 kNm	3,17 kNm	2,56 kNm	2,51 kN	4,96 kN	8,72 kN	4,03 kN

FONTE: o autor, 2019.

Os esforços acima foram calculados através da tabela A2.4, anexada a este trabalho, geradas pela resolução da equação de Lagrange apresentada no item 3.3 deste trabalho, e retiradas da obra de Araújo (2010, p. 344).

Para tal deve-se calcular o coeficiente (λ) mostrado na equação (76) o qual retornará os valores de M_{xe} , M_{ye} , M_y , M_{xy} , r_{xy} , r_x , r_{ye} e r_y que são os cortantes e momentos adimensionais.

Na resolução da equação diferencial da placa, o momento torsor M_{xy} é substituído por binários equivalentes, gerando forças verticais em sentidos oposto que cancelam ao longo das laterais da placa.

Contudo, nos cantos, onde há restrições de deslocamentos verticais, os binários não se cancelam e geram uma força adicional, a chamada reação de canto, como mostrado na figura 26.

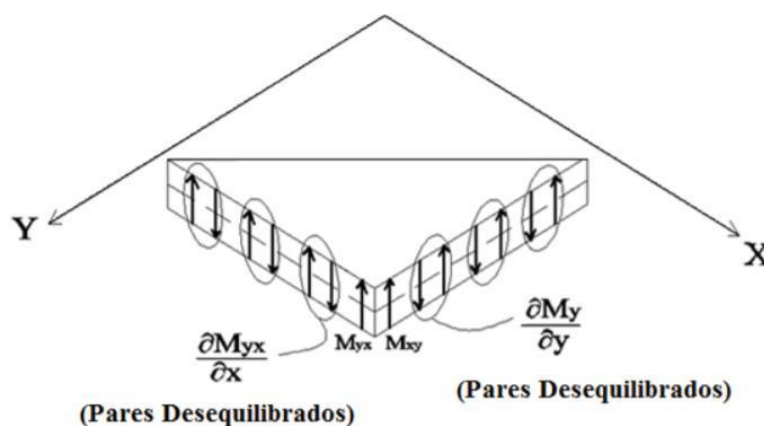


Figura 26 - Reação de canto.
FONTE: Bernardino (2016, p.18).

Tal reação pode ser combatida utilizando-se armação de canto, que será utilizada neste detalhamento, ou pode ser combatida através da tela de distribuição que geralmente é utilizada em lajes.

Assim sendo, com os valores dos momentos e cortantes adimensionais e a carga (p) a qual a laje está submetida e obtém-se os esforços mostrados na tabela 15 mostrada acima através da equação (80) abaixo.

$$M_i = 0,001m_i p l_x^2 ; V_i = 0,001r_i p l_x \quad (80)$$

Em seguida faz-se a correção dos momentos, pois ao se analisar uma laje por vez gera picos de momentos negativos diferentes, como o que acontece nas lajes L1 e L3 mostradas na figura 27 abaixo:

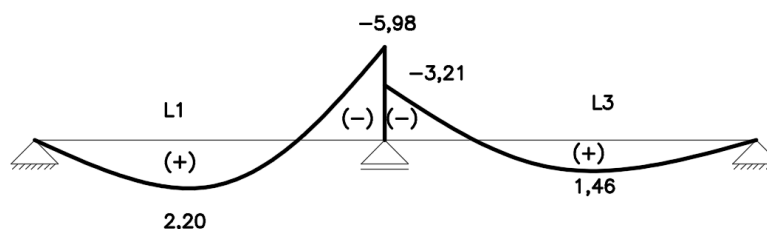


Figura 27 - Momentos diferentes gerados pelo método.
FONTE: o autor, 2019.

Em seguida corrigem-se os momentos através das regras abaixo:

- Regra 1: deve-se definir como novo momento negativo o maior entre a média dos momentos ou 80% do maior momento.
- Regra 2: se o momento negativo for reduzido, deve-se aumentar metade da diminuição no momento positivo.
- Regra 3: se o momento negativo for acrescido, nada se deve fazer em relação ao momento positivo.

Seguindo-se as regras descritas acima, chega-se no novo diagrama de momento fletor da laje no sentido de x .

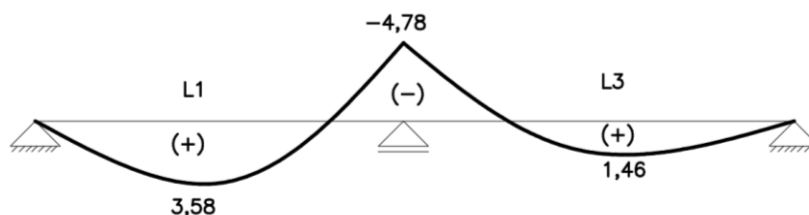


Figura 28 - Momentos Corrigidos.
FONTE: o autor, 2019.

Determinado os esforços solicitantes da laje, segue-se com a rotina apresentada no item 4.5 deste trabalho e chega-se nas seções de aço mostradas na tabela abaixo:

Tabela 16 - Seções de aço (A_s) para momento fletor.

Peça estrutural	Mk (kN)	Tipo de momento	fck (MPa)	Tipo de seção	Tipo de armação	As a utilizar (cm ²)
L1	4,78	Negativo	30	Seção Retangular	Armadura Simples	1,05
	5,73	Negativo	30	Seção Retangular	Armadura Simples	1,29
	3,58	Positivo	30	Seção T	Armadura Simples	0,71
	3,17	Positivo	30	Seção T	Armadura Simples	0,62
	2,56	Positivo	30	Seção T	Armadura Simples	0,50

FONTE: o autor, 2019.

Para o caso de se utilizar uma cubeta de 61x61 cm, entra-se no caso de largura entre eixos (e) menor que 65 cm e tal laje pode ser dispensada do uso de estribos pela NBR 6118(ABNT, 2014). Assim sendo, segue-se com a rotina 4.5.6 mostrada neste trabalho e chegasse nas seguintes situações:

Tabela 17 - Verificação quanto ao estribo devido ao esforço cortante.

Peça Estrutural	Vk (kN)	As (cm ²)	k	ρ	τ_{wd} (MPa)	τ_{rd} (MPa)	τ_{wul} (Mpa)	fck (MPa)	Verificação
L1	2,51	1,05	1,4	0,0091	0,30	0,36	0,81	30	Dispensa estribos
	4,96	1,29	1,4	0,0112	0,60	0,36	0,86	30	Dispensa estribos
	8,72	0,49	1,4	0,0043	1,06	0,36	0,71	30	Calcular estribos
	4,03	0,62	1,4	0,0054	0,49	0,36	0,74	30	Dispensa estribos

FONTE: o autor, 2019.

Como a área da seção de aço para combater o momento fletor em (V_y) é pequena, deve-se calcular os estribos para essas nervuras. Como é mostrado na tabela 18 a seguir:

Tabela 18 - Cálculo para estribos.

Peça estrutural	Vk (kN)	Vsd (kN)	VRd2 (kN)	Ve (kN)	Vsw (kN)	fywk (Mpa)	fck (Mpa)	Tipo de armação	A _s (cm ²)
L1	8,72	12,20	60,59	10,34	1,86	500	30	Armadura Calculada	0,81

FONTE: o autor, 2019.

Assim sendo, o detalhamento da laje fica da seguinte forma:

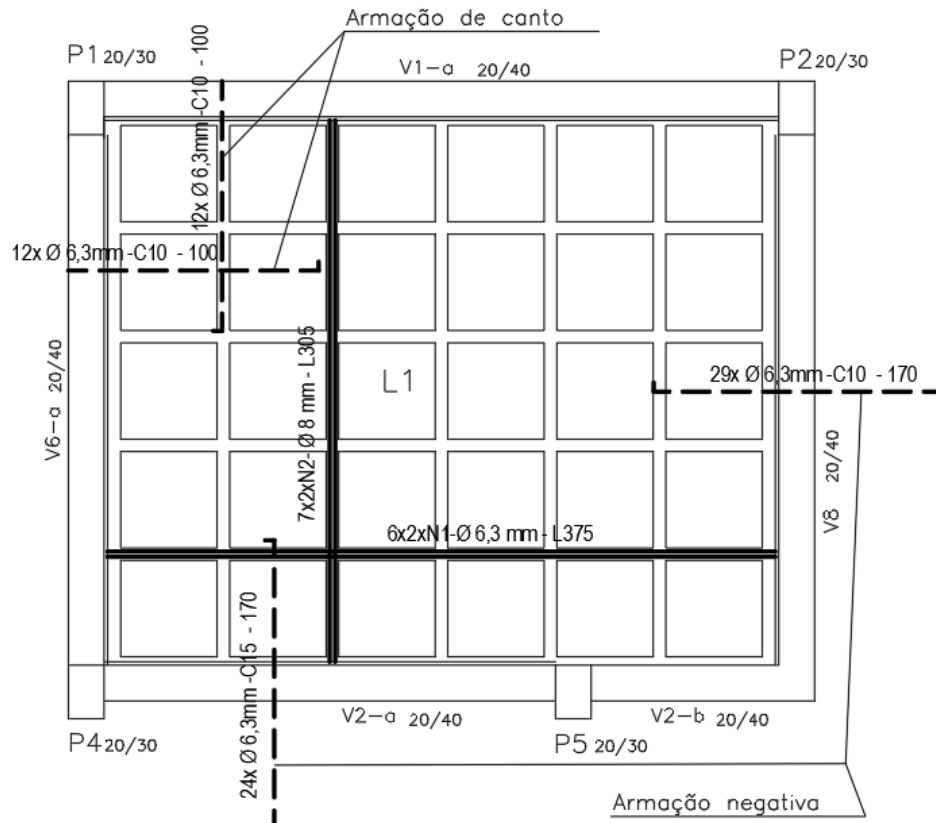


Figura 29a - Detalhamento da laje L1.

FONTE: o autor, 2019.

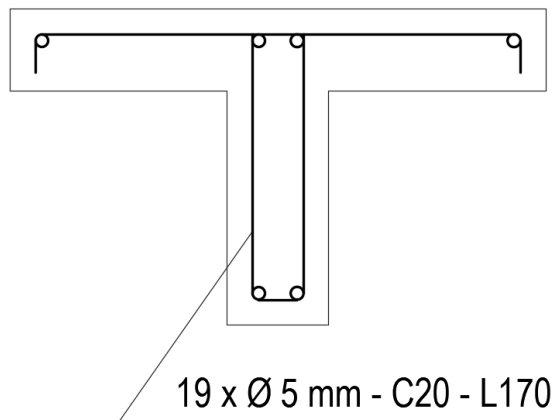


Figura 30b - Detalhamento da laje L1.

FONTE: o autor, 2019.

8. RESULTADOS

A tabela 19, a seguir, é o resumo geral das áreas de seção de aço necessárias para suportar os momentos solicitantes de acordo com o (f_{ck}) e a peça estrutural, pode-se observar que no caso estudado não há grande diminuição nas áreas de seção de aço, o que implica em uma pequena redução no consumo aço.

A laje 6, por exemplo, não houve mudança alguma na seção de aço necessária, tal fato pode ser justificado pela baixa carga e pequenas dimensões das lajes estudadas.

Tabela 19 - Resumo das áreas de seção (A_s) por (f_{ck}) e peça estrutural.

Peça estrutural	Mk (kNm)	Classes de concreto					
		C-30	C-40	C-50	C-60	C-80	C-90
L1	4,78	1,046	1,012	0,994	0,986	0,976	0,974
	5,73	1,290	1,237	1,209	1,196	1,182	1,178
	2,20	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492
	3,17	0,625	0,623	0,622	0,622	0,622	0,622
	2,56	0,502	0,501	0,501	0,501	0,500	0,500
L2	4,78	1,046	1,012	0,994	0,986	0,976	0,974
	5,73	1,290	1,237	1,209	1,196	1,182	1,178
	1,37	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492
	1,97	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492
	1,59	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492
L3	2,40	0,494	0,487	0,483	0,481	0,479	0,478
	4,78	1,046	1,012	0,994	0,986	0,976	0,974
	0,91	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492
	1,46	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492
	1,12	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492
L4	2,40	0,494	0,487	0,483	0,481	0,479	0,478
	4,78	1,046	1,012	0,994	0,986	0,976	0,974
	0,81	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492
	1,21	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492
	0,00	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492
L5	2,24	0,459	0,453	0,450	0,448	0,446	0,446
	3,09	0,646	0,634	0,627	0,624	0,621	0,620
	0,90	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492
	1,06	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492
	0,94	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492
L6	0,95	0,210	0,210	0,210	0,210	0,210	0,210
	0,95	0,210	0,210	0,210	0,210	0,210	0,210
	0,30	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492

Peça estrutural	Mk (kNm)	Classes de concreto					
		C-30	C-40	C-50	C-60	C-80	C-90
		0,72	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492
	0,41	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492

FONTE: o autor, 2019.

Os dados da tabela 19 são resumidos no gráfico da figura 31. Nela pode-se observar que há uma tendência de diminuição da área de seção de aço (A_s) na laje L2, enquanto as demais permanecem constantes. Os valores dos momentos utilizados na figura 30 encontram-se destacados de vermelho na tabela 19.

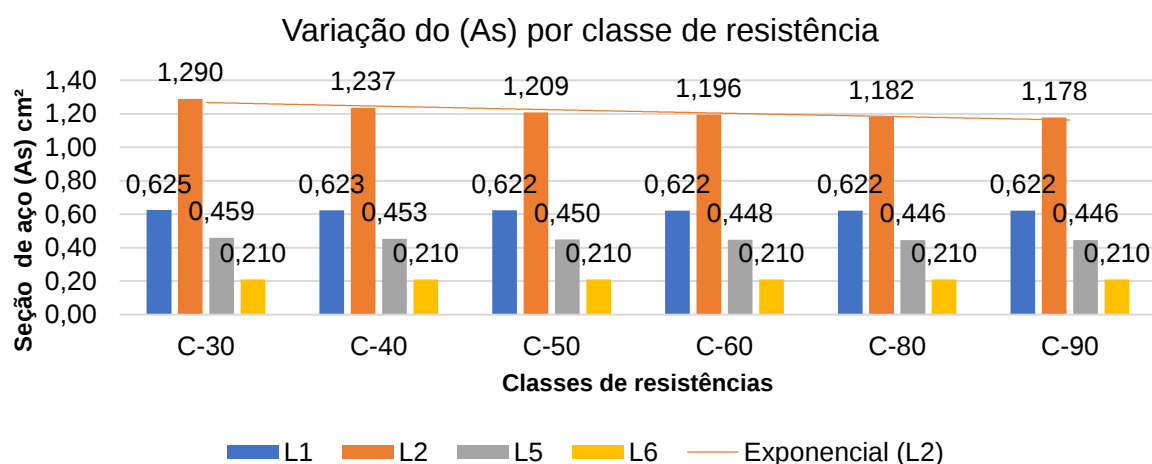


Figura 31 - Variação do (A_s) por classe de resistência.

FONTE: o autor, 2019.

Por outro lado, o aumento no custo do concreto é bem elevado como é mostrado na tabela 20 a seguir. Nela constam os custos por metro cúbico de concreto de 30 a 80 Mpa. O custo por metro cúbico do concreto de 90 MPa não pode ter sido obtido por ser tratar de uma classe de resistência rara de ser utilizada.

Tabela 20 - Média de custo do m^3 por classe de resistência.

Classe	R\$/ m^3
C-30	R\$ 284,85
C-40	R\$ 309,81
C-50	R\$ 470,87
C-60	R\$ 604,64
C-80	R\$ 834,73
C-90	Não obtido

FONTE: adaptada SINAPI, 05/2019.

Já os custos dos vergalhões de aço CA-50 de 12 m por bitola são apresentados na tabela 21 e resumidos no gráfico da figura 32.

Tabela 21 - Custo médio do vergalhão de aço por bitola.

Item	Peso (kg/vergalhão)	Custo (R\$/kg)	Custo por vergalhão (R\$)
Aço CA-50, 6,3 mm, Vergalhão de 12 m	2,940	R\$5,17	R\$15,20
Aço CA-50, 8,0 mm, Vergalhão de 12 m	4,740	R\$5,81	R\$27,54
Aço CA-50, 10,0 mm, Vergalhão de 12 m	7,404	R\$4,94	R\$36,58
Aço CA-50, 12,5 mm, Vergalhão de 12 m	11,556	R\$4,70	R\$54,31
Aço CA-50, 16,0 mm, Vergalhão de 12 m	18,936	R\$4,70	R\$89,00

FONTE: adaptada SINAPI, 05/2019.

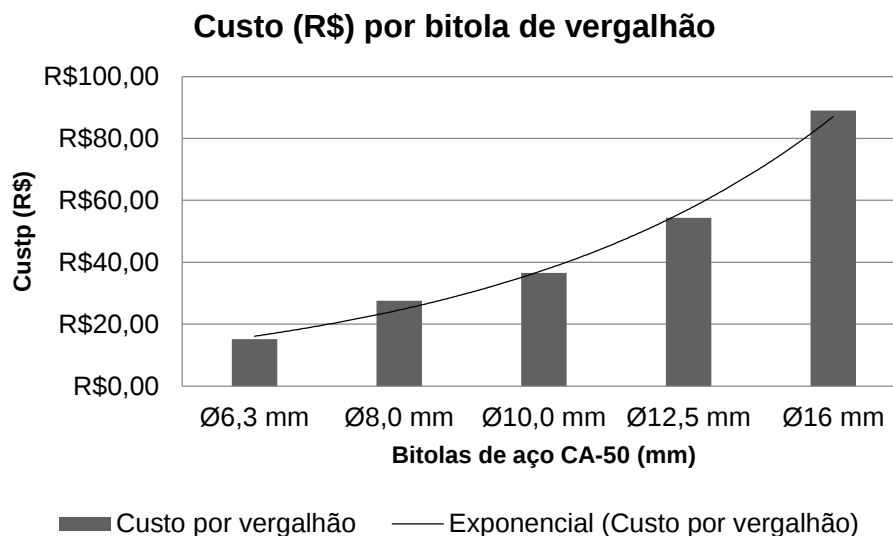


Figura 32 - Gráfico custo (R\$) por vergalhão.

FONTE: o autor, 2019.

Utilizando-se as áreas de seção de aço de 1,29 cm² para o (f_{ck}) de 30 MPa e 1,18 cm² para (f_{ck}) de 80 MPa na laje L2, como apresentado na figura 30, pode-se adotar para essas áreas de seção de aço: 2 bitolas de 10 mm para o (f_{ck}) de 30 MPa 1 bitola de 12,5 mm para (f_{ck}) de 80 MPa, gerando os custos de R\$ 73,15 e R\$ 54,31 respectivamente.

Assim sendo, a diferença de custo médio entre o metro cúbico de concretos de 30 MPa para o de 80 Mpa chega a pouco mais de 190%, enquanto a maior diferença de custo de aço entre essas mesmas classes chega a pouco mais de 34% observado na laje 2 para o momento de 5,73 kNm.

Outro ponto a ser comentado a respeito do aumento do (f_{ck}) é dificuldade em se conseguir preços para concreto do grupo II. Para fazer o levantamento destes dados entrou-se em contato com três grandes concreteiras da Região Metropolitana do Recife (RMR) e um laboratório de ensaios de concreto e todos não tinham essa informação a pronta entrega.

A respeito das armações para o estribo pode ser observado nas tabelas de 31 a 34 dos apêndices que até concreto C-50 apenas a laje 1 necessita de aço o qual já foi calculado no exemplo de detalhamento e a partir de C-60 tal laje não necessita de estribo. Ou seja, não há influência na quantidade de armação final das lajes e sendo assim não influencia na taxa de armadura final da laje.

9. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A diferença de custo médio entre um metro cúbico de concreto de 30 MPa para um de 80 MPa chega a pouco mais de 190%, enquanto a maior diminuição de área de seção de aço entre essas mesmas classes chega a apenas a 8,4% resultando em uma economia de pouco mais de 34%.

Assim sendo, e dados os valores obtidos nas tabelas 20 e 21, conclui-se que para o estudo de caso proposto aumentar o (f_{ck}) do concreto não é vantajoso economicamente falando.

Contudo, vale salientar que o estudo realizado neste trabalho foi para pequenas lajes, com pequenos vãos e baixa carga, por isso tais resultados não podem ser inferidos em obras de artes especiais, tais como pontes, ou em obras de alto padrão com painéis de lajes maiores e consequente maiores cargas.

Sem contar que tais concretos apresentam alto teor de argamassa e consequente elevado calor de hidratação necessitando de cuidados especiais no seu lançamento e cura.

9.1. SUGESTÕES PARA O TRABALHO

- Fazer análise em obras de artes especiais, tais como pontes e viadutos;
- Fazer análise em edifícios multifamiliares, porém de alto padrão com grandes painéis de lajes e
- Fazer análise para lajes protendidas.

REFERÊNCIAS

ARAUJO, J. M. **Curso de concreto armado**. Rio grande do Sul: DUNAS, v. 1, p. 173, 175, 176 e 181 2014.

ARAUJO, J. M. **Curso de concreto armado**. Rio grande do Sul: DUNAS, v. 2, p. 342, 344 e 345, 2014.

ARAUJO, J. M. **Curso de concreto armado**. Rio grande do Sul: DUNAS, v. 4, p 27, 194, 202 e 203, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5738**: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5739**: Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8953**: Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2015.

ATEX Brasil. **Formas ATEX 600**. Disponível em: <https://www.atex.com.br/pt/formas/laje-nervurada/bidirecional/>. Acesso em 5 jul. 2019.

BOCCHI JR. Carlos Fernando. **Lajes nervuradas de concreto armado: projeto e execução**. 1995. Dissertação de mestrado em engenharia de estruturas. Universidade de São Paulo. São Carlos, 1995. Disponível em: https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-24042018-121655/publico/Dissert_BocchiJr_CarlosF.pdf. Acesso em 16 jun. 2019.

CAIXA ECONOMICA FEDERAL. **SINAPI**, Referência de preços e custos – insumos 05/2019 não desonerado. Disponível em: http://www.caixa.gov.br/site/Paginas/downloads.aspx#categoria_653. Acesso em 27 jul. 2019.

CUNHA, José Carlos Aparecido de Carvalho e. **Analysis of waffle slabs using simplified models**. 2012. 99 f. Dissertação (Mestrado em Engenharias) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2012. Disponível em: <https://repositorio.ufu.br/handle/123456789/14170>. Acesso em 15 jul. 2019.

IMPACTO, Impactoeng. **Catálogo de dados técnicos**. Disponível em: <http://impactoprotensao.com.br/wp-content/uploads/2018/12/catalogo-formas-TRELI%C3%87A-E-PAV-VIGA.2018.2-compressed.pdf>. Acesso em 5 jul. 2019.

KISS, Paulo. **Do mimeógrafo à era digital: uma empresa em construção**. 2013. Disponível em: <http://construcaomercado17.pini.com.br/negocios-incorporacao->

construcao/144/do-mimeografo-a-era-digital-uma-empresa-em-construcao-292282-1. Acesso em 5 jul. 2019.

SOUZA, Caroline G. S., LOPES, Rayane C. **Estudo comparativo entre laje maciça convencional e lajes nervuradas**. 2016. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2016. Disponível em: https://files.cercomp.ufg.br/weby/up/140/o/ESTUDO_COMPARATIVO_ENTRE_LAJE_MACI%C3%87A_CONVENCIONAL_E_LAJES_NERVURADAS..pdf. Acesso em 25 jun. 2019.

SH. **Cubas de polipropileno para lajes nervuradas**. Disponível em: <https://www.sh.com.br/formas-para-lajes/cubetas-de-polipropileno/>. Acesso em 5 jul. 2019.

Ulma, Ulma group. **Formas para lajes nervuradas recub**. Disponível em: <https://www.ulmaconstruction.com.br/pt-br/formas-e-escoramentos/forma-lajes/forma-lajes-nervuradas-recub>. Acesso em 5 jul. 2019.

ANEXOS

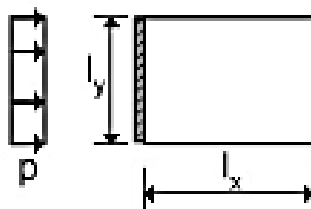


Tabela 22 - Laje retangular simplesmente apoiada em três lados e engastada no quarto, com carga uniformemente distribuída.

l_y/l_x	wc	Mxe	Mx	My	Mxy	rx	rye	ry
1,00	2,78	-38,9	36,7	30,7	30,6	166	433	235
0,95	3,18	-88,1	38,3	34,7	32,7	177	440	240
0,90	3,62	-92,4	39,5	38,9	34,8	188	449	245
0,85	4,11	-96,7	40,2	43,5	37,0	199	460	249
0,80	4,65	-101,1	40,9	48,8	39,3	210	471	253
0,75	5,26	-105,5	41,6	54,9	41,8	223	482	257
0,70	5,94	-109,6	42,0	61,5	44,3	237	492	260
0,65	6,68	-113,3	41,7	68,5	46,6	252	501	262
0,60	7,50	-116,5	41,0	76,1	48,5	268	508	264
0,55	8,37	-119,2	39,8	84,0	50,2	285	514	266
0,50	9,27	-121,5	38,0	92,1	51,8	303	520	268

FONTE: Araújo, 2014

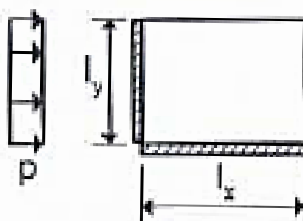


Tabela 23 - Laje retangular apoiada em dois lados contíguos e engastada dos demais, com carga uniformemente distribuída.

l_y/l_x	wc	Mxe	Mye	Mx	My	Mxy	Rxe	Rx	rye	ry
1,00	2,10	-67,7	-67,7	28,1	28,1	26,6	338	161	338	162
0,95	2,34	-69,6	-72,4	28,4	30,8	82,2	352	171	341	163
0,90	2,58	-71,4	-77,3	28,4	33,6	29,6	365	180	344	163
0,85	2,83	-73,1	-82,5	28,0	36,5	30,8	380	189	346	162
0,80	3,08	-74,6	-88,2	27,4	39,6	31,9	394	198	348	164
0,75	3,33	-75,9	-94,0	26,6	42,8	32,9	409	209	349	160
0,70	3,60	-76,8	-99,6	25,6	46,0	33,7	423	220	350	159
0,65	3,90	-77,3	-104,7	24,5	49,3	34,4	436	231	350	159
0,60	4,18	-77,6	-109,3	22,9	52,2	34,9	454	242	350	158
0,55	4,44	-77,9	-113,3	21,1	55,0	35,2	467	252	350	158
0,50	4,68	-78,2	-117,7	19,1	57,6	35,4	484	263	350	157

FONTE: Araújo, 2014.

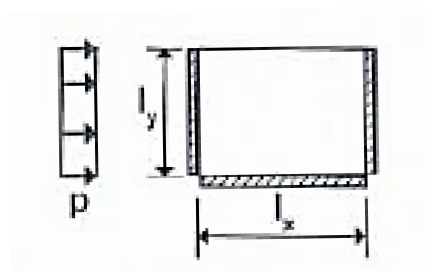


Tabela 24 - Laje retangular apoiada em um lado e engastada nos demais, com carga uniformemente distribuída.

l_y/l_x	wc	M _x e	M _y e	M _x	M _y	R _x e	r _x	r _y
1,00	1,57	-59,6	-55,1	26,1	21,3	265	105	315
0,95	1,80	-62,6	-59,9	26,9	23,9	278	114	320
0,90	2,04	-65,5	-65,2	27,5	26,8	293	122	325
0,85	2,30	-68,2	-71,0	28,0	30,0	308	131	330
0,80	2,57	-70,6	-77,3	28,2	33,4	324	140	334
0,75	2,86	-72,7	-83,9	27,9	37,0	342	152	337
0,70	3,17	-74,3	-90,7	27,2	40,8	361	164	340
0,65	3,50	-75,5	-97,8	25,9	44,6	380	178	342
0,60	3,84	-76,5	-104,6	24,3	48,3	397	192	343
0,55	4,17	-77,4	-110,1	22,5	51,7	414	206	344
0,50	4,50	-78,2	-114,3	20,5	55,5	434	221	345

FONTE: Araújo, 2014.

APÊNDICES

Tabela 25 – Pré-dimensionamento das lajes do estudo de caso.

Laje	Cubeta		lx (cm)	ly (cm)	$\lambda=lx/ly$	H teste (cm)	h adotado (cm)	t1 (cm)	t2 (cm)	a1 (cm)	a2 (cm)	lef,x (cm)	lef,y (cm)	bw (m)	e (m)	a (m)	hf (cm)
	D1 (m)	D2 (m)															
L1	0,61	0,61	308,0	378,0	0,81	11,0	20,0	20,0	20,0	6,0	6,0	320,0	390,0	0,07	0,61	0,54	4,00
L2	0,61	0,61	308,0	373,0	0,83	11,0	20,0	20,0	20,0	6,0	6,0	320,0	385,0	0,07	0,61	0,54	4,00
L3	0,61	0,61	253,0	328,0	0,77	9,0	20,0	20,0	20,0	6,0	6,0	265,0	340,0	0,07	0,61	0,54	4,00
L4	0,61	0,61	235,0	328,0	0,72	8,0	20,0	20,0	20,0	6,0	6,0	247,0	340,0	0,07	0,61	0,54	4,00
L5	0,61	0,61	243,0	263,0	0,92	9,0	20,0	20,0	20,0	6,0	6,0	255,0	275,0	0,07	0,61	0,54	4,00
L6	0,61	0,61	115,0	243,0	0,47	4,0	20,0	20,0	20,0	6,0	6,0	127,0	255,0	0,07	0,61	0,54	4,00

FONTE: o autor, 2019.

Tabela 26 - Levantamento de cargas das lajes do estudo de caso.

Laje	Cubeta		Área (m²)	Área de forma (m²)	volume (m³)	Peso próprio (kN)	Peso próprio/m² (kN/m²)	Sobrecargas (kN/m²)			Carga Total (kN/m²)
	D1 (m)	D2 (m)						Peso de parede	Revestimento	Acidental	
L1	0,61	0,61	0,37	0,29	0,028	0,6941	1,87	2,96	1	2	7,83
L2	0,61	0,61	0,37	0,29	0,028	0,6941	1,87	0,00	1	2	4,87
L3	0,61	0,61	0,37	0,29	0,028	0,6941	1,87	0,00	1	2	4,87
L4	0,61	0,61	0,37	0,29	0,028	0,6941	1,87	0,00	1	2	4,87
L5	0,61	0,61	0,37	0,29	0,028	0,6941	1,87	0,00	1	2	4,87
L6	0,61	0,61	0,37	0,29	0,028	0,6941	1,87	0,00	1	2	4,87

FONTE: o autor, 2019.

Tabela 27 - Verificação das flechas das lajes do estudo de caso para C-30.

Laje	Cubeta e (m)	a (m)	λ	ξ	he (cm)	Fck	Ae	Eci	Ai	Ecs (kN/cm ²)	Poisson	D	Comb. Carga	Wc	F. inicial (m)	F. final (cm)	F. admissível (cm)	Ver.
L1	0,61	0,54	0,81	0,784	12,1	30,0	1,0	30672,5	0,88	26838,41	0,2	41489,37	7,83	3,1	0,000052	0,018	1,232	Flecha aceitável
L2	0,61	0,54	0,83	0,784	12,1	30,0	1,0	30672,5	0,88	26838,41	0,2	41489,37	4,87	3,1	0,000033	0,011	1,232	Flecha aceitável
L3	0,61	0,54	0,77	0,784	12,1	30,0	1,0	30672,5	0,88	26838,41	0,2	41489,37	4,87	3,3	0,000016	0,006	1,012	Flecha aceitável
L4	0,61	0,54	0,72	0,784	12,1	30,0	1,0	30672,5	0,88	26838,41	0,2	41489,37	4,87	7,3	0,000026	0,009	0,940	Flecha aceitável
L5	0,61	0,54	0,92	0,784	12,1	30,0	1,0	30672,5	0,88	26838,41	0,2	41489,37	4,87	2,0	0,000008	0,003	0,972	Flecha aceitável
L6	0,61	0,54	0,47	0,784	12,1	30,0	1,0	30672,5	0,88	26838,41	0,2	41489,37	4,87	9,3	0,000002	0,001	0,460	Flecha aceitável

FONTE: o autor, 2019.

Tabela 28 - Verificação das flechas das lajes do estudo de caso para C-40.

Laje	Cubeta e (m)	a (m)	λ	ξ	he (cm)	Fck	Ae	Eci	Ai	Ecs (kN/cm ²)	Poisson	D	Comb. Carga	Wc	F. inicial (m)	F. final (cm)	F. admissível (cm)	Ver.
L1	0,61	0,54	0,81	0,784	12,1	40,0	1,0	35417,5	0,90	31875,76	0,2	49276,60	7,83	3,1	0,000044	0,015	1,232	Flecha aceitável
L2	0,61	0,54	0,83	0,784	12,1	40,0	1,0	35417,5	0,90	31875,76	0,2	49276,60	4,87	3,1	0,000027	0,010	1,232	Flecha aceitável
L3	0,61	0,54	0,77	0,784	12,1	40,0	1,0	35417,5	0,90	31875,76	0,2	49276,60	4,87	3,3	0,000013	0,005	1,012	Flecha aceitável
L4	0,61	0,54	0,72	0,784	12,1	40,0	1,0	35417,5	0,90	31875,76	0,2	49276,60	4,87	7,3	0,000022	0,008	0,940	Flecha aceitável
L5	0,61	0,54	0,92	0,784	12,1	40,0	1,0	35417,5	0,90	31875,76	0,2	49276,60	4,87	2,0	0,000007	0,002	0,972	Flecha aceitável
L6	0,61	0,54	0,47	0,784	12,1	40,0	1,0	35417,5	0,90	31875,76	0,2	49276,60	4,87	9,3	0,000002	0,001	0,460	Flecha aceitável

FONTE: o autor, 2019.

Tabela 29 - Verificação das flechas das lajes do estudo de caso para C-50.

Laje	Cubeta e (m)	a (m)	λ	ξ	he (cm)	Fck	Ae	Eci	Ai	Ecs (kN/cm ²)	Poisson	D	Com. Carga	Wc	F. inicial (m)	F. final (cm)	F. admissível (cm)	Ver.
L1	0,61	0,54	0,81	0,784	12,1	50,0	1,0	39603,3	0,93	36633,09	0,2	56630,93	7,83	3,1	0,000038	0,013	1,232	Flecha aceitável
L2	0,61	0,54	0,83	0,784	12,1	50,0	1,0	39603,3	0,93	36633,09	0,2	56630,93	4,87	3,1	0,000024	0,008	1,232	Flecha aceitável
L3	0,61	0,54	0,77	0,784	12,1	50,0	1,0	39603,3	0,93	36633,09	0,2	56630,93	4,87	3,3	0,000012	0,004	1,012	Flecha aceitável
L4	0,61	0,54	0,72	0,784	12,1	50,0	1,0	39603,3	0,93	36633,09	0,2	56630,93	4,87	7,3	0,000019	0,007	0,940	Flecha aceitável
L5	0,61	0,54	0,92	0,784	12,1	50,0	1,0	39603,3	0,93	36633,09	0,2	56630,93	4,87	2	0,000006	0,002	0,972	Flecha aceitável
L6	0,61	0,54	0,47	0,784	12,1	50,0	1,0	39603,3	0,93	36633,09	0,2	56630,93	4,87	9,3	0,000001	0,000	0,460	Flecha aceitável

FONTE: o autor, 2019.

Tabela 30 - Verificação das flechas das lajes do estudo de caso para C-60.

Laje	Cubeta		λ	ξ	h_e (cm)	Fck	Ae	Eci	Ai	Ecs (kN/cm ²)	Poisson	D	Comb. Carga	Wc	F. inicial (m)	F. final (cm)	F. admissível (cm)	Ver.
	e (m)	a (m)																
L1	0,61	0,54	0,81	0,784	12,1	60,0	1,0	41611,9	0,95	39531,33	0,2	61111,31	7,83	3,1	0,000035	0,012	1,232	Flecha aceitável
L2	0,61	0,54	0,83	0,784	12,1	60,0	1,0	41611,9	0,95	39531,33	0,2	61111,31	4,87	3,1	0,000022	0,008	1,232	Flecha aceitável
L3	0,61	0,54	0,77	0,784	12,1	60,0	1,0	41611,9	0,95	39531,33	0,2	61111,31	4,87	3,3	0,000011	0,004	1,012	Flecha aceitável
L4	0,61	0,54	0,72	0,784	12,1	60,0	1,0	41611,9	0,95	39531,33	0,2	61111,31	4,87	7,3	0,000018	0,006	0,940	Flecha aceitável
L5	0,61	0,54	0,92	0,784	12,1	60,0	1,0	41611,9	0,95	39531,33	0,2	61111,31	4,87	2	0,000006	0,002	0,972	Flecha aceitável
L6	0,61	0,54	0,47	0,784	12,1	60,0	1,0	41611,9	0,95	39531,33	0,2	61111,31	4,87	9,3	0,000001	0,000	0,460	Flecha aceitável

FONTE: o autor, 2019.

Tabela 31 - Verificação das flechas das lajes do estudo de caso para C-80.

Laje	Cubeta		λ	ξ	h_e (cm)	Fck	Ae	Eci	α_i	Ecs kN/cm ²	Poisson	D	Comb. Carga	Wc	F. inicial (m)	F. final (cm)	F. admissível (cm)	Verificação
	e (m)	a (m)																
L1	0,61	0,54	0,81	0,784	12,1	80,0	1,0	45132,1	1,00	45132,12	0,2	69769,54	7,83	3,08	0,000031	0,011	1,232	Flecha aceitável
L2	0,61	0,54	0,83	0,784	12,1	80,0	1,0	45132,1	1,00	45132,12	0,2	69769,54	4,87	3,08	0,000019	0,007	1,232	Flecha aceitável
L3	0,61	0,54	0,77	0,784	12,1	80,0	1,0	45132,1	1,00	45132,12	0,2	69769,54	4,87	3,33	0,000010	0,003	1,012	Flecha aceitável
L4	0,61	0,54	0,72	0,784	12,1	80,0	1,0	45132,1	1,00	45132,12	0,2	69769,54	4,87	7,26	0,000015	0,005	0,940	Flecha aceitável
L5	0,61	0,54	0,92	0,784	12,1	80,0	1,0	45132,1	1,00	45132,12	0,2	69769,54	4,87	2,04	0,000005	0,002	0,972	Flecha aceitável
L6	0,61	0,54	0,47	0,784	12,1	80,0	1,0	45132,1	1,00	45132,12	0,2	69769,54	4,87	9,27	0,000001	0,000	0,460	Flecha aceitável

FONTE: o autor, 2019.

Tabela 32 - Verificação das flechas das lajes do estudo de caso para C-90.

Laje	Cubeta		λ	ξ	h_e (cm)	Fck	αE	Eci	α_i	Ecs (kN/cm ²)	Pois son	D	Comb. Carga	Wc	F. inicial (m)	F. final (cm)	F. admissível (cm)	Ver.
	e (m)	a (m)																
L1	0,61	0,54	0,81	0,784	12,1	90,0	1,0	46703,2	1,00	46703,18	0,2	72198,24	7,83	3,1	0,000030	0,011	1,232	Flecha aceitável
L2	0,61	0,54	0,83	0,784	12,1	90,0	1,0	46703,2	1,00	46703,18	0,2	72198,24	4,87	3,1	0,000019	0,007	1,232	Flecha aceitável
L3	0,61	0,54	0,77	0,784	12,1	90,0	1,0	46703,2	1,00	46703,18	0,2	72198,24	4,87	3,3	0,000009	0,003	1,012	Flecha aceitável
L4	0,61	0,54	0,72	0,784	12,1	90,0	1,0	46703,2	1,00	46703,18	0,2	72198,24	4,87	7,3	0,000015	0,005	0,940	Flecha aceitável
L5	0,61	0,54	0,92	0,784	12,1	90,0	1,0	46703,2	1,00	46703,18	0,2	72198,24	4,87	2	0,000005	0,002	0,972	Flecha aceitável
L6	0,61	0,54	0,47	0,784	12,1	90,0	1,0	46703,2	1,00	46703,18	0,2	72198,24	4,87	9,3	0,000001	0,000	0,460	Flecha aceitável

FONTE: o autor, 2019.

Tabela 33 - Cálculo dos momentos fletores.

Laje	$\lambda = l_x / l_y$	$l_{ef,x}$ (m)	Carga Total (kN/m ³)	Mxe	mye	Mx	my	mxy	Mxe (kNm)	Mye (kNm)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mxy (kNm)
L1	0,81	3,2	7,83	-74,6	-88,2	27,4	39,6	31,9	-5,98	-7,07	2,20	3,17	2,56
L2	0,83	3,2	4,87	-74,6	-88,2	27,4	39,6	31,9	-3,72	-4,39	1,37	1,97	1,59
L3	0,77	2,65	4,87	-75,9	-94	26,6	42,8	32,9	-2,59	-3,21	0,91	1,46	1,12
L4	0,72	2,47	4,87	-74,3	-90,7	27,2	40,8	0	-2,21	-2,69	0,81	1,21	0,00
L5	0,92	2,55	4,87	-71,4	-77,3	28,4	33,6	29,6	-2,26	-2,45	0,90	1,06	0,94
L6	0,47	1,27	4,87	-121,5	0	38	92,1	51,8	-0,95	0,00	0,30	0,72	0,41

FONTE: o autor, 2019.

Tabela 34 - Cálculo dos esforços cortantes.

Tabela de cálculo dos esforços cortantes													
Laje	$\lambda = l_x / l_y$	$l_{ef,x}$ (m)	Carga Total (kN/m³)	R _{xe}	r _x	r _{ye}	R _y	V _{xe} (kN)	V _x (kN)	V _{ye} (kN)	V _y (kN)	Nervuras paralelas a y	Nervuras paralelas a x
L1	0,81	3,2	7,83	394	198	348	161	2,51	4,96	8,72	4,03	0,54	0,54
L2	0,83	3,2	4,87	394	198	348	161	1,58	3,08	5,42	2,51	0,54	0,54
L3	0,77	2,65	4,87	409	209	349	160	1,53	2,69	4,50	2,06	0,54	0,54
L4	0,72	2,47	4,87	361	361	340	164	1,26	4,34	4,09	1,97	0,54	0,54
L5	0,92	2,55	4,87	365	180	344	163	1,64	2,23	4,27	2,02	0,54	0,54
L6	0,47	1,27	4,87	0	188	449	245	0,00	1,16	2,77	1,51	0,54	0,54

FONTE: o autor, 2019.

Tabela 35 - Teste para estribo devido ao esforço cortante nas nervuras.

Peça Estrutural	Solicitações		Parâmetros geométricos			Coeficientes			Tensões			Resistência dos materiais				Verificação
	V _k (kN)	V _d (kN)	b _w (cm)	d (cm)	A _s (cm²)	k	γ _c	ρ	τ _{wd} (MPa)	τ _{rd} (MPa)	τ _{wul} (Mpa)	f _{ck} (MPa)	f _{ct,inf} (MPa)	f _{ct,m} (MPa)	f _{ctd} (MPa)	
L1	2,51	3,52	7	16,5	1,05	1,4	1,4	0,0091	0,03	0,36	0,81	30	2,03	2,90	1,45	Dispensa estribos
	4,96	6,94	7	16,5	1,29	1,4	1,4	0,0112	0,60	0,36	0,86	30	2,03	2,90	1,45	Dispensa estribos
	8,72	12,20	7	16,5	0,49	1,4	1,4	0,0043	1,06	0,36	0,71	30	2,03	2,90	1,45	Calcular estribos
	4,03	5,65	7	16,5	0,62	1,4	1,4	0,0054	0,49	0,36	0,74	30	2,03	2,90	1,45	Dispensa estribos
L2	1,58	2,22	7	16,5	1,05	1,4	1,4	0,0091	0,19	0,36	0,81	30	2,03	2,90	1,45	Dispensa estribos
	3,08	4,32	7	16,5	1,29	1,4	1,4	0,0112	0,37	0,36	0,86	30	2,03	2,90	1,45	Dispensa estribos
	5,42	7,59	7	16,5	0,49	1,4	1,4	0,0043	0,66	0,36	0,71	30	2,03	2,90	1,45	Dispensa estribos
	2,51	3,51	7	16,5	0,49	1,4	1,4	0,0043	0,30	0,36	0,71	30	2,03	2,90	1,45	Dispensa estribos
L3	1,53	2,15	7	16,5	0,49	1,4	1,4	0,0043	0,19	0,36	0,71	30	2,03	2,90	1,45	Dispensa estribos
	2,69	3,77	7	16,5	1,05	1,4	1,4	0,0091	0,33	0,36	0,81	30	2,03	2,90	1,45	Dispensa estribos
	4,50	6,30	7	16,5	0,49	1,4	1,4	0,0043	0,55	0,36	0,71	30	2,03	2,90	1,45	Dispensa estribos
	2,06	2,89	7	16,5	0,49	1,4	1,4	0,0043	0,25	0,36	0,71	30	2,03	2,90	1,45	Dispensa estribos
L4	1,26	1,76	7	16,5	0,49	1,4	1,4	0,0043	0,15	0,36	0,71	30	2,03	2,90	1,45	Dispensa estribos

Peça Estrutural	Solicitações		Parâmetros geométricos			Coeficientes			Tensões			Resistência dos materiais				Verificação
	Vk (kN)	Vd (kN)	bw (cm)	d (cm)	As (cm²)	k	γc	ρ	τwd (MPa)	τrd (MPa)	τwul (Mpa)	fck (MPa)	fckt,inf (MPa)	fct,m (MPa)	fctd (MPa)	
L5	4,34	6,07	7	16,5	1,05	1,4	1,4	0,0091	0,53	0,36	0,81	30	2,03	2,90	1,45	Dispensa estribos
	4,09	5,72	7	16,5	0,49	1,4	1,4	0,0043	0,50	0,36	0,71	30	2,03	2,90	1,45	Dispensa estribos
	1,97	2,76	7	16,5	0,49	1,4	1,4	0,0043	0,24	0,36	0,71	30	2,03	2,90	1,45	Dispensa estribos
	1,64	2,30	7	16,5	0,46	1,4	1,4	0,0040	0,20	0,36	0,71	30	2,03	2,90	1,45	Dispensa estribos
	2,23	3,13	7	16,5	0,65	1,4	1,4	0,0056	0,27	0,36	0,74	30	2,03	2,90	1,45	Dispensa estribos
L6	4,27	5,98	7	16,5	0,49	1,4	1,4	0,0043	0,52	0,36	0,71	30	2,03	2,90	1,45	Dispensa estribos
	2,02	2,83	7	16,5	0,49	1,4	1,4	0,0043	0,25	0,36	0,71	30	2,03	2,90	1,45	Dispensa estribos
	0,00	0,00	7	16,5	0,21	1,4	1,4	0,0018	0,00	0,36	0,66	30	2,03	2,90	1,45	Dispensa estribos
	1,16	1,63	7	16,5	0,21	1,4	1,4	0,0018	0,14	0,36	0,66	30	2,03	2,90	1,45	Dispensa estribos
	2,77	3,88	7	16,5	0,49	1,4	1,4	0,0043	0,34	0,36	0,71	30	2,03	2,90	1,45	Dispensa estribos
	1,51	2,12	7	16,5	0,49	1,4	1,4	0,0043	0,18	0,36	0,71	30	2,03	2,90	1,45	Dispensa estribos

FONTE: o autor, 2019.

Tabela 36 - Teste para estribo para C-40.

Peça Estrutural	Solicitações		Parâmetros geométricos			Coeficientes			Tensões			Resistência dos materiais				Verificação
	Vk (kN)	Vd (kN)	bw (cm)	d (cm)	As (cm²)	k	γc	P	τwd (MPa)	τrd (MPa)	τwul (Mpa)	fck (MPa)	fckt,inf (MPa)	fct,m (MPa)	fctd (MPa)	
L1	2,51	3,52	7	16,5	1,05	1,44	1,4	0,0091	0,30	0,44	0,98	40	2,46	3,51	1,75	Dispensa estribos
	4,96	6,94	7	16,5	1,29	1,44	1,4	0,0112	0,60	0,44	1,04	40	2,46	3,51	1,75	Dispensa estribos
	8,72	12,20	7	16,5	0,49	1,44	1,4	0,0043	1,06	0,44	0,86	40	2,46	3,51	1,75	Calcular estribos
L2	4,03	5,65	7	16,5	0,62	1,44	1,4	0,0054	0,49	0,44	0,89	40	2,46	3,51	1,75	Dispensa estribos
	1,58	2,22	7	16,5	0,98	1,44	1,4	0,0085	0,19	0,44	0,97	40	2,46	3,51	1,75	Dispensa estribos
	3,08	4,32	7	16,5	1,18	1,44	1,4	0,0102	0,37	0,44	1,01	40	2,46	3,51	1,75	Dispensa estribos
	5,42	7,59	7	16,5	0,49	1,44	1,4	0,0043	0,66	0,44	0,86	40	2,46	3,51	1,75	Dispensa estribos
	2,51	3,51	7	16,5	0,49	1,44	1,4	0,0043	0,30	0,44	0,86	40	2,46	3,51	1,75	Dispensa estribos
L3	1,53	2,15	7	16,5	0,48	1,44	1,4	0,0041	0,19	0,44	0,86	40	2,46	3,51	1,75	Dispensa estribos
	2,69	3,77	7	16,5	0,98	1,44	1,4	0,0085	0,33	0,44	0,97	40	2,46	3,51	1,75	Dispensa estribos

Peça Estrutural	Solicitações		Parâmetros geométricos			Coeficientes			Tensões			Resistência dos materiais				Verificação
	Vk (kN)	Vd (kN)	bw (cm)	d (cm)	As (cm²)	k	γc	P	τ _{wd} (MPa)	τ _{rd} (MPa)	τ _{wul} (Mpa)	fck (MPa)	fckt,inf (MPa)	fct,m (MPa)	fctd (MPa)	
L4	4,50	6,30	7	16,5	0,49	1,44	1,4	0,0043	0,55	0,44	0,86	40	2,46	3,51	1,75	Dispensa estribos
	2,06	2,89	7	16,5	0,49	1,44	1,4	0,0043	0,25	0,44	0,86	40	2,46	3,51	1,75	Dispensa estribos
	1,26	1,76	7	16,5	0,48	1,44	1,4	0,0041	0,15	0,44	0,86	40	2,46	3,51	1,75	Dispensa estribos
	4,34	6,07	7	16,5	0,98	1,44	1,4	0,0085	0,53	0,44	0,97	40	2,46	3,51	1,75	Dispensa estribos
	4,09	5,72	7	16,5	0,49	1,44	1,4	0,0043	0,50	0,44	0,86	40	2,46	3,51	1,75	Dispensa estribos
L5	1,97	2,76	7	16,5	0,49	1,44	1,4	0,0043	0,24	0,44	0,86	40	2,46	3,51	1,75	Dispensa estribos
	1,64	2,30	7	16,5	0,45	1,44	1,4	0,0039	0,20	0,44	0,85	40	2,46	3,51	1,75	Dispensa estribos
	2,23	3,13	7	16,5	0,62	1,44	1,4	0,0054	0,27	0,44	0,89	40	2,46	3,51	1,75	Dispensa estribos
	4,27	5,98	7	16,5	0,49	1,44	1,4	0,0043	0,52	0,44	0,86	40	2,46	3,51	1,75	Dispensa estribos
L6	2,02	2,83	7	16,5	0,49	1,44	1,4	0,0043	0,25	0,44	0,86	40	2,46	3,51	1,75	Dispensa estribos
	0,00	0,00	7	16,5	0,21	1,44	1,4	0,0018	0,00	0,44	0,80	40	2,46	3,51	1,75	Dispensa estribos
	1,16	1,63	7	16,5	0,21	1,44	1,4	0,0018	0,14	0,44	0,80	40	2,46	3,51	1,75	Dispensa estribos
	2,77	3,88	7	16,5	0,49	1,44	1,4	0,0043	0,34	0,44	0,86	40	2,46	3,51	1,75	Dispensa estribos
	1,51	2,12	7	16,5	0,49	1,44	1,4	0,0043	0,18	0,44	0,86	40	2,46	3,51	1,75	Dispensa estribos

FONTE: o autor, 2019.

Tabela 37 - Teste para estribo para C-50.

Peça Estrutural	Solicitações		Parâmetros geométricos			Coeficientes			Tensões			Resistência dos materiais				Verificação
	Vk (kN)	Vd (kN)	bw (cm)	d (cm)	As (cm²)	k	γc	P	τ _{wd} (MPa)	τ _{rd} (MPa)	τ _{wul} (Mpa)	fck (MPa)	fckt,inf (MPa)	fct,m (MPa)	fctd (MPa)	
L1	2,51	3,52	7	16,5	1,05	1,44	1,4	0,0091	0,30	0,51	1,14	50	2,85	4,07	2,04	Dispensa estribos
	4,96	6,94	7	16,5	1,29	1,44	1,4	0,0112	0,60	0,51	1,20	50	2,85	4,07	2,04	Dispensa estribos
	8,72	12,20	7	16,5	0,49	1,44	1,4	0,0043	1,06	0,51	1,00	50	2,85	4,07	2,04	Calcular estribos
L2	4,03	5,65	7	16,5	0,62	1,44	1,4	0,0054	0,49	0,51	1,03	50	2,85	4,07	2,04	Dispensa estribos
	1,58	2,22	7	16,5	0,98	1,44	1,4	0,0085	0,19	0,51	1,12	50	2,85	4,07	2,04	Dispensa estribos
	3,08	4,32	7	16,5	1,18	1,44	1,4	0,0102	0,37	0,51	1,18	50	2,85	4,07	2,04	Dispensa estribos
	5,42	7,59	7	16,5	0,49	1,44	1,4	0,0043	0,66	0,51	1,00	50	2,85	4,07	2,04	Dispensa estribos
	2,51	3,51	7	16,5	0,49	1,44	1,4	0,0043	0,30	0,51	1,00	50	2,85	4,07	2,04	Dispensa estribos

Peça Estrutural	Solicitações		Parâmetros geométricos			Coeficientes			Tensões			Resistência dos materiais				Verificação
	Vk (kN)	Vd (kN)	bw (cm)	d (cm)	As (cm²)	k	γc	P	τwd (MPa)	τrd (MPa)	τwul (Mpa)	fck (MPa)	fckt,inf (MPa)	fct,m (MPa)	fctd (MPa)	
L3	1,53	2,15	7	16,5	0,48	1,44	1,4	0,0041	0,19	0,51	1,00	50	2,85	4,07	2,04	Dispensa estribos
	2,69	3,77	7	16,5	0,98	1,44	1,4	0,0085	0,33	0,51	1,12	50	2,85	4,07	2,04	Dispensa estribos
	4,50	6,30	7	16,5	0,49	1,44	1,4	0,0043	0,55	0,51	1,00	50	2,85	4,07	2,04	Dispensa estribos
	2,06	2,89	7	16,5	0,49	1,44	1,4	0,0043	0,25	0,51	1,00	50	2,85	4,07	2,04	Dispensa estribos
L4	1,26	1,76	7	16,5	0,48	1,44	1,4	0,0041	0,15	0,51	1,00	50	2,85	4,07	2,04	Dispensa estribos
	4,34	6,07	7	16,5	0,98	1,44	1,4	0,0085	0,53	0,51	1,12	50	2,85	4,07	2,04	Dispensa estribos
	4,09	5,72	7	16,5	0,49	1,44	1,4	0,0043	0,50	0,51	1,00	50	2,85	4,07	2,04	Dispensa estribos
	1,97	2,76	7	16,5	0,49	1,44	1,4	0,0043	0,24	0,51	1,00	50	2,85	4,07	2,04	Dispensa estribos
L5	1,64	2,30	7	16,5	0,45	1,44	1,4	0,0039	0,20	0,51	0,99	50	2,85	4,07	2,04	Dispensa estribos
	2,23	3,13	7	16,5	0,62	1,44	1,4	0,0054	0,27	0,51	1,03	50	2,85	4,07	2,04	Dispensa estribos
	4,27	5,98	7	16,5	0,49	1,44	1,4	0,0043	0,52	0,51	1,00	50	2,85	4,07	2,04	Dispensa estribos
	2,02	2,83	7	16,5	0,49	1,44	1,4	0,0043	0,25	0,51	1,00	50	2,85	4,07	2,04	Dispensa estribos
L6	0,00	0,00	7	16,5	0,21	1,44	1,4	0,0018	0,00	0,51	0,93	50	2,85	4,07	2,04	Dispensa estribos
	1,16	1,63	7	16,5	0,21	1,44	1,4	0,0018	0,14	0,51	0,93	50	2,85	4,07	2,04	Dispensa estribos
	2,77	3,88	7	16,5	0,49	1,44	1,4	0,0043	0,34	0,51	1,00	50	2,85	4,07	2,04	Dispensa estribos
	1,51	2,12	7	16,5	0,49	1,44	1,4	0,0043	0,18	0,51	1,00	50	2,85	4,07	2,04	Dispensa estribos

FONTE: o autor, 2019.

Tabela 38 - Teste para estribo para C-60.

Peça Estrutural	Solicitações		Parametros geométricos			Coeficientes			Tensões			Resistência dos materiais				Verificação
	Vk (kN)	Vd (kN)	bw (cm)	d (cm)	As (cm²)	k	γc	ρ	τwd (MPa)	τrd (MPa)	τwul (Mpa)	fck (MPa)	fckt,inf (MPa)	fct,m (MPa)	fctd (MPa)	
L1	2,51	3,52	7	16,5	1,05	1,44	1,4	0,0091	0,30	0,54	1,20	60	3,01	4,30	2,15	Dispensa estribos
	4,96	6,94	7	16,5	1,29	1,44	1,4	0,0112	0,60	0,54	1,27	60	3,01	4,30	2,15	Dispensa estribos
	8,72	12,20	7	16,5	0,49	1,44	1,4	0,0043	1,06	0,54	1,06	60	3,01	4,30	2,15	Dispensa estribos
	4,03	5,65	7	16,5	0,62	1,44	1,4	0,0054	0,49	0,54	1,09	60	3,01	4,30	2,15	Dispensa estribos
L2	1,58	2,22	7	16,5	0,98	1,44	1,4	0,0085	0,19	0,54	1,19	60	3,01	4,30	2,15	Dispensa estribos
	3,08	4,32	7	16,5	1,18	1,44	1,4	0,0102	0,37	0,54	1,24	60	3,01	4,30	2,15	Dispensa estribos
	5,42	7,59	7	16,5	0,49	1,44	1,4	0,0043	0,66	0,54	1,06	60	3,01	4,30	2,15	Dispensa estribos

Peça Estrutural	Solicitações		Parametros geométricos			Coeficientes			Tensões			Resistência dos materiais				Verificação
	Vk (kN)	Vd (kN)	bw (cm)	d (cm)	As (cm²)	k	γc	ρ	τwd (MPa)	τrd (MPa)	τwul (Mpa)	fck (MPa)	fckt,inf (MPa)	fct,m (MPa)	fctd (MPa)	
L3	2,51	3,51	7	16,5	0,49	1,44	1,4	0,0043	0,30	0,54	1,06	60	3,01	4,30	2,15	Dispensa estribos
	1,53	2,15	7	16,5	0,48	1,44	1,4	0,0041	0,19	0,54	1,05	60	3,01	4,30	2,15	Dispensa estribos
	2,69	3,77	7	16,5	0,98	1,44	1,4	0,0085	0,33	0,54	1,19	60	3,01	4,30	2,15	Dispensa estribos
	4,50	6,30	7	16,5	0,49	1,44	1,4	0,0043	0,55	0,54	1,06	60	3,01	4,30	2,15	Dispensa estribos
L4	2,06	2,89	7	16,5	0,49	1,44	1,4	0,0043	0,25	0,54	1,06	60	3,01	4,30	2,15	Dispensa estribos
	1,26	1,76	7	16,5	0,48	1,44	1,4	0,0041	0,15	0,54	1,05	60	3,01	4,30	2,15	Dispensa estribos
	4,34	6,07	7	16,5	0,98	1,44	1,4	0,0085	0,53	0,54	1,19	60	3,01	4,30	2,15	Dispensa estribos
	4,09	5,72	7	16,5	0,49	1,44	1,4	0,0043	0,50	0,54	1,06	60	3,01	4,30	2,15	Dispensa estribos
L5	1,97	2,76	7	16,5	0,49	1,44	1,4	0,0043	0,24	0,54	1,06	60	3,01	4,30	2,15	Dispensa estribos
	1,64	2,30	7	16,5	0,45	1,44	1,4	0,0039	0,20	0,54	1,04	60	3,01	4,30	2,15	Dispensa estribos
	2,23	3,13	7	16,5	0,62	1,44	1,4	0,0054	0,27	0,54	1,09	60	3,01	4,30	2,15	Dispensa estribos
	4,27	5,98	7	16,5	0,49	1,44	1,4	0,0043	0,52	0,54	1,06	60	3,01	4,30	2,15	Dispensa estribos
L6	2,02	2,83	7	16,5	0,49	1,44	1,4	0,0043	0,25	0,54	1,06	60	3,01	4,30	2,15	Dispensa estribos
	0,00	0,00	7	16,5	0,21	1,44	1,4	0,0018	0,00	0,54	0,98	60	3,01	4,30	2,15	Dispensa estribos
	1,16	1,63	7	16,5	0,21	1,44	1,4	0,0018	0,14	0,54	0,98	60	3,01	4,30	2,15	Dispensa estribos
	2,77	3,88	7	16,5	0,49	1,44	1,4	0,0043	0,34	0,54	1,06	60	3,01	4,30	2,15	Dispensa estribos
	1,51	2,12	7	16,5	0,49	1,44	1,4	0,0043	0,18	0,54	1,06	60	3,01	4,30	2,15	Dispensa estribos

FONTE: o autor, 2019.

Tabela 39 - Resumo de aço para concreto C-30.

Peça estrutural	Mk (kN)	Tipo de momento	fck (MPa)	Tipo de seção	Tipo de armação	As a utilizar (cm²)
L1	4,78	Negativo	30	Seção Retangular	Armadura Simples	1,05
	5,73	Negativo	30	Seção Retangular	Armadura Simples	1,29
	2,20	Positivo	30	Seção T	Armadura Simples	0,49
	3,17	Positivo	30	Seção T	Armadura Simples	0,62
	2,56	Positivo	30	Seção T	Armadura Simples	0,50
L2	4,78	Negativo	30	Seção Retangular	Armadura Simples	1,05

Peça estrutural	Mk (kN)	Tipo de momento	fck (MPa)	Tipo de seção	Tipo de armação	As a utilizar (cm²)
	5,73	Negativo	30	Seção Retangular	Armadura Simples	1,29
	1,37	Positivo	30	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,97	Positivo	30	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,59	Positivo	30	Seção T	Armadura Simples	0,49
L3	2,40	Negativo	30	Seção Retangular	Armadura Simples	0,49
	4,78	Negativo	30	Seção Retangular	Armadura Simples	1,05
	0,91	Positivo	30	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,46	Positivo	30	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,12	Positivo	30	Seção T	Armadura Simples	0,49
	2,40	Negativo	30	Seção Retangular	Armadura Simples	0,49
L4	4,78	Negativo	30	Seção Retangular	Armadura Simples	1,05
	0,81	Positivo	30	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,21	Positivo	30	Seção T	Armadura Simples	0,49
	0,00	Positivo	30	Seção T	Armadura Simples	0,49
	2,24	Negativo	30	Seção Retangular	Armadura Simples	0,46
L5	3,09	Negativo	30	Seção Retangular	Armadura Simples	0,65
	0,90	Positivo	30	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,06	Positivo	30	Seção T	Armadura Simples	0,49
	0,94	Positivo	30	Seção T	Armadura Simples	0,49
	0,95	Negativo	30	Seção Retangular	Armadura Simples	0,21
L6	0,95	Negativo	30	Seção Retangular	Armadura Simples	0,21
	0,30	Positivo	30	Seção T	Armadura Simples	0,49
	0,72	Positivo	30	Seção T	Armadura Simples	0,49
	0,41	Positivo	30	Seção T	Armadura Simples	0,49

FONTE: o autor, 2019.

Tabela 40 - Resumo de aço para concreto C-40.

Peça estrutural	Mk (kN)	Tipo de momento	fck (MPa)	Tipo de seção	Tipo de armação	As a utilizar (cm²)
L1	4,78	Negativo	40	Seção Retangular	Armadura Simples	1,01
	5,73	Negativo	40	Seção Retangular	Armadura Simples	1,24
	2,20	Positivo	40	Seção T	Armadura Simples	0,49
	3,17	Positivo	40	Seção T	Armadura Simples	0,62
	2,56	Positivo	40	Seção T	Armadura Simples	0,50
L2	4,78	Negativo	40	Seção Retangular	Armadura Simples	1,01
	5,73	Negativo	40	Seção Retangular	Armadura Simples	1,24
	1,37	Positivo	40	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,97	Positivo	40	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,59	Positivo	40	Seção T	Armadura Simples	0,49
L3	2,40	Negativo	40	Seção Retangular	Armadura Simples	0,49
	4,78	Negativo	40	Seção Retangular	Armadura Simples	1,01
	0,91	Positivo	40	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,46	Positivo	40	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,12	Positivo	40	Seção T	Armadura Simples	0,49
L4	2,40	Negativo	40	Seção Retangular	Armadura Simples	0,49
	4,78	Negativo	40	Seção Retangular	Armadura Simples	1,01
	0,81	Positivo	40	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,21	Positivo	40	Seção T	Armadura Simples	0,49
	0,00	Positivo	40	Seção T	Armadura Simples	0,49
L5	2,24	Negativo	40	Seção Retangular	Armadura Simples	0,45
	3,09	Negativo	40	Seção Retangular	Armadura Simples	0,63
	0,90	Positivo	40	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,06	Positivo	40	Seção T	Armadura Simples	0,49
	0,94	Positivo	40	Seção T	Armadura Simples	0,49
L6	0,95	Negativo	40	Seção Retangular	Armadura Simples	0,21
	0,95	Negativo	40	Seção Retangular	Armadura Simples	0,21
	0,30	Positivo	40	Seção T	Armadura Simples	0,49

Peça estrutural	Mk (kN)	Tipo de momento	f _{ck} (MPa)	Tipo de seção	Tipo de armação	As a utilizar (cm²)
	0,72	Positivo	40	Seção T	Armadura Simples	0,49
	0,41	Positivo	40	Seção T	Armadura Simples	0,49

FONTE: o autor, 2019.

Tabela 41 - Resumo de aço para concreto C-50.

Peça estrutural	Mk (kN)	Tipo de momento	f _{ck} (MPa)	Tipo de seção	Tipo de armação	As a utilizar (cm²)
L1	4,78	Negativo	50	Seção Retangular	Armadura Simples	0,99
	5,73	Negativo	50	Seção Retangular	Armadura Simples	1,21
	2,20	Positivo	50	Seção T	Armadura Simples	0,49
	3,17	Positivo	50	Seção T	Armadura Simples	0,62
	2,56	Positivo	50	Seção T	Armadura Simples	0,50
L2	4,78	Negativo	50	Seção Retangular	Armadura Simples	0,99
	5,73	Negativo	50	Seção Retangular	Armadura Simples	1,21
	1,37	Positivo	50	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,97	Positivo	50	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,59	Positivo	50	Seção T	Armadura Simples	0,49
L3	2,40	Negativo	50	Seção Retangular	Armadura Simples	0,48
	4,78	Negativo	50	Seção Retangular	Armadura Simples	0,99
	0,91	Positivo	50	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,46	Positivo	50	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,12	Positivo	50	Seção T	Armadura Simples	0,49
L4	2,40	Negativo	50	Seção Retangular	Armadura Simples	0,48
	4,78	Negativo	50	Seção Retangular	Armadura Simples	0,99
	0,81	Positivo	50	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,21	Positivo	50	Seção T	Armadura Simples	0,49
	0,00	Positivo	50	Seção T	Armadura Simples	0,49
L5	2,24	Negativo	50	Seção Retangular	Armadura Simples	0,45
	3,09	Negativo	50	Seção Retangular	Armadura Simples	0,63
	0,90	Positivo	50	Seção T	Armadura Simples	0,49

Peça estrutural	Mk (kN)	Tipo de momento	f_{ck} (MPa)	Tipo de seção	Tipo de armação	As a utilizar (cm²)
L6	1,06	Positivo	50	Seção T	Armadura Simples	0,49
	0,94	Positivo	50	Seção T	Armadura Simples	0,49
	0,95	Negativo	50	Seção Retangular	Armadura Simples	0,21
	0,95	Negativo	50	Seção Retangular	Armadura Simples	0,21
	0,30	Positivo	50	Seção T	Armadura Simples	0,49
	0,72	Positivo	50	Seção T	Armadura Simples	0,49
	0,41	Positivo	50	Seção T	Armadura Simples	0,49

FONTE: o autor, 2019.

Tabela 42 - Resumo de aço para concreto C-60.

Peça estrutural	Mk (kN)	Tipo de momento	f_{ck} (MPa)	Tipo de seção	Tipo de armação	As a utilizar (cm²)
L1	4,78	Negativo	60	Seção Retangular	Armadura Simples	0,99
	5,73	Negativo	60	Seção Retangular	Armadura Simples	1,20
	2,20	Positivo	60	Seção T	Armadura Simples	0,49
	3,17	Positivo	60	Seção T	Armadura Simples	0,62
	2,56	Positivo	60	Seção T	Armadura Simples	0,50
L2	4,78	Negativo	60	Seção Retangular	Armadura Simples	0,99
	5,73	Negativo	60	Seção Retangular	Armadura Simples	1,20
	1,37	Positivo	60	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,97	Positivo	60	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,59	Positivo	60	Seção T	Armadura Simples	0,49
L3	2,40	Negativo	60	Seção Retangular	Armadura Simples	0,48
	4,78	Negativo	60	Seção Retangular	Armadura Simples	0,99
	0,91	Positivo	60	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,46	Positivo	60	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,12	Positivo	60	Seção T	Armadura Simples	0,49
L4	2,40	Negativo	60	Seção Retangular	Armadura Simples	0,48
	4,78	Negativo	60	Seção Retangular	Armadura Simples	0,99

Peça estrutural	Mk (kN)	Tipo de momento	fck (MPa)	Tipo de seção	Tipo de armação	As a utilizar (cm²)
L5	0,81	Positivo	60	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,21	Positivo	60	Seção T	Armadura Simples	0,49
	0,00	Positivo	60	Seção T	Armadura Simples	0,49
	2,24	Negativo	60	Seção Retangular	Armadura Simples	0,45
	3,09	Negativo	60	Seção Retangular	Armadura Simples	0,62
	0,90	Positivo	60	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,06	Positivo	60	Seção T	Armadura Simples	0,49
	0,94	Positivo	60	Seção T	Armadura Simples	0,49
L6	0,95	Negativo	60	Seção Retangular	Armadura Simples	0,21
	0,95	Negativo	60	Seção Retangular	Armadura Simples	0,21
	0,30	Positivo	60	Seção T	Armadura Simples	0,49
	0,72	Positivo	60	Seção T	Armadura Simples	0,49
	0,41	Positivo	60	Seção T	Armadura Simples	0,49

FONTE: o autor, 2019.

Tabela 43 - Resumo de aço para concreto C-80.

Peça estrutural	Mk (kN)	Tipo de momento	fck (MPa)	Tipo de seção	Tipo de armação	As a utilizar (cm²)
L1	4,78	Negativo	80	Seção Retangular	Armadura Simples	0,98
	5,73	Negativo	80	Seção Retangular	Armadura Simples	1,18
	2,20	Positivo	80	Seção T	Armadura Simples	0,49
	3,17	Positivo	80	Seção T	Armadura Simples	0,62
	2,56	Positivo	80	Seção T	Armadura Simples	0,50
L2	4,78	Negativo	80	Seção Retangular	Armadura Simples	0,98
	5,73	Negativo	80	Seção Retangular	Armadura Simples	1,18
	1,37	Positivo	80	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,97	Positivo	80	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,59	Positivo	80	Seção T	Armadura Simples	0,49

Peça estrutural	Mk (kN)	Tipo de momento	fck (MPa)	Tipo de seção	Tipo de armação	As a utilizar (cm²)
L3	2,40	Negativo	80	Seção Retangular	Armadura Simples	0,48
	4,78	Negativo	80	Seção Retangular	Armadura Simples	0,98
	0,91	Positivo	80	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,46	Positivo	80	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,12	Positivo	80	Seção T	Armadura Simples	0,49
L4	2,40	Negativo	80	Seção Retangular	Armadura Simples	0,48
	4,78	Negativo	80	Seção Retangular	Armadura Simples	0,98
	0,81	Positivo	80	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,21	Positivo	80	Seção T	Armadura Simples	0,49
	0,00	Positivo	80	Seção T	Armadura Simples	0,49
L5	2,24	Negativo	80	Seção Retangular	Armadura Simples	0,45
	3,09	Negativo	80	Seção Retangular	Armadura Simples	0,62
	0,90	Positivo	80	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,06	Positivo	80	Seção T	Armadura Simples	0,49
	0,94	Positivo	80	Seção T	Armadura Simples	0,49
L6	0,95	Negativo	80	Seção Retangular	Armadura Simples	0,21
	0,95	Negativo	80	Seção Retangular	Armadura Simples	0,21
	0,30	Positivo	80	Seção T	Armadura Simples	0,49
	0,72	Positivo	80	Seção T	Armadura Simples	0,49
	0,41	Positivo	80	Seção T	Armadura Simples	0,49

FONTE: o autor, 2019.

Tabela 44 - Resumo de aço para concreto C-90.

Peça estrutural	Mk (kN)	Tipo de momento	fck (MPa)	Tipo de seção	Tipo de armação	As a utilizar (cm²)
L1	4,78	Negativo	90	Seção Retangular	Armadura Simples	0,97
	5,73	Negativo	90	Seção Retangular	Armadura Simples	1,18
	2,20	Positivo	90	Seção T	Armadura Simples	0,49

Peça estrutural	Mk (kN)	Tipo de momento	fck (MPa)	Tipo de seção	Tipo de armação	As a utilizar (cm²)
L2	3,17	Positivo	90	Seção T	Armadura Simples	0,62
	2,56	Positivo	90	Seção T	Armadura Simples	0,50
	4,78	Negativo	90	Seção Retangular	Armadura Simples	0,97
	5,73	Negativo	90	Seção Retangular	Armadura Simples	1,18
	1,37	Positivo	90	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,97	Positivo	90	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,59	Positivo	90	Seção T	Armadura Simples	0,49
L3	2,40	Negativo	90	Seção Retangular	Armadura Simples	0,48
	4,78	Negativo	90	Seção Retangular	Armadura Simples	0,97
	0,91	Positivo	90	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,46	Positivo	90	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,12	Positivo	90	Seção T	Armadura Simples	0,49
L4	2,40	Negativo	90	Seção Retangular	Armadura Simples	0,48
	4,78	Negativo	90	Seção Retangular	Armadura Simples	0,97
	0,81	Positivo	90	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,21	Positivo	90	Seção T	Armadura Simples	0,49
	0,00	Positivo	90	Seção T	Armadura Simples	0,49
L5	2,24	Negativo	90	Seção Retangular	Armadura Simples	0,45
	3,09	Negativo	90	Seção Retangular	Armadura Simples	0,62
	0,90	Positivo	90	Seção T	Armadura Simples	0,49
	1,06	Positivo	90	Seção T	Armadura Simples	0,49
	0,94	Positivo	90	Seção T	Armadura Simples	0,49
L6	0,95	Negativo	90	Seção Retangular	Armadura Simples	0,21
	0,95	Negativo	90	Seção Retangular	Armadura Simples	0,21
	0,30	Positivo	90	Seção T	Armadura Simples	0,49
	0,72	Positivo	90	Seção T	Armadura Simples	0,49
	0,41	Positivo	90	Seção T	Armadura Simples	0,49

FONTE: o autor, 2019.

