CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Paola Barbieri

ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DE LAJES TRELIÇADAS

Santa Cruz do Sul 2016 Paola Barbieri

ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DE LAJES TRELIÇADAS

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil, da Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC, na área de Estruturas, como requisito parcial para a obtenção do título de Engenheira Civil.

Orientador: Prof. M.Sc. Christian Donin

Santa Cruz do Sul 2016 Paola Barbieri

ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DE LAJES TRELIÇADAS

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil, da Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC, na área de Estruturas, como requisito parcial para a obtenção do título de Engenheira Civil.

Prof. M.Sc. Christian Donin Professor Orientador – UNISC

Prof. Dr. Eduardo Rizzatti Professor Examinador – UFSM

Prof. M.Sc. Henrique Luiz Rupp Professor Examinador - UNISC

> Santa Cruz do Sul 2016

Aos meus pais Luizinho e Neusa, meus irmãos Luiz e Maicon e meu avô Eusébio (*in memoriam*), que são uma grande referência em minha vida.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Luizinho e Neusa, pelo amor e dedicação destinados a mim, sem medir esforços em algum momento e por estarem sempre ao meu lado me apoiando e suprindo as ausências e ansiedades.

Aos meus irmãos Luiz Antonio e Maicon, a minha cunhada Marcieli, pelo carinho, compreensão, exemplos e conselhos. Agradeço em especial o meu irmão Luiz, pois levo como grande modelo em minha vida.

Agradeço a minha sobrinha e afilhada Emilly, pelo carinho, mesmo não sabendo da tamanha importância que tem a mim.

Ao meu orientador Christian Donin, pelos ensinamentos transmitidos, pelo incentivo e e dedicação na orientação deste trabalho.

Agradeço aos colegas Henrique Braga Bastos e a Jéssica Oliveira da Silva, pelos ensinamentos trocados, pela ajuda na execução dos protótipos e pelos momentos vividos ao longo deste trabalho.

Aos laboratoristas Rafael Fernando Henn, Henrique Eichner e a laboratorista Lidiane Kist, por toda ajuda, apoio e incentivo, que muito contribuíram na realização deste trabalho.

Por fim, um agradecimento a fábrica Lajetelha de Vera Cruz, pela doação das vigotas treliçadas utilizadas na execução dos protótipos.

"A persistência é o caminho do êxito."

(Charles Chaplin)

RESUMO

O presente trabalho apresenta uma visão geral da análise estrutural de lajes nervuradas unidirecionais formadas por vigotas pré-fabricadas treliçadas, inicialmente traz conceitos básicos sobre o tema e uma revisão bibliográfica tratando os métodos de projetos e definições das normas NBR 6118:2014 e NBR 14859:2016. Posteriormente moldou-se quatro protótipos de lajes, com o objetivo de analisar o método de cálculo para dimensionamento de lajes nervuradas com vigotas treliçadas de concreto armado, comparar os carregamentos suportados experimentalmente com os obtidos nos modelos teóricos. Realizou-se ensaios de flexão nas nervuras formadas por vigotas, por meio de dois pontos de aplicação de carga, sendo possível apresentar conclusões sobre a precisão e confiabilidade dos modelos de cálculo comparados ao comportamento real deste componente estrutural.

Palavras-chave: Lajes nervuradas, laje pré-fabricada treliçada, análise estrutural.

ABSTRACT

This work presents an overview of the structural analysis of one-way ribbed slabs formed by precast lattice joists, initially brings basic concepts of the subject and a literature review dealing with the methods of design and definitions of standards NBR 6118:2014 and NBR 14859:2016. Subsequently it was molded four slabs prototype, in order to analyze the calculation method for sizing ribbed slabs with lattice joists of reinforced concrete, comparing experimentally supported loadings with theoretical models results. Bending Test was made by two load application points, so it was possible to present conclusions about the accuracy and trustworthiness of calculation models compared to actual behavior of this structural component.

Keywords: Ribbed slabs, precast concrete slab, structural analysis

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Laje maciça	15
Figura 2 – Laje pré-fabricada de vigota treliçada	17
Figura 3 – Laje cogumelo e laje maciça	22
Figura 4 – Figura demonstrativa de uma laje para cálculo do vão efetivo	25
Figura 5 – Momento fletor mais comprimento de ancoragem	36
Figura 6 – Aplicação de óleo desmoldante nas formas metálicas de vigotas treliçadas	
pré-moldadas	51
Figura 7 – Espalhamento do concreto nas formas metálicas	52
Figura 8 – Vigotas após o espalhamento do concreto e colocação das treliças metálica	52
Figura 9 – Colocação das tavelas e montagem da forma	53
Figura 10 – Nivelamento e reguamento do concreto	54
Figura 11 – Nervuras após lançamento e reguamento da capa de concreto	54
Figura 12 – Esquema de ensaio para a análise do protótipo de vigota treliçada	
pré-moldada em concreto armado	55
Figura 13 – Posicionamento do perfil e apoios metálicos	56
Figura 14 – Equipamento de ensaio Emic GR048	56
Figura 15 – Posicionamento do protótipo sobre perfil e apoios metálicos	57
Figura 16 – Vigota após o colapso	57
Figura 17 – Seção das nervuras ensaiadas (cotas em cm)	58
Gráfico 1 – Diagrama de momentos versus deslocamentos do ensaio das nervuras	61
Gráfico 2 – Momento versus deslocamento	63
Gráfico 3 – Carga de ruptura das nervuras – F (kN)	64
Gráfico 4 – Momento de ruptura (kN.m)	65
Gráfico 5 – Valores experimentais sobre os valores teóricos	66
Gráfico 6 – Valores experimentais sobre os valores de cálculo desconsiderando a	
Nervura 01	68
Gráfico 7 – Deslocamentos experimentais versus deslocamentos de cálculo conforme	
NBR 6118:2014	69

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classe de agressividade ambiental (CAA)	19
Tabela 2 – Correspondência entre a classe de agressividade e qualidade do concreto	20
Tabela 3 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento	
nominal para $\Delta c= 10 \text{ mm}$	21
Tabela 4 – Valores mínimos para armaduras passivas aderentes	26
Tabela 5 – Taxas mínimas de armadura	27
Tabela 6 – Valores dos coeficientes γc e γs	42
Tabela 7 – Valores dos coeficientes γn para lajes em balanço	42
Tabela 8 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da	
armadura, em função das classes de agressividade ambiental	44
Tabela 9 – Valores de rompimento dos CP's	50
Tabela 10 – Carregamentos e momentos de ruína nas nervuras em CA	62
Tabela 11 – Valores utilizados para diferentes modelos de cálculo	62
Tabela 12 – Momentos máximos obtidos pelos métodos de cálculo	62
Tabela 13 – Variação entre os momentos	65
Tabela 14 – Variação entre os momentos desconsiderando a Nervura 01	67

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	Objetivo geral	13
1.2	Objetivos específicos	14
1.3	Justificativa	14
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
2.1	Tipos de lajes	15
2.1.1	Lajes maciças	15
2.1.2	Lajes nervuradas	16
2.1.2.1	Tipos de lajes nervuradas	16
2.1.2.2	Prescrições da NBR 6118:2014	18
2.1.2.2.1	Espessuras	18
2.1.2.2.2	Condições para projeto	18
2.1.2.2.3	Agressividade do ambiente	19
2.1.2.2.4	Qualidade do concreto de cobrimento	19
2.1.2.2.5	Cobrimento	20
2.1.2.2.6	Ações a considerar	21
2.1.2.2.6.1	Ações permanentes	22
2.1.2.2.6.2	Ações variáveis	22
2.1.3	Lajes lisas e lajes cogumelo	22
2.1.4	Lajes protendidas	23
2.2	Classificação das lajes quanto a sua direção	24
2.2.1	Lajes de concreto armado apoiadas em duas direções	
	(ou armadas em cruz)	24
2.2.2	Lajes de concreto armado apoiadas numa direção	24
2.3	Métodos de cálculo	24
2.3.1	Dimensionamento e verificação de lajes – Estado-limite último	24
2.3.1.1	Vão efetivo	25
2.3.1.2	Armaduras mínimas	25
2.3.1.3	Características geométricas	27
2.3.1.4	Momento de fissuração	29
2.3.1.5	Resistência à tração	29

2.3.1.6	Módulo de elasticidade	.30
2.3.1.7	Flechas	.31
2.3.1.8	Momento fletor	.32
2.3.1.8.1	Momentos resistentes pela seção de uma nervura	.33
2.3.1.8.1.1	Momento positivo resistente pela seção da nervura	.33
2.3.1.8.1.2	Momento negativo resistente pela seção da nervura	.34
2.3.2	Força cortante em lajes	.34
2.3.2.1	Lajes sem armadura para força cortante	.34
2.3.2.1.1	Comprimento de ancoragem necessário	.35
2.3.2.1.2	Comprimento da armadura positiva	.36
2.3.2.1.3	Comprimento da armadura negativa	.36
2.3.2.2	Lajes com armadura para força cortante	.37
2.3.2.2.1	Cálculo da resistência	.37
2.3.2.2.2	Modelo de cálculo I	.37
2.3.2.2.3	Modelo de cálculo II	.39
2.3.3	Valores de cálculo	.40
2.3.3.1	Resistência de cálculo do concreto	.41
2.3.3.2	Coeficientes de ponderação das resistências	.41
2.3.3.2.1	Coeficientes de ponderação das resistências no estado-limite último	
	(ELU)	.41
2.3.3.3	Coeficientes de ponderação adicional para lajes em balanço	.42
2.3.4	Considerações de detalhamento pela NBR 6118:2014	.42
2.3.4.1	Prescrições gerais	.42
2.3.4.2	Furos e aberturas	.43
2.3.4.3	Aberturas em lajes	.43
2.3.5	Deslocamentos limites	.43
2.3.6	Controle da fissuração e proteção das armaduras	.44
2.4	Pesquisas	.45
3	MÉTODOS E TÉCNICAS DE PESQUISA	.49
3.1	Materiais	.49
3.1.1	Concreto e aço da vigota	.49
3.1.2	Concreto da capa	.49
3.1.3	Caracterização dos materiais	.50

3.1.3.1	Ensaios de compressão em CP's de concreto	50
3.1.3.2	Ensaios de tração em barras de aço CA-60	50
3.2	Confecção do modelo	51
3.2.1	Produção de vigotas na fábrica	51
3.2.2	Execução dos protótipos	53
3.3	Ensaios de flexão em nervuras constituídas por vigotas treliçadas	
	pré-moldadas	55
3.3.1	Mecanismo e equipamentos de ensaio	55
3.3.2	Procedimentos para realização dos ensaios nos protótipos	57
3.4	Cálculo de momentos fletores de fissuração e atuantes na laje	
	segundo a NBR 6118:2014	58
3.4.1	Momento de fissuração	58
3.4.2	Momento atuante	59
3.4.3	Momento estimado de ruptura	59
3.5	Cálculos dos deslocamentos segundo a NBR 6118:2014	60
3.5.1	Considerando as nervuras no Estádio I	60
3.5.2	Considerando as nervuras do Estádio II	60
4	RESULTADOS	61
4.1	Resultados experimentais	61
4.2	Momentos calculados conforme a NBR 6118:2014 e momentos	
	estimados de ruína	62
4.3	Deslocamentos calculados segundo a NBR 6118:2014	63
5	ANÁLISE DOS RESULTADOS	64
5.1	Cargas verticais	64
5.2	Momentos	65
5.3	Deslocamentos	68
6	CONCLUSÃO	71
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	72

1 INTRODUÇÃO

Na década de 80, como uma alternativa às lajes maciças e às nervuradas existentes, começou a ser utilizado o sistema de lajes pré-fabricadas, no entanto, havia carência de ferramentas de cálculo que facilitem o dimensionamento e a análise desse tipo de laje.

Segundo a Associação Brasileira da Indústria de Lajes (1998), em 1990 a participação de lajes pré-fabricadas no mercado era de 5%, aumentando para 40% em 1998. Sendo assim, a crescente utilização de lajes pré-fabricadas e seus inúmeros estudos que se desenvolveram até o final da década de 90 deu origem a criação da NBR 14859:2016 – Norma Brasileira de Lajes Pré-fabricadas.

Atualmente, as empresas investem em novas técnicas com a finalidade de reduzir os custos e desperdícios que envolvam à construção civil. Tornando fundamental um estudo detalhado da estrutura a ser utilizada, pois pode acarretar em redução dos materiais e consequentemente financeiras, além de uma maior rapidez.

As lajes são usadas para fornecer grande conforto e estilo de vida na questão de vantagens térmicas. Lajes podem ser no chão, suspensa, ou uma mistura de ambos.

De acordo com Araújo (2014), as lajes são os elementos estruturais que têm função básica de receber as cargas de utilização das edificações, aplicadas nos pisos, e transmiti-las às vigas. As vigas transmitem as cargas aos pilares e, a partir destes, o carregamento é transferido para as fundações. Apesar de haver outras possibilidades de concepção, este é o modelo básico das edificações.

A NBR 6118:2014 classifica as lajes em: lajes maciças, lajes nervuradas, lajes prémoldadas, lajes lisas e lajes cogumelo.

Sendo assim, neste trabalho são analisadas as lajes pré-fabricadas de vigotas treliçadas unidirecionais e com elementos de enchimento EPS (isopor), com o objetivo de expor os métodos de cálculo e dimensionamento destas lajes.

1.1 Objetivo geral

O objetivo geral consiste em fornecer contribuições à análise estrutural de lajes treliçadas, com maior ênfase às contribuições voltadas aos procedimentos de projeto, proporcionando estruturas mais seguras e menos onerosas.

1.2 Objetivos específicos

Tem-se como objetivos específicos da pesquisa os seguintes itens:

• Estudar os modelos de lajes, bem como o modelo de lajes treliçadas com seus devidos métodos de cálculo;

• Projetar um protótipo de nervura com o objetivo de analisar os carregamentos e momentos suportados, realizando uma análise teórica e experimental das nervuras;

• Construir quatro exemplares de protótipos para teste experimental;

• Realizar cálculo segundo a NBR 6118:2014;

 Comparar os resultados dos momentos suportados pelas nervuras, com os previstos pelo método de cálculo recomendado pela NBR 6118:2014, também os deslocamentos previstos;

• Analisar e apresentar conclusões acerca dos modelos de cálculo recomendados pela norma.

1.3 Justificativa

As lajes são responsáveis por elevada parcela do consumo de concreto nas construções civis, tornando assim oportuno o estudo dos critérios de escolha dos tipos de lajes, tendo em vista a obtenção de soluções tecnicamente corretas e econômicas. Consequentemente, inúmeras pesquisas têm sido realizadas para a maior compreensão da análise estrutural das lajes pré-fabricadas treliçadas, ou seja, lajes com vigotas pré-moldadas treliçadas e enchimento EPS ou cerâmico.

Cada vez mais a construção civil tem a necessidade de sistemas de laje que possibilitem maiores vãos, com menor peso e consequentemente custo. Sendo, que as lajes treliçadas apresentam tais características tratando assim extremamente importante sua pesquisa e desenvolvimento.

Esta pesquisa justifica-se pelo objetivo de analisar método de cálculos para lajes préfabricadas formadas com vigotas treliçadas, tendo assim uma maior compreensão dos métodos normativos, com efeito de reduzir as futuras patologias devidas ao mal dimensionamento da estrutura, ou até mesmo a ruptura das lajes.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Tipos de lajes

2.1.1 Lajes maciças

Lajes maciças (Figura 1) são placas de espessura uniforme, toda sua espessura é composta por concreto, as mesmas contêm armaduras longitudinais de flexão e eventualmente armaduras transversais. Suas placas são apoiadas em seu contorno, onde os apoios podem ser constituídos por vigas ou por até mesmo alvenarias.

A laje consiste de estrutura de concreto armado com o apoio de fôrmas e escoras de madeira, metálica, fibras de vidro ou plásticas recuperáveis, que sustentam a estrutura durante o processo de cura do concreto. Com isso, apresenta uma estrutura pesada e um alto tempo de espera para a utilização, este tipo de laje predomina em edifícios residenciais onde seus vãos são relativamente pequenos.

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), se comparar as lajes pré-moldadas com as lajes maciças, possuem suas reações em todas as vigas de contorno, tendo um melhor aproveitamento das vigas do pavimento. Outra vantagem está na facilidade em colocar tubulações elétricas e outros tipos de instalação, antes da concretagem.

Para o caso de concretagem para lajes maciças, costuma ser realizada juntamente lajes e vigas, definindo um único elemento laje-viga. Mas, para efeito de cálculo geralmente não é considerada essa ligação monolítica, admitindo lajes apenas apoiadas nas vigas.



2.1.2 Lajes nervuradas

Lajes nervuradas são as lajes moldadas no local ou com nervuras pré-moldadas, que são geralmente formadas por vigotas e tavelas. As mesmas são empregadas para vencer grandes vãos, sendo constituídos por nervuras, onde são colocadas as armaduras longitudinais de tração.

Entre as nervuras podem ser colocados materiais inertes, tornando plana a superfície externa. Onde, esses materiais devem ter peso específico reduzido em comparação ao peso específico do concreto, podem ser eles: tijolos cerâmicos vazados, blocos de concreto leve, blocos de isopor, entre outros. Ainda por cima, podem ser utilizadas formas industrializadas entre os espaços das nervuras, sendo que, posteriormente sua retirada, as nervuras ficam à mostra.

Para Araújo (2014), as lajes nervuradas requerem uma espessura 50% superior às lajes maciças. Em suma, o peso próprio da laje nervurada e o consumo de concreto é inferior ao da laje maciça, resultando em uma solução mais econômica.

2.1.2.1 Tipos de lajes nervuradas

Com base na definição da NBR 6118:2014, podem-se subdividir as lajes nervuradas de acordo com seu método executivo, formato, ou até mesmo disposição das armaduras. Assim, as lajes nervuradas podem ser pré-fabricadas ou pré-moldadas, possuir armadura ativa ou passiva, com nervuras em uma direção ou em duas direções.

Em relação às lajes pré-fabricadas, estas também podem ser divididas de acordo com os elementos pré-fabricados que as compõe, que são eles: vigota do tipo trilho (ou vigota em "T"), vigota treliçada, painel (ou pré-laje) treliçada, painel alveolar e painel duplo "T".

Os elementos de enchimento também são pré-fabricados, os mesmos são componentes com diversos materiais inertes, podendo ser maciços ou vazados, colocados intercalados entre as vigotas, com a função de reduzir o concreto e o peso próprio da laje, além de servir como forma para o concreto complementar. Já as vigotas treliçadas são constituídas por uma armadura em forma de treliça, cujo banzo inferior é envolvido por uma placa de concreto estrutural, formando um conjunto pré-moldado de boa resistência e fácil manuseamento.

A NBR 14859-1:2016 define:

Lajes pré-fabricadas unidirecionais: são lajes nervuradas compostas por nervuras principais longitudinais ordenadas em apenas uma direção, podendo ser utilizadas algumas nervuras transversais perpendiculares às nervuras principais.

Vigotas pré-fabricadas: são constituídas por concreto estrutural, englobando total ou parcialmente a armadura inferior de tração, compondo parcialmente a seção de concreto longitudinal, considerando o tipo de treliças. Cuja tem uma seção de concreto formando uma placa, com armadura treliçada parcialmente englobada pelo concreto da vigota. Quando necessário, a vigota deverá ser completada com armadura passiva inferior de tração envolvida totalmente pelo concreto da nervura, utilizado para compor a laje treliçada (Figura 2).



Fonte: Autora (2016).

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), nas fases de montagem e concretagem, os elementos pré-moldados são os elementos resistentes do sistema, com capacidade de suportar seu peso próprio, a ação das lajotas, o concreto da capa e de uma carga acidental, que pode ser de uma pessoa se locomovendo sobre a mesma, para um vão normalmente até 1,5 m. Considerando que para executar o escoramento desse tipo de laje requer grande quantidade de pontaletas e escoras, sendo que durante a fase construtiva a treliça é um elemento estrutural que permite maior espaçamento entre escoras para resistir aos esforços durante a concretagem e cura da mesma.

As lajes pré-fabricadas têm como principal característica dispensar, total ou parcialmente, as formas na fase construtiva da obra. Essas lajes também podem trazer maior rapidez na montagem e diminuição da mão de obra.

2.1.2.2 Prescrições da NBR 6118:2014

2.1.2.2.1 Espessuras

De acordo com a NBR 6118:2014, quando não houver tubulações horizontais embutida, a espessura da mesa deve ser maior ou igual a 1/15 da distância entre as faces da nervura e não pode ser menor que 4 cm. Já quando existir tubulações embutidas de diâmetro menor ou igual a 10 mm, o valor mínimo da espessura da mesa a ser adotado é de 5 cm; no caso de tubulações maiores que 10 mm de diâmetro, a mesa deve ter espessura mínima de 4 cm mais o diâmetro da tubulação ou 4 cm mais duas vezes o diâmetro da tubulação se houver cruzamentos das mesmas.

Também define que as espessuras das nervuras não podem ser inferiores a 5 cm. Para o caso de nervuras com espessura menor que 8 cm não pode conter armadura de compressão.

2.1.2.2.2 Condições para projeto

Para determinação do projeto das lajes nervuradas, segundo NBR 6118:2014, devem-se respeitar as seguintes condições:

 a) Para lajes com espaçamento entre os eixos de nervuras 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 os eixos de nervuras entre 65 cm e 110 cm, exigese 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 os eixos de nervuras for até 90 cm e a largura média das nervuras for maior que 12cm;

c) Para lajes nervuradas com espaçamento entre os 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.

2.1.2.2.3 Agressividade do ambiente

A NBR 6118:2014 sugere que a agressividade ambiental deve ser classificada de acordo com a Tabela 1, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes.

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

Tabela 1 – Classe de agressividade ambiental (CAA)

^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 6118:2014 (p. 17).

2.1.2.2.4 Qualidade do concreto de cobrimento

A durabilidade das estruturas é dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura. Em resumo, permite-se que sejam adotados os requisitos mínimos descritos na Tabela 2, que demonstra a correspondência entre a relação água/cimento, a resistência à compressão do concreto e sua durabilidade.

Concreto ^a	Tipo ^{b,c}	Classe de agressividade (Tabela 2.1)									
		Ι	II	III	IV						
Relação água/cimento	CA	≤ 0,65	\leq 0,60	\leq 0,55	≤ 0,45						
em massa	СР	≤ 0,60	\leq 0,55	\leq 0,50	≤ 0,45						
Classe de concreto	CA	\geq C20	\geq C25	\geq C30	\geq C40						
(ABNT NBR 8953)	СР	\geq C25	\geq C30	\geq C35	\geq C40						
^a O concreto empregado	^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos										

Tabela 2 – Correspondência entre a classe de agressividade e qualidade do concreto

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 6118:2014 (p. 18).

A NBR 6118:2014 define que os requisitos das Tabelas 2 e 3 são válidos para concretos executados com cimento Portland que atenda, conforme seu tipo e classe, às especificações das NBR 5732:1991, NBR 5733:1991, NBR 5735:1991, NBR 5736:1999, NBR 5737:1992, NBR11578:1997, NBR 12989:1993, NBR 13116:1994, com consumos mínimos de cimento por metro cúbico de concreto de acordo com a NBR 12655:2015. Também define que não é permitido o uso de aditivos à base de cloreto em estruturas de concreto, devendo assim ser obedecidos os limites estabelecidos pela NBR 12655:2015.

2.1.2.2.5 Cobrimento

Para atender os requisitos estabelecidos na norma NBR 6118:2014, o cobrimento mínimo da armadura é o menor valor que deve ser respeitado ao longo de todo o elemento considerado. Os cobrimentos estão descritos na Tabela 3 com sua devida classe de agressividade ambiental, que já definida no item 2.1.2.2.3.

Para garantir o cobrimento mínimo (c_{min}) , o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (c_{nom}) , que é o cobrimento mínimo mais a tolerância de execução (Δc), considerando que este mesmo valor de tolerância deve ser maior ou igual a 10 mm. Esse mesmo valor pode ser reduzido para 5 mm quando houver um adequado controle de qualidade e rígidos limites de tolerância e variabilidade das medidas durante a execução, assim, permite-se a redução de 5 mm dos cobrimentos prescritos na Tabela 3.

Em geral, o cobrimento nominal de uma barra deve sempre ser calculado pelas Equações 1, 2 e 3.

$$C_{nom} \ge \Phi barra$$
 (1)

 $c_{nom} \ge \Phi feixe = \Phi_n \sqrt{n} \tag{2}$

 $c_{nom} \geq 0.5 \ \oplus \ bainha$

Tipo de	Flomente	Classe de agressividade ambiental							
estrutura	Liemento	Ι	II	III	IV ^c				
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45				
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50				

Tabela 3 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para Δc= 10 mm

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b 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 equações 1, 2 e 3, respeitando um cobrimento nominal ≥15mm.

^c 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 químico e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

Fonte: NBR 6118:2014 (p. 20), adaptada pela autora (2016).

A NBR 6118:2014, também considera a dimensão máxima característica do agregado graúdo utilizado no concreto, a mesma não pode ser superior a 20% da espessura nominal do cobrimento, ou seja (equação 4):

$$d_{m\acute{a}x} \le 1,2 c_{nom} \tag{4}$$

2.1.2.2.6 Ações a considerar

A NBR 6118:2014 sugere que na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeito considerável para a segurança da estrutura. Podendo ser classificadas em permanentes, variáveis e excepcionais.

(3)

2.1.2.2.6.1 Ações permanentes

Elas ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da construção, também se considera as ações que aumentam com o tempo. A mesma é constituída por ações permanentes diretas que são compostas pelo peso próprio da estrutura, pelos pesos dos elementos construtivos fixos, das instalações permanentes e dos empuxos permanentes.

Ainda por cima, é constituída por ações permanentes indiretas que são compostas pelas deformações impostas por retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas e protensão.

2.1.2.2.6.2 Ações variáveis

As ações variáveis são subdivididas em ações variáveis diretas e ações variáveis indiretas. Pelo qual, as variáveis diretas são constituídas pelas cargas acidentais previstas para o uso da construção, pela ação do vento e da água. Já as variáveis indiretas são compostas por variações uniformes e não uniformes de temperatura, ações dinâmicas e excepcionais.

2.1.3 Lajes lisas e lajes cogumelo

De acordo com Araújo (2014), lajes cogumelos são as lajes apoiadas diretamente nos pilares, sem a presença de vigas, sendo que as mesmas possuem capitéis. E as lajes lisas são as lajes apoiadas diretamente sobre os pilares sem capitéis, essas duas situações estão ilustradas na Figura 3.





Fonte: Araújo (2014, p. 3)

Capitel é um alargamento da cabeça do pilar na região de contato com a laje, atualmente os capitéis são pouco usados, principalmente devido às suas dificuldades construtivas. Desse modo, empregam-se lajes lisas, pelas quais são projetadas com uma espessura suficiente para garantir a sua resistência à flexão e à punção.

Conforme Araújo (2014), as principais vantagens em comparação com as lajes maciças são: solução mais econômica, para grandes cargas; permite a redução do pé-direito e facilita a passagem de dutos sob sua face interior; formas mais simples e econômicas; facilidade de armação e concretagem; menores prazos de execução; devido à ausência de vigas, há maior ventilação e iluminação; também há maior liberdade para disposição de paredes divisórias.

Mas, para o caso de edifícios essa solução pode ser antieconômica, pois normalmente no caso de lajes cogumelo não há uma disposição regular dor pilares. Além do que, a ausência de vigas torna a estrutura muito deformável frente às ações horizontais, cuja a mesma é um problema para edifícios altos. Nestes casos, é necessário projetar paredes estruturais ou pilaresparede nas caixas dos elevadores, para garantir que as mesmas não se desloquem horizontalmente.

2.1.4 Lajes protendidas

As lajes protendidas normalmente tem o formato de "T" invertido. Para esse mesmo tipo de laje, recomenda-se a utilização de um concreto altamente resistente, e que se mantenha, para grandes vãos com uma distância entre pilares de 5 m à 15 m.

Essa laje consiste na associação entre cordoalhas engraxadas e armaduras de laje, criando um elemento estrutural plano, com resistência capaz de substituir o uso de vigas. Os cabos devem ser posicionados na laje a ser concretada, conforme o projeto. Posteriormente o lançamento do concreto, a proteção dos cabos é feita com um macaco hidráulico após três ou quatro dias.

Pode citar-se algumas vantagens desta aplicação: maior liberdade arquitetônica, vãos maiores e maior flexibilidade, ambientes amplos e livre de pilares, otimização da área útil dos terrenos, a redução do peso da estrutura, redução da mão de obra e das deformações, também maior velocidade na execução do projeto.

2.2 Classificação das lajes quanto a sua direção

De acordo com Araújo (2014), as lajes são classificadas em lajes armadas em cruz e lajes armadas em uma direção.

2.2.1 Lajes de concreto armado apoiadas em duas direções (ou armadas em cruz)

São as lajes em que a relação entre o vão maior e vão menor é inferior a 2. Elas transmitem suas cargas aos apoios pelo caminho mais curto, considera-se a armadura principal no menor vão.

2.2.2 Lajes de concreto armado apoiadas numa direção

São aquelas em que a relação entre os vãos é superior a 2, sendo assim armadas em uma direção perpendicular aos apoios, no sentido que se encontram as armações principais; no outro sentido os aços exercem apenas papel de distribuição de cargas.

O efeito de força cortante em lajes é pequeno, assim na maioria das vezes a laje mantêm a sua capacidade de carga sem armadura de cisalhamento. Mas no caso de cargas elevadas, pode ocorrer uma ruptura de tração por força cortante, podendo ser evitada por uma armadura de cisalhamento. As lajes são preferencialmente armadas por malhas de aço, porém para o caso de cargas elevadas, grandes dimensões ou grandes seções de armadura, são também armadas com barras.

2.3 Métodos de cálculo

Denota-se neste item os métodos de cálculo utilizados para o estudo de lajes nervuradas unidirecionais, em particular as lajes pré-fabricadas treliçadas.

2.3.1 Dimensionamento e verificação de lajes - Estado-limite último

A segurança das estruturas de concreto deve ser verificada segundo o estado-limite último, exigindo a verificação do mesmo, dando assim um maior conforto ao usuário e uma maior durabilidade das estruturas.

2.3.1.1 Vão efetivo

Quando os apoios são considerados suficientemente rígidos na direção vertical, o vão efetivo deve ser calculado pela Equação 5, como demonstrado na Figura 4 a ilustração dos dados para serem calculados nesta mesma equação.

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2 \tag{5}$$

Onde:

 l_{ef} = comprimento total do vão efetivo l_0 = comprimento do vão entre as vigas a_1 = igual ao menor valor entre (t₁/2 e 0,3h) a_2 = igual ao menor valor entre (t₂/2 e 0,3h) t₁₌ largura total da viga 1 t₂₌ largura total da viga 2 h= espessura da laje



2.3.1.2 Armaduras mínimas

De acordo com a NBR 6118:2014, são definidas as armaduras mínimas passivas para melhorar o desempenho e a ductilidade à flexão, assim como controlar a fissuração.

Também deve-se dispor de armadura negativa de borda, conforme Tabela 4 nos apoios de lajes que não apresentem continuidade com planos de lajes adjacentes e que tenham ligação com os elementos de apoio.

Armadura	Elementos estruturais sem armaduras ativas	Elementos estruturais com armadura ativa aderente	Elementos estruturais com armadura ativa não aderente				
Armaduras negativas	$p_s \ge p_{min}$	$p_s \ge p_{min} - p_p \ge 0,67 \ p_{min}$	$p_s \ge p_{min} - 0.5 p_p \ \ge 0.67 \ p_{min}$				
Armaduras negativas de bordas sem continuidade		$p_s \ge 0,67 p_{min}$					
Armaduras positivas de lajes armadas em duas direções	$p_s \ge 0,67 p_{min}$	$p_s \ge 0.67 p_{min} - p_p \\ \ge 0.5 p_{min}$	$p_s \ge p_{min} - 0.5 p_p$ $\ge 0.5 p_{min}$				
Armadura positiva (principal) de lajes armadas em uma direção	$p_s \ge p_{min}$	$p_s \ge p_{min} - p_p$ $\ge 0,5 p_{min}$	$p_s \ge p_{min} - 0.5 p_p$ $\ge 0.5 p_{min}$				
Armadura positiva (secundária) de lajes armadas em uma direção	$\frac{A_s}{s}$	-					
Onde $p_s = A_s/b_w$ e $p_p = A_p/b_wh$. NOTA Os valores de p_{min} são definidos na Tabela 3.2							
	Fo	nte: NBR 6118: 2014 (p. 158).					

Tabela 4 – Valores mínimos para armaduras passivas aderentes

Os valores de armaduras mínimas passivas podem ser calculados com base no momento mínimo, conforme Equação 6. Cuja armadura deve ser preferencialmente composta por barras com alta aderência ou por telas soldadas.

$$M_{d,min} = 0.8W_0 f_{ctk,sup} \tag{6}$$

Onde:

 $M_{d,min}$ = momento mínimo de cálculo;

 W_0 = resistência da seção transversal bruta de concreto, referente à fibra mais tracionada; $f_{ctk,sup}$ = resistência característica superior do concreto à tração. Já na Tabela 5, estão descritos os valores de taxas mínimas de armadura, onde os mesmos complementam as incógnitas da Tabela 4.

Forma		Valores de p_{min} ^a (A _{s,min} /A _c) %													
de	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
seção	20	23	50	55	40	-13	50	55	00	05	70	15	00	05	70
Retan-	0.150	0.150	0.150	0.164	0.170	0.104	0.208	0.211	0.210	0.226	0.222	0.220	0.245	0.251	0.256
gular	0,150	0,150	0,150	0,104	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,220	0,235	0,239	0,245	0,231	0,230
^a Os valores de p_{min} estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50, d/h=0,8 e y_c =1,15. Caso esses fatores															
não sejam diferentes, p _{mín} deve ser recalculado.															

Tabela 5 – Taxas mínimas de armadura

Fonte: NBR 6118:2014 (p. 130).

2.3.1.3 Características geométricas

Para Flório (2004), é preciso determinar as características geométricas da seção considerando a área de aço, pois as mesmas afetam a rigidez e o centro de rotação do elemento, considerando em seu lugar uma área de concreto equivalente. Para isso, multiplica-se a área de aço existente pela relação entre os módulos de deformação longitudinal do aço pelo concreto, conforme a Equação 7:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} \tag{7}$$

Onde:

 E_s = módulo de deformação longitudinal do aço;

 E_c = módulo de deformação longitudinal do concreto.

Segundo Flório (2004), para uma seção "T" podem ser utilizadas as Equações 8 e 9 na determinação característica geométrica no estádio I, ou seja, na seção não fissurada, com momento menor que o momento de fissuração; sem considerar a presença de armadura. Já as Equações 10 e 11, servem para a determinação das características geométricas no estádio I considerando a área de aço longitudinal.

$$y_g = \frac{(b_f * h_f) * \left((h - h_f) + \frac{h_f}{2} \right) + \left(b_w * (h - h_f) \right) * \left(\frac{h - h_f}{2} \right)}{(b_f * h_f) + \left(b_w * (h - h_f) \right)}$$
(8)

$$I_g = \frac{b_w * (h - h_f)^3}{12} + (b_f * h_f) * \left[\left((h - h_f) + \frac{h_f}{2} \right) - y_g \right]^2 + \left[b_w * (h - h_f) * (y_g - \frac{h - h_f}{2})^2 \right] (9)$$

Onde:

 y_g = centro de gravidade da seção sem considerar a área de aço; I_g = momento de inércia à flexão sem considerar a área de aço.

$$y_h = h - \left[\frac{(b_f - b_w)^* \frac{h_f^2}{2} + b_w^* \frac{h^2}{2} + A_s^* (\alpha_e - 1)^* d}{(b_f - b_w)^* h_f + b_w^* h + A_s^* (\alpha_e - 1)} \right]$$
(10)

$$I_{h} = \frac{(b_{f} - b_{w})*h^{3}}{12} + \frac{b_{w}*h^{3}}{12} + (b_{f} - b_{w})*h_{f}\left((h - y_{h}) + \frac{h_{f}}{2}\right)^{2} + \left[b_{w}*h*\left((h - y_{h}) - \frac{h}{2}\right)^{2}\right] + A_{s}*(\alpha_{e} - 1)*((h - y_{h}) - d)^{2}$$
(11)

Onde:

 y_h = centro de gravidade da seção considerando a área de aço; I_h = momento de inércia à flexão considerando a área de aço.

Logo o Teorema de Steiner, nos diz que para calcular o momento de inércia em uma seção "T", utiliza-se a Equação 12:

$$I_x = (I_1 + A_1 \cdot d_1^2) + (I_2 + A_2 \cdot d_2^2)$$
(12)

Já para o estádio II, seção fissurada com momento maior que o momento da fissuração, até o início do escoamento do aço, é desprezado a região comprometida. Para a determinação do momento de inércia do estádio II, calcula-se a posição da linha neutra igualando o momento estático da seção já homogeneizada igual a zero. Nas seções "T", a posição da linha neutra é determinada pela Equação 13, calculando-se os coeficientes desta mesma equação, pelas Equações 14, 15 e 16:

$$x = \frac{-a_2 \pm \sqrt{a_2^2 - 4 \cdot a_1 \cdot a_3}}{2 \cdot a_1} \tag{13}$$

$$a_1 = \frac{b_W}{2} \tag{14}$$

$$a_{2} = h_{f}^{2} * (b_{f} - b_{w}) + \alpha_{e} * A_{s}$$
(15)

$$a_3 = -d \ast \propto_e \ast A_s - \frac{h_f^2}{2} \ast (b_f - b_w)$$
(16)

Posteriormente o cálculo dessas equações, torna-se possível o cálculo do momento de inércia da seção no estádio II, com a Equação 17:

$$I_2 = \frac{b_w * x^3}{3} + \alpha_e * A_s * (x - d)^2$$
(17)

2.3.1.4 Momento de fissuração

Conforme Campos Filho (2014), as estruturas trabalham parcialmente no estádio I e parcialmente no estádio II, sendo elas separadas pelo momento de fissuração, no qual para o estádio I o momento atuante é menor que o momento de fissuração e no estádio II o momento atuante é maior que o momento de fissuração. Sendo assim, o momento de fissuração é calculado pela Equação 18:

$$M_r = \frac{\alpha * f_{ct} * I_c}{y_t} \tag{18}$$

Onde:

 \propto = fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência a tração direta;

 y_t = distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada;

 I_c = momento de inércia da seção bruta de concreto;

 f_{ct} = resistência à tração direta do concreto.

Sendo:

 $\propto = 1,2$ para seções T ou duplo T;

∝= 1,3 para seções I ou T invertido;

 $\propto = 1,5$ para seções retangulares.

2.3.1.5 Resistência à tração

Segundo a NBR 6118:2014, o f_{ct} possui valores diferentes para cada verificação, relacionados a resistência do concreto, sendo ele igual ao $f_{ctk,inf}$ no estado limite de formação de fissura e igual ao f_{ctm} para o estado limite de deformação excessiva. Em que, esses valores podem ser calculados pelas Equações 19, 20, 21 e 22:

$$f_{ctk,inf} = 0,7 * f_{ctm}$$
(19)
$$f_{ctk,sup} = 1,3 * f_{ctm}$$
(20)

Para concretos de classe até C50:

$$f_{ctm} = 0.3 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} \tag{21}$$

Para concretos de classe C50 até C90:

$$f_{ctm} = 2,12 * \ln(1+0,11 * f_{ck}) \tag{22}$$

2.3.1.6 Módulo de elasticidade

De acordo com a NBR 6118:2014, pode-se admitir que o aço e o concreto possuam comportamento elástico e linear. Para tal, dever ser utilizado o módulo de elasticidade secante, calculado pela Equação 23:

$$E_{cs} = \alpha_i * E_{ci} \tag{23}$$

Sendo assim, o \propto_i é calculado pela Equação 24 e o E_{ci} é o módulo de deformação tangente inicial, calculado pela Equação 25 para concretos com f_{ck} de 20 MPa à 50 MPa, também pode ser calculado pela Equação 26 quando o concreto for de 55 MPa à 90 MPa.

$$\alpha_i = 0.8 + 0.2 * \frac{f_{ck}}{80} \le 1.0 \tag{24}$$

$$E_{ci} = \propto_E * 5600 * \sqrt{f_{ck}} \tag{25}$$

$$E_{ci} = 21,5 * 10^3 * \alpha_E * \sqrt[3]{\left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25\right)}$$
(26)

Onde:

 $\propto_E = 1,2$ para basalto e diabásio; $\propto_E = 1,0$ para granito e gnaisse; $\propto_E = 0,9$ para calcário; $\propto_E = 0,7$ para arenito.

2.3.1.7 Flechas

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014), o cálculo das flechas pode ser tratado como deslocamento máximo, o autor sugere que a favor da segurança, seja feito considerandoas com o comportamento de elementos isolados. A deformação ao longo do tempo sob ações permanentes também deve ser considerada na flecha final.

Assim, a flecha, ainda sem os efeitos da fluência do concreto para a situação das nervuras, é representada abaixo com seus devidos apoios e direção.

Para laje armada em uma direção sobre apoio simples e com carregamento uniforme, se calcula pela Equação 27.

$$a = \frac{5}{384} \frac{p \, l^4}{El} \tag{27}$$

Para laje armada em uma direção sobre apoio simples e engaste perfeito com carregamento uniforme, se calcula pela Equação 28.

$$a = \frac{1}{185} \frac{p \, l^4}{El} \tag{28}$$

Para laje armada em uma direção biengastada com carregamento uniforme, se calcula pela Equação 29.

$$a = \frac{1}{384} \frac{p \, l^4}{El} \tag{29}$$

Onde:

p= ação atuante em uma nervura;

l= distância entre os eixos das vigas de apoio;

E= módulo de elasticidade do material;

I= momento de inércia.

Já Campos Filho (2014) afirma que para uma avaliação aproximada da flecha imediata de flecha em vigas, utiliza-se a equação de rigidez equivalente, determinada pela Equação 30:

$$EI_{eq} = E_{cs} * \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 * I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 * I_2 \right] \right\} \le E_{cs} * I_c$$

$$(30)$$

Onde:

 I_c = momento de inércia da seção bruta de concreto; I_2 = momento de inércia da seção fissurada de concreto no estádio II; M_a = momento fletor atuante na seção crítica do vão considerado; M_r = momento de fissuração; E_{cs} = módulo de elasticidade secante do concreto.

Desta maneira, para o cálculo de nervuras de lajes unidirecionais, bi apoiadas pode-se adotar o modelo de cálculo de flechas em vigas. No entanto, em vigas bi apoiadas a dois pontos de aplicação de carga, se pode definir a flecha pela Equação 31, conforme apresentado por Pinheiro, Catoia e Catoia (2010), sendo esse ensaio conhecido como Ensaio de Stuttgart.

$$w_{máx} = \frac{P*a}{24*El} * (3*l^2 - 4*a^2)$$
(31)

Onde:

P = 50% da carga total aplicada sobre a viga;

a= distância de *P* até o apoio mais próximo do mesmo;

l = distância entre os apoios.

2.3.1.8 Momento fletor

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014) o modelo para o cálculo da laje, é de um conjunto de vigas paralelas que trabalham praticamente independentes, podendo ser adotada uma seção transversal em forma de "T". Também nos diz que nas lajes contínuas, antes de iniciar a concretagem da capa de concreto, coloca-se armadura junto a face superior do piso nas regiões de apoios das nervuras para limitar a abertura das fissuras, a mesma deve ser realizada mesmo que as nervuras sejam calculadas como apoiadas.

As lajes armadas em uma direção são calculadas como vigas segundo a direção principal.

Para laje armada em uma direção sobre apoio simples e com carregamento uniforme, se calcula pela Equação 32.

$$M_{máx} = \frac{p \, l^2}{8} \tag{32}$$

Para laje armada em uma direção sobre apoio simples e engaste perfeito com carregamento uniforme, se calcula pela Equação 33.

$$M_{máx} = \frac{p \, l^2}{14,22} \tag{33}$$

Para laje armada em uma direção biengastada com carregamento uniforme, se calcula pela Equação 34.

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{p \, l^2}{24} \tag{34}$$

Onde:

p= carga atuante na nervura e l= comprimento do vão.

Os momentos máximos considerados nas Equações 32, 33 e 34, são considerados no meio do vão e não nos apoios laterais.

2.3.1.8.1 Momentos resistentes pela seção de uma nervura

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014). O cálculo da quantidade de armadura longitudinal para seções transversais retangulares, conhecidos a resistência do concreto (f_{ck}), a largura da seção (b_w), a altura útil (d) e o tipo de aço (f_{yd}), é determinado através do equilíbrio das forças atuantes na seção.

2.3.1.8.1.1 Momento positivo resistente pela seção da nervura

Segundo Flório (2004), quando conhecida a seção da linha neutra x e a largura b_f da capa de concreto, pode-se calcular o momento resistente da seção pela Equação 35 e 36 para $x \le h_f$ (como seção retangular) e pela Equação 37 para $x > h_f$ (como seção em T). Contudo, como Donin (2015), considera que o cálculo como seção retangular 0,8 $x \le h_f$, já para o cálculo como seção T 0,8 $x > h_f$, será utilizado essas condições no trabalho. Para 0,8 $x \le h_f$ (seção como retangular):

$$M_{d} = 0,68. x. b_{f}. f_{cd}. (d - 0,4. x)$$

$$M_{d} = A_{s}. f_{yd}. (d - 0,4. x)$$
(35)
(36)

Para 0,8 $x > h_f$ (seção como "T"):

$$M_d = 0.85. f_{cd} \cdot \left(b_f - b_w\right) \cdot h_f \cdot \left(d - \frac{h_f}{2}\right) + 0.85. f_{cd} \cdot \left(b_w \cdot 0.8. x\right) \cdot \left(d - 0.4. x\right)$$
(37)

2.3.1.8.1.2 Momento negativo resistente pela seção da nervura

Conforme Flório (2004), o momento negativo resistido é calculado igualmente a Equação 34, apenas troca-se o valor de b_f por b_w , resultando na Equação 38.

$$M_d = 0,68. x. b_w. f_{cd}. (d - 0,4. x)$$
(38)

2.3.2 Força cortante em lajes

Considera-se como força cortante em lajes, uma força que tende a cisalhar o objeto de análise, logo a NBR 6118:2014 diferencia as lajes sem e com armadura transversal para a força cortante.

2.3.2.1 Lajes sem armadura para força cortante

As lajes maciças podem dispensar armadura transversal para resistir as forças de tração resultante da força cortante, quando a força cortante de cálculo, a uma distância *d* da face do apoio, obedecer a Equação 39, ou seja, a força cortante de cálculo tem que ser maior que a força cortante máxima.

$$V_{Sd} \le V_{Rd1} \tag{39}$$

Onde: V_{Sd} = força cortante de cálculo V_{Rd1} = força cortante máxima

$$V_{Rd1} = \left[T_{Rd}k \left(1,2 + 40 \, p_1 \right) + 0,15 \, \sigma_{cp} \right] b_w d \tag{40}$$

Onde:

$$T_{Rd} = 0,25 f_{ctd} \tag{41}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c \tag{42}$$

$$p_1 = \frac{A_{S1}}{b_w d}$$
, não maior que |0,02| (43)

$$\sigma_{cp} = N_{Sd}/A_c \tag{44}$$

k= coeficiente com os seguintes valores:

- k = |1|: para elementos onde 50% da armadura inferior não chega até o apoio;
- k = |1, 6-d|, não menor que |1|: para os demais casos, considerando d em metros;

 T_{Rd} = tensão resistente de cálculo do concreto de cisalhamento;

 A_{s1} = área da armadura de tração que se estende até não menos que $d + l_{b,nec}$ além da seção considerada, com $l_{b,nec}$ definido pela Equação 20;

 b_w = largura mínima da seção ao longo da altura útil (d);

 N_{Sd} = força longitudinal na seção

2.3.2.1.1 Comprimento de ancoragem necessário

O comprimento de ancoragem necessário pode ser calculado pela Equação 45:

$$l_{n,nec} = \alpha l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \ge l_{b,min} \tag{45}$$

Onde:

 α = 1,0 para barras sem gancho;

 α = 0,7 para barras tracionadas com gancho, com comprimento no plano normal ao do gancho \geq 3 \oplus ;

 α = 0,7 quando houver barras transversais soldadas;

 α = 0,5 quando houver barras transversais soldadas e gancho com cobrimento no palno normal ao do gancho \geq 3 \oplus ;

 l_b = comprimento de ancoragem básico, calculado conforme Equação 46;

 $l_{b,min}$ = maior valor entre 0,3 l_b , 10 \oplus e 100 mm;

 $A_{s,calc}$ = área da armadura calculada;

 $A_{s,ef}$ = área da armadura efetiva.
$$l_b = \frac{\Phi f_{yd}}{4 f_{bd}} \le 25\Phi \tag{46}$$

2.3.2.1.2 Comprimento da armadura positiva

Nas lajes armadas em uma ou duas direções, em que seja dispensada armadura transversal, também quando não houver avaliação de momentos volventes nas lajes, toda armadura positiva deve ser levada até o apoio, bem como, deve ser prolongada no mínimo 4 cm além do eixo teórico do vão.

2.3.2.1.3 Comprimento da armadura negativa

A NBR 6118:2014 não especifica o comprimento das barras da armadura negativa. Por este motivo adota-se o critério sugerido na versão da norma NB 1:1978. É suposto um diagrama triangular para o momento fletor negativo sobre a borda comum as duas lajes, o mesmo tem a base com o comprimento (2. 0,25% l_x).

Sendo assim, a armadura negativa deve estender-se a seção do momento fletor mais o comprimento de ancoragem, como indicado na Figura 5.





Fonte: Autora (2016).

O arranjo 1 é o mais simples, porém utiliza mais aço, e os arranjos 2 e 3 são mais econômicos. Na prática o arranjo 3 tem preferência pois as barras são idênticas, mudando

apenas o seu ponto de início, portanto para o comprimento deste arranjo deve ser aplicada a Equação 47.

$$C = 1,5(0,25l_x + 0,25l_b) + l_{ganchos}$$
(47)

Onde:

 l_x = vão da laje, considerando o maior valor l_b = comprimento de ancoragem $l_{ganchos}$ = comprimentos dos ganchos nas extremidades da barra.

2.3.2.2 Lajes com armadura para força cortante

2.3.2.2.1 Cálculo da resistência

Segundo parâmetros da NBR 6118:2014, a resistência do elemento estrutural deve ser considerada satisfatória quando verificadas as seguintes condições (equações 48 e 49):

$$V_{Sd} \le V_{Rd2}$$

$$V_{Sd} \le V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

$$(48)$$

$$(49)$$

Onde:

 V_{Sd} = força cortante de cálculo, na seção;

 V_{Rd2} = força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal, onde V_c é a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares da treliça e V_{sw} a parcela resistida pela armadura transversal, de acordo com os modelos de cálculo I e II.

2.3.2.2.2 Modelo de cálculo I

Este modelo admite diagonais de compressão com inclinação de $\theta = 45^{\circ}$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, admitindo que a parcela de força cortante V_c tenha valor constante, independentemente de V_{Sd} .

a) verificação da compressão diagonal do concreto (equação 50):

$$V_{Rd2} = 0,27 \,\alpha_{\nu 2} \, f_{cd} \, b_w \, d \tag{50}$$

Onde:

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$$
, sendo f_{ck} expresso em megapascal (MPa) (51)

b) cálculo da armadura transversal:

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \tag{52}$$

Onde:

$$V_{sw} = (A_{sw}/s) \ 0.9 \ d \ f_{vwd}(sen \ \alpha + \cos \alpha) \tag{53}$$

 $V_c = 0$ nos elementos estruturais quando a linha neutra se situa fora da seção;

$$V_c = V_{c0}$$
 na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção;

$$V_c = V_{c0} \left(1 + M_0 / M_{Sd,max} \right) \le 2V_{c0} \text{ na flexo-compressão}$$
(54)

$$V_{c0} = 0.6 f_{ctd} b_w d \tag{55}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c \tag{56}$$

Onde:

 b_w = menor largura da seção;

d= altura útil da seção

s= espaçamento entre elementos da armadura transversal A_{sw} ;

 f_{ywd} = tensão na armadura transversal passiva, limitada ao valor f_{yd} no caso de estribos e a 70% desse valor no caso de barras dobradas;

 α = ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, podendo-se tomar 45° $\leq \alpha \leq 90^{\circ}$.

 M_0 = momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção (tracionada por $M_{d,máx}$), provocada pelas forças normais de diversas origens concomitantes com V_{Sd} ;

 $M_{Sd,max}$ = momento fletor de cálculo máximo no trecho em análise, onde se considera os momentos hiperestáticos.

c) decalagem do diagrama de força no banzo tracionado:

Quando a armadura longitudinal de tração for determinada pelo equilíbrio de esforços na seção normal ao eixo do elemento estruturas, os efeitos provocados pela fissuração oblíqua podem ser substituídos no cálculo da decalagem do diagrama de força no banzo tracionado, dado pela Equação 57:

$$a_{l} = d \left[\frac{V_{Sd,máx}}{2(V_{Sd,máx-V_{c}})} \left(1 + \cot g \, \alpha \right) - \cot g \, \alpha \right] \le d \tag{57}$$

Onde:

 $a_l = d$, para $|V_{Sd,máx}| \le |V_c|$; $a_l = 0.5 d$, no caso geral; $a_l = 0.2 d$, para estribos inclinados a 45°.

Essa mesma decalagem pode também ser empregada pela força de tração, em cada seção, dada pela Equação 58:

$$F_{Sd,cor} = \left[\frac{M_{Sd}}{z} + |V_{Sd}|(\cot g \ \theta - \cot g \alpha)\frac{1}{2}\right] \le \frac{M_{Sd,máx}}{z}$$
(58)

Onde:

 $M_{Sd,max}$ = momento fletor de cálculo máximo no trecho em análise;

 M_{Sd} = momento fletor solicitante de cálculo;

 V_{Sd} = força cortante solicitante de cálculo;

z = braço de alavanca

2.3.2.3 Modelo de cálculo II

Este modelo admite diagonais de compressão com inclinação de θ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, com θ variável entre 30° e 45°. Admite-se ainda que a parcela complementar V_c sofra redução com o aumento do V_{Sd} .

a) Verificação da compressão diagonal do concreto (equação 59):

$$V_{Rd2} = 0.54 \,\alpha_{\nu 2} \, f_{cd} \, b_w \, d \, sen^2 \theta \, (\cot g \, \alpha + \cot g \theta) \tag{59}$$

Onde:

$$\alpha_{\nu 2} = (1 - f_{ck}/250)$$
, sendo f_{ck} expresso em Megapascal (MPa) (60)

b) Cálculo da armadura transversal (equação 61):

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \tag{61}$$

Onde:

$$V_{sw} = (A_{sw}/s) 0.9 d f_{ywd}(\cot g \alpha + \cot g \alpha) sen \alpha$$
(62)

 $V_c = 0$ nos elementos estruturais tracionados quando a linha neutra se situa fora da seção; $V_c = V_{c1}$ na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção; $V_c = V_{c1} (1 + M_0/M_{Sd,máx}) \le 2V_{c1}$ na flexo-compressão (63) $V_{c1} = V_{c0}$ quando $V_{Sd} \le V_{c0}$ $V_{c1} = 0$ quando $V_{Sd} = V_{Rd2}$, interpolando-se linearmente para valores intermediários.

c) Deslocamento do diagrama de momentos fletores:

Se forem mantidas as condições estabelecidas do item 3.2.2.2-c), o deslocamento do diagrama de momentos fletores, aplicando-se o seguinte processo pela Equação 64:

$$a_l = 0.5 d \left(\cot g \alpha - \cot g \alpha \right) \tag{64}$$

Onde:

 $a_l = 0,5$ d, no caso geral;

 $a_l = 0,2$ d, para estribos inclinados a 45°.

A obtenção da força de tração permanece igual à do item 3.2.2.2-c).

2.3.3 Valores de cálculo

A NBR 6118:2014 define alguns subitens para determinação dos valores de cálculo, cuja determina o cálculo de resistência de cálculo do concreto, coeficientes de ponderação da resistência e coeficientes de ponderação adicional para lajes em balanço.

2.3.3.1 Resistência de cálculo do concreto

Para este caso são necessários alguns detalhes adicionais, conforme descritos a seguir:

a) quando a verificação é realizada igual ou superior a 28 dias, utiliza-se a seguinte
 Equação 65:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \tag{65}$$

Onde:

 f_{cd} = resistência de cálculo do concreto f_{ck} = resistência do concreto γ_c = coeficiente do concreto

b) quando a verificação é realizada inferior a 28 dias, utiliza-se a seguinte Equação 66:

$$f_{cd} = \frac{f_{ckj}}{\gamma_c} \cong \beta_1 \, \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \tag{66}$$

Onde:

$$\beta_1 = \exp\{s\left[1 - (28/t)^{1/2}\right]\}$$
(67)

s=0,38 para concreto de cimento CP III e IV;

s=0,25 para concreto de cimento CP I e II;

s = 0,20 para concreto de cimento CP V-ARI;

t = idade efetiva do concreto, expressa em dias.

2.3.3.2 Coeficientes de ponderação das resistências

São coeficientes incorporados nos cálculos para a determinação da segurança de uma estrutura, resultando assim no aumento do custo das edificações.

2.3.3.2.1 Coeficientes de ponderação das resistências no estado-limite último (ELU)

Os valores para verificação estão indicados na Tabela 6.

	10 15				
Combinações	Concreto γ_c	Aço y _s			
Normais	1,4	1,15			
Especiais ou de construções	1,2	1,15			
Excepcionais	1,2	1,0			

Importante salientar que, para estruturas que estejam previstas condições desfavoráveis como, por exemplo, más condições de transporte, ou adensamento manual, ou concretagem insuficiente por concentração de armadura; o coeficiente do concreto deve ser multiplicado por 1,1.

2.3.3.3 Coeficientes de ponderação adicional para lajes em balanço

No dimensionamento de lajes em balanço, os esforços solicitantes de cálculo devem ser multiplicados por um coeficiente adicional γ_n (Tabela 7).

									3	
h cm	≥19	18	17	16	15	14	13	12	11	10
Υn	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45
Onde:	Onde: $\gamma_n = 1,95 - 0,05 h$									
h= altura da laje, expressa em centímetros (cm).										
NOTA: O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo nas										
lajes em balanço, quando de seu dimensionamento.										
E_{-1} NDD (110.0014 (

Tabela 7 – Valores dos coeficientes γ_n para lajes em balanço

Fonte: NBR 6118:2014 (p. 74).

2.3.4 Considerações de detalhamento pela NBR 6118:2014

2.3.4.1 Prescrições gerais

De acordo com a NBR 6118:2014, as armaduras devem ser detalhadas no projeto de forma que, seja garantido o seu posicionamento durante a concretagem. Levando em consideração, que qualquer barra da armadura de flexão deve ter diâmetro no máximo igual à h/8.

As barras da armadura principal de flexão devem ter espaçamento máximo de 2 h (duas vezes a altura da laje) ou 20 cm, considerando o menor valor na região dos maiores momentos

Fonte: NBR 6118: 2014 (p. 71).

fletores. Já no caso da armadura secundária de flexão cuja, deve ser igual a 20% da armadura principal, com espaçamento entre as barras de no máximo 33 cm. Para o caso de estribos em lajes nervuradas, quando necessários, não podem ter espaçamento superior a 20 cm.

2.3.4.2 Furos e aberturas

Seu efeito na resistência e na deformação deve ser verificado e não podem ser ultrapassados os limites. Para este caso, as aberturas devem ser calculadas e detalhadas considerando as tensões que se concentram em torno das mesmas onde, devem ser previstas armaduras para resistir as forças de tração, também armaduras complementares dispostas no contorno e nos cantos das aberturas.

Considera-se que deve ser tratado um conjunto de furos muito próximos como uma abertura, pois os furos têm dimensões pequenas em relação ao elemento estrutural.

2.3.4.3 Aberturas em lajes

A NBR 6118:2014 sugere, no caso de aberturas em lajes, devem ser respeitadas as seguintes condições:

a) as dimensões da abertura devem corresponder no máximo a 1/10 do vão menor;

b) a distância entre a face de uma abertura e o eixo teórico de apoio da laje deve ser igual ou maior que ¼ do vão, na direção considerada;

c) a distância entre faces de aberturas adjacentes deve ser maior que a metade do menor vão;

d) a seção do concreto remanescente da parte central ou sobre o apoio da laje deve ser capaz de equilibrar os esforços no estado limite-último, correspondentes a essa seção sem aberturas;

e) as seções das armaduras interrompidas devem ser substituídas por seções equivalentes de reforço, devidamente ancoradas;

2.3.5 Deslocamentos limites

São valores utilizados para a verificação em serviços do estado-limite de deformações excessivas da estrutura. A NBR 6118:2014 classifica-os em quatro grupos, que são eles:

a) Aceitabilidade sensorial: o limite é caracterizado por vibrações indesejáveis ou efeito visual desagradável;

b) Efeitos específicos: os deslocamentos podem impedir a utilização adequada da construção;

c) efeitos em elementos não estruturais: deslocamentos estruturais podem ocasionar o mau funcionamento de elementos que, apesar de não fazerem parte da estrutura, estão a ela ligados;

d) Efeitos em elementos estruturais: os deslocamentos podem afetar o comportamento do elemento estrutural, provocando afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas. Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, introduzindo ao modelo estrutural.

2.3.6 Controle da fissuração e proteção das armaduras

De acordo com a NBR 6118:2014, a presença de fissuras com aberturas que respeitem os limites de fissuração da Tabela 8, em estruturas bem projetadas, construídas e submetidas às cargas previstas, não implicam em perda de durabilidade, até mesmo perda de segurança.

Tabela 8 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental

Tipo de concreto estruturalClasse de agressividade (CAA) e tipo de protensão		Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
	CAA I	ELS-W wk \leq 0,4 mm	Combinação
Concreto armado	CAA II e CAA III	ELS-W wk \leq 0,3 mm	frequente
	CAA IV	ELS-W wk \leq 0,2 mm	nequente
	0		

ELS-W é o estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos máximos especificados.

Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV, exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.

Fonte: NBR 6118:2014 (p. 80), adaptada pela autora (2016).

Na Tabela 8 são dados os valores-limites para w_k das fissuras, visando garantir a proteção adequada das armaduras quanto à corrosão. Em resumo, devido à alta variabilidade das grandezas envolvidas, esses limites devem ser vistos apenas como critérios para um projeto de estruturas adequado.

Já para os casos de as fissuras afetarem a funcionalidade da estrutura, tomando como exemplo, o caso da estanqueidade de reservatórios, que devem ser adotados limites menores para as aberturas das fissuras.

2.4 Pesquisas

Inúmeras pesquisas foram realizadas na parte estrutural de lajes, neste item foi tratado resumidamente algumas pesquisas e artigos já realizados e publicados, especificamente em lajes pré-fabricadas treliçadas unidirecionais.

Nakao et al. (2005) realizaram uma pesquisa com o objetivo de divulgar os procedimentos da NBR 14859:2016, além de apresentar sugestões para o seu aprimoramento, visando tornar mais usual a realização dos ensaios, com finalidade de contribuir para a padronização e melhoria da qualidade dos componentes das lajes pré-fabricadas treliçadas.

A metodologia foi realizada em três partes, análise dos elementos de enchimento de bloco EPS, análise de um segmento de laje sem a capa de concreto e submetida a solicitações de serviço, por fim, a análise de um segmento de laje completo com a capa de concreto cujo, foi ensaiado com idade de três dias após a concretagem.

Como a NBR 14859:2016 não descreve a forma de carregamento, e a intenção dos elaboradores da pesquisa era verificar a resistência do conjunto sob condições adversas, optaram pela aplicação de uma carga concentrada no meio do vão, distribuída pela largura do segmento de laje.

Por fim, realizaram ensaios nos corpos de prova das lajes treliçadas, desenvolvido por três vigotas treliçadas, cujos resultaram em ruptura das placas de concreto da base das vigotas por tração na flexão. As fissuras se manifestaram aproximadamente na mesma seção, próxima ao meio dos vãos e ocorreram simultaneamente nas três vigotas.

O vão entre os apoios para o ensaio foi de 1,30 m, os corpos de prova da laje tinham altura de 7 cm e espessura da capa de concreto de 4,5 cm, com altura total de 11,5 cm, formada por uma armadura de distribuição, composta por uma tela soldada de malha 20x20 cm com barras de 3,4 mm de diâmetro. Para um vão de 1,50 m de comprimento, a laje rompeu devido ao peso próprio na realização da concretagem, por falta de ancoragem nos apoios.

Sartorti, Fontes e Pinheiro (2013), realizaram uma pesquisa publicada na Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, cuja teve como objetivo analisar a capacidade portante das vigotas

treliçadas, na fase da montagem, procurando informações que sejam úteis na definição da distância entre as linhas de escora.

Realizaram ensaios de flexão e de cisalhamento nas vigotas, também foram realizados ensaios para os corpos de prova de concreto que os mesmos formalizaram que é o concreto utilizado na base das vigotas. Com este ensaio, foram obtidos os valores da força máxima resistida pela vigota e a força correspondente à flecha limite. Este mesmo ensaio resultou em flambagem da barra superior e também nas diagonais de algumas treliças, inclusive ruptura da solda.

Já com o ensaio de cisalhamento, mostrou-se que ocorreu flambagem no banzo superior das vigotas mais baixas (6 cm a 12 cm), para alturas maiores (16 cm a 30 cm), houve flambagem nas diagonais. Isto ocorreu, pois, o comprimento da flambagem nas diagonais foi reduzido pelo embutimento na sapata de concreto, menor altura das treliças e rigidez do nó soldado. Para outras treliças houve a ruína do banzo superior, com exceção da vigota de 25 cm, que apresentou ruptura na solda.

Como o objetivo principal deles era fornecer informações para o cálculo do espaçamento máximo que pode ser usado. Com isso, a posição das linhas de escora define um esquema estático das vigotas, cujo são obtidos momentos fletores e forças cortantes, devido ao peso próprio da vigota, peso do concreto fresco, peso do enchimento da laje dos operários e dos equipamentos utilizados nas fases de montagem e de concretagem.

Os comprimentos de flambagem obtidos nos ensaios serviram para calcular a máxima força de compressão que pode ser resistida pelos respectivos fios de aço da treliça. Por meio dessa força resistente máxima a compressão, determinou-se o momento resistente e a força cortante resistente de cada vigota.

Como em lajes treliçadas com qualquer distância entre as linhas de escora, são gerados forças cortantes e momentos fletores. Esses esforços solicitantes devem ser menores que os esforços resistentes. Sendo assim, o momento resistente é sempre igual para vigotas de mesma altura e os mesmos diâmetros dos fios, pois o comprimento de flambagem é constante para eles.

Silva (2012) elaborou sua dissertação de mestrado na Universidade Federal de Santa Maria. Na qual teve como objetivo analisar a influência dos fatores e prescrições, recomendadas pelas normas NBR 6118:2007 e NBR 14859:2002, no comportamento e dimensionamento das lajes.

Um dos seus objetivos era a realização dos procedimentos de dimensionamento, detalhamento e verificação do Estado de Limite de Serviço, com maior ênfase nas deformações excessivas.

Foi analisado, com métodos de cálculo de viga isolada e método de grelhas, com uma laje de altura 21 cm, comprimento de 5 m e 5 m de largura.

Silva (2012) constata que para laje de 21 cm de altura, a utilização do modelo de viga isolada não atendeu os limites de flecha descritos na NBR 6118:2007, impossibilitando a execução da laje. Sendo assim, adotou um maior valor para a altura da laje em questão. Essa mesma laje de 21 cm, foi dimensionada com o método de grelha, neste método os resultados obtidos para flecha total respeitaram os valores permitidos pela norma.

O autor chega à conclusão que, a utilização do modelo de viga isolada é mais indicada para um pré-dimensionamento, sendo útil para ter uma estimativa dos esforços e das dimensões dos elementos que estruturam a laje. Já para o caso de pavimentos mais complexos, a utilização do método de grelhas é mais recomendada, pois possibilita uma melhor avaliação da interação entre as lajes que compõem o pavimento.

Caio (2014) realizou uma pesquisa sobre análise comparativa entre sistemas de lajes maciças e nervuradas treliçadas, a mesma foi efetuada na UNIVATES.

O referido autor teve como objetivo, a comparação de custos de laje maciça com laje nervurada treliçada; verificação dos volumes de formas, concreto e quantidade de aço para os dois modelos estruturais. Com o intuito de apresentar resultados que possibilitem uma alternativa de custos aos profissionais da construção civil, com isso, realizou um comparativo com lajes de dimensões diferentes, de 2,0 m, 2,50 m, 3,0 m, 3,50 m, 4,0 m, 4,50 m, 5,0 m, 5,50 m, 6,0 m, analisou também lajes treliçadas bidirecionais, porém para um vão superiora 6,50 m.

Obteve como resultados, para vãos relativamente pequenos, até 4,50 m, que o custo de vigotas e EPS é superior a quantidade de madeira e aço da laje maciça, consequentemente sendo mais viável a utilização da mesma. Também analisou que a laje maciça até um vão de 4,0 m apresentou apenas a armadura mínima descrita pela norma (NBR 6118:2014), o autor pode analisar que as quantidades de concreto e aço são maiores nas lajes bidirecionais se comparado as unidirecionais, mas nas lajes unidirecionais as vigotas treliçadas e EPS são superiores as bidirecionais.

O artigo publicado por Carvalho et al. (2000), na XXIX Jornadas Sulamericanas de Ingeniaria Etructural, no Uruguai, teve como objetivo determinar um procedimento de cálculo que levasse em conta não só a segurança do estado de limite último, mas também a funcionalidade da estrutura sob cargas de serviço. Com o intuito de escolher a altura de uma laje com nervuras pré-moldadas para pavimento de edificações.

Os responsáveis, elaboraram tabelas que levassem em conta a verificação da deformação excessiva para diversas combinações de ações.

A escolha da altura da laje, na maioria dos casos, fica determinada pela verificação da deformação excessiva. Já para os casos de pequenos vãos e grandes sobrecargas, a condição do estado limite último de ruptura passa a ser resolutivo. Sendo assim, os autores consideram as tabelas do mercado impróprias para uso, em razão das mesmas não considerarem o efeito de fissuração e fluência do concreto.

Chegaram a conclusão do importante uso da contra-flecha, pois sem sua consideração haveria uma limitação muito grande no valor do vão a ser vencido. Salientando a importância da precisão da flecha imediata para iniciar adequadamente a contra-flecha, evitando-se provocar uma curvatura excessiva da laje.

Oliveira (2015), elaborou seu trabalho de conclusão de curso na Universidade de Santa Cruz do Sul, onde teve como objetivo análise do método de cálculo para o dimensionamento de lajes nervuradas com vigotas em concreto armado, formadas por um conjunto de vigota, capa de compressão em concreto e duas laterais de elementos de enchimento EPS, estes mesmos protótipos tiveram uma distância entre os vãos de 2,00 m, com altura total de 0,15 m e com base total de 0,39 m. Visando determinar a capacidade de carga resistente dos mesmos e posteriormente comparar com os carregamentos limites obtidos pelo modelo teórico.

O autor realizou ensaio de Stuttegart em quatro nervuras, sendo possível ter o registro da carga de ruptura e deslocamentos das mesmas nervuras. Analisando os resultados obtidos de cargas de ruptura, observou-se uma pequena variação dos mesmos protótipos, assim verificou que os valores de ruptura realizados experimentalmente foram maiores que os estimados pelo modelo de cálculo da NBR 6118:2014.

O responsável pode analisar que os valores de ruptura pelos métodos experimentais foram de 31,48% a 34,31% superiores aos valores estimados pelo modelo de cálculo da NBR 61818:2014. Já em relação ao modelo de cálculo de projeto, verificou que os modelos experimentais obtiveram capacidade de carga de 130,44% a 135,39% superiores, concluindo que há um certo nível de superdimensionamento desse tipo de estrutura.

Também verificou que devido a consideração do comportamento elástico linear da nervura, conforme procedimentos de cálculos da NBR 6118:2014, o modelo teórico estipula maiores níveis de flecha para determinados carregamentos.

3 MÉTODOS E TÉCNICAS DE PESQUISA

O estudo teve como base inicial a revisão bibliográfica sobre o tema, em específico sobre as principais características de análise e dimensionamento de projeto das lajes pré-fabricadas treliçadas. Permitindo assim, ter um maior conhecimento do assunto.

Além do levantamento bibliográfico, fez-se simulações de lajes pré-fabricadas treliçadas, com o objetivo de verificar a carga em que a laje suporta até a sua ruptura e o deslocamento destas mesmas nervuras. Pelas quais, foram realizados ensaios em quatro nervuras formadas por vigotas treliçadas e foram utilizados EPS como elemento de enchimento.

Por fim, comparou-se os resultados com o modelo de cálculo de acordo com a NBR 6118:2014, considerando os valores de cálculo de projeto, e dos valores estimados de ruínas.

3.1 Materiais

3.1.1 Concreto e aço da vigota

Na concretagem das vigotas treliçadas foram utilizados os seguintes materiais: cimento ARI, areia média, brita 1 e água potável. O aço utilizado na confecção das vigotas foi CA-60 de bitola 4.2 mm.

3.1.2 Concreto da capa

Já para a concretagem da capa das nervuras, foi utilizado o traço para 1m³ de (290 kg; 450 kg; 450 kg; 700 kg; 300 kg; 175 kg; 2,5 kg) com os respectivos materiais: Cimento CP V ARI, areia grossa, areia média, brita 1, brita 0, água potável e aditivo polifuncional. Salienta-se que os respectivos materiais foram lavados e peneirados com a peneira de 4,75mm. A utilização do Cimento CP V ARI e não CP II foi decorrente ao curto tempo disponível para a execução dos protótipos, ensaiados e analisados, resultante da disciplina de Trabalho de Curso II ter a duração de um semestre.

3.1.3 Caracterização dos materiais

3.1.3.1 Ensaios de compressão em CP's de concreto

Foram realizados ensaios de rompimentos à compressão nos corpos de prova de concreto das vigotas e da capa de concreto para a verificação da resistência dos mesmos, sendo realizados ao total de 8 CP's de concreto, correspondendo a 5 CP's das vigotas e 3 CP's da capa, com objetivo de verificar o f_{ck} real do concreto no momento do rompimento das nervuras.

Posterior a desmoldagem, remoção dos corpos de prova, tempo de cura dos CP's, lapidação e regularização da superfície; realizou-se o rompimento dos mesmos aos 7 dias posterior a moldagem dos CP's da capa de concreto, e há 10 dias posterior a moldagem dos CP's das vigotas treliçadas, no qual os valores são demonstrados na Tabela 9.

Tabela 7 – Valores de l'omprimento dos Cr. s						
CP's	Carga de rompimento MPa	Desvio padrão MPa				
CP's 01 Vigota	24,73					
CP's 02 Vigota	27,83					
CP's 03 Vigota	26,85					
CP's 04 Vigota	27,03					
CP's 05 Vigota	24,89	Vigota – 24,89				
CP's 01 Capa	32,16					
CP's 02 Capa	33,82					
CP's 03 Capa	33,31	Capa – 32,25				

Tabela 9 – Valores de rompimento dos CP's

Fonte: Autora (2016).

3.1.3.2 Ensaios de tração em barras de aço CA-60

Foram realizados ensaios de rompimento por tração nas barras de aço, para a verificação da resistência dos mesmos aços das vigotas, com finalidade de verificar o f_{yk} no momento do rompimento das nervuras. Com este mesmo ensaio, pode-se verificar que o aço se comportou com as devidas características de um aço CA-60.

3.2 Confecção do modelo

3.2.1 Produção de vigotas na fábrica

Acompanhou-se o processo de fabricação na indústria com o intuito de utilizar a vigota, sendo assim foram verificados os seguintes processos executivos:

 a) Aplicação do óleo desmoldante nas formas: foi aplicado óleo desmoldante nas formas para que as vigotas não sejam danificadas no processo da desforma, como ilustrado na Figura 6, em virtude da aderência entre o concreto e as formas;

Figura 6 – Aplicação de óleo desmoldante nas formas metálicas de vigotas treliçadas pré-moldadas



Fonte: Autora (2016).

 b) Preparação do concreto e lançamento nas formas: após a aplicação do desmoldante nas formas metálicas, realizou-se a dosagem do concreto e lançamento do mesmo nas formas, como demonstrado na Figura 7;

Figura 7 – Espalhamento do concreto nas formas metálicas

Fonte: Autora (2016).

c) Colocação das treliças na base de concreto da vigota: posteriormente o espalhamento de concreto nas formas, foi realizada a colocação das treliças metálicas na base de concreto, deixando-as prontas para o seu processo de cura, de acordo com a Figura 8;



Figura 8 – Vigotas após o espalhamento do concreto e colocação das treliças metálica

Fonte: Autora (2016).

d) Moldagem dos CP's de concreto: foi realizado a moldagem de 5 corpos de prova das vigotas de concreto para a verificação do *fck* das mesmas no dia de rompimento das nervuras.

3.2.2 Execução dos protótipos

Concomitante o processo de cura das vigotas treliçadas, foi concretado a capa de concreto não armada sobre as nervuras, com os seguintes procedimentos:

a) Corte e alocação das tavelas de EPS, execução das formas: com as vigotas em seus devidos tamanhos de 2,00 m cada, foram cortadas as tavelas de EPS e alocou-se ao lado de suas respectivas vigotas. Podendo assim, serem cortadas as madeiras com seus devidos tamanhos para a montagem da forma e concretagem da capa, posicionadas e fixadas para que a cota superior das formas ficasse à 4,00 cm (espessura da capa) acima da cota do material de enchimento, resultando em uma altura total dos protótipos de 12,00 cm, em que este processo está sendo ilustrado na Figura 9, constatando também que foram utilizadas pequenas barras de aço entre as tavelas de EPS, apenas pelo fato de no momento da concretagem as tavelas poderiam se movimentar na forma;



Fonte: Autora (2016).

b) Execução do concreto da capa das nervuras, lançamento e reguamento do concreto: realizou-se a dosagem do concreto conforme o traço anteriormente, verificando se a mistura estava homogênea e *slump* de 140mm a 180mm, de acordo com o dimensionamento do traço do concreto. Posterior ao descarregamento do concreto sobre o material de enchimento, foi vibrado e nivelado, deixando contínua a seção da capa de concreto com 4,00 cm (visto nas Figuras 10 e 11);



Figura 10 – Nivelamento e reguamento do concreto

Fonte: Autora (2016).





Fonte: Autora (2016).

c) Moldagem dos CP's de concreto: foi realizado a moldagem de 3 corpos de prova do concreto da capa das nervuras, com o objetivo de verificar o *fck* das mesmas no dia de rompimento das nervuras.

3.3 Ensaios de flexão em nervuras constituídas por vigotas treliçadas pré-moldadas

3.3.1 Mecanismo e equipamentos de ensaio

Realizou-se os ensaios de flexão em nervuras com vigotas treliçadas pré-moldadas em concreto armado, com os subsequentes processos de execução:

 a) Adaptação do equipamento de ensaio: inicialmente foi posicionado um perfil metálico com seção I no equipamento de ensaio, sobre o mesmo foram alocados dois apoios metálicos devidamente posicionados, sendo demonstrado na Figura 12 e 13;

Figura 12 – Esquema de ensaio para a análise do protótipo de vigota treliçada pré-moldada em concreto armado



Fonte: Autora (2016).



Figura 13 - Posicionamento do perfil e apoios metálicos

Fonte: Autora (2016).

Para a realização dos ensaios foi utilizado o equipamento de ensaios EMIC GR048, o qual permite a realização de ensaios de tração em aço e em outros materiais, assim como ensaios de compressão. O equipamento de ensaio possui capacidade máxima de 300 kN, com sistema autotravante e pré-aperto por sistema pneumático, o mesmo está sendo ilustrado na Figura 14.



Figura 14 – Equipamento de ensaio Emic GR048

Fonte: Autora (2016).

3.3.2 Procedimentos para realização dos ensaios nos protótipos

 a) Posicionamento da nervura sobre os apoios: posterior ao posicionamento do perfil metálico I e dos apoios metálicos, centralizou-se a nervura sobre os apoios, conforme a Figura 15;



Figura 15 - Posicionamento do protótipo sobre perfil e apoios metálicos

Fonte: Autora (2016).

b) Aplicação de carga sobre a nervura: depois de a nervura estar devidamente posicionada
 e centralizada sobre os apoios, a mesma recebe uma aplicação de carga sob dois apoios. A
 Figura 16 mostra a vigota após o carregamento, ou seja, já em colapso.



Figura 16 - Vigota após o colapso

Fonte: Autora (2016).

3.4 Cálculo de momentos fletores de fissuração e atuantes na laje segundo a NBR 6118:2014

Neste ponto será apresentado as etapas de cálculo de momentos fletores de fissuração e atuantes nos protótipos, segundo a NBR 6118:2014, com o propósito de comparar os resultados obtidos experimentalmente, para as nervuras com mesmas seções, na qual está demonstrada a sua seção na Figura 17.



Fonte: Autora (2016).

3.4.1 Momento de fissuração

São calculadas pelas Equações 8 e 12 respectivamente com seus valores, as características geométricas da seção sem considerar a área de aço, sendo elas o centro de gravidade e o momento de inércia.

 $y_g = 8,33 \text{ cm}$ $I_{capa} = 684,29 \text{ cm}^4$ $I_{vigota} = 1541,26 \text{ cm}^4$

Utilizou-se as Equações 24 e 25, para a determinação do módulo de elasticidade entre a capa e a vigota.

```
\propto_{i \ capa} = 0,88

\propto_{i \ vigota} = 0,87

E_{ci \ capa} = 38\ 661,91\ MPa

E_{ci \ vigota} = 34\ 442,87\ MPa

E_{ci,equiv} = 35\ 740,10\ MPa
```

Conforme a Equação 23, calculou-se o módulo de elasticidade secante, com o valor de α_i da capa de concreto e o módulo equivalente da capa e da vigota, com o seguinte resultado abaixo:

 E_{cs} = 3 145,129 kN/cm²

Para a determinação do centro de gravidade da seção considerando a área de aço, utilizouse as Equações 7 e 10, primeiramente utilizando o módulo do concreto inicial equivalente e o módulo do aço e posteriormente a determinação do centro de gravidade, conforme resultados abaixo:

$$\propto_{EI} = 5,876$$

 $y_h = 8,29 \text{ cm}$

A resistência à tração da vigota foi calculada pela Equação 21, utilizando o $f_{c médio}$ do concreto das vigotas, demonstrando o seu valor:

 $f_{ctm} = 0,265 \text{ kN/m}^2$

Posteriormente esses cálculos, se torna possível determinar o momento de fissuração estimado pela nervura, conforme a Equação 18:

 $M_r = 0,8496 \text{ kN.m}$

3.4.2 Momento atuante

O momento atuante pode ser definido utilizando o modelo de vigas biapoiadas com dois pontos de aplicação de carga equidistantes de seus apoios, sendo calculado com o seu valor de carga total e multiplica-se a mesma pela distância de um ponto de carga até o apoio, para o caso da carga máxima de ruptura por exemplo, com P = 4,20 kN sendo carga de ruptura e a = 0,765m, chega-se ao momento de $M_a = 3,213$ kN.m.

3.4.3 Momento estimado de ruptura

O momento estimado pela ruptura pode ser calculado pelas Equações 35 e 36, primeiramente isolando as duas equações e acha-se a incógnita x da equação, por fim calculou-se o valor estimado de ruptura, seguindo com seus resultados abaixo:

x = 1,25 cm $M_{ruptura} = 2,363 \text{ kN.m}$

3.5 Cálculos dos deslocamentos segundo a NBR 6118:2014

3.5.1 Considerando as nervuras no Estádio I

Para o estádio I calcula-se o momento de inércia da seção sem considerar o aço, o mesmo pode ser definido pela Equação 12, com o seguinte resultado:

 $I = 2 225,55 \text{ cm}^4$

A partir disso, é determinado o deslocamento máximo estimado com a carga média de ruptura das nervuras, o mesmo é definido pela Equação 31, pelo qual dará o seguinte resultado:

 $w_{m \pm x} = 0,886 \text{ mm}$

3.5.2 Considerando as nervuras do Estádio II

Considerando o módulo de elasticidade secante equivalente do concreto para a determinação do $\propto_{E II}$, utilizando a Equação 7, segue o seu respectivo resultado:

 $\propto_{EII} = 6,68$

Posteriormente é determinado o valor da linha neutra pelas Equações 13, 14, 15 e 16:

 $a_1 = 4 \text{ cm}$

 $a_2 = 135,85 \text{ cm}$

 a_3 = -288,35 cm

x = 2,004 cm

Após a determinação da linha neutra (*x*), calcula-se o momento de inércia da seção no estádio II, através da Equação 17, com o seu devido valor abaixo considerando a área de aço:

 $I_{II} = 171,21 \text{ cm}^4$

Calcula-se a rigidez equivalente para a seção fissurada pela Equação 30, utilizando por exemplo o momento de ruína obtido experimentalmente, gerando o seguinte resultado:

 $EI_{equiv.} = 659 \ 142,93 \ kN/cm^2$

O deslocamento máximo estimado utilizando a carga de ruptura das nervuras, e o módulo de rigidez equivalente da seção no estádio II, ou seja, da seção já fissurada é calculado pela Equação 31 e tem como seu resultado:

 $w_{max} = 17,94 \text{ mm}$

4 RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados dos deslocamentos e momentos, obtidos por meio de cálculo segundo quatro nervuras definidas no capítulo anterior, assim como os resultados obtidos experimentalmente.

4.1 Resultados experimentais

Posterior a realização dos ensaios de Stuttgart em quatro nervuras de concreto armado, em que foram coletados dados de carregamentos aplicados e deslocamentos que as mesmas suportaram com a carga, sendo assim possível calcular o momento atuante para cara variação de carga, devido o mesmo ser diretamente proporcional a força, se obteve os resultados conforme o Gráfico 1:



Sendo assim, tem-se os seguintes valores apresentados na Tabela 10, ou seja, os valores de carga de ruína e o de momento de ruptura das nervuras em concreto armado:

Nervura	Carga de ruína (kN)	Momento de ruptura (kN.m)
Nervura 01	7,568	2,895
Nervura 02	8,861	3,389
Nervura 03	8,644	3,306
Nervura 04	8,520	3,259

Tabela 10 - Carregamentos e momentos de ruína nas nervuras em CA

Fonte: Autora (2016).

4.2 Momentos calculados conforme a NBR 6118:2014 e momentos estimados de ruína

Neste subitem serão abordados os resultados após calculados os momentos de dimensionamento de cálculo (M_d) o qual seria utilizado para essas vigotas, com suas devidas características de concreto e aço, em uma situação normal de projeto, utilizando o f_{ck} do concreto de acordo com a NBR 12655:2015 após o rompimento dos corpos de prova, $f_{yk} = 600$ MPa para o aço utilizado CA 60, $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$, assim como os momentos de ruína utilizando o f_{ck} o $f_{c\ médio}$ dos ensaios, f_{yk} médio dos ensaios, $\gamma_c = 1,0$ e $\gamma_s = 1,0$, a fim de estimar os momentos estimados de ruptura. Também foi calculado os valores para o modelo estimado de ruptura. Na Tabela 11 está demonstrado a diferença dos valores considerados, entre o modelo de projeto e o estimado de ruptura:

Modelo	Υc	γs	f _{ck} capa (MPa)	f _{ck} vigota (MPa)	f_{yk} (MPa)
Cálculo	1,40	1,15	32,25	24,89	600
Estimado de ruína	1,00	1,00	33,10	26,27	813,83
\mathbf{F}_{exc} (2017)					

Tabela 11 – Valores utilizados para diferentes modelos de cálculo

Fonte: Autora (2016).

Posterior a aplicação das equações de cálculo, obteve-se os seguintes resultados descritos na Tabela 12:

M Momente de ruíne Corgo de runt					
Modelo	(kN.m)	(kN.m)	(kN)		
Cálculo	0,654	1,519	3,971		
Estimado de ruína	0,849	2,363	6,178		

Tabela 12 - Momentos máximos obtidos pelos métodos de cálculo

Fonte: Autora (2016).

4.3 Deslocamentos calculados segundo a NBR 6118:2014

Depois de, ter os devidos deslocamentos calculados de acordo com a NBR 6118:2014, utilizando os mesmos fundamentos dos cálculos dos momentos, segue o Gráfico 2 com os valores obtidos, considerando deslocamentos para o estádio I e estádio II.



Gráfico 2 - Momento versus deslocamento

Fonte: Autora (2016).

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são analisados os resultados apresentados no capítulo 5, de modo a gerar subsídios para as conclusões desta pesquisa.

5.1 Cargas verticais

A partir da análise dos resultados obtidos de cargas de ruptura, observou-se uma variação entre as mesmas, também consegue-se observar pelo Gráfico 3 onde mostra os valores de cargas de ruptura em comparativa com o seu valor médio experimental.







O valor médio experimental das cargas das nervuras foi de 8,398 kN e o desvio padrão destas mesmas nervuras foi de 0,571. No Gráfico 3 é capaz de observar que o valor experimental fora superior aos valores de cálculo de ruína e do valor estimado pela ruína, com base no modelo de cálculo da NBR 6118:2014.

5.2 Momentos

Posterior a análise dos resultados obtidos dos momentos de ruptura, observou-se uma variação relativamente baixa entre os mesmos. O Gráfico 4 apresenta os valores dos momentos experimentais, em comparativo com o estimado de ruptura e com o de projeto.





O valor médio experimental dos momentos das nervuras foi de 3,212 kN.m e o desvio padrão destas mesmas nervuras foi de 0,218. No Gráfico 4 é possível observar que o valor de momento experimental fora superior aos valores de cálculo e do valor estimado pela ruína, através do modelo de cálculo da NBR 6118:2014.

Desse modo, se calculou a relação dos valores experimentais sobre os valores estimados para ruptura e inclusive sobre os valores de projeto, em conformidade com o Gráfico 5.

Expõe-se na Tabela 13, a variação entre o momento esperado de ruína e o momento de cálculo, bem como a variação entre os momentos experimentais de ruína e o momento de cálculo, também fica demonstrado suas devidas médias e desvio padrão. Estes mesmos valores estão ilustrados no Gráfico 5.

Teóricos	Variação entre o Momento esperado de ruína e o Momento de cálculo (Md)	
Momento de cálculo (Md)	1,519 kN	0%
Momento esperado de ruína	2,363 kN	55,56%
Experiment	Variação entre os Momentos experimentais de ruína e o Momento de cálculo (Md)	
Nervura 01	2,895 kN	90,59%
Nervura 02	3,389 kN	123,11%
Nervura 03	3,306 kN	117,64%
Nervura 04	3,259 kN	114,55%
Média dos valores de momentos experimentais	3,212 kN	111,55%
Desvio padrão para os resultados experimentais	0,218 kN	

Fonte: Autora (2016).



Gráfico 5 - Valores experimentais sobre os valores teóricos

Em relação ao Gráfico 5, ficou evidente que os valores de projeto (usado em situações reais) estão acima dos valores estimados para ruptura das nervuras, do qual os valores de ruptura obtidos pelos valores experimentais foram de 22,50% a 43,43% superiores aos valores de ruptura estimados pela ruína. Já em relação ao modelo de cálculo de projeto, constatou-se que os modelos experimentais atingiram uma capacidade de carga superior de 90,59% a 123,11%.

É notório que a primeira nervura apresentou um valor menor de cargas, comparado as demais nervuras, sendo assim, desconsiderando esta primeira nervura, os resultados de desvios padrão para as cargas aplicadas nas nervuras são de 0,173, já para os momentos destas mesmas nervuras são de 0,066. Resultando em valores mais precisos e seguros.

Elaborou-se na Tabela 14 a variação entre o momento esperado de ruína e o momento de cálculo, bem como a variação entre os momentos experimentais de ruína e o momento de cálculo. Estes valores estão desconsiderando a Nervura 01, pelo fato dela apresentar uma diferença de carga considerável em relação as outras nervuras.

Teóricos	Variação entre o Momento esperado de ruína e o Momento de cálculo (Md)	
Momento de cálculo (Md)	1,519 kN	0%
Momento esperado de ruína 2,363 kN		55,56%
Experiment	Variação entre os Momentos experimentais de ruína e o Momento de cálculo (Md)	
Nervura 02	3,389 kN	123,11%
Nervura 03	3,306 kN	117,64%
Nervura 04	3,259 kN	114,55%
Média dos valores de momentos experimentais	3,212 kN	118,43%
Desvio padrão para os resultados experimentais	0,066 kN	

Tabela 14 - Variação entre os momentos desconsiderando a Nervura 01

Fonte: Autora (2016).

Com os dados da Tabela 14, pode-se constituir o Gráfico 6, em que denota os valores de variação de momentos desconsiderando a Nervura 01. Em referência ao gráfico mencionado, os valores de ruptura obtidos pelos valores experimentais foram de 37,91% a 43,43% superiores aos valores de ruptura estimados pela ruína. Já em relação ao modelo de cálculo, verifica-se que os modelos experimentais atingiram uma capacidade de carga superior de 114,55% a 123,11%.



Gráfico 6 - Valores experimentais sobre os valores de cálculo desconsiderando a Nervura 01

5.3 Deslocamentos

Perante a verificação dos resultados obtidos dos deslocamentos para determinadas cargas em relação as nervuras ensaiadas, possibilitando momentos diretamente proporcionais. O Gráfico 7 mostra os deslocamentos dos ensaios realizados em comparação com os deslocamentos previstos no estádio I e II, igualmente foram analisados com os métodos de projeto em conformidade com a NBR 6118:2014 e os valores estimados, ou seja, sem a utilização de coeficientes. Neste gráfico não foi descartado os dados da Nervura 01, pois analisando o deslocamento principal até o momento de cálculo resultou em um comportamento similar ao das outras nervuras.



Gráfico 7 – Deslocamentos experimentais versus deslocamentos de cálculo conforme NBR 6118:2014

Fonte: Autora (2016).

Analisando o Gráfico 7, verifica-se a existência de menores valores de deslocamentos pelo modelo de cálculo, em comparação aos obtidos pelos métodos experimentais. Considerando o modelo do estádio II para o momento de projeto, em alguns pontos de aplicação de carga temos uma flecha próxima das experimentais. Já para alguns carregamentos superiores os valores de flecha deixam de estarem a favor da segurança, pois apresentam um menor deslocamento de cálculo.

Realizando um breve comparativo com o trabalho de Oliveira (2015), o referido autor chegou a um aumento em média de 132,81% de carga em relação ao momento de cálculo, e um aumento de média de 32,83% de carga em relação ao momento esperado de ruína. Já neste

trabalho chegou a um percentual de 118,43% em relação da carga ao momento de cálculo, e 40,42% em relação ao esperado de ruína.

Apresentando uma diferença entre as duas análises, como pode-se notar a carga em relação aos momentos de cálculo do Oliveira (2015) apresentou 14,38% superior a análise deste trabalho. Em comparado com a carga em relação ao momento esperado de ruína, este trabalho apresentou 7,59% superior ao de Oliveira (2015). Pode-se analisar com os mesmos, que não há diferença considerável de valores, sendo assim não da interferência das treliçadas de aço nas nervuras.

6 CONCLUSÃO

Neste trabalho realizou-se uma avaliação do comportamento estrutural de lajes nervuradas com vigotas treliçadas em concreto armado, apresentando uma análise dos resultados encontrados experimentalmente e sua comparação com valores adquiridos por meio de modelo de cálculo empregando as especificações da NBR 6118:2014. Com base nos objetivos propostos e por meio de análises realizadas, este capítulo tem por objetivo apresentar as principais conclusões deste estudo.

Com base nos estudos realizados, considerando que os valores dos momentos experimentais foram de 114,55% a 123,11% superiores ao momento de cálculo, pode-se concluir que os modelos de cálculo empregados, utilizando parâmetros conforme especificado pela norma brasileira, apresentam resultados bastante conservadores, porém, a favor da segurança da estrutura.

Pode-se concluir ainda que os modelos de cálculo e parâmetros definidos na NBR 6118:2014 apresentam resultados de deslocamentos verticais, ou seja, de flechas para as lajes, inferiores aos encontrados experimentalmente. Esta constatação é de extrema importância e indica que tais considerações de cálculo devem ser revistas para evitar flechas superiores às previstas em projeto e consequentemente a ocorrência de problemas nas construções.

De acordo com as análises e resultados obtidos, torna-se possível sugerir para futuros trabalhos, a verificação do comportamento das estruturas através de análises numéricas pelo método dos elementos finitos, com o objetivo de aumentar a confiabilidade dos resultados obtidos. Além disso, propõe-se que sejam realizados testes em nervuras com diferentes vãos, além de testes com nervuras empregando vigotas protendidas, de modo a possibilitar uma comparação entre os tipos de vigotas.

Ao final deste estudo é possível constatar que a realização do mesmo, proporcionou uma experiência extremamente enriquecedora na análise experimental de estruturas, a qual permitiu uma vivência na confecção e realização de ensaios de modelos estruturais, aprimorando a visão prática sobre o tema e principalmente quanto à utilização lajes em concreto armado formadas por vigotas pré-moldadas treliçadas.
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA INDÚSTRIA DE LAJES (ABILAJE). Lajes do futuro. 1998. Disponível em: http://piniweb.pini.com.br/construcao/noticias/lajes-do-futuro-86390-1.aspx>. Acesso em: 15 nov. 2015.

ARAÚJO, José Milton de. Curso de Concreto Armado. 4. ed. Rio Grande: Dunas, 2014. 4 v.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NB 1:* Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro: ABNT, 1978.

_____. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

_____. *NBR 12655:* Concreto de cimento Portland – preparo, controle e recebimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

_____. *NBR 14859-1:* Laje pré-fabricada – Requisitos – Parte 1: Lajes unidirecionais. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

CAIO, Felipe. Análise comparativa entre sistemas estruturais de lajes maciças e nervuradas treliçadas. 2014. 77 f. Monografia (Curso de Engenharia Civil)–Centro Universitário UNIVATES, Lajeado, 2014.

CAMPOS FILHO, Américo. *Estados limites de serviço em estruturas de concreto armado*. 2014. Disponível em: https://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/servico.pdf . Acesso em: 09 jun. 2016.

CARVALHO, R. C.; FIQUEIREDO FILHO, J. R. *Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado – Segundo a NBR: 6118:2014.* 4. ed. São Carlos: Ed. UFSCar, 2014.

CARVALHO, R. C. et al. *Escolha da altura de lajes com nervuras pré-moldadas para pavimentos de edificações considerando as verificações do estado limite último e de deformação excessiva.* 2000. Disponível em: http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto2/LajeNerv-S8T177.pdf Acesso em: 3 abr. 2016.

DONIN, Christian. *Estruturas de concreto I*: notas de aula do curso de Engenharia Civil. Santa Cruz do Sul: UNISC, 2015. pt. 2.

FLÓRIO, Márcio Cardozo. *Projeto de execução de lajes unidirecionais com vigotas em concreto armado*. 2004. 200 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia)–Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2004.

NAKAO, R. et al. *Lajes pré-fabricadas treliçadas: uma análise experimental regional segundo a NBR 14859.* 2005. Disponível em: http://www.set.eesc.usp.br/1enpppcpm/cd/conteudo/trab_pdf/120%20.pdf>. Acesso em: 20 maio 2016.

OLIVEIRA, Maurício Alan. *Lajes pré-moldadas nervuradas unidirecionais em concreto armado* – Análise teórica e experimental de nervuras. 2015. Monografia (Curso de Engenharia Civil)–Universidade de Santa Cruz do Sul, Santa Cruz do Sul, 2015.

PINHEIRO, L. M.; CATOIA, B.; CATOIA, T. *Tabelas de vigas:* deslocamentos e momentos de engastamento perfeito. 2010. Disponível em:

<http://www.set.eesc.usp.br/mdidatico/concreto/Textos/22%20Tabelas%20de%20vigas.pdf>. Acesso em: 9 de jun. 2016.

SARTORTI, A. L.; FONTES, A. C.; PINHEIRO, L. M. Análise da fase de montagem de lajes treliçadas. *Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*, São Paulo, n. 6, p. 623-660, 2013.

SILVA, Bernard Rigão da. *Contribuições à análise estrutural de lajes pré-fabricadas com vigotas treliçadas*. 2012. 151 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia)–Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2012.