CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Rodrigo Gerhard

ESTUDO TEÓRICO E EXPERIMENTAL DE LAJES PRÉ-MOLDADAS EM PAINEIS TRELIÇADOS

Santa Cruz do Sul

2016

Rodrigo Gerhard

ESTUDO TEÓRICO E EXPERIMENTAL DE LAJES PRÉ-MOLDADAS EM PAINEIS TRELIÇADOS

Trabalho de Conclusão de Curso II apresentado ao Curso de Engenharia Civil, da Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC, na área de Estruturas.

Orientador: Prof. M.Sc. Christian Donin

Santa Cruz do Sul

2016

Rodrigo Gerhard

ESTUDO TEÓRICO E EXPERIMENTAL DE LAJES PRÉ-MOLDADAS EM PAINEIS TRELIÇADOS

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 Engenheiro 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

RESUMO

O presente trabalho apresenta uma visão geral a respeito de lajes, com enfoque no sistema de lajes nervuradas pré-moldadas em painel treliçado, uma revisão bibliográfica de aspectos de projeto e de dimensionamento regidos pela NBR 6118:2014, moldando-se protótipos de lajes nervurada pré-moldada em painel treliçado submetidos a ensaios de flexão que posteriormente terão seus resultados comparados com modelos teóricos. Realizou-se a comparação considerando uma seção “I” e também uma seção “T”, chegando à conclusão que os protótipos ensaiados comportam-se como uma seção “T” e não uma seção “I”.

Palavras chave: Laje nervurada, painel treliçado.

ABSTRACT

The present work presents an overview of slabs, focusing on the system of precast ribbed slabs in a trellised panel, a bibliographic review of design is exhibit as well as project aspects ruled by NBR 6118: 2014, molding ribbed slab prototypes Pre-cast in a trellised panel submitted to bending tests that will later have their results compared to theoretical models. The comparison was made considering an "I" section and also a "T" section, concluding that the prototypes tested behaved as a "T" section and not an "I" section.

Key words: Ribbed slab, trellised panel.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Seção transversal de laje maciça 15

Figura 2 – Laje apoiada diretamente sobre pilares 17

Figura 3 – Laje apoiada sobre pilar com capitel 18

Figura 4 – Engrossamento da seção da laje (ábaco) 18

Figura 5 – Modelo de laje nervurada 20

Figura 6 – Laje nervurada pré-moldada em painel treliçado 22

Figura 7 – Armadura treliçada utilizada em painéis treliçados 23

Figura 8 – Armadura adicional moldada no painel 23

Figura 9 – Posição da laje sobre a viga de apoio 25

Figura 10 – Nervura de distribuição 27

Figura 11 – Dimensões para determinação do vão efetivo 31

Figura 12 – Seção real e seção de cálculo de uma laje nervurada em painel pré-moldado 41

Figura 13 – Largura da mesa colaborante 45

Figura 14 – Ensaio de compressão em CP's de concreto 59

Figura 15 – Forma 61

Figura 16 – Blocos de EPS posicionados sobre painéis e vigota 62

Figura 17 – Protótipos concluídos 62

Figura 18 – Esquema de ensaio 63

Figura 19 – Maquina de ensaios EMIC GR048 64

Figura 20 – Posição do protótipo no momento do ensaio 65

Figura 21 – Protótipo após o término do ensaio 66

Figura 22 – Seção do protótipo ensaiado 66

Figura 23 – Seção "T" adotada para comparativo teórico 67

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Capa mínima de concreto 24

Tabela 2 - Classes de agressividade ambiental (CAA) 28

Tabela 3 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto 29

Tabela 4 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta \mathbf{c}$ = 10mm 29

Tabela 5 - Valores do coeficiente $\boldsymbol{\varepsilon}$ em função do tempo..... 40

Tabela 6 - Limites para deslocamento 43

Tabela 7 - Valores mínimos para armaduras passivas aderentes..... 47

Tabela 8- Valores de rompimento dos CP’s de concreto 59

Tabela 9- Valores de rompimento dos CP’s de aço 60

Tabela 10- Cargas e ruina e momentos de ruptura..... 72

Tabela 11- Valores utilizados para diferentes modelos de cálculo..... 74

Tabela 12- Valores de momento para diferentes modelos de cálculo..... 74

Tabela 13- Variação de momentos 80

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Diagrama de momento versus deslocamento..... 73

Gráfico 2 – Momento versus deslocamento teórico, considerando uma seção “I” 75

Gráfico 3 – Momento versus deslocamento teórico, considerando uma seção “T”..... 75

Gráfico 4 – Valores de ruptura(kN) obtidos em ensaio..... 76

Gráfico 5 – Comparativo de cargas (kN) 77

Gráfico 6 – Valores de Momentos (kN.m) obtidos em ensaio 78

Gráfico 7 – Comparativo de Momentos (kN.m) 79

Gráfico 8 – Deslocamentos experimentais versus deslocamento de cálculo conforme NBR 6118:2014..... 81

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO 12
1 OBJETIVOS 13
1.1 Objetivo Geral 13
1.2 Objetivo Específico 13
2 JUSTIFICATIVA 14
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 15
4.1 Tipos de lajes 15
4.1.1 Laje Maciça 15
4.1.2 Laje Lisa e Laje Cogumelo 17
4.1.3 Laje Protendida 19
4.1.4 Laje Nervurada 20
4.2 Laje Nervurada Pré-moldada em Painel Treliçado 21
4.2.1 Armadura treliçada 22
4.2.2 Capa de concreto 23
4.2.3 Elementos de enchimento 24
4.2.4 Considerações executivas 25
4.3 Prescrições da NBR 6118:2014 para lajes nervuradas 26
4.3.1 Condições para o projeto 26
4.3.2 Agressividade ambiental 28
4.3.3 Cobrimento e qualidade do concreto 28
4.4 MÉTODOS DE CÁLCULO 30
4.4.1 Análise 30
4.4.1.1 Vão efetivo 30
4.4.1.2 Momentos atuantes 31
4.4.2 Dimensionamento 32
4.4.3 Dimensionamento de lajes 32
4.4.4 Modelos de cálculo 32
4.4.5 Cálculo da armadura para momentos positivos 32
4.4.6 Cálculo da armadura para momentos negativos 35
4.4.7 Flechas em lajes 36
4.4.8 Flecha Elástica 36
4.4.9 Flecha diferida no tempo 39
4.4.10 Momento de inércia 40
4.4.11 Deslocamentos limites 42

4.4.12 Largura colaborante **45**
4.4.13 Força cortante em lajes **46**
4.5 Detalhamento da armadura **47**
4.5.1 Armadura mínima **47**
4.5.2 Armadura negativa **48**
4.5.3 Ancoragem da armadura em lajes **49**
4.5.4 Comprimento de ancoragem básico **49**
4.5.5 Comprimento de ancoragem necessário **49**
4.5.6 Ancoragem de telas soldadas **50**
5 ALGUMAS PESQUISAS **51**
6 METODOLOGIA **57**
6.1 Procedimentos experimentais **57**
6.1.1 Materiais **57**
6.1.1.1 Aço e concreto do painel treliçado **57**
6.1.1.4 Ensaios de tração no aço **60**
6.1.2 Confecção dos protótipos **60**
6.1.2.1 Confecção do painel e da vigota treliçada **60**
6.1.2.2 Confecção da nervura e da capa de concreto **61**
6.1.3 Ensaio de flexão nos protótipos **63**
6.1.3.1 Mecanismo e equipamento de ensaio **63**
6.1.3.2 Procedimento de ensaio **64**
6.2 Cálculo de momentos fletores segundo NBR 6118:2014 ..... **66**
6.2.1 Momento de fissuração **67**
6.2.2 Momento atuante **68**
6.2.3 Momento estimado de ruptura **69**
6.3 Cálculo dos deslocamentos segundo NBR 6118:2014 ..... **69**
6.3.1 Nervura no estádio I **69**
6.3.2 Nervura no estádio II **70**
6.4 Situação prática de aplicação. **71**
7 RESULTADOS **72**
7.1 Resultados experimentais **72**
7.2 Momentos calculados conforme NBR 6118:2014 e momentos estimados de ruína **73**
7.3 Deslocamentos segundo NBR6118:2014 ..... **74**
8 ANÁLISE DOS RESULTADOS **76**
8.1 Cargas verticais **76**
8.2 Momentos **77**
8.3 Deslocamentos **80**

9 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS 82
REFERÊNCIAS 84

INTRODUÇÃO

Segundo Clímaco (2008), lajes são elementos estruturais laminares submetidas a cargas predominantemente normais à sua superfície média, que têm a função de resistir às cargas de utilização atuantes na estrutura. E ainda que são classificadas como elementos integrantes da estrutura terciária da superestrutura de uma edificação, tendo a finalidade de suportar a aplicação direta das cargas distribuídas em superfície.

Atualmente é comum encontrar projetos contendo grandes vãos, fator que torna economicamente inviável a utilização de lajes maciças de concreto, fazendo com que a utilização de lajes nervuradas assumam grande representação na construção civil atual, dentre os sistemas de lajes nervuradas destaca-se cada vez mais as lajes pré-moldadas treliçadas, sendo destacado neste trabalho as lajes pré-moldadas em painéis treliçados, com a utilização desta, a construção ganha muito em agilidade de execução e controle tecnológico deste elemento estrutural.

Este sistema de lajes é originário da Europa e foi implantado no Brasil com a finalidade de buscar maiores vantagens técnicas e econômicas em relação aos sistemas de lajes nervuradas utilizados até então, sendo que hoje as lajes pré-moldadas em painéis treliçados ocupam importante faixa no mercado da construção civil, na construção de edificações, tanto residenciais e comerciais quanto industriais.

1 OBJETIVOS

1.1 Objetivo Geral

Contribuir com o desenvolvimento de estudos e uma melhor compreensão do comportamento do sistema construtivo de lajes pré-moldadas em painéis treliçados e desta forma colaborar com o desenvolvimento acadêmico e industrial deste sistema construtivo.

1.2 Objetivo Específico

- Estudar e revisar a bibliografia disponível e as normas vigentes que se referem ao sistema construtivo estudado;
- Definir um protótipo de laje pré-moldada em painel treliçado a fim de aplica-lo nos métodos de cálculo e experimentos;
- Realizar estudo experimental em laje pré-moldada em painel treliçado;
- Comparar os resultados teóricos com os resultados obtidos nos experimentos;
- Analisar a influência das particularidades do sistema estudado;
- Obter conclusões acerca do desempenho estrutural e dos métodos de cálculo estudados para o sistema construtivo objeto de estudo deste trabalho.

2 JUSTIFICATIVA

São vários os sistemas de lajes adotados na construção civil atualmente e com o passar do tempo as exigências em relação ao desempenho estrutural foi ficando mais rígida, exigindo assim, melhor performance deste elemento.

Buscando alcançar estes objetivos desenvolveu-se o sistema de lajes em painéis treliçados pré-moldados. O presente trabalho mostra sua importância ao verificar-se que é um sistema relativamente novo, que não possuía normatização até o ano de 2002 e ainda não está completamente difundido em nossa região.

A presente pesquisa justifica-se ainda pela análise dos métodos de cálculos para lajes nervuradas pré-moldadas e pelo estudo experimental de lajes pré-moldadas em painel treliçado, fazendo assim com que haja uma melhor compreensão deste sistema construtivo e consequentemente uma utilização mais racional.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Atualmente existem diversos sistemas de lajes a disposição da construção civil em nosso país, dentre eles pode-se destacar o mais usual entre eles, e também mais antigo e difundido, o sistema de lajes maciças, o sistema de lajes cogumelo e lisas, e o sistema de lajes nervuradas, que podem ser compostos por vigotas ou então por painéis treliçados.

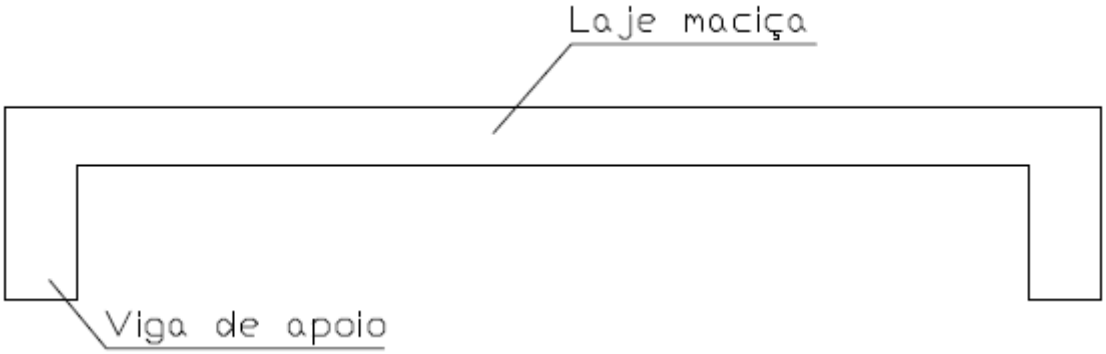
4.1 Tipos de lajes

4.1.1 Laje Maciça

Lajes maciças podem ser definidas como placas de concreto que contêm todas suas superfícies planas, que devem resistir a forças normais ao seu plano, sendo que sua espessura, ou sua dimensão perpendicular à superfície é muito menor quando comparada às demais dimensões (largura e comprimento). Lajes maciças podem ser tanto pré-fabricadas, quanto moldadas in loco.

Conforme demonstrado na Figura 1, toda sua espessura é composta de concreto, contendo armadura de flexão e em casos especiais, armaduras resistentes a força cortante, a laje é apoiada em suas extremidades sobre vigas, que normalmente são concretadas juntamente com a laje, tornando este conjunto uma estrutura monolítica, ou no caso de alvenaria estrutural, sobre a própria alvenaria.

Figura 1 – Seção transversal de laje maciça



Fonte: Elaborado pelo autor, 2016.

Segundo Araújo (2014), embora a concretagem de lajes e vigas seja feita de uma só vez, gerando um único elemento, para fins de simplificação do cálculo admite-se que a laje está simplesmente apoiada sobre as vigas de apoio.

Segundo Carvalho (2014), a laje maciça distribuem, diferentemente das lajes pré-moldadas, suas reações em todas as vigas de contorno, e com isso há um melhor aproveitamento das vigas do pavimento, pois todas elas, dependendo apenas dos vãos e condições de contorno, podem ter cargas da mesma ordem de grandeza. Carvalho (2014), ainda cita outra vantagem das lajes maciças em relação as pré-moldadas, que seria a facilidade da colocar, antes da concretagem, tubulações, porém esta prática compromete uma possível manutenção das tubulações após a concretagem da laje.

Em contrapartida, as lajes maciças apresentam maior peso próprio e maior custo de formas e escoramento, uma vez que o escoramento terá que suportar o peso próprio total da laje, ao contrário das lajes pré-moldadas em que os elementos pré-moldados oferecem resistência, diminuindo a necessidade de escoramento.

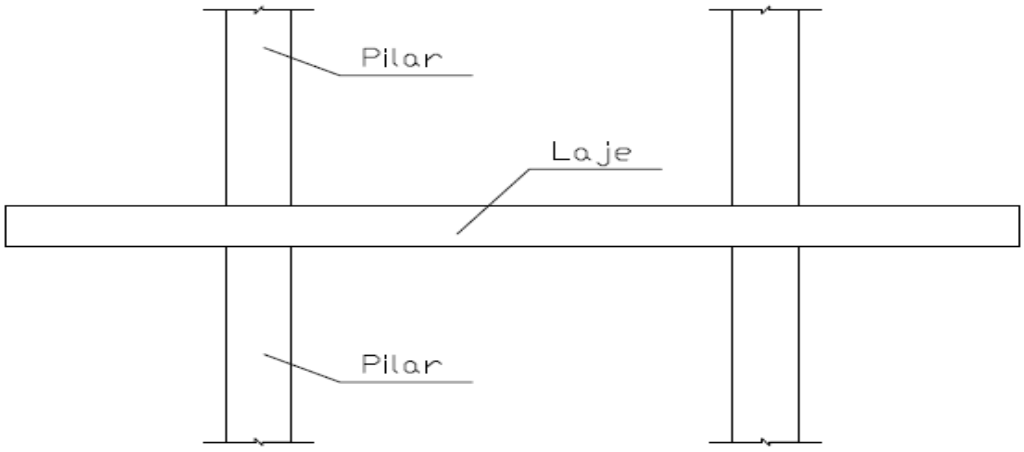
A NBR 6118:2014 determina que nas lajes maciças devem ser respeitados os seguintes limites mínimos de espessura:

- 7cm para cobertura não em balanço;
- 8cm para lajes de piso não em balanço;
- 10cm para lajes em balanço;
- 10cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30KN;
- 12cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30kN;
- 15cm para lajes com protensão apoiadas em vigas com o mínimo de $\frac{l}{42}$ pra lajes de piso biapoiadas e $\frac{l}{50}$ para lajes de piso contínuas;
- 16cm para lajes lisas e 14cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.

4.1.2 Laje Lisa e Laje Cogumelo

No sistema de laje lisa ou cogumelo a laje é apoiada diretamente sobre os pilares, não havendo necessidade de vigas para a laje distribuir tensões como nos outros sistemas. Conforme demonstrado na Figura 2 as lajes são apoiadas diretamente sobre pilares, no caso da laje cogumelo, possuem capitéis.

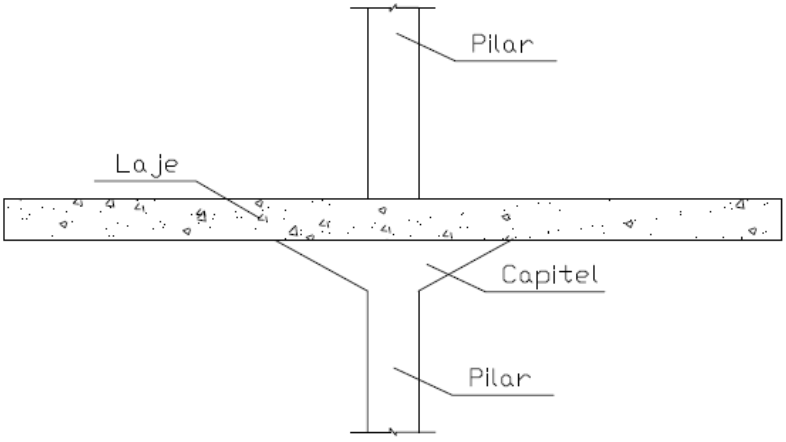
Figura 2 – Laje apoiada diretamente sobre pilares



Fonte: Elaborado pelo autor, 2016.

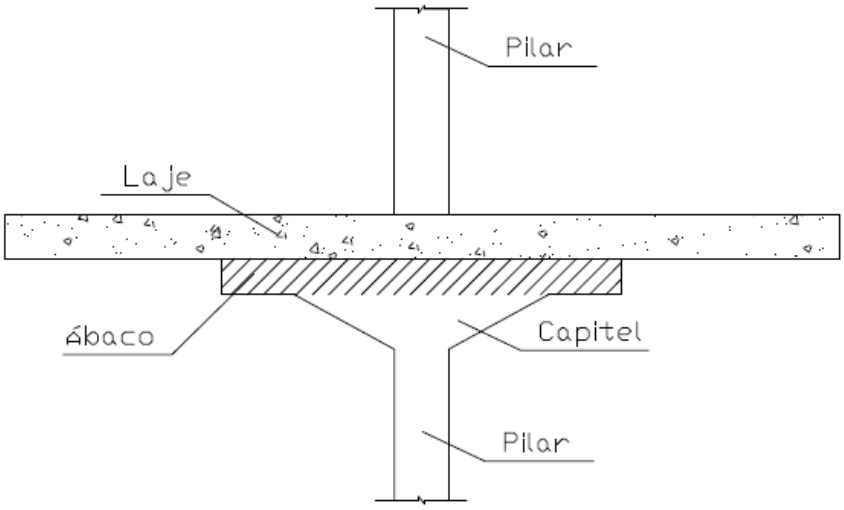
De modo geral a restrição de carga deste sistema de lajes se dá pelas tensões tangenciais de punção ocorrida no entorno dos pilares que apoiam a laje, como solução para este problema adota-se o alargamento da seção do pilar. Este alargamento da origem ao capitel, conforme demonstrado na Figura 3, além do capitel pode ser executado um engrossamento da seção da laje, chamado de ábaco, na região onde esta será apoiada no pilar, este detalhe é apresentado na Figura 4.

Figura 3 – Laje apoiada sobre pilar com capitel



Fonte: Elaborado pelo autor, 2016.

Figura 4 – Engrossamento da seção da laje (ábaco)



Fonte: Elaborado pelo autor, 2016.

Segundo Araújo (2014) as principais vantagens das lajes cogumelo, quando comparado ao sistema de laje tradicional, com vigas, são:

- Geralmente, é uma solução mais econômica do que a solução tradicional, para cargas de grande intensidade;
- Permite a redução do pé-direito e facilita a passagem de dutos sob sua face inferior;
- As formas são mais simples e econômicas;
- Facilidade de armação e concretagem;
- Menores prazos de execução;
- Maior ventilação e iluminação, pela ausência de vigas;

- Maior liberdade para disposição de paredes divisórias.

Ainda segundo Araújo (2014), a fim de simplificar o cálculo dos esforços e melhorar o comportamento estrutural da laje, os pilares devem ser dispostos em filas ortogonais, de maneira regular e com vãos semelhantes. Por este fato, dificilmente lajes cogumelo são utilizadas em construções residenciais, onde normalmente não é possível dispor os pilares de forma regular, tornando esta solução antieconômica. Além dessas condições, a ausência de vigas no conjunto da estrutura faz com que esta seja muito deformável, por forças horizontais, como por exemplo o vento, que é uma força muito atuante em edifícios altos, dificultando o travamento do prédio.

Para fins de cálculo a NBR 6118:2014 determina que nos casos das lajes em concreto armado, em que os pilares estiverem dispostos em filas ortogonais, de maneira regular e com vãos pouco diferentes, o cálculo dos esforços pode ser realizado pelo processo elástico aproximado, com redistribuição, que consiste em adotar, em cada direção, pórticos múltiplos, para obtenção dos esforços solicitantes.

4.1.3 Laje Protendida

A laje protendida consiste em um sistema de laje onde é aplicada uma pró-tensão ao elemento estrutural, usualmente vigotas, com a aplicação desta pró-tensão a parte inferior da vigota que sofrerá flexão ao ser carregada é comprimida, com isto toda a seção de concreto trabalha e as cargas se equilibram. Este equilíbrio faz com que a laje seja capaz de vencer vãos muito maiores.

Este sistema de lajes oferece vantagens como a possibilidade de executar projetos com maiores vãos, e consequentemente diminuição no número de pilares, criando ambientes mais amplos, além de maior velocidade na execução da obra, entre outros.

O sistema de lajes protendidas não pode ser empregado em construções executadas em alvenaria estrutural, pois neste caso é a própria alvenaria que deverá resistir as cargas geradas pela laje, que neste caso não são apenas cargas perpendiculares a alvenaria, gerando momento e a possibilidade de tombamento da parede.

4.1.4 Laje Nervurada

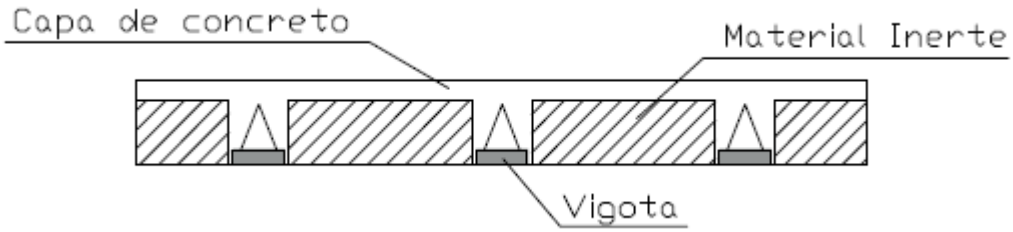
Segundo item 14.7.7 da NBR 6118:2014, lajes nervuradas são as lajes moldadas no local ou com nervuras pré-moldadas, cuja zona de tração para momentos positivos esteja localizada nas nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte.

Quando o projeto exige vãos maiores a utilização de lajes maciças torna-se uma solução antieconômica, devido à elevada espessura que será necessária adotar para a laje, nestes casos a maior parte do carregamento da laje pode ser proveniente da própria estrutura, ou seja, seu peso próprio.

Uma solução lógica para a redução do peso próprio de uma laje é incluir em sua seção transversal algum material com um peso próprio menor ao do concreto, tornando assim a estrutura mais leve e consequentemente diminuindo o carregamento da mesma.

A laje nervurada, por ser constituídas de nervuras que são responsáveis por absorver os esforços de tração permite que entre as nervuras seja colocado algum material inerte, normalmente composto por EPS ou lajota cerâmica, devido ao seu baixo peso próprio, quando comparado ao concreto, estes materiais ainda fazem com que a superfície externa fique plana. A Figura 5 reproduz a seção transversal de uma laje nervurada, demonstrando suas nervuras, o material inerte e a capa de concreto aplicada na face superior da laje.

Figura 5 – Modelo de laje nervurada



Fonte: Elaborado pelo autor, 2016.

Segundo Araújo (2014), de modo geral as lajes nervuradas exigem uma espessura total cerca de 50% maior do que seria necessária para uma laje maciça, entretanto, devido ao peso próprio do material inerte o peso total da

laje nervurada torna-se menor, isto, somado ao menor consumo de concreto resulta em uma solução mais econômica para vãos acima de 8m, aproximadamente.

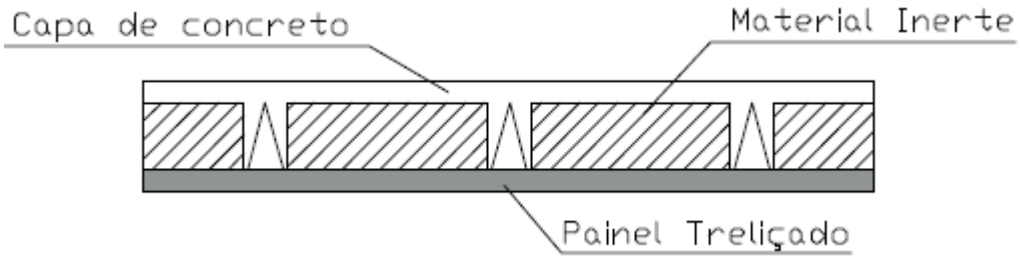
Há diversos modelos de lajes nervuradas, podendo ser pré-moldadas ou moldadas in loco, alguns contam com formas que fazem com que a laje fique vazada, fazendo com que as nervuras fiquem expostas. Outros modelos contam com vigotas, que podem ter a armadura ativa ou passiva, sendo esta última composta por barras retas ou ainda por uma treliça, e elementos de baixo peso próprio, para formar as nervuras e ainda as lajes nervuradas em painéis pré-moldados, modelo este que é o objeto de estudo deste trabalho e será apresentado a seguir.

4.2 Laje Nervurada Pré-moldada em Painel Treliçado

A laje pré-moldada em painéis treliçados é um tipo de laje nervurada onde utiliza-se um painel pré-moldado, também conhecido como pré-laje, constituído de concreto estrutural e armaduras treliçadas eletrossoldadas, capaz de alojar, quando necessário, armadura passiva inferior de tração principal e secundária, os elementos de enchimento, que são desconsiderados para fins de cálculo, e ainda, uma amadura de distribuição localizada tanto no painel pré-moldado quanto na capa de concreto moldada in loco, para evitar o efeito de retração. A altura do painel varia conforme os vãos ou as cargas aplicadas sobre ela.

As treliças são espaçadas umas das outras e o espaço entre elas é ocupado por material inerte e então concretado, fazendo com que as treliças formem nervuras que irão resistir à tração para os momentos positivos. A Figura 6 representa um modelo de laje pré-moldada em painel treliçado, onde o painel geralmente apresenta de 3 a 5 centímetros, e é feita a concretagem de uma capa de concreto.

Figura 6 – Laje nervurada pré-moldada em painel treliçado



Fonte: Elaborado pelo autor, 2016.

A utilização deste sistema apresenta algumas vantagens como por exemplo a possibilidade de eliminar revestimentos como chapisco e reboco na sua face inferior, uma vez que o painel pode apresentar um bom acabamento, dependendo apenas de seu traço, uma vez que sua fabricação é industrializada, ou então no canteiro de obras, sob rígido controle de qualidade, pode ser usada tanto em construções residenciais, como comerciais, e industriais, desde que não seja aplicada uma grande carga sobre a laje.

O painel faz com que a necessidade de escoramento diminua consideravelmente, uma vez que já apresenta alguma resistência a flexão, mesmo contendo apenas uma pequena camada de concreto, o fio superior da treliça espacial atua como armadura de compressão, auxiliando na resistência do painel, outro aspecto importante é a não utilização de formas na obra, pois o painel atua como tal.

4.2.1 Armadura treliçada

A armadura treliçada normalmente utiliza aço CA-60, soldado por eletro fusão ou caldeamento, de modo a formar uma estrutura metálica espacial prismática, composta de duas treliças planas inclinadas e unidas pelo vértice superior.

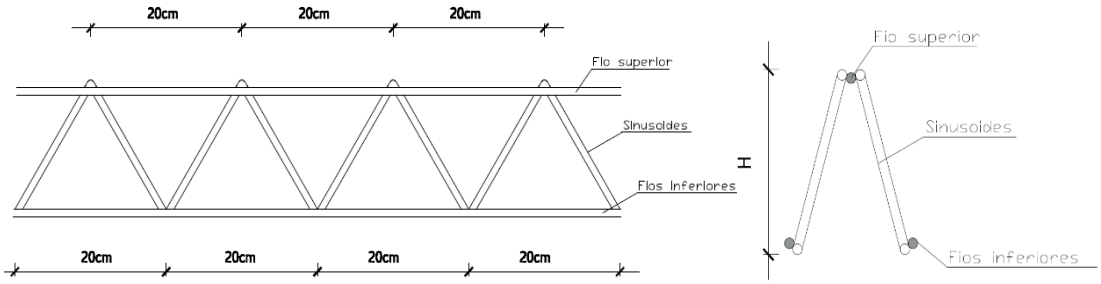
O fio superior é denominado de banzo superior, este deverá atuar como armadura de compressão durante a montagem e concretagem da laje, e em regiões de apoio central, colaborar com a resistência ao momento negativo.

Os dois fios inferiores, denominados banzo inferior, deverão resistir ao efeito de tração originado pelo momento fletor positivo.

As diagonais funcionam como estribos, armaduras resistente ao efeito cortante, e também possuem a importante função de promover uma perfeita aderência entre o concreto pré-moldado do painel com o concreto moldado in loco da capa.

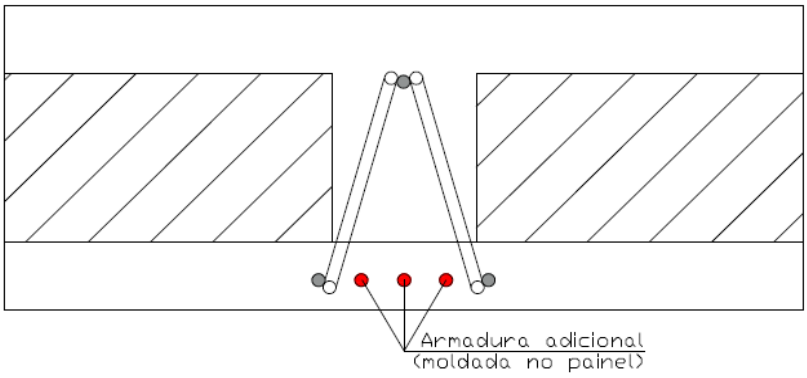
A Figura 7 demonstra a armadura treliçada, que possui uma altura (H) definida por projeto, uma base (b), que mede entre 80 e 120mm, o passo, que é a distância entre eixos dos nós que sempre terá 20cm. A Figura 8 mostra ainda a possibilidade de ser implementada uma armadura adicional no painel pré-moldado.

Figura 7 – Armadura treliçada utilizada em painéis treliçados



Fonte: Elaborado pelo autor, 2016

Figura 8 – Armadura adicional moldada no painel



Fonte: Elaborado pelo autor, 2016.

4.2.2 Capa de concreto

A capa de concreto irá compor a mesa da nervura, tendo como finalidade resistir aos esforços de compressão e ainda distribuir cargas concentradas

para as nervuras, para tanto, o manual técnico de lajes treliçadas da empresa ArcelorMittal define que a capa de concreto deverá ter no mínimo 3cm de espessura, e em casos de edifícios mais altos que sofrem ação do vento, a espessura mínima deverá ser de 5cm, pois assim este elemento poderá absorver esforços horizontais, dando maior rigidez a estrutura.

Ainda segundo o manual técnico de lajes treliçadas da empresa ArcelorMittal a capa deverá possuir uma armadura de distribuição, posicionada em duas direções, possuindo no mínimo 0,9cm²/m para aços CA-25, e de 0,6cm²/m para aços CA-50 ou CA-60, contendo assim 3 barras de aço por metro, esta armadura terá a função de combater os esforços de retração, consolidar a estrutura da nervura com a capa, efetuar um controle na abertura de fissuras e efetivar a distribuição das cargas concentradas. O manual anteriormente citado define, através da Tabela 1 a capa mínima para as alturas totais da laje.

Tabela 1- Capa mínima de concreto

Altura total da laje (cm)	10	11	12	13	14	15	16	17	20	21	24	25	29	30
Espessura Mínima da capa resistente	3	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	5	4	5

Fonte: Manual técnico de lajes treliçadas da empresa ArcelorMittal

4.2.3 Elementos de enchimento

Os elementos de enchimento deverão ser elementos pré-fabricados, o material poderá variar de acordo com as necessidades executivas e de projeto, porém os dois materiais mais comumente encontrados são os blocos cerâmicos e os blocos de EPS (poliestireno expandido), também conhecido como isopor.

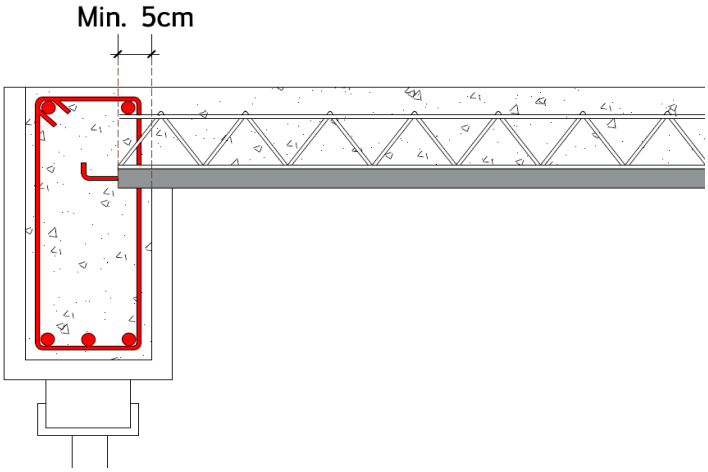
A principal função dos elementos de enchimento é, reduzir o volume de concreto da laje, e consequentemente diminuir o peso próprio deste elemento estrutural, o que possibilita alcançar maiores vãos.

4.2.4 Considerações executivas

Para uma eficiente execução de lajes em painéis treliçados deve-se seguir algumas etapas. Etapas do processo executivo:

- Locação e disposição de escoras metálicas, quando especificado em projeto, deve-se executar a contra flecha nesta etapa da execução;
- Nivelamento das formas das vigas, onde o painel será apoiado a fim de garantir o nivelamento do painel treliçado e, consequentemente da laje;
- Transporte dos painéis, nesta etapa deve-se tomar cuidado para não danificar o banzo superior, pois é ele que garante que o sistema seja autoportante até o momento da concretagem.
- Colocação dos painéis treliçados, devendo o painel ou quando a armadura avançar além do painel, ficar inserido no mínimo 5 centímetros para dentro da viga, e no máximo metade da largura da viga, sendo que a armadura da laje deve ser posicionada abaixo da armadura da viga, a fim de obter uma boa ancoragem, a Figura 9 representa o posicionamento da laje em relação a viga.

Figura 9 – Posição da laje sobre a viga de apoio



Fonte: Elaborado pelo autor, 2016.

- Posicionamento dos elementos de enchimento, que podem ser blocos cerâmicos, blocos de EPS ou outros materiais leves;

- Quando necessário posicionamento da armadura de distribuição na face superior da laje;
- Concretagem da capa de concreto, juntamente com as vigas do pavimento, vibrando o concreto para que este fique bem adensado, a fim de atingir boa resistência;
- Após tempo determinado pelo projetista, retirada do escoramento, começando sempre pelo ponto central em lajes biapoiadas e pela extremidade em lajes em balanço.

4.3 Prescrições da NBR 6118:2014 para lajes nervuradas

4.3.1 Condições para o projeto

Segundo Araújo (2014), A NBR 6118:2014 admite que as lajes nervuradas sejam calculadas da mesma maneira que as lajes maciças, através de processo elástico, desde que:

a) A distância S entre os eixos das nervuras não deve ultrapassar 110cm, isto é,

$$S = l_{0+}b_w \leq 110cm$$

b) A largura das nervuras não deve ser inferior a 5cm e a espessura da mesa não deve ser menor que 4cm nem que 1/15 da distância entre nervuras, ou seja,

$$b_w \geq 5cm$$

$$h_f \geq \begin{cases} 4cm \\ l_0/_{15} \end{cases}$$

O valor mínimo de 4cm para espessura da mesa passa para 5cm, quando existirem tubulações embutidas de diâmetro menor ou igual a 10mm. Para tubulações com diâmetro ϕ>10mm, esse valor mínimo passa ϕ+4cm, ou 2 ϕ+4cm se houver cruzamento de tubulações.

a) Não é permitido o uso de armadura de compressão em nervuras de largura inferior a 8cm.
b) A resistência da mesa à flexão deverá ser verificada sempre que a distância “S” entre eixos de nervuras for maior que 65cm. Nestes casos,

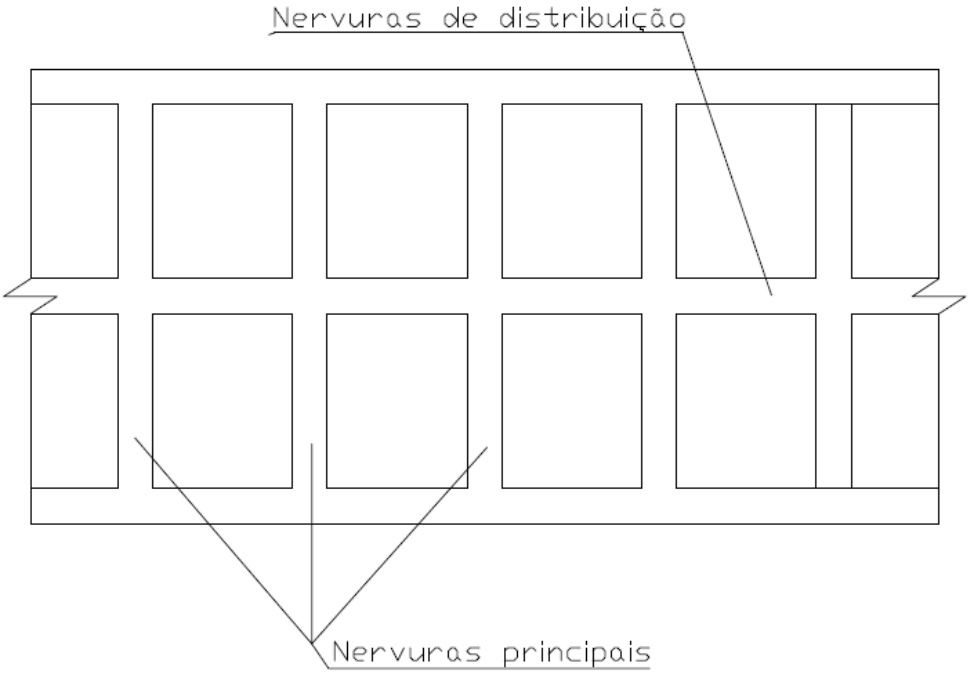
a armadura da mesa deve ser calculada como uma laje maciça de espessura h_f simplesmente apoiada nas nervuras. Se a distância entre eixos de nervuras for menor ou igual a 65cm, pode-se adotar uma armadura mínima para a mesa, sem necessidade do dimensionamento.

c) Se a distância entre eixos de nervuras estiver entre 65cm e 110cm, elas deverão ser verificadas ao cisalhamento como vigas; nestes casos as nervuras deverão ter estribos, obrigatoriamente; se essa distância for menor ou igual a 65cm, as nervuras podem ser verificadas ao cisalhamento com os critérios de lajes; neste último caso, os estribos poderão ser dispensados dês de que $T_{wd} \leq T_{wul}$. A verificação como lajes também é permitida se 65cm<S≤90cm, desde que a largura média das nervuras seja maior que 12cm

d) Os estribos das nervuras, quando necessários, devem ter um espaçamento máximo de 20cm.

Conforme indica a Figura 10, nas lajes armadas em uma só direção, sempre que houver cargas concentradas ou quando o vão teórico l for superior a 4 metros, devem ser colocadas nervuras de distribuição.

Figura 10 – Nervura de distribuição



Fonte: Elaborado pelo autor, 2016.

4.3.2 Agressividade ambiental

Segundo a NBR 6118:2014 a agressividade ambiental é definida de acordo com a Tabela 2.

Tabela 2 - Classes de agressividade ambiental (CAA)

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

[a] Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).
[b] Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.
[c] Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: NBR 6118:2014

4.3.3 Cobrimento e qualidade do concreto

A NBR 6118:2014 indica que para estabelecer parâmetros mínimos a serem atendidos referente ao desempenho e durabilidade da estrutura frente ao tipo e classe de agressividade prevista em projeto deve-se realizar ensaios comprobatórios, ou na falta destes, devido à existência de uma forte correspondência entre a relação água/cimento e a resistência a compressão do concreto e sua durabilidade, permite-se que sejam adotados os requisitos expressos na Tabela 3.

Tabela 3 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto[a]	Tipo[b,c]	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação agua/cimento em massa	CA	≤0,65	≤0,60	≤0,55	≤0,45
	CP	≤0,60	≤0,55	≤0,50	≤0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

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

Fonte: NBR 6118:2014

Ainda segundo NBR 6118:2014, para garantir o cobrimento mínimo ($c_{mín}$), o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (c_{nom}), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (Δc), assim as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais estabelecidos na Tabela 4, para uma tolerância de execução (Δc), igual a 10mm.

Tabela 4 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para Δc = 10mm

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje[b]	20	25	30	45
Concreto protendido[a]	Laje	25	30	40	50

[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: Adaptado pelo autor de NBR 6118:2014

Quando houver um controle adequado de qualidade e limites rígidos de tolerância de variabilidade das medidas durante a execução, pode ser adotado o valor de tolerância de execução (Δc) de 5mm, desde que a exigência de controle rigoroso seja expresso nos desenhos de projeto. Neste caso permite-se a redução dos cobrimentos nominais em 5mm.

Os cobrimentos nominais e mínimos deverão sempre ser considerados a partir da face da armadura externa, geralmente na face externa do estribo.

O cobrimento nominal deverá sempre respeitar:

a) c_{nom}≥ϕbarra;
b) c_{nom}≥ϕ feixe=ϕ_n=$\phi\sqrt{n}$
c) c_{nom}≥0,5ϕ bainha.

É considerado ainda que a dimensão máxima do agregado graúdo utilizado no concreto não poderá ser superior a 20% da espessura nominal do cobrimento, ou seja:

d_{max}≤1,2c_{nom}

4.4 MÉTODOS DE CÁLCULO

A fim de proporcionar maior segurança e conforto ao usuário da estrutura além de maior durabilidade da mesma a segurança dos elementos estruturais deve ser verificada segundo o estado-limite último.

Neste item serão apresentados os principais métodos de cálculo utilizados para o dimensionamento de lajes nervuradas unidirecionais.

4.4.1 Análise

4.4.1.1 Vão efetivo

Segundo NBR 6118:2014 o vão afetivo pode ser calculado por:

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2 \quad (1)$$

Onde:

l_{ef} = Vão efetivo

l_0= Vão livre entre os apoios

a_1= Igual ao menor valor entre ($\frac{t_1}{2}$ e $0{,}3h$)

a_2= Igual ao menor valor entre ($\frac{t_2}{2}$ e $0{,}3h$)

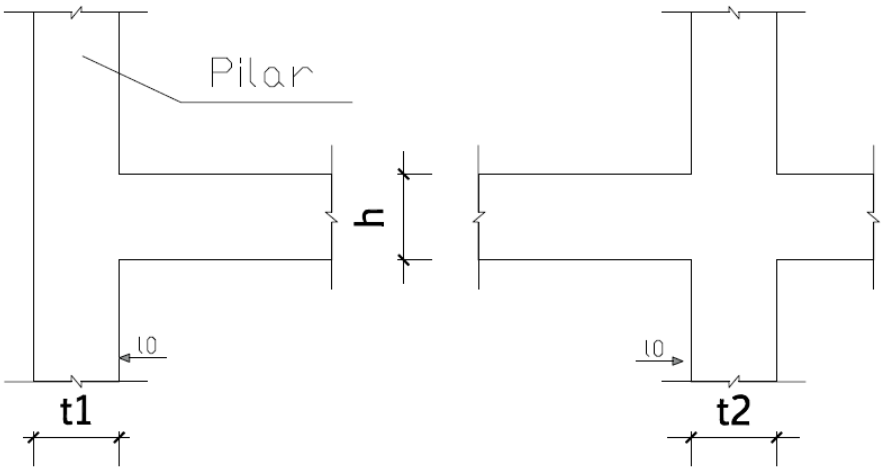
t_1= Largura total do apoio 1

t_2= Largura total do apoio 2

h= espessura da laje

Sendo a_1 igual ao menor valor entre ($\frac{t_1}{2}$ e $0{,}3h$) e a_2 igual ao menor valor entre ($\frac{t_2}{2}$ e $0{,}3h$), conforme a Figura 11.

Figura 11 – Dimensões para determinação do vão efetivo



Fonte: Elaborado pelo autor, 2016.

4.4.1.2 Momentos atuantes

Assim como as lajes armadas em uma só direção, o cálculo do momento fletor solicitante em lajes nervuradas são calculadas como vigas segundo a direção principal, a forma de cálculo destes momentos varia de acordo com as condições de apoio.

a) Laje bi-apoiada: $M_{max} = \frac{pl^2}{8}$ (2)

b) Laje simplesmente apoiada em uma extremidade e engastada em outra:

$$M_{max,positivo} = \frac{pl^2}{14,2} \quad (3)$$

$$M_{max,negativo} = \frac{pl^2}{8} \quad (4)$$

c) Laje biengastada:

$$M_{max,positivo} = \frac{pl^2}{24} \quad (5)$$

$$M_{max,negativo} = \frac{pl^2}{12} \quad (6)$$

4.4.2 Dimensionamento

4.4.3 Dimensionamento de lajes

Para o dimensionamento à flexão normal simples de lajes de concreto armado segue-se o mesmo processo de dimensionamento de vigas, adotando faixas com largura de um metro, sendo este a dimensão da base.

4.4.4 Modelos de cálculo

4.4.5 Cálculo da armadura para momentos positivos

A armadura longitudinal deverá ser distribuída pelas pré-lajes, sendo que pelo menos 50% da seção da armadura deverá ser mantida até os apoios, seguindo o indicado na NBR 6118:2014.

Para que haja um equilíbrio de momentos fletores na seção o momento fletor solicitante deverá ser equilibrado por um momento fletor resistente, proveniente do concreto comprimido e pela armadura tracionada. Portanto ambos os momentos fletores deverão ser iguais ao momento fletor de cálculo Md, portanto:

Msolic. = Mresist.= Md

As forças resistentes internas, oriundas do concreto comprimido e pela armadura tracionada, formam um conjunto de dois elementos opostos ao momento fletor solicitante, tal que:

$$Md=Rcc \cdot zcc \quad (7)$$

$$Md=Rst \cdot zcc \quad (8)$$

Onde:

Rcc . zcc = momento interno resistente proporcionado pelo concreto resistente;

Rst . zcc = momento interno resistente proporcionado pela armadura tracionada;

Onde:

$$Rcc = 0{,}85fcd \cdot 0{,}8x \cdot bw \quad (9)$$

$$Rcc = 0{,}68bw \cdot x \cdot fcd ;$$

$$Zcc = d - 0{,}4x \quad (10)$$

$$Rst = \sigma sd \cdot As \quad (11)$$

Então:

$$M_d = 0{,}68b_w \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d-0{,}4x) \quad (12)$$

Onde:

b_w = largura da seção;

x = posição da linha neutra;

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto a compressão;

d = altura útil

Se 0,8x for menor que a altura da mesa colaborante hf, então a linha neutra passa por esta mesa e a armadura é calculada pela equação:

$$M_d = \sigma_{sd} \cdot A_s (d-0{,}4x) \quad (13)$$

Isolando A_s temos:

$$A_s = \frac{M_d}{\sigma_{sd} \,.\, (d - 0{,}4x)}$$

Onde:

M_d = momento interno resistente proporcionado pelo concreto comprimido;

σ_{sd} = tensão de cálculo na armadura tracionada;

A_s = área de aço da armadura tracionada.

Caso 0,8x for maior que a altura da mesa, então a linha neutra estará na nervura e o cálculo a ser feito é o de uma viga com seção “T”, que é feito decompondo a seção em duas outras seções equivalentes, sendo M_{1d} equivalente a parcela da seção da mesa de concreto e M_{2d} equivalente a porção comprimida da nervura.

Com o equilíbrio de momentos fletores em torno do centro de gravidade das áreas comprimidas de concreto nas seções da mesa e da nervura e considerando o dimensionamento nos domínios 2 e 3, onde σ_{sd} = f_{yd}, as parcelas de armadura são dividias em A_{s1} e A_{s2}:

$$A_{s1} = \frac{M_{1d}}{f_{yd}(d - 0{,}5h_f)} \tag{14}$$

$$A_{s2} = \frac{M_{2d}}{f_{yd}(d - 0{,}4x)} \tag{15}$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \tag{16}$$

Onde:

$M_{1d} = (b_f - b_w) \,.\, h_f \,.\, 0{,}85f_{cd} \,.\, (d - 0{,}5h_f)$;

$M_{2d} = M_d – M_{1d}$;

d = Altura útil;

A_s = área de aço.

4.4.6 Cálculo da armadura para momentos negativos

É entre os domínios 3 e 4 (x=x34), que se dá o máximo momento resistido pela nervura, pois é nesta solicitação da estrutura que há o escoamento do aço e a ruptura do concreto, para calcular o valor de momento que a seção resiste determina-se o valor da linha neutra, conforme a equação:

$$x = x_{34} = \left[{3{,}5}\big/{(3{,}5 + \varepsilon_{yd})} \right] . d \qquad (17)$$

Onde:

ε_{yd}= deformação específica de escoamento do aço;

ε_{yd}= 2,07 para aço CA-50;

ε_{yd}= 2,48 para aço CA-60;

d= altura útil.

Lembrando que a NBR 6118:2014 determina que deve-se obedecer os limites citados abaixo:

x≤0,45.d, para concretos com fck≤ 50Mpa;

x≤0,35.d, para concretos com 50Mpa ≤ fck ≤ 90Mpa;

Para 0,8x ≤ hf temos:

MRd= 0,85.fcd.bw.0,8.x34.(d-0,4x34) (18)

E para 0,8x ≥ hf temos:

MRd= 0,85.fcd.(bf-bw).hf.(d-hf/2)+0,85.fcd.bw.0,8.x34.(d-0,4x34) (19)

Onde:

fcd=fck/1,4;

fck= resistência característica à compressão do concreto;

bw= largura da nervura;

bf= largura colaborante da mesa;

hf= espessura da mesa.

4.4.7 Flechas em lajes

4.4.8 Flecha Elástica

Carvalho (2014), sugere que a favor da segurança, o cálculo da flecha seja feito considerando com o comportamento de elementos isolados, pois desta forma os deslocamentos são maiores. Carvalho (2014), ainda indica que o efeito da fissuração pode ser considerado por meio de uma inércia média I_m, pois uma viga apresenta cessões fissuradas e não fissuradas. Outro efeito a ser levado em consideração deve ser o da fluência do concreto, ou seja, a deformação que o concreto sofrerá no decorrer do tempo, causada por cargas permanentes.

A flecha, sem considerar os efeitos de fluência, quando as nervuras estiverem:

a) Simplesmente apoiadas nas extremidades:

$$a = \frac{5 \,.\, p \,.\, l^4}{384 \,.\, E_c \,.\, I_m} \tag{20}$$

b) Simplesmente apoiada em uma extremidade e engastada em outra:

$$a = \frac{p \,.\, l^4}{185 \,.\, E_c \,.\, I_m} \tag{21}$$

c) Engastada nas duas extremidades:

$$a = \frac{p \,.\, l^4}{384 \,.\, E_c \,.\, I_m} \tag{22}$$

Onde:

p = ação atuante na nervura;

l = vão do tramo;

E_c = módulo de elasticidade do concreto;

I_m = Inércia média.

Quando o momento fletor na seção crítica do vão considerado for menor do que o momento de fissuração M_r, a inércia utilizada deverá ser a inércia da seção bruta de concreto, e não a inércia média I_m.

O cálculo da inércia média I_m, indicado por Carvalho (2014), trata-se do modelo simplificado de Branson para flecha imediata, método este que admite uma única inércia para todo o elemento de concreto, representando tanto os trechos fissurados quanto os não fissurados.

Pode-se utilizar este modelo a fim de obter um valor de inércia intermediário ao valor no estádio I e no estádio II, onde já ocorre a fissuração do concreto.

Sendo assim, Branson obteve a seguinte equação:

$$I_m = \left(\frac{M_r}{M_{at}}\right)^n . I_I + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_{at}}\right)^n\right] . I_{II} \quad (23)$$

Onde:

I_m = momento de inércia efetivo para uma seção ou para toda a peça, no caso de vigas simplesmente apoiadas; momento de inércia médio entre a seção de apoio e a seção do meio do vão, para o caso de vigas continuas;

I_I = momento de inércia da peça no estádio I (da seção bruta ou homogeneizada);

I_{II} = momento de inércia da seção fissurada de concreto no estádio II

M_r = momento de fissuração do concreto

M_{at} = momento atuante, de serviço, na seção mais solicitada;

n = 4 para situações em que a análise é feita apenas em uma seção da peça;

n = 3 quando se faz análise da peça ao longo de todo o seu comprimento.

O momento de fissuração, M_r, separa o comportamento de seção de concreto entre o estádio I e o estádio II, este momento é calculado pela expressão:

$$M_r = \frac{\alpha . f_{ct,m} . I_c}{y_t} \quad (24)$$

Onde:

α = 1,2 para seções em forma de “T” ou duplo “T”;

α = 1,3 para seção “I” ou “T” invertido ;

α = 1,5 para seções retangulares;

I_c = momento de inércia da seção bruta de concreto;

$f_{ct,m}$ = resistência média à tração do concreto, dada por $f_{ct,m} = 0{,}3 \,.\, f_{ck}^{2/3}$(para o caso de estado de deformação excessiva) e resistência à tração inferior do concreto dado por $f_{ctk,inf} = 0{,}21 \,.\, f_{ck}^{2/3}$ (para verificação do estado de formação de fissura). Válido para concretos até C50;

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

A NBR 6118:2004 define que para uma avaliação aproximada da flecha elástica, ou seja, imediata, em vigas, pode-se utilizar a expressão de rigidez equivalente, dada a seguir:

$$(EI)_{eq,t0} = E_{cs}\left\{\left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3\right] I_{II}\right\} \tag{25}$$

Onde:

I_c = momento de inércia da seção bruta de concreto;

I_{II} = momento de inércia da seção fissurada de concreto no estádio II

M_a = momento fletor na seção crítica do vão considerado, ou seja, o momento máximo no vão para vigas biapoiadas ou contínuas e momento no apoio para balanços, para combinação de ações considerada nessa avaliação;

M_r = momento de fissuração do elemento estrutural, cujo valor deve ser reduzido à metade no caso de utilização de barras lisas;

E_{cs} = módulo de elasticidade secante do concreto.

Considerando a equação anteriormente citada a previsão da flecha imediata ou instantânea poderá ser verificada pela equação da resistência dos materiais, válida para seções constantes ao longo da peça, considerado a inércia média:

$$a = \frac{\alpha_c \,.\, p \,.\, l^4}{(E \,.\, I)_{eq}} \tag{26}$$

Onde:

p = carga definida por certa combinação;

l = vão da viga;

$(EI)_{eq}$ = rigidez equivalente;

$\alpha_c = {}^{5}/_{384}$ para vigas simplesmente apoiadas e carga uniformemente distribuída.

No entanto quando há uma viga biapoiada com dois pontos de aplicação de carga pode-se definir a flecha pela equação a seguir, conforme indicado por Pinheiro, Cotoia e Cotoia (2010), sendo que este ensaio é conhecido como ensaio de Stuttgart.

$$w_{máx} = \frac{P*a}{24*EI} * (3 * l^2 - 4 * a^2) \quad (27)$$

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.

4.4.9 Flecha diferida no tempo

Segundo ABNT 6118:2014 por conta da fluência do concreto há uma flecha adicional diferida, decorrente das cargas de longa duração, esta flecha pode ser calculada de maneira aproximada pela multiplicação da flecha imediata pelo fator α_f dado pela equação:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\varepsilon}{1+50\rho'} \quad (28)$$

Onde:

$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$

ε = coeficiente em função do tempo, que pode ser obtido na Tabela 6.

Tabela 5 - Valores do coeficiente ε em função do tempo

Tempo(t) Meses	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	≥70
Coeficiente ε (t)	0	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2

Fonte: NBR 6118:2014

Onde:

t = o tempo, em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida;

t_0 = a idade, em meses, relativa a data de aplicação da carga de longa duração. No caso de parcelas da carga de longa duração serem aplicadas em idades diferentes, pode-se tomar t_0o valor de:

$$t_0 = \frac{\sum P_i t_{0i}}{\sum P_i} \quad (29)$$

Onde:

P_i = parcelas de carga

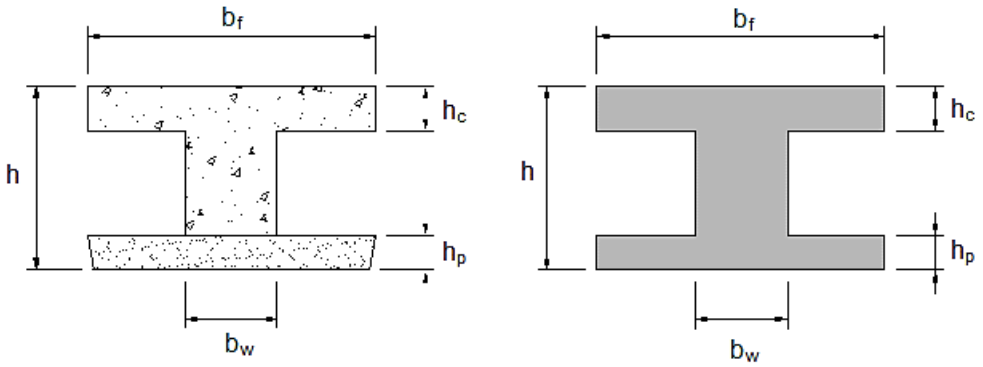
t_{0i} = idade em que se aplicou cada parcela P_i, expressa em meses.

O valor da flecha deve ser obtido multiplicando a flecha imediata por $(1 + \alpha_f)$.

4.4.10 Momento de inércia

Diferentemente de outros modelos de lajes nervuradas, a laje nervurada pré-moldada em painéis treliçados não apresenta, em sua nervura uma seção “T”, conforme apresenta a Figura 12, devido ao painel a seção passa a ter características de uma viga em “I”.

Figura 12 – Seção real e seção de cálculo de uma laje nervurada em painel pré-moldado



Fonte: Ferreira (2015).

Para o cálculo de momento de inercia de uma seção “I” deve-se decompor esta seção em retângulos, neste caso em três retângulos, e a partir disto aplica-se o Teorema de Steiner, também conhecido como Teorema dos Eixos Paralelos, obtendo assim a equação:

$$I_x = (I_{x1} + A_1 \,.\, y_1^2) + (I_{x2} + A_2 \,.\, y_2^2) + (I_{x3} + A_3 \,.\, y_3^2) \qquad (30)$$

Onde:

A_{i} = área

I_{xi} = momentos de inércia de cada parte

$\mathrm{y_i}$ = as distancias entre eixos de cada parte e o eixo Y

O momento de inércia à flexão para seções retangulares pode ser determinado pela fórmula:

$$I_{xi} = \frac{b.h^3}{12} \qquad (31)$$

Onde:

b = largura da seção transversal

h = altura da seção transversal

Após a fissuração da seção bruta de concreto há a necessidade de definição da inércia no estádio II, e para tanto é necessário calcular a posição da linha neutra no estádio II igualando o momento estático da seção já homogeneizada igual a zero, para tanto utiliza-se a seguinte equação:

$$x = \frac{-a_2 \pm \sqrt{a_2^2 - 4 * a_1 * a_3}}{2 * a_1} \qquad (32)$$

Onde:

$$a_1 = \frac{b_w}{2}$$

$$a_2 = h_f * \left(b_f - b_w\right) + \propto_e * A_s$$

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

Uma vez definida a posição da linha neutra no estádio II é possível proceder com o cálculo do momento de inercia da seção no estádio II com a equação exposta a baixo:

$$I_2 = \frac{b_w * x^3}{3} + \propto_e * A_s * (x - d)^2 \qquad (33)$$

4.4.11 Deslocamentos limites

A NBR 6118:2014 define a flecha máxima, ou deslocamentos limites, como os valores práticos utilizados para verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas da estrutura, classificando este deslocamento em quatro grupos.

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 mau funcionamento de elementos que, apesar de não fazerem parte da estrutura estão ligados a ela;

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, incorporando-as ao modelo estrutural adotado.

Os valores do limite de deslocamento que visa proporcionar um adequado comportamento da estrutura em serviço podem ser encontrados na Tabela 6.

Tabela 6 - Limites para deslocamento

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento - limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	l/250
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido as cargas acidentais	l/350
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar agua	Coberturas e varandas	Total	l/250[a]
	Pavimentos que devem permanece planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	l/350+contraflecha[b]
			Ocorrido após a construção do piso	l/600
	Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após o nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	l/500[c] e 10mm e θ=0,0017rad[d]
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	l/250[c] e 25mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente (ψ_1=0,30)	H/1700 e H_i/850[e] entre pavimentos[f]
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	l/400[g] e 15mm
	Forros	Movimentos térmicos	Provocado por diferença de	Hi/500

		horizontais	temperatura	
		Revestimentos colados	Ocorrido após a construção do forro	l/350
		Revestimentos pendurados ou com juntas	Deslocamento ocorrido após a construção do forro	l/175
	Pontes rolantes	Desalinhamento de trilhos	Deslocamento provocado pelas ações decorrentes da frenação	H/400
Efeitos em elementos estruturais	Afastamento em relação às hipóteses de cálculos adotadas	Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporados ao modelo estrutural adotado.		

[a] As superfícies devem ser suficientemente inclinadas ou o deslocamento previsto compensado por contraflechas, de modo a não ter acumulo de água.
[b] Os deslocamentos podem ser parcialmente compensados pela especificação de contraflechas. Entretanto, a atuação isolada da contraflecha não pode ocasionar um desvio do plano maior que l/350.
[c] O vão l deve ser tomado na direção na qual a parede ou divisória se desenvolve.
[d] Rotação nos elementos que suportam paredes.
[e] H é a altura total do edifício e Hi é o desnível entre dois pavimentos vizinhos.
[f] Esse limite aplica-se ao deslocamento lateral entre dois pavimentos consecutivos, devido a atuação de ações horizontais. Não podem ser incluídos os deslocamentos devidos a deformações axiais nos pilares. O limite também se aplica ao deslocamento vertical relativo das extremidades de lintéis conectados a duas paredes de contraventamento, quando Hi representa o comprimento o comprimento do lintél.
[g] O valor l refere-se a distância entre o pilar externo e o primeiro pilar interno.
NOTAS
1 Todos os valores-limites de deslocamentos supõem elementos de vão l suportados em ambas as extremidades por apoios que não se movem. Quando se tratar de balanços, o vão equivalente a ser considerado deve ser o dobro do comprimento do balanço.
2 Para o caso de elementos de superfície, os limites prescritos consideram que o valor l é o menor vão, exeto em casos de verificação de paredes e divisórias, onde interessa a direção a qual a parede ou divisória se desenvolve, limitando-se esse valor a duas vezes o vão menor.
3 O deslocamento total deve ser obtido a partir da combinação das ações características ponderadas pelos coeficientes definidos na seção 11.
4 Deslocamentos excessivos podem ser parcialmente compensados por contraflechas.

Fonte: NBR 6118:2014

4.4.12 Largura colaborante

Para o cálculo de vigas com seção “T” ou “I”, é necessário definir qual a largura colaborante da laje que realmente contribui para a absorção dos esforços de compressão.

A NBR 6118:2014 determina que a largura colaborante, B_f, é dada pela largura da viga, B_w, acrescida de no máximo 10% da distância “a” entre os pontos de momento fletor nulo para cada lado da viga que houver laje colaborante.

A distância “a” é estimada em função do comprimento L do tramo considerado, como se apresenta abaixo:

a = 1,00L para viga simplesmente apoiada;

a = 0,75L para tramo com momento em uma só extremidade;

a = 0,60L para tramo com momento nas duas extremidades;

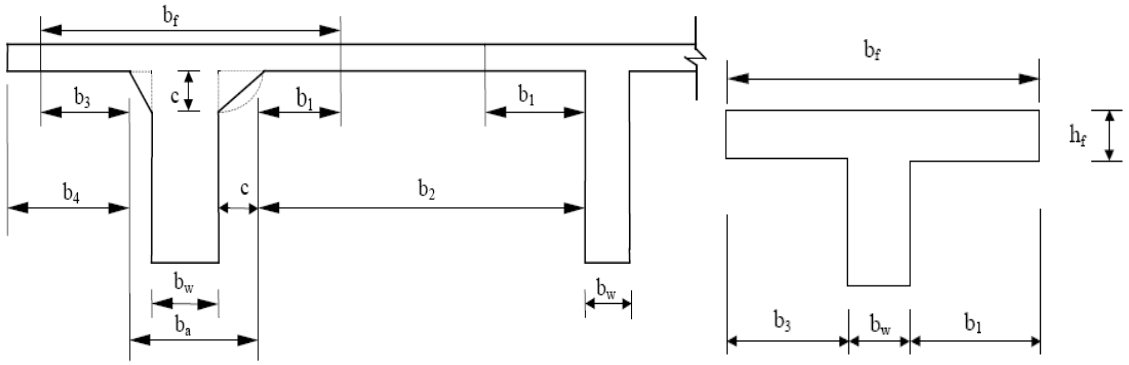
a = 2,00L para tramo em balanço.

Deve-se ainda respeitar os limites b_1 e b_3 conforme indica a Figura 13.

$$b_1 \leq \begin{cases} 0{,}5b_2 \\ 0{,}10a \end{cases}$$

$$b_1 \leq \begin{cases} b_4 \\ 0{,}10a \end{cases}$$

Figura 13 – Largura da mesa colaborante



Fonte: NBR 6118:2014

4.4.13 Força cortante em lajes

Conforme a NBR 6118:2014, lajes maciças ou nervuradas podem prescindir de armadura transversal para resistir as forças de tração originadas da força cortante, para isto se faz necessário que:

$VSd \leq VRd1$

Sendo $VRd1$ a força cortante resistente de cálculo, desta forma $VRd1$ é dado por:

$$V_{Rd1} = [T_{Rd}\ \mathrm{k}\ (1{,}2 + 40p1) + 0{,}15\sigma\mathrm{cp}\ ]\ b_w d \qquad (34)$$

Onde:

T_{Rd}= 0,25f_{ctd}

f_{ctd}= $f_{ctk,inf}/\gamma c$

$p1$=$\frac{\mathrm{As1}}{bwd}$, não maior que |0,02|

σcp= NSd/Ac

K é um coeficiente que tem os seguintes valores:

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

k = |1|;

- Para os demais casos: k = |1,6-d|, não menor que |1|, com d em metros;

$\mathrm{T_{Rd}}$ é tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento;

$\mathrm{A_{s1}}$ é a área da armadura de tração que se estende até não menos que d+$\mathrm{l_{b,nec}}$ além da seção considerada;

$\mathrm{b_w}$ é a largura mínima da seção ao longo da altura útil d;

$\mathrm{N_{Sd}}$ é a força longitudinal na seção devida a protensão ou carregamento (a compressão é considerada com sinal positivo).

4.5 Detalhamento da armadura

4.5.1 Armadura mínima

A fim de garantir um bom desempenho da estrutura, uma boa ductilidade à flexão e um maior controle sobre a fissuração da seção de concreto a NBR 6118:2014 estabelece no item 19.3.3.2 a armadura mínima a ser utilizada em lajes.

Quando houver apoios de lajes que não apresentem continuidade com planos de lajes adjacentes e que tenham ligação com os elementos de apoio, deverá dispor de armadura negativa de borda, armadura esta que deverá se estender por pelo menos 0,15 do vão menor da laje.

A Tabela 7, apresentada a seguir define os valores mínimos para armaduras passivas aderentes.

Tabela 7 - Valores mínimos para armaduras passivas aderentes

Armadura	Elementos estruturais sem armaduras ativas	Elementos estruturais com armadura ativa aderente	Elementos estruturais com armadura ativa não aderente
Armaduras negativas	$ps \geq pmín$	$ps \geq pmín - pp \geq 0{,}67\ pmín$	$ps \geq pmín - 0{,}5pp \geq 0{,}67\ pmín$
Armaduras negativas de bordas sem continuida de	$ps \geq 0{,}67pmín$		
Armaduras positivas de lajes armadas em duas direções	$ps \geq 0{,}67pmín$	$ps \geq 0{,}67pmín - pp \geq 0{,}5pmín$	$ps \geq pmín - 0{,}5pp \geq 0{,}5\ pmín$
Armadura positiva (principal) de lajes armadas em uma direção	$ps \geq pmín$	$ps \geq pmín - pp \geq 0{,}5\ pmín$	$ps \geq pmín - 0{,}5pp \geq 0{,}5\ pmín$

Armadura positiva (secundária) de lajes armadas em uma direção	Ass≥20% Ass≥0,9 $cm2/m$ ps≥0,5$pmín$		-
Onde ps=As/bw e pp=Ap/bwh. NOTA Os valores de $pmín$ são definidos na Tabela 17.3 da ABNT NBR 6118:2014			

Fonte: NBR 6118:2014

A norma ainda estabelece que alternativamente à Tabela 5, a armadura mínima pode ser calculada com base no momento mínimo dado pela equação a seguir, respeitando uma taxa mínima absoluta de 0,15%

$$Md,mín=0,8W0\ fctk,sup \quad (35)$$

Onde:

$Md,mín$= Momento mínimo de cálculo;

$W0$= Resistência da seção transversal bruta de concreto, referente à fibra mais tracionada;

$fctk,sup$= Resistência característica superior do concreto à tração.

4.5.2 Armadura negativa

A respeito da armadura negativa em lajes a NBR 6118:2014 indica apenas que nos casos onde os apoios de lajes que não apresentam continuidades com planos de lajes adjacentes e que tenha ligação com os elementos de apoio, deverá dispor de armadura negativa de borda, conforme a tabela 7, indicando ainda que essa armadura deverá se estender até pelo menos 0,15 do menor vão da laje a partir da face de apoio.

Quando não for determinado os diagramas exatos de momentos negativos em lajes retangulares com carga q ≤ g, as barras da armadura negativa sobre os apoios deverão se estender de acordo com o diagrama triangular de momentos de base igual aos seguintes casos:

a) Em lajes atuando em duas direções ortogonais:

- em uma borda engastada, sendo cada uma das outras três bordas livremente apoiadas ou engastada, 0,25 do menor vão.
- nos dois lados de um apoio com laje contínua, 0,25 do maior dos vãos menores das lajes contínuas.

b) Em lajes atuando em uma só direção.

- em uma borda engastada, 0,25 do vão.

4.5.3 Ancoragem da armadura em lajes

4.5.4 Comprimento de ancoragem básico

O comprimento de ancoragem básico é o comprimento reto de uma barra de armadura passiva necessário para ancorar uma força-limite $A_s f_{yd}$ nessa barra.

O comprimento de ancoragem básico é definido através da equação:

$$l_b = \frac{\emptyset}{4}\frac{f_{yd}}{f_{db}} \geq 25\phi \qquad (36)$$

4.5.5 Comprimento de ancoragem necessário

Para calcular o comprimento de ancoragem necessário utiliza-se a expressão abaixo:

$$l_{b,nec} = \alpha l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,mín} \qquad (37)$$

Onde:

α = 1,0 para barras sem gancho;

α = 0,7 para barras tracionadas com gancho, com cobrimento no plano normal ao do gancho ≥ 3ϕ;

α = 0,7 quando houver barras transversais soldadas;

α = 0,5 quando houver barras transversais soldadas e gancho com cobrimento no plano normal ao do gancho ≥ 3ϕ;

l_b = calculado conforme item 4.5.4;

$l_{b,min}$ = é o maior valor entre 0,3l_b, 10ϕ e 100mm.

Em casos especiais pode-se considerar outros fatores para reduzir o comprimento da ancoragem necessária.

4.5.6 Ancoragem de telas soldadas

As telas são muito utilizadas em armaduras de lajes, quando forem compostas de fios lisos ou com mossas pode-se adotar os mesmos critérios definidos para barras nervuradas, mas para isso o número de fios transversais soldados ao longo do comprimento de ancoragem necessário seja calculado conforme a expressão abaixo:

$$n \geq 4 \frac{As,calc}{As,ef} \tag{38}$$

5 ALGUMAS PESQUISAS

Silva (2012), realizou simulações numéricas de lajes com nervuras treliçadas, seu objetivo foi fornecer para a análise estrutural deste modelo construtivo.

Nesta pesquisa avaliou-se as diferenças entre dois modelos estruturais, considerando uma viga isolada e considerando uma grelha equivalente. Para estes dois modelos estruturais foram desenvolvidos dois tipos de análise, sendo a análise linear modificada conforme NBR 6118 e a análise não linear com relação momento-curva.

Avaliou-se ainda, no modelo de grelha equivalente a influência de nervuras transversais a fim de verificar a influência destas principalmente na verificação da flecha em estado de limite de serviço.

Ao final da pesquisa o autor observou que no modelo de viga isolada, onde não é considerado a capa de concreto na rigidez da laje, os resultados obtidos foram mais conservadores quando comparados aos resultados obtidos a partir do modelo de grelha equivalente. Em um modelo onde foi considerado uma laje com espessura de 21 centímetros, sendo 5 centímetros de capa a simulação pelo modelo de viga isolada não atendeu os limites de flecha exigidos em norma, mesmo aplicando-se o valor máximo permitido de contraflecha, neste caso o problema foi solucionado aumentando a espessura em 1 centímetro e reduzindo a capa de concreto em 1 centímetro, ou seja, um aumento de 2 centímetros na nervura.

Já a mesma laje, contendo 21 centímetros de espessura analisada através do modelo de grelha obteve resultado satisfatório, atendendo as exigências normativas.

Através destas observações o autor concluiu que o modelo de viga isolada é mais indicado para um pré-dimensionamento, ou seja, útil para prever a dimensão dos esforços solicitantes e as dimensões dos elementos da laje, ou ainda quando não houver recursos computacionais, a fim de realizar o dimensionamento através do modelo de grelha.

Quanto ao comparativo entre os dois tipos de análise, para a análise frente ao estado de limite último, as armaduras foram dimensionadas com os esforços fornecidos por uma análise linear simples, após este dimensionamento, foi

realizada a verificação segundo a análise não linear onde os resultados obtidos indicam que o dimensionamento com a análise linear foi adequado e seguro, pois para 100% das cargas da combinação última de ações, nem uma seção atingiu a ruptura. Já para a verificação do estado último de serviço os valores de flecha fornecidos pela análise não linear foram, em média, 29% menores do que os resultados obtidos pela análise linear modificada.

Devido a sua maior complexidade é esperado que os resultados obtidos através da análise não linear sejam mais fiéis à realidade do que os resultados obtidos através da análise linear modificada, entretanto os resultados encontrados através da análise linear modificada são satisfatórios e a favor da segurança.

Cunha (2012), objetivando contribuir com o projeto de lajes treliçadas pré-moldadas, mais especificamente vigotas treliçadas, realizou uma análise crítica da bibliografia sobre o assunto em pauta.

Através desta análise Cunha (2012), esperava fornecer recomendações de projeto através de exemplos resolvidos onde as principais dúvidas dos projetistas eram abordadas, auxiliar, de forma prática no cálculo de lajes treliçadas, abordar questões pouco disseminadas no que se refere ao projeto de lajes pré-moldadas, reunir todas as pesquises relevantes sobre o assunto em questão e melhorar a qualidade dos projetos estruturais nacionais de lajes formadas por vigotas treliçadas.

Ao final da pesquisa Cunha (2012), chegou a algumas conclusões a respeito das recomendações de projeto, dentre elas pode-se destacar a necessidade de nervuras transversais, apesar de não serem obrigatórias na norma brasileira, pois auxiliam na distribuição de cargas concentradas, a importância da laje ser maciça nas regiões próximas aos apoios, os benefícios de utilizar uma capa de concreto maior do que o recomendado na norma brasileira que é de 3 centímetros.

Com os exemplos de aplicação concluiu-se que lajes formadas por vigotas treliçadas são mais suscetíveis à deformações quando comparada a lajes maciças de mesma espessura, sendo esse deslocamento quatro vezes maior em lajes formadas por vigotas treliçadas. Além disso foi concluído ainda que a redistribuição de 60% do momento negativo no apoio garante uma economia de materiais como concreto e aço, uma vez que equaliza os momentos fletores,

se não for realizado esta redistribuição se faz necessário o maciçamento da laje próxima aos apoios, afim de garantir uma seção de concreto comprimida. Na análise de vibrações causadas por uma pessoa caminhando sobre a laje, dependendo do vão da laje, facilmente as características mínimas exigidas por normas não são atingidas, ou seja, este é um ponto crítico no dimensionamento de lajes formadas por vigotas treliçadas.

Flório (2004) realizou uma pesquisa onde o objetivo principal era apresentar estudos dos principais tópicos de conhecimento necessários aos profissionais que atuam na área de lajes pré-fabricadas com nervuras unidirecionais, para tanto foram efetuados estudos de aspectos construtivos que interferem no funcionamento das lajes, avaliação das deformações à longo prazo devida à fluência do concreto, assim fornecendo recomendações de projeto para o dimensionamento ao cisalhamento considerando a atuação de paredes diretamente apoiadas sobre lajes.

As conclusões da pesquisa foram divididas em conclusões referente à execução, ao modelo de cálculo, referente ao estado último de flexão e cisalhamento, e ainda, referente aos limites de deformação excessiva.

Quanto a questão de execução, Flório (2004) salienta que no caso de lajes treliçadas o banzo superior da treliça desempenha papel fundamental para a estabilidade do sistema durante a concretagem e por isso deve se tomar cuidados durante o transporte e a execução para que o banzo superior perca sua retilineidade, evitando que os operários pisem em cima do mesmo. Quanto a concretagem, deverá haver cuidado com o adensamento e cura do concreto, pois estes fatores podem afetar a rigidez das nervuras.

Quanto ao modelo de cálculo, é enfatizado o fato de poucos pesquisadores se deterem a discussões quanto ao processo de determinação dos esforços e deslocamentos das lajes pré-fabricadas, havendo uma serie de hipóteses que levam a resultados distintos. Para lajes unidirecionais Flório (2004) indica que é possível utilizar o modelo de grelha equivalente, considerando sempre que possível a fissuração do concreto e o processo de viga isolada.

Referente ao estado último de cisalhamento e flexão é salientado que o projetista tenha atenção especial a fim de considerar a diferença de capacidade portante que a seção “T” possui para momentos positivos e negativos, podendo assim melhorar a distribuição da armadura tornando a solução mais

econômica, quanto ao cisalhamento deverão ser tomadas precauções quando houver paredes sobre a laje, sendo este fator o mais importante no dimensionamento da nervura e da treliça utilizada.

As considerações quanto ao estado limite de deformação excessiva dão conta que para alturas inferiores a 20 centímetros e vão até 5 metros, o momento de fissuração para cargas usuais de serviço é ultrapassado, a flecha de fluência acompanha o valor do coeficiente de fluência e portanto é maior do que a flecha imediata e ainda que as expressões da NBR 6118:1980 e NBR 6118:2003 apresentam resultados subestimados das flechas quando comparada a resultados experimentais.

Droppa (1999), realizou uma pesquisa enfocada na análise estrutural de lajes pré-moldadas por vigotas treliçadas, nesta pesquisa a análise foi realizada mediante o modelo de grelhas, considerando ainda a não-lenearidade do concreto armado, utilizando-se a relação momento x curvatura e carregamento incremental.

Com esta pesquisa Droppa (1999) objetivava realizar estudos teóricos mediante simulações em programas de computador, sendo o estudo dirigido, especificamente a painéis de laje unidirecionais e bidirecionais, e ainda propor recomendações para a análise deste tipo de laje.

Para obter suas principais conclusões Droppa (1999) utilizou-se do modelo teórico adotado para as análises que foi avaliado através de comparação entre os valores experimentais, sendo que nestas as principais conclusões foram:

- O modelo de grelha é bastante adequado para análise de lajes nervuradas pré-moldadas;
- Os resultados da análise teórico-experimental da laje pré-moldada indicam que os deslocamentos foram fortemente influenciados pala rigidez à torção;
- A redistribuição de momentos fletores nas lajes continuas.

Carvalho (2014) realizou um estudo preliminar onde inicialmente é apresentada uma análise sobre o comportamento de três situações básicas, elementos independentes, laje pré-moldada com capa de concreto e laje maciça, utilizando como exemplo um pavimento quadrado e com todas as bordas simplesmente apoiadas.

Com este estudo Carvalho (2014), pretendia identificar um processo de cálculo, modelo físico e matemático, que permitisse ser utilizado com facilidade, segurança e que resulte em valores próximo aos reais, para isto para os casos de laje pré-moldada com capa de concreto e laje maciça a análise foi feita usando-se o processo de grelha equivalente, que consiste em discretizar o pavimento por meio de um conjunto de elementos ortogonais capazes de resistir a torção e a flexão, simulando o comportamento da estrutura, no caso de elementos independentes, cada nervura trabalha como uma viga, uma vez que trata-se de um elemento isolado.

Ao analisar os resultados constatou-se que embora a limitação dos exemplos utilizados não permita quantificar precisamente a influência dos diversos parâmetros na parcela de carga absorvida pelas vigas de borda paralelas a nervura, pode-se analisar esta influência de forma qualitativa, obtendo assim importantes indicativos para projetos.

Constatou-se ainda que a geometria da laje influência de forma significativa na trajetória das cargas até as vigas de apoio, sendo quanto mais próxima da forma quadrada, maior será a parcela de carga absorvida pelos apoios paralelos às nervuras. A capa de concreto demonstrou importante papel para fins de distribuição de carga, sendo que após sua fissuração o efeito de distribuição proporcional diminui, podendo chegar esta diminuição em até 30%.

Por fim, Carvalho (2014) indica que aproximadamente 25% da carga total da laje seja transmitida para os apoios paralelos às nervuras, e nas vigas perpendiculares a estas mesmas nervuras utiliza-se 100% da carga, adotando assim uma solução a favor da segurança, considerando 1,25P, uma vez que P é a carga da laje.

Santos et al (2009), realizaram uma pesquisa a fim de determinar as flechas imediatas em protótipos de lajes pré-moldadas treliçadas utilizando a expressão de Branson.

Neste trabalho os resultados experimentais relacionados a flecha imediata de protótipos de lajes pré-moldadas treliçadas biapoiadas foram comparados aos resultados numéricos obtidos por meio de diferentes modos de utilização da expressão de Branson. Foram analisadas a aplicação da expressão considerando-se o elemento estrutural como um todo, com o auxílio do sistema computacional Ansys, a aplicação da expressão para cada elemento finito

gerado pela subdivisão do elemento estrutura, aplicação das expressões do momento de fissuração e dos momentos de inércia nos estádios I e II.

Para o estado último de utilização a aplicação da expressão de Branson, considerando o elemento estrutural como um todo e o método de aplicação das expressões de momento de fissuração e dos momentos de inércia no estádio I e II com o auxílio do Ansys apresentaram resultados a favor da segurança quando considerado nos cálculos o momento de fissuração obtido conforme as recomendações da NBR 6118:2003.

Quando foi considerado o momento de fissuração obtido através de experimentos os resultados tornaram-se contra a segurança, quanto ao método de aplicação da expressão para cada elemento finito gerado pela subdivisão do elemento estrutural, os resultados não apresentaram-se satisfatórios, uma vez que foi conferida uma grande rigidez a estrutura por este tipo de modelagem numérica.

6 METODOLOGIA

Em um primeiro momento o estudo contou com uma revisão bibliográfica, através dela obteve-se conhecimento sobre o sistema de lajes nervuradas pré-moldadas em painéis treliçados e ainda sobre os principais aspectos de cálculo e de projeto do mesmo.

Após esta pesquisa inicial foram realizados ensaios de laboratório em lajes pré-moldadas em painéis treliçados, para então comparar os resultados obtidos com os modelos de cálculos sugeridos pela norma brasileira vigente para este sistema.

O ensaio é baseado na simulação de três protótipos de lajes pré-moldadas em painéis treliçados em que foram utilizados blocos de EPS como elemento de enchimento, e ainda, uma laje pré-moldada com uma vigota treliçada, onde também foram utilizados blocos de EPS como elemento de enchimento, com o objetivo de verificar seu comportamento e a carga suportada pela laje até sua ruptura, este último modelo foi ensaiado apenas com o propósito de obter valores experimentais, o qual não será comparado com o outro modelo ensaiado pela diferença de seção, uma vez que apresentou 2 centímetros a menos de altura útil.

6.1 Procedimentos experimentais

6.1.1 Materiais

6.1.1.1 Aço e concreto do painel treliçado

Para a concretagem do painel treliçado utilizou-se os seguintes materiais: cimento CP-V ARI-RS, areia média, peneirada em peneira com a abertura de

4,75mm, brita 1 lavada e agua potável, sendo que o traço do concreto foi de 12kg de cimento para 30kg areia para 40kg de brita, utilizando 7 litros de água. O painel ainda continha tela soldada composta por aço CA60 com espaçamento transversal e longitudinal de 15cm e fios de 4,2mm, e uma treliça do modelo TB-8L, tendo os fios inferiores o diâmetro de 4,2mm e o superior de 5mm.

6.1.1.2 Concreto da capa

Para a concretagem da nervura e da capa, foi utilizado cimento CP-V ARI-RS, areia média, peneirada em peneira com a abertura de 4,75mm, brita 1 lavada e agua potável, sendo utilizado novamente o traço de 12kg de cimento para 30kg areia para 40kg de brita, utilizando 7 litros de água. Salienta-se que a escolha do cimento CP-V ARI-RS foi decorrente do curto prazo de tempo para a execução dos protótipos, uma vez que a disciplina de Trabalho de Curso II tem a duração de quatro meses.

6.1.1.3 Ensaios de compressão em CP’s de concreto

Afim de verificar a resistência do concreto constante nos protótipos no momento do ensaio foram realizados ensaios de rompimento a compressão nos corpos de prova colhidos durante a concretagem das lajes, totalizando 8 CP’s, sendo 4 CP’s do concreto 1, utilizado para a confecção dos painéis e da vigota e 4 CP’s do concreto 2, utilizado nas nervuras e capas, a Figura 14 demonstra o ensaio de compressão.

Figura 14 – Ensaio de compressão em CP's de concreto

Fonte: Elaborado pelo autor, 2016.

Os valores obtidos nestes ensaios podem ser observados na tabela a seguir.

Tabela 8- Valores de rompimento dos CP's de concreto

CP's	Carga de rompimento (MPa)	Média (MPa)	Desvio padrão (MPa)
CP1 concreto 1	36,29	36,69	2,75
CP2 concreto 1	40,6		
CP3 concreto 1	35,8		
CP4 concreto 1	34,13		
CP1 concreto 2	26,99	31,81	4,43
CP2 concreto 2	31,56		
CP3 concreto 2	37,73		
CP4 concreto 2	30,96		

Fonte: Elaborado pelo autor 2016

6.1.1.4 Ensaios de tração no aço

Para verificar a resistência do aço utilizado na confecção dos protótipos foram realizados ensaios de rompimento por tração, sendo 6 CP's da tela de aço constante no painel, 3 CP's dos fios inferiores de treliça e 3 CP's do fio superior da mesma. Os resultados do ensaio podem ser observados na tabela a seguir.

Tabela 9- Valores de rompimento dos CP's de aço

CP's	Tensão de escoamento(MPa)	Média (MPa)	Desvio Padrão (MPa)
CP tela 1	666,85	668,73	12,05
CP tela 2	652,29		
CP tela 3	676,17		
CP tela 4	667,58		
CP tela 5	687,53		
CP tela 6	661,98		
CP1 treliça 4,2	767,2	782,92	24,42
CP2 treliça 4,2	811,06		
CP3 treliça 4,2	770,5		
CP1 treliça 6,3	683,3	684,37	2,2
CP2 treliça 6,3	686,9		
CP3 treliça 6,3	682,9		

Fonte: Elaborado pelo autor, 2016.

6.1.2 Confecção dos protótipos

6.1.2.1 Confecção do painel e da vigota treliçada

Tanto os painéis treliçados quanto à vigota treliçada utilizados foram produzidos pelo autor deste trabalho dentro da Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC, realizando os seguintes processos executivos:

a) Construção das formas, já com a altura total do protótipo, pois posteriormente as mesmas foram reaproveitadas para a confecção do restante

do modelo, a forma utilizada pode ser observada na Figura 15. Os painéis contaram com 2 metros de comprimento por 45 centímetros de largura e a vigota com 2 metros de comprimento por 15 centímetros de largura, ambos contendo 4 centímetros de altura;

Figura 15 – Forma

Fonte: Elaborado pelo autor, 2016.

b) Posicionamento da armadura e preparação e lançamento do concreto nas formas, após o lançamento o concreto foi vibrado para um melhor adensamento do mesmo;

c) Modelagem de 4 corpos de prova de concreto;

d) Cura do concreto.

6.1.2.2 Confecção da nervura e da capa de concreto

a) Conforme demonstrado na Figura 16, após período de cura dos painéis e da vigota foram posicionados os blocos de EPS de modo a criar uma capa de concreto com 5 centímetros de altura, totalizando assim os 17 centímetros de altura do protótipo. Os blocos de EPS possuem 8 centímetros de altura e 17,5

centímetros de largura, com isto a nervura apresentou uma largura de 10 centímetros.

Figura 16 – Blocos de EPS posicionados sobre painéis e vigota

Fonte: Elaborado pelo autor, 2016.

b) Preparação e lançamento do concreto, após o lançamento o concreto foi vibrado e reguado, criando uma seção continua e plana, conforme Figura 17.

Figura 17 – Protótipos concluídos

Fonte: Elaborado pelo autor, 2016.

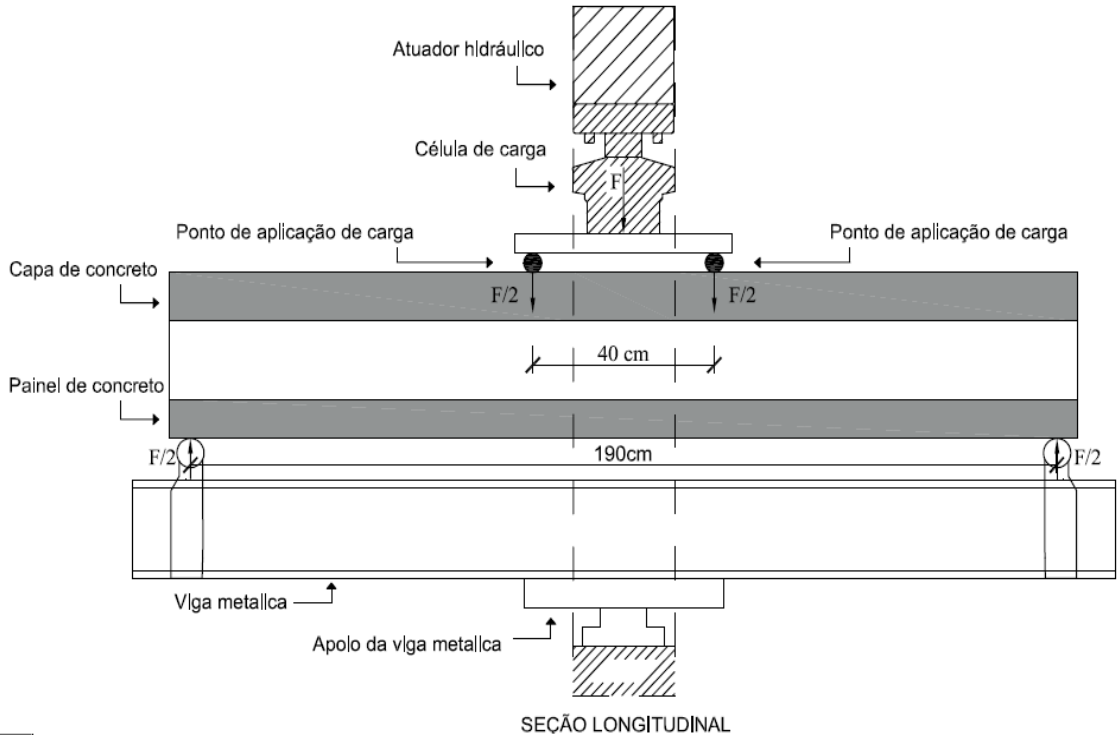
c) Modelagem de 4 corpos de prova do concreto utilizado na confecção das nervuras e das capas

6.1.3 Ensaio de flexão nos protótipos

6.1.3.1 Mecanismo e equipamento de ensaio

Para a realização dos ensaios de flexão nos dois modelos propostos fez-se necessária uma adaptação do equipamento de ensaio. Na parte inferior do equipamento posicionou-se uma viga metálica de perfil I e sobre o mesmo foram posicionados dois apoios de aço, na parte superior dividiu-se o ponto de aplicação de carga em dois, sendo o espaçamento entre eles de 40 centímetros, o esquema citado pode ser observado na Figura 18.

Figura 18 – Esquema de ensaio



Fonte: Elaborado pelo autor, 2016.

Para a realização dos ensaios foi utilizado o equipamento de ensaios EMIC GR048, que permite a realização de ensaios de tração e ensaios de compressão, possuindo capacidade de 300kN, com sistema autotravante e pré-aperto por sistema pneumático, sendo este ilustrado na Figura 19.

Figura 19 – Maquina de ensaios EMIC GR048

Elaborado pelo autor, 2016.

6.1.3.2 Procedimento de ensaio

Primeiramente o protótipo é colocado sobre os apoios de modo que fique centralizada, conforme exposto na Figura 20

Figura 20 – Posição do protótipo no momento do ensaio

Elaborado pelo autor, 2016.

Após o correto posicionamento do protótipo inicia-se a aplicação da carga em dois pontos até que ocorra o colapso do mesmo, a Figura 17 demonstra a parte inferior do protótipo ao término do ensaio.

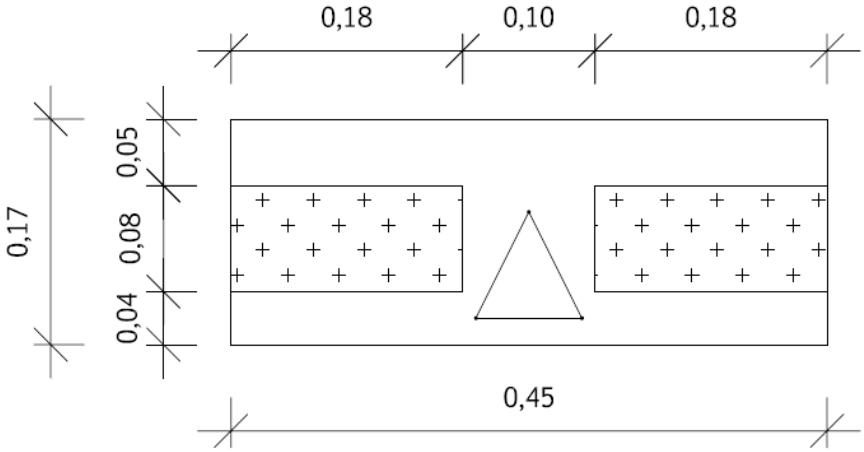
Figura 21 – Protótipo após o término do ensaio

Elaborado pelo autor, 2016.

6.2 Cálculo de momentos fletores segundo NBR 6118:2014

Com o intuito de comparar os resultados obtidos experimentalmente com nervuras para seção demonstrada na Figura 22 são apresentados a seguir, etapas do cálculo de momento fletores de fissuração e atuantes nos protótipos.

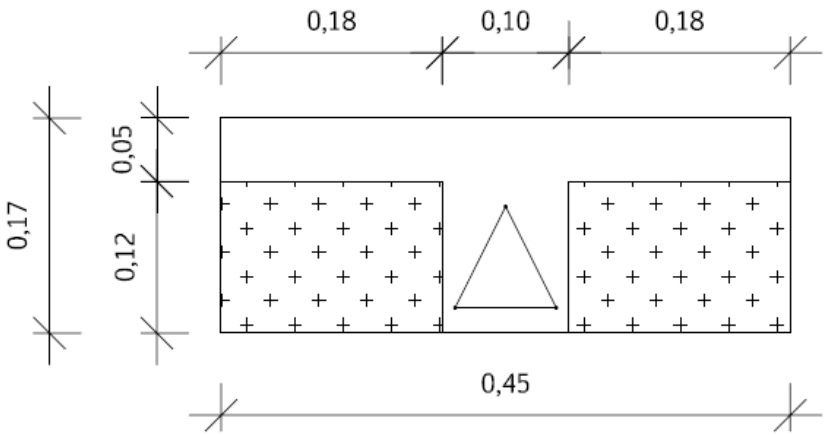
Figura 22 – Seção do protótipo ensaiado



Elaborado pelo autor, 2016.

Ainda para fins de comparação realizou-se os cálculos teóricos para uma seção “T” com sua seção exemplificada na Figura 23.

Figura 23 – Seção “T” adotada para comparativo teórico



Elaborado pelo autor, 2016.

6.2.1 Momento de fissuração

Para o cálculo do momento de fissuração foi utilizada a equação 30, do Teorema de Steiner, a fim de definir a inércia e o centro de gravidade da seção, encontrando como resultado os seguintes valores:

$I = 16820cm^4$

$Y_{cg} = 8{,}79$

Efetuou-se o mesmo procedimento considerando a seção T, obtendo os valores expressos abaixo:

$I = 7563{,}09cm^4$

$Y_{cg} = 11{,}54$

Uma vez conhecido estes valores se fez possível prosseguir com o cálculo do momento de fissuração através da equação 24:

Onde:

Para a seção “I”

$\alpha = 1{,}3$

$I = 16820cm^4$

$fct_m = 0{,}3\,.\,fc^{2/3} = 0{,}3\,.\,36{,}39^{2/3} = 3{,}29MPa$

$Y_t = 8{,}79$

Para seção “T”

$\alpha = 1{,}2$

$I = 7563{,}09cm^4$

$fct_m = 3{,}29MPa$

$Y_t = 11{,}54$

Portanto:

$M_{rI} = 818{,}42\ kn.cm = 8{,}18\ kn.m$

$M_{rT} = 257{,}96\ kn.cm = 2{,}58\ kn.m$

6.2.2 Momento atuante

Para a definição do momento atuante é utilizado o modelo de uma viga biapoiada contendo dois pontos de aplicação de carga, sendo eles equidistantes dos apoios, portanto calcula-se o seu valor de carga total e multiplica-se a mesma pela distância do ponto de aplicação da carga até o apoio.

O momento máximo, por exemplo, é encontrado utilizando a carga máxima multiplicada pela distância de sua aplicação até o apoio, conforme demonstrado abaixo:

$$M_{max} = 12{,}52kn\,.\,0{,}75m$$

$$M_{max} = 9{,}38\ kn.m$$

6.2.3 Momento estimado de ruptura

Para encontrar o momento estimado de ruptura igualou-se as equações 10 e 11, sem a utilização de coeficientes de segurança, a fim de encontrar a posição da linha neutra, possibilitando assim o cálculo do momento estimado de ruptura.

Onde:

$b_w = 45cm$

$h = 17cm$

$d = 17 - 2 - {}^{0,42}/_{2} = 14,8cm$

$A_s = 0,695cm^2$

$Concreto(ensaio) = 31,8MPa$

$fy_{(ensaio)} = 66,87$

Portanto:

$X = 0,48cm$

$M = 6,79\ kN.m$

6.3 Cálculo dos deslocamentos segundo NBR 6118:2014

6.3.1 Nervura no estádio I

Enquanto a estrutura se encontra no estádio I calcula-se o momento de inércia da seção bruta, sem considerar o aço, para tanto é utilizado novamente o Teorema de Steiner para determinar a inércia das seções “I” e “T”, chegando ao resultado de:

$I_I = 16820\ cm^4$

$I_T = 5763,09\ cm^4$

Após obter o momento de inércia da seção bruta é possível determinar o deslocamento máximo estimado para a carga média de ruptura dos protótipos, para tanto utiliza-se a equação 27:

$w_I = 0{,}055cm\ ou\ 0{,}55mm$
$w_T = 0{,}12cm\ ou\ 1{,}2mm$

6.3.2 Nervura no estádio II

A fim de determinar o deslocamento no estádio II deve-se obter a posição da linha neutra a partir da equação 31:

Onde:
$a_1 = 5$
$a_2 = 189{,}03$
$a_3 = -402{,}87$

Portanto:
$x = 2{,}5$

Após ser conhecido a posição x da linha neutra é possível calcular o momento de inércia da seção no estádio II através da equação 32, considerando a área de aço, em relação a posição x:

$I_{II} = 661{,}61$

Calcula-se ainda a rigidez equivalente para a seção fissurada, onde foi utilizado, o momento de ruina obtido nos experimentos, deste modo obtém-se, através da equação 25 o resultado de:

$E_{ieq\,I} = 35225544{,}56$
$E_{ieq\,T} = 2815942{,}14$

Utilizando o modulo de rigidez equivalente da seção no estádio II e a carga de ruptura dos protótipos é estimado o deslocamento máximo utilizando novamente a equação 27. Obtendo assim o resultado de:

$W_{\max I} = 0{,}96mm$

$W_{\max T} = 11{,}9mm$

6.4 Situação prática de aplicação.

Este item tem como objetivo demonstrar uma situação real de projeto onde o modelo de laje apresentado neste trabalho é aplicado, demonstrando o momento atuante.

Para tanto foi considerado um vão efetivo de 4 metros, e uma composição de carga composta por, 1,21kN devido ao peso próprio da estrutura, 0,38kN referente ao revestimento inferior, 0,78kN, atribuídos ao contra piso e revestimento cerâmico e ainda 1,5kN de carga variável, considerando uma edificação residencial, conforme indicado pela NBR 6120:1980, totalizando assim uma carga distribuída de 3,87kN/m.

Com o carregamento de 3,87kN/m e um vão de 4 metros encontra-se um momento de 7,74kN.m, momento este que encontra-se acima do momento estimado de ruptura.

7 RESULTADOS

Este capítulo apresenta os resultados obtidos por meio de cálculos segundo o protótipo ensaiado e também os resultados experimentais, referentes a momento fletor e deslocamento.

7.1 Resultados experimentais

Posteriormente a realização do ensaio de Stuttgart em três protótipos semelhantes nos quais foram coletados os dados de força aplicada e de deslocamento sofrido pelo modelo até sua ruptura, com estes dados foi possível determinar o momento atuante durante o ensaio e a variação do deslocamento sofrido, desta maneira obteve os resultados expressos na Tabela 10:

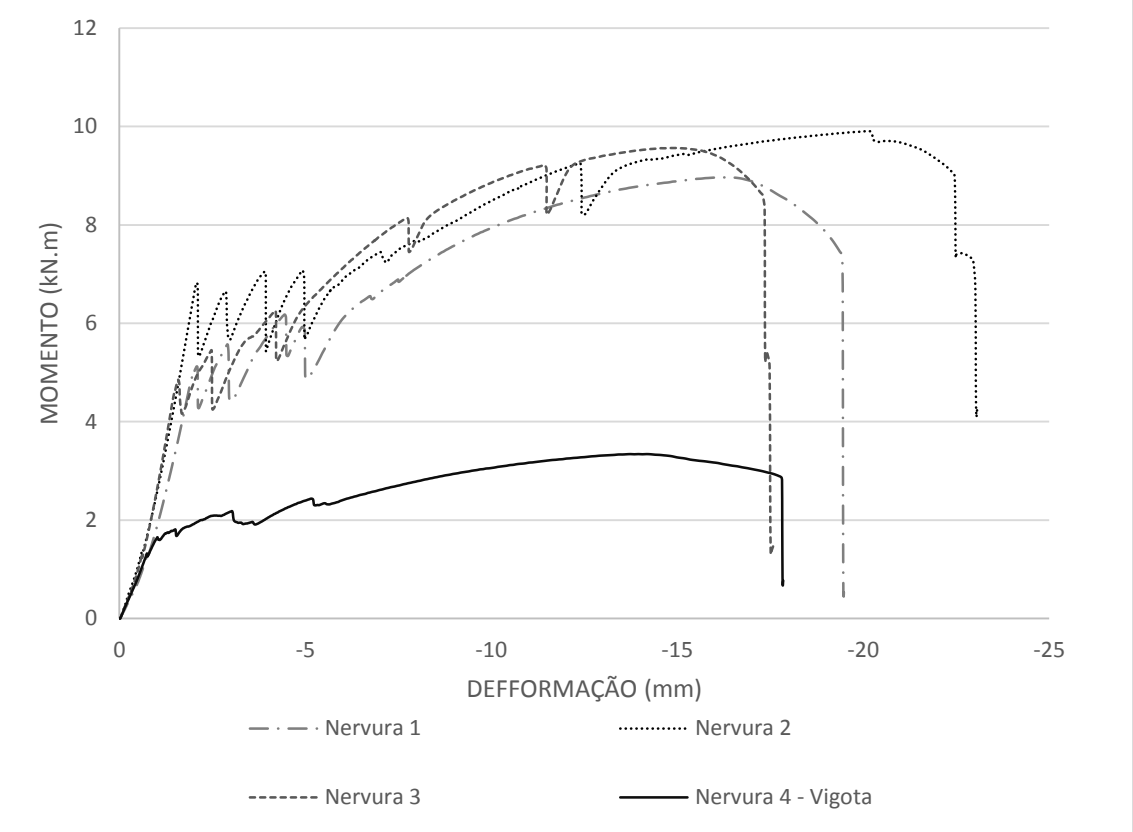
Tabela 10- Cargas e ruina e momentos de ruptura

Nervura	Carga de ruína (kN)	Momento de ruptura (kN.m)	Desvio Padrão (MPa)
Nervura 1	23,9	8,96	0,37
Nervura 2	25,7	9,63	
Nervura 3	25,5	9,56	
Nervura 4*	8,35	3,34	
* Nervura com vigota treliçada.			

Fonte: Elaborado pelo autor 2016

Tornando assim possível apresentar, conforme o Gráfico 1, os resultados de cada nervura ensaiada:

Gráfico 1 – Diagrama de momento versus deslocamento



Elaborado pelo autor, 2016.

7.2 Momentos calculados conforme NBR 6118:2014 e momentos estimados de ruína.

Para encontrar os momentos de cálculo (Md) para o dimensionamento que seria utilizado para as nervuras ensaiadas e para encontrar o momento estimado de ruína há uma diferença nos coeficientes utilizados em cada cálculo, como por exemplo o valor de fyk= 600MPa para o aço CA60 utilizado, as diferenças nos valores utilizados para estes cálculos está expressa na Tabela 11:

Tabela 11- Valores utilizados para diferentes modelos de cálculo

Modelo	γ_c	γ_s	f_c **capa (MPa)**	f_c **vigota (MPa)**	f_y **(MPa)**
Momento de cálculo	1,4	1,15	31,18	36,69	668,73
Momento de projeto	1,4	1,15	30,00	30,00	600
Momento estimado de ruína	1,0	1,0	31,18	36,69	668,73

Fonte: Elaborado pelo autor 2016

Após a aplicação das devidas equações obteve-se os resultados expressos na Tabela 12:

Tabela 12- Valores de momento para diferentes modelos de cálculo

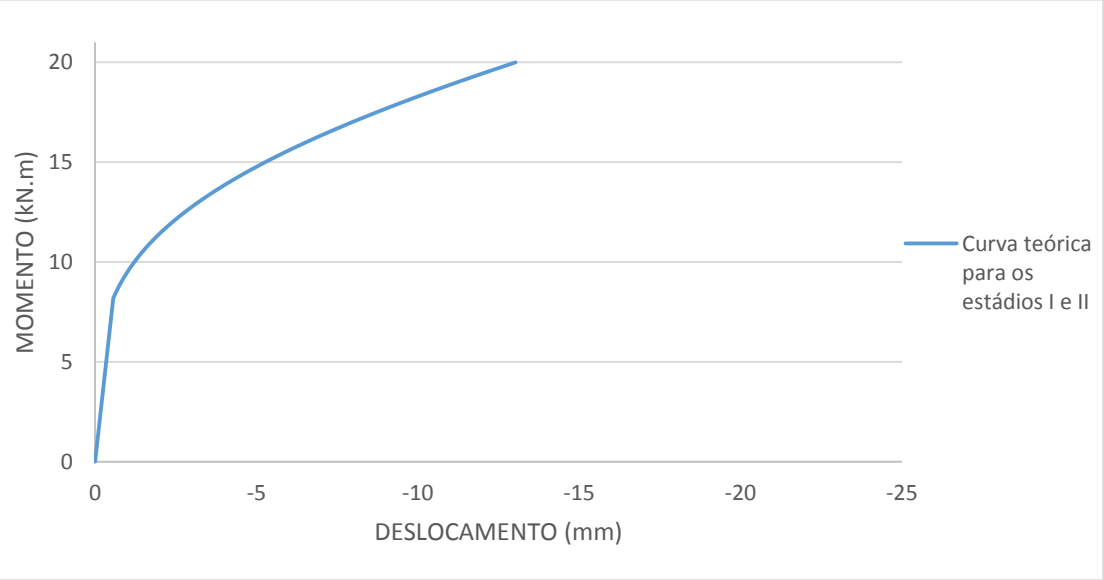
MODELO	**VALOR**
Momento de cálculo (kN.m)	4,205
Carga de cálculo (kN)	5,61
Momento de projeto (kN.m)	3,77
Carga de projeto (kN)	5,02
Momento estimado de ruína (kN.m)	6,79
Carga estimada de ruína (kN)	9,05

Fonte: Elaborado pelo autor 2016

7.3 Deslocamentos segundo NBR6118:2014

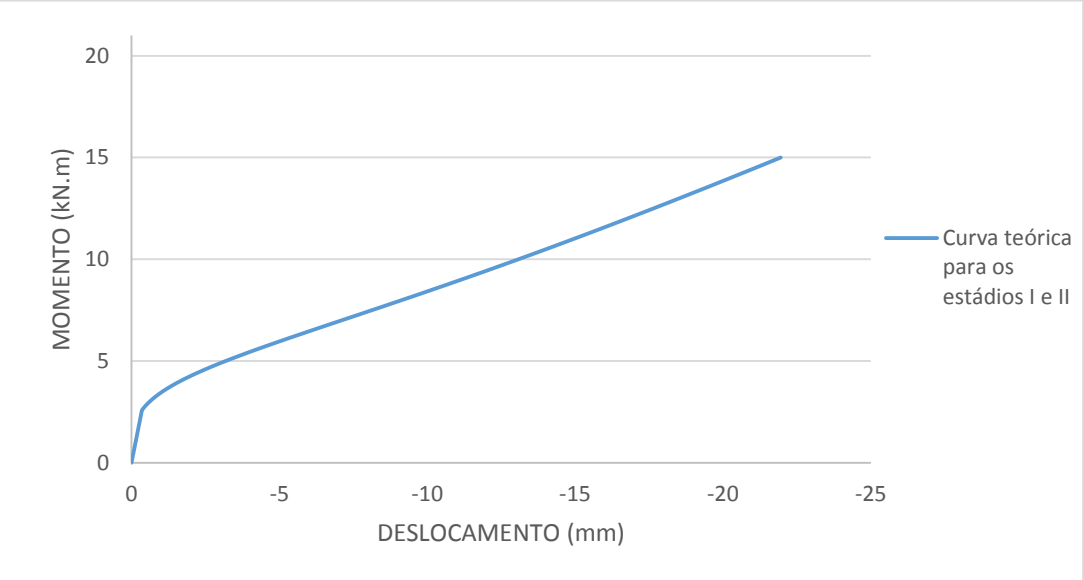
Os Gráficos 2 e 3 ilustra os valores obtidos para a seção “I” e para a seção “T”, respectivamente, considerando os deslocamentos para o estádio I e para o estádio II, para encontrar os valores expressos os deslocamentos foram calculados de acordo com a NBR 6118:2014, utilizando a mesma metodologia do cálculo dos momentos, encontrando assim os resultados abaixo:

Gráfico 2 – Momento versus deslocamento teórico, considerando uma seção "I"



Fonte: Elaborado pelo autor, 2016.

Gráfico 3 – Momento versus deslocamento teórico, considerando uma seção "T"



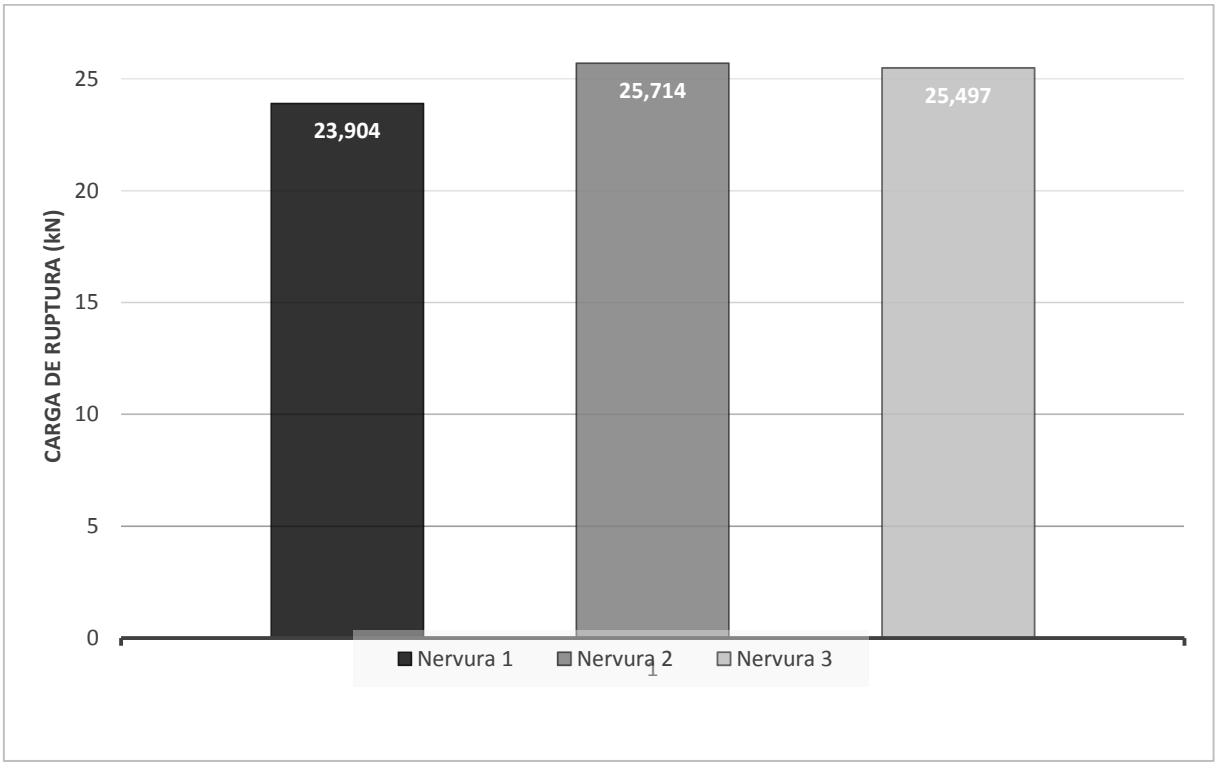
Fonte: Elaborado pelo autor, 2016.

8 ANÁLISE DOS RESULTADOS

8.1 Cargas verticais

Através da análise da carga de ruptura obtida nos resultados dos ensaios observa-se uma pequena variação entre as mesmas, obtendo como média o valor de 25,04kN, no Gráfico 3 é possível observar os valores de carga de ruptura dos protótipos

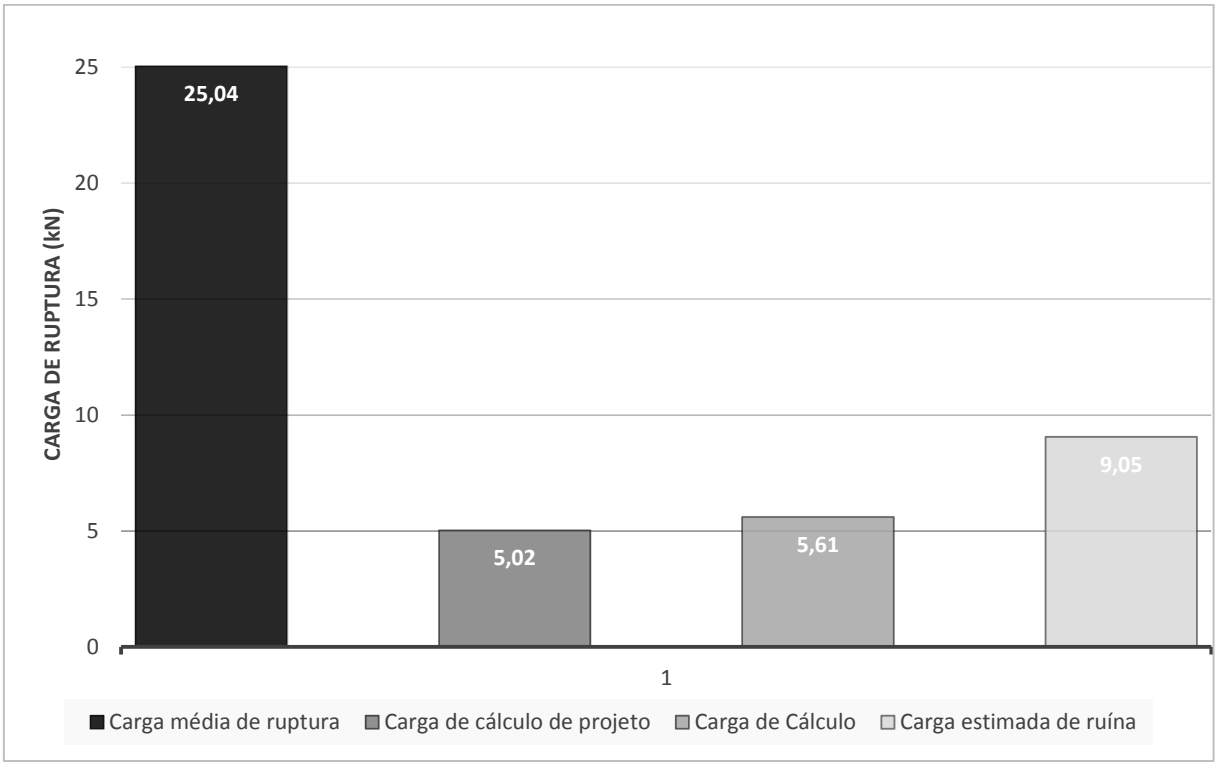
Gráfico 4 – Valores de ruptura(kN) obtidos em ensaio



Fonte: Elaborado pelo autor, 2016.

Com o valor médio de ruptura das nervuras de 25,04kN é possível verificar que este valor está muito acima dos valores de carga de cálculo de projeto que é de 5,02kN, de carga de cálculo que é de 5,61kN e ainda do valor estimado de ruptura que é de 9,05kN, este comparativo é demonstrado no Gráfico 4:

Gráfico 5 – Comparativo de cargas (kN)

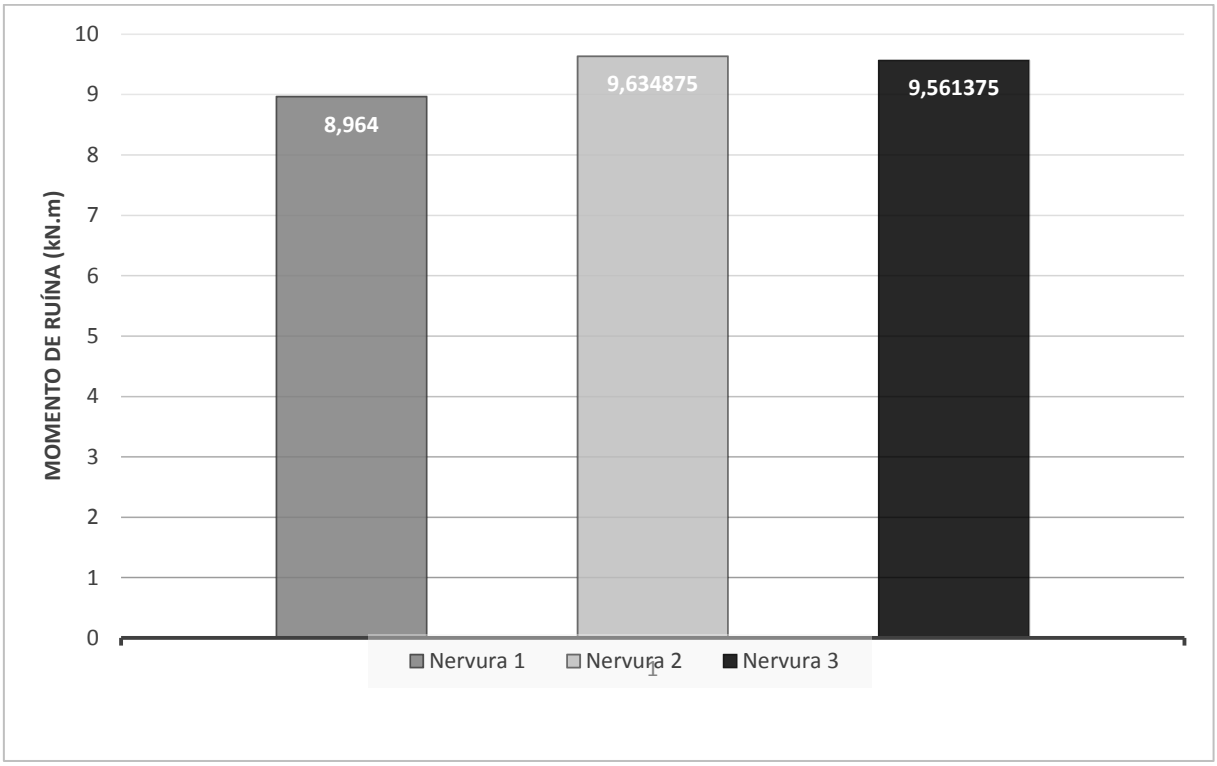


Elaborado pelo autor, 2016.

8.2 Momentos

Assim como a carga de ruptura, analisou-se o momento de ruína dos protótipos, obtendo uma variação entre eles e uma média de 9,38kN.m, o Gráfico 5, demonstra os valores de momento de ruína obtidos em ensaio.

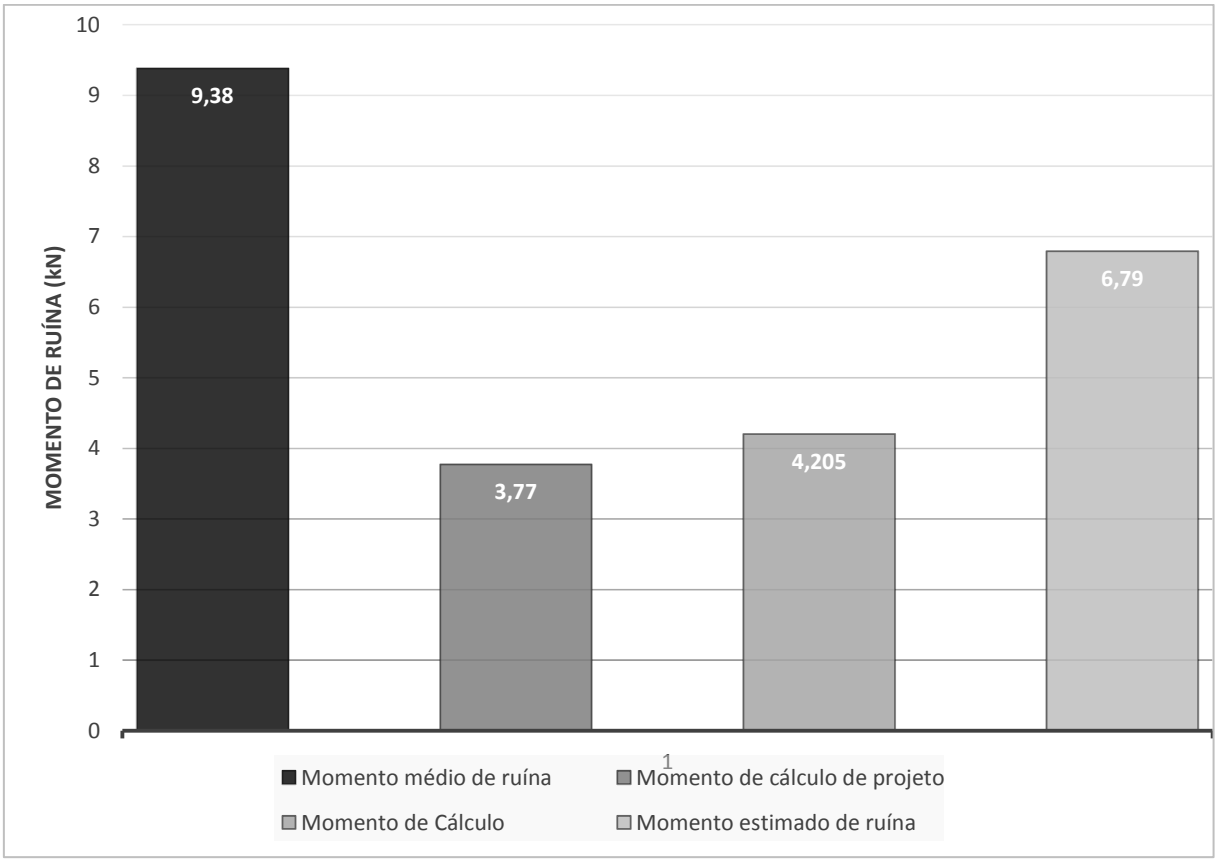
Gráfico 6 – Valores de Momentos (kN.m) obtidos em ensaio



Fonte: Elaborado pelo autor, 2016.

Tendo como valor médio de ruína 9,38kN.m verifica-se que o mesmo se encontra acima dos valores de momento de cálculo de projeto que é de 53,77kN.m, de momento de cálculo que é de 4,205kN.m e ainda do valor do momento estimado de ruptura que é de 6,79kN.n, este comparativo está expresso no Gráfico 6:

Gráfico 7 – Comparativo de Momentos (kN.m)



Fonte: Elaborado pelo autor, 2016.

Além destes valores, é possível ainda verificar que tanto o momento médio de ruína de 9,38kN.m quanto menor momento de ruína suportado por uma nervura, de 8,96kN.m, encontram-se acima do momento de 7,74kN.m, apresentado como hipótese de uma situação real e usual de projeto no item 6.4 do presente estudo.

A Tabela 13 demonstra a variação entre o momento de projeto e o momento de cálculo, assim como o momento estimado de ruina e a média dos momentos encontrados experimentalmente.

Tabela 13 - Variação de momentos em relação ao momento de projeto

Momento	(kN.m)	Variação (%)
Momento de projeto[1]	3,77	0
Momento de cálculo[2]	4,205	11,5
Momento estimado de ruína[3]	6,79	80,11
Média experimental	9,38	148,81

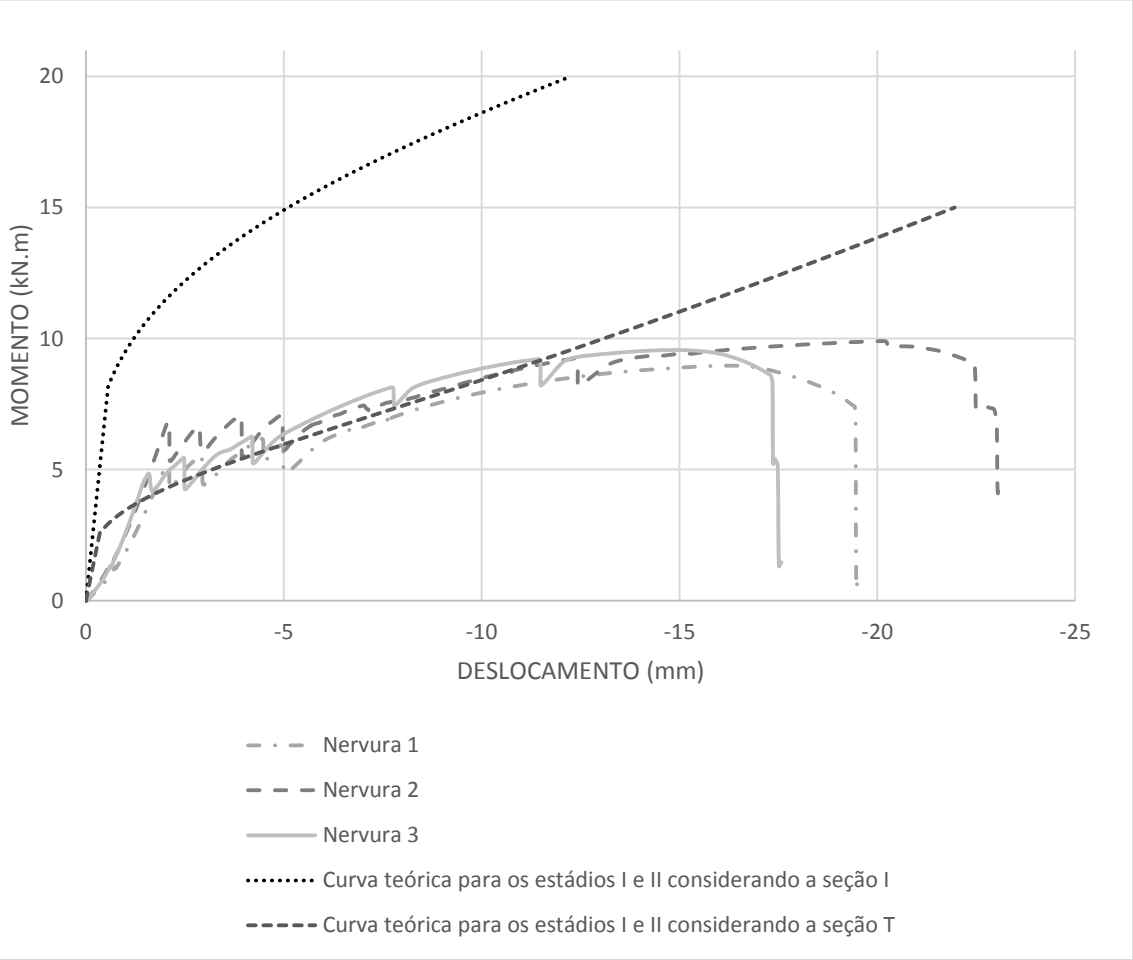
[1] Momento calculado considerando concreto com f_{ck} de 30MPa, aço com f_{yk} de 600MPa e coeficientes de segurança γ_c = 1,4 e γ_s= 1,15.
[2] Momento calculado considerando concreto com f_{ck} de 31,8MPa, aço com f_{yk} de 668,7MPa e coeficientes de segurança γ_c = 1,4 e γ_s= 1,15.
[3] Momento calculado considerando concreto com f_{ck} de 31,8MPa, aço com f_{yk} de 668,7MPa e coeficientes de segurança γ_c = 1,0 e γ_s= 1,0.

Fonte: Elaborado pelo autor 2016

8.3 Deslocamentos

Analisando os resultados obtidos através dos deslocamentos das nervuras ensaiadas para determinadas forças de aplicação, gerando assim momentos diretamente proporcionais, o Gráfico 7 demonstra os deslocamentos sofridos pelos protótipos em ensaio em comparação com o deslocamento previsto no estádio I e no estádio II, para a seção “I” e também para a seção “T”, que foi determinado de acordo com o método indicado na NBR 6118:2014, sem a utilização de coeficientes de segurança.

Gráfico 8 – Deslocamentos experimentais versus deslocamento de cálculo conforme NBR 6118:2014



Fonte: Elaborado pelo autor, 2016.

A partir da análise do gráfico 7 é possível verificar a existência de maiores valores de deslocamento pelo modelo ensaiado, quando comparado ao modelo de cálculo da NBR 6118:2014, para uma seção “I”, sendo que tanto no estádio I quanto no estádio II os valores de deslocamento do modelo de cálculo são muito inferiores aos valores encontrados em ensaio, portanto estes valores não estão a favor da segurança.

Já quando comparados os valores de deslocamento do modelo ensaiado, ao modelo de cálculo da NBR 6118:2014, para uma seção “T”, observamos que em ambos os casos os resultados assemelham-se muito, sendo que apenas em cargas mais elevadas os valores deixam de estar a favor da segurança, pois o modelo teórico passa a apresentar menores valores de deformação em relação ao experimental.

9 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho apresenta uma avaliação do comportamento estrutural de lajes nervuradas pré-moldadas com painéis treliçados, sendo estes fabricados pelo acadêmico dentro da Universidade de Sant Cruz do Sul. A partir da análise dos resultados obtidos nos ensaios experimentais e também pelos valores obtidos através do modelo de cálculo indicado pela NBR 6118:2014, para seção “I” e também para uma seção “T”, este capítulo objetiva apresentar as principais conclusões obtidas através deste estudo.

Considerando que os valores de momento de ruptura encontrados experimentalmente ficaram 148,81% acima do valor do momento de ruptura de projeto, pode-se concluir que, com base nos ensaios deste modelo, adotando os parâmetros específicos citados anteriormente neste estudo, o modelo de cálculo indicado pela NBR 6118:2014 apresenta valores extremamente conservadores, a favor da segurança.

Foi possível verificar também que conforme o procedimento de cálculo da NBR 6118:2014 os valores de deslocamentos verticais, ou seja, os valores de flecha encontrados quando considerada a seção “I” apresentam valores muito inferiores em relação aos valores encontrados experimentalmente, indicando que com base nestes ensaios e parâmetros utilizados, as considerações da norma estão contra a segurança, causando possíveis patologias originadas por deformações excessivas. Já quando considerada a seção “T” os valores teóricos encontrados foram muito semelhantes indicando que a seção comporta-se como uma seção “T” e não como uma seção “I” como poderia ser esperado, portanto sugere-se que na fase de projetos seja considerado o modelo com a seção “T”.

Através da análise dos resultados obtidos no presente estudo torna-se possível sugerir para futuros estudos, a verificação do comportamento estrutural através de análises numéricas pelo método de elementos finitos, com o objetivo de aumentar a confiabilidade dos resultados obtidos, a verificação das equações indicadas em norma, verificando, por exemplo, a interação entre capa, nervura e painel, o que aumenta a rigidez do conjunto, e ainda a realização de mais ensaios, com diferentes vãos, e um maior número de

protótipos, a fim de obter uma comparação de resultados e maior confiabilidade.

Ao término deste estudo é possível constatar que houve um enorme aprendizado a respeito de análise experimental de estruturas, principalmente em lajes, houve também um ganho de experiência e vivência na confecção dos protótipos e também na realização dos ensaios, aprimorando assim a visão prática em relação a utilização de lajes pré-moldadas em painéis treliçados na construção civil.

REFERÊNCIAS

ARAÚJO, J. M. Curso de Concreto Armado. Volumes 1 a 4. 4° edição, Ed. Dunas, Rio Grande, 2014.

ARCELORMITTAL – AÇOS LONGOS. No manual técnico de lajes treliçadas, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14859-1: Laje pré-fabricada – Requisitos – Parte 1: Vigotas, minipainéis e painéis. Rio de Janeiro 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14859-2: Laje pré-fabricada – Requisitos – Parte 2: Elementos inertes para enchimento e fôrma. Rio de Janeiro 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: Cargas para cálculo de estrutura de edificaçoes. Rio de Janeiro 1980.

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

CARVALHO, R.C.; PINHEIRO,L.M. Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado. Volume 2. 1º edição, Ed. Pini, São Paulo, 2009.

CLÍMACO, J.C.T.S. Estruturas de concreto armado. 2° edição, Ed. UnB, Brasília, 2008.

CUNHA, M.O. Recomendações para projeto de lajes formadas por vigotas com armação treliçada. São Carlos ufscar, 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de São Carlos, 2012.

DROPPA, A. Análise estrutural de lajes formadas por elementos pré-moldadostipo vigota com armação treliçada. São Carlos ufscar, 1999. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de São Carlos, 1999.

FERREIRA, R.M. Laje nervurada unidirecional com pré-laje treliçada e elemento de enchimento. Rio de Janeiro UFRJ, 2015. Projeto de graduação – Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2015.

FLÓRIO, M.C. Projeto e execução de lajes unidirecionais com vigotas em concreto armado. São Carlos ufscar, 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de São Carlos, 2004.

GUERRIN, A.; LAVAUR, R.C. Tratado de Concreto Armado. Volumes 1 e 3. 7° edição, Ed. Hemus, Impresso no Brasil, 2014.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. Construções de concreto. Volumes 1 a 4. 4° edição, Ed. Interciência, Rio de Janeiro, 2014.

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: 13 de jun. 2016.

SANTOS, M.R; TRIGO, A.P. et al. Determinação de flechas imediatas de protótipos de lajes pré-moldadas treliçadas utilizando a expressão de Branson. São Paulo ABECE, 2009. Artigo – 51° Congresso Brasileiro do concreto. São Paulo 2009.

SILVA, B.R. Contribuições à análise estrutural de lajes pré-fabricadas com vigotas treliçadas. Santa Maria: UFSM, 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de Santa Maria, 2012.