

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

Fábio Adriano Soares Walter

**ESTUDO DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO EM LAJES PRÉ-
MOLDADAS DE CONCRETO COM VIGOTAS TIPO TRILHO**

Santa Maria – RS
2019

Fábio Adriano Soares Walter

**ESTUDO DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO EM LAJES PRÉ-MOLDADAS DE
CONCRETO COM VIGOTAS TIPO TRILHO**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao Curso de Graduação de Engenharia Civil, Área de Estruturas de Concreto, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM-RS), como requisito parcial para a obtenção de grau de **Bacharel em Engenheiro Civil**.

ORIENTADOR: Prof. Dr. André Lübeck

Santa Maria – RS
2019

Fábio Adriano Soares Walter

**ESTUDO DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO EM LAJES PRÉ-MOLDADAS DE
CONCRETO COM VIGOTAS TIPO TRILHO**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao Curso de Graduação de Engenharia Civil, Área de Estruturas de Concreto, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM-RS), como requisito parcial para a obtenção de grau de **Bacharel em Engenharia Civil**.

Aprovado em 29 de novembro de 2019:

André Lübeck, Dr. (UFSM)
(Presidente/orientador)

Almir Barros da Silva Santos Neto, Dr. (UFSM)

Pedro Orlando Borges de Almeida Junior, Msc. (UFSM)

Santa Maria – RS
2019

Walter, Fábio
ESTUDO DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO EM LAJES PRÉ
MOLDADAS DE CONCRETO / Fábio Walter.- 2019.
45 p. ; 30 cm

Orientador: André Lubeck
Tese (doutorado) - Universidade Federal de Santa
Maria, Centro de Tecnologia, none, RS, 2019

1. Lajes pré-moldadas 2. Concreto 3. Vibrações 4.
Flecha 5. ELS I. Lubeck, André II. Título.

RESUMO

ESTUDO DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO EM LAJES PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO COM VIGOTAS TIPO TRILHO

AUTOR: Fábio Adriano Soares Walter
ORIENTADOR: André Lübeck

Este estudo tem como objetivo verificar os limites impostos pelos estados limites de serviço de vibração excessiva e deformação excessiva, definidos na norma ABNT NBR 6118 (2014) para lajes pré-moldadas de concreto com vigotas tipo trilho, armadas e protendidas, com a finalidade de definir o máximo vão aplicável para uma laje considerando uma tipologia construtiva pré-definida. A análise foi realizada utilizando modelos computacionais tridimensionais via Método dos Elementos Finitos com auxílio do software SAP2000 V18. Foram testadas duas tipologias construtivas com vigotas tipo trilho, armadas ou protendidas, com altura de 8 cm e espaçamento entre vigotas de 30 cm. Duas espessuras de capa de compressão de concreto foram testadas, 4 e 5 cm. O concreto utilizado é de classe C25 e as demais propriedades foram definidas segundo a ABNT NBR 6118 (2014). A carga de uso adotada foi de 1,5 kN/m². Para as vigotas armadas considerou-se uma redução de 70% na rigidez para levar em conta a fissuração, já as vigotas protendidas foram consideradas com a rigidez integral, livre de fissuras. Para diferentes relações entre os vãos de lajes foram calculados o máximo comprimento utilizável para a tipologia testada a partir dos estados limites de vibrações e flechas excessivas. Segundo o estado de limite de vibração excessiva é possível utilizar para vigotas tipo trilho vãos de até 4,5 metros, tanto para capa de 4 ou 5 cm, acima deste comprimento de laje a frequência natural fica abaixo de 4,8 Hz, que é a frequência crítica de vibração para este caso. Para vigotas protendidas é possível utilizar vãos de 5,5 metros para a mesa de compressão de 4 cm e de 6 metros para capa de 5 cm. Apesar destas estruturas passarem no teste de vibração, o que define o vão aceitável é a sua flecha diferida. É possível chegar a vãos de 2 e 3 metros para mesa de compressão de 4 e 5 cm, respectivamente

Palavras-chave: *Lajes pré-moldadas; Concreto; Vibrações; Flechas; ELS.*

ABSTRACT

STUDY OF THE UNITED SERVICE LIMITS IN SLABS TO PRE-CAST CONCRETE WITH RAIL TYPE

AUTHOR: Fábio Adriano Soares Walter

ADVISOR: André Lübeck

This study aims to verify the limits imposed by the service limits of excessive vibration and excessive deformation in accordance with ABNT NBR 6118 (2014) for precast concrete molds with rail-type studs and using the maximum permitted use limit. predefined constructive typology. An analysis was performed using three dimensional computational models through finite element method with the aid of SAP 2000 V18 software. Two constructive typologies with rail and prestressed portholes, with a height of 8 cm and spacing between studs of 30 cm were tested. Two concrete compression layer thicknesses were tested, 4 and 5cm. The concrete used is of class C25 and the others used were used according to ABNT NBR 6118 (2014). The use load adopted was 1.5 kN / m². For different relationships between the slab spans, the maximum usable length for the tested typology was calculated from the limiting states of vibrations and excessive arrows. Depending on the state of excessive vibration limit it is possible to use for spans type rail 4.5 meters, both for 4 and 5 cm cover, above this slab length the natural frequency is below 4.8 Hz, which is the critical frequency of vibration for this case. For prestressed joists it is possible to use spans of 5.5 meters for the 4 cm compression table and 6 meters for 5 cm cover, both with 25 Mpa fck. For slabs with rail and prestressed joists it is possible to use spans of 4.5 and 5.5 meters, respectively, respecting the state of excessive vibration limit, but to respect the excessive deformations, taking into account the deferred arrow in time, it is possible to use spans of 2 and 3 meters.

KEYWORDS: Precast slabs. Concrete. Vibration. Deflections. Control Service Limit State (ELS).

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Laje tipo trilho unidirecional.....	14
Figura 2.2 – Laje tipo trilho bidirecional.....	15
Figura 2.3 - Laje nervurada pré-moldada com Tabelas cerâmicas.....	16
Figura 2.4 - Laje nervurada pré-moldada com Tabelas de (EPS).....	16
Figura 2.5 - Capeamento e armadura de distribuição.....	17
Figura 2.6 - Elementos de enchimento.....	18
Figura 3.1 – Seção da viga Tê do programa SAP2000.....	29
Figura 3.2 – Seção da viga Tê.....	29
Figura 3.3 – Modelo de análise dinâmica e deformações na laje.....	31
Figura 4.1 – Modelo de laje pronto para o dimensionamento.....	34
Figura 4.2 - Configuração da malha de distribuição das ações na laje.....	35
Figura 4.3 – Definição das cargas aplicadas na estrutura.....	36
Figura 4.4 - Análise da deformação imediata da laje de 0,32 cm.....	37
Figura 4.5 - Resultado da análise modal do programa SAP2000.....	38

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Valores mínimos das cargas verticais para edificações.....	20
Tabela 2.2 - Valores do coeficiente γ_f^2	21
Tabela 2.3 - Frequências críticas para diferentes usos.....	23
Tabela 2.4 – Valores de F e ζ	25
Tabela 2.5 – Valores do coeficiente ξ em função do tempo.....	26
Tabela 2.6 – Limites para deslocamentos.....	27
Tabela 3.1 – Relação dos vãos analisados.....	30
Tabela 4.1 - Verificação das deformações excessivas em vigotas armadas.....	39
Tabela 4.2 - Verificação das deformações excessivas em vigotas protendidas.....	40
Tabela 4.3 - Verificação das vibrações excessivas em vigotas armadas.....	41
Tabela 4.4 - Verificação das vibrações excessivas em vigotas protendidas.....	41
Tabela 4.5 – Contraflechas derivadas das cargas permanentes e acidentais.....	42
Tabela 4.6 - Verificação das vigotas armadas com contraflecha.....	43
Tabela 4.7 - Verificação das vigotas protendidas com contraflecha.....	43

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	Norma Brasileira
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Ultimo
ELS-DEF	Estado Limite de Serviço de Deformações Excessivas
ELS-VE	Estado Limite de Serviço de Vibrações Excessivas
CQP	Combinação Quase Permanente
HZ	Hertz
Cm	Centímetros
F_n	Frequência natural
F_{crit}	Frequência critica
FCK	Resistência característica do concreto
E	Módulo de elasticidade
EPS	Poliestireno

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	11
1.1	Considerações iniciais	11
1.2	Objetivo	12
1.2.1	Objetivo geral.....	12
1.2.2	Objetivo específico.....	12
1.3	Justificativa	12
1.4	Estrutura do trabalho	13
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	14
2.1	Considerações iniciais	14
2.2	Dimensionamento	18
2.2.1	Ações.....	18
2.2.1.1	Ações permanentes.....	19
2.2.1.2	Ações variáveis.....	19
2.2.2	Combinações de ações.....	20
2.2.2.1	Combinações de serviço.....	20
2.2.3	Estado limite de vibração excessiva.....	22
2.2.4	Estado limite de deformação excessiva.....	25
3.	METODOLOGIA	28
4.	EXEMPLO DE COMPARAÇÃO	33
4.1	Considerações iniciais	33
5	SINTESE DOS RESULTADOS	39
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES	45
7	REFERÊNCIAS	46

1. INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

A construção civil encontra-se cada vez mais dinâmica e a necessidade de métodos construtivos mais rápidos e eficazes são essenciais para essa demanda. Neste sentido, a utilização de pré-fabricados se torna mais frequente devido à sua facilidade e velocidade de execução. As lajes pré-moldadas são, talvez, o elemento pré-fabricado de uso mais difundido, por serem extremamente fáceis de montar, dispensarem o uso de tablados de fundo de forma e estarem disponíveis mesmo em cidades do interior do país.

São várias as tipologias de lajes pré-moldadas e dentre as principais, pode-se citar as de vigotas tipo trilho, armadas ou protendidas, e as de vigotas treliçadas. As primeiras, mais limitadas em termos de vãos, tem, normalmente, menor preço de aquisição e por isso são muito utilizadas em obras convencionais, onde os vãos são pouco significativos.

No entanto, em relação às lajes maciças, as lajes pré-moldadas tendem a apresentar flechas e vibrações mais acentuadas para uma mesma espessura, dado que estas trabalham preferencialmente de maneira unidirecional e não como uma placa bidirecional como as primeiras. No entanto, os estados limites de serviço muitas vezes são negligenciados por projetistas e executores, resultando em manifestações patológicas e desconforto dos usuários.

Visto a sua ampla utilização se faz necessário um estudo mais aprofundado no comportamento destas lajes, para que o emprego seja seguro e adequado à normalização brasileira.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

Este estudo tem como objetivo a verificação dos estados limites de serviço de vibração excessiva e deformação excessiva em lajes pré-moldadas de concreto com vigotas tipo trilho, definindo o máximo vão aplicável de acordo com a norma ABNT NBR 6118 (2014).

1.2.2 Objetivos específicos

- Avaliar a flecha máxima diferida para diferentes configurações de vãos em lajes pré-moldadas com vigotas tipo trilho armadas e para as protendidas;
- Avaliar a frequência do primeiro modo de vibração para diferentes configurações de vãos de lajes com vigotas armadas e para as protendidas;

1.3 Justificativa

A vantagem de ser facilmente encontrada resulta, muitas vezes, em emprego das lajes pré-moldadas de vigotas tipo trilho sem o devido esmero técnico, resultando em situações onde estes elementos resultam em pavimentos que não atendem estados limites de serviço, provocando desconforto nos usuários. Assim, o presente estudo justifica-se por buscar fornecer dados práticos de limites máximos de vão aceitáveis para esses elementos.

1.4 Estrutura do trabalho

Este texto está dividido em cinco capítulos, apresentados de forma sucinta:

No capítulo 2 apresenta-se a revisão da bibliografia seguindo os tópicos de análise estrutural, dimensionamento, estados limites de serviço e outros aspectos relevantes às lajes em questão.

No capítulo 3 detalham-se as recomendações de projeto e a metodologia empregada no estudo.

No capítulo 4 apresentam-se os modelos resolvidos e os resultados encontrados.

Por fim, no capítulo 5 são apresentadas as conclusões obtidas com o estudo.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Considerações iniciais

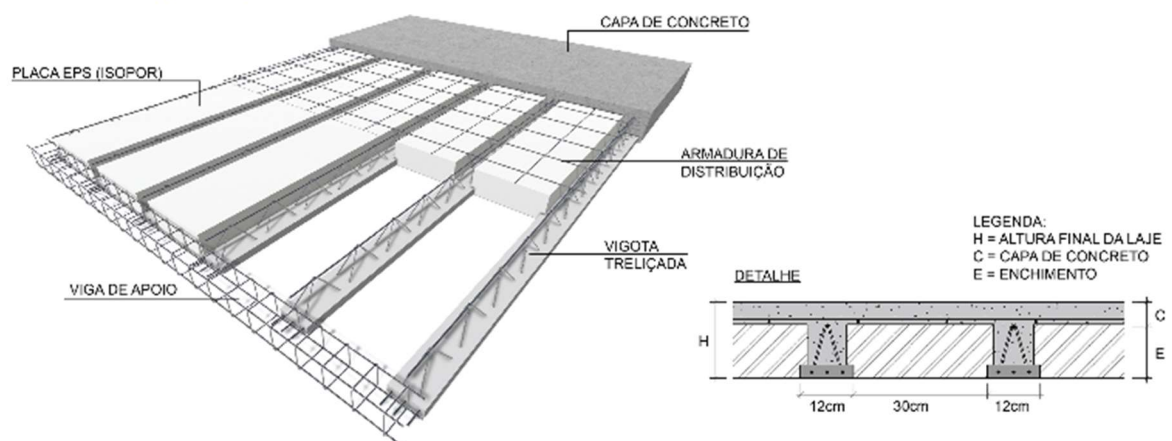
Segundo Muniz (1991) as lajes pré-moldadas foram desenvolvidas na Europa, logo após a segunda guerra mundial (1945) e aliadas ao sistema construtivo de alvenaria estrutural, ajudando a reestruturar as cidades devastadas pelos conflitos.

O processo construtivo da pré-moldagem foi introduzido no Brasil na década de 60, consolidando-se nos anos seguintes, nos anos 90, com a especialização técnica e com a criação de normas técnicas, como mencionado por Muniz (1991).

As lajes pré-moldadas são compostas por elementos pré-fabricados lineares, tabelas de cerâmica ou de poliestireno (EPS) e por uma mesa de concreto, podendo ser unidirecionais (Figura 2.1) ou bidirecionais (FIGURA 2.2).

Figura 2.1 – Laje tipo trilho unidirecional

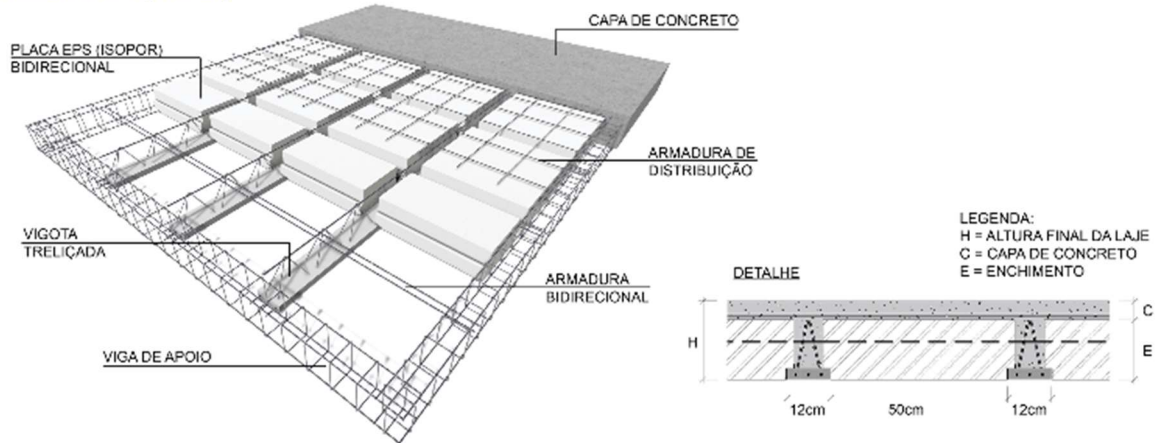
LAJE TRELIÇADA UNIDIRECIONAL ENCHIMENTO EPS (ISOPOR)



Fonte: Lajeshertel (2019)

Figura 2.2 – Laje tipo trilho bidirecional

LAJE TRELIÇADA BIDIRECIONAL ENCHIMENTO EPS (ISOPOR)



Fonte: Lajeshertel (2019)

As lajes unidirecionais são formadas por nervuras principais em uma única direção, podendo ser dispostas nervuras transversais perpendiculares às nervuras principais. Por outro lado, as bidirecionais são formadas por nervuras principais nas duas direções, segundo Droppa Jr. (1999), lajes bidirecionais são uma melhor solução para lajes que necessitem de um vão maior, quando se tem lajes maiores e vãos próximos a um.

Essas lajes são bastante empregadas em construções de pequeno a médio porte, devido à facilidade de fabricação, manuseio e transporte. Destacam-se também pela economia com fôrmas e escoramentos, além de redução no consumo de materiais. Proporcionam diminuição no peso próprio e acarretam em economia nas fundações. Como desvantagens pode-se citar: maiores deformações ao longo do tempo quando comparadas às lajes maciças e dificuldade na execução de instalações prediais, CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO (2005).

Segundo o item 14.7.7 da NBR 6118 (2014), as lajes nervuradas são lajes que podem ser moldadas in loco ou com nervuras pré-moldadas, onde as nervuras tem a função de resistir aos momentos fletores positivos, na zona de tração, podendo ser colocado material inerte entre essas nervuras. A diminuição de peso alcançada pela colocação de material inerte permite o atingimento de maiores vãos que as lajes maciças.

A forma de tornar a estrutura mais leve é a utilização de materiais que possuem o peso específico menor que o do concreto, como por exemplo na utilização das tabelas cerâmicas ou de Poliestireno (EPS), que diminuem consideravelmente o peso próprio das lajes nervuradas. As Figuras 2.3 e 2.4 exemplificam uma laje pré-moldada com tabelas cerâmicas e de EPS, respectivamente.

Figura 2.3 - Laje nervurada pré-moldada com tabelas cerâmicas.



Fonte: Cerâmica Orlandin (2019)

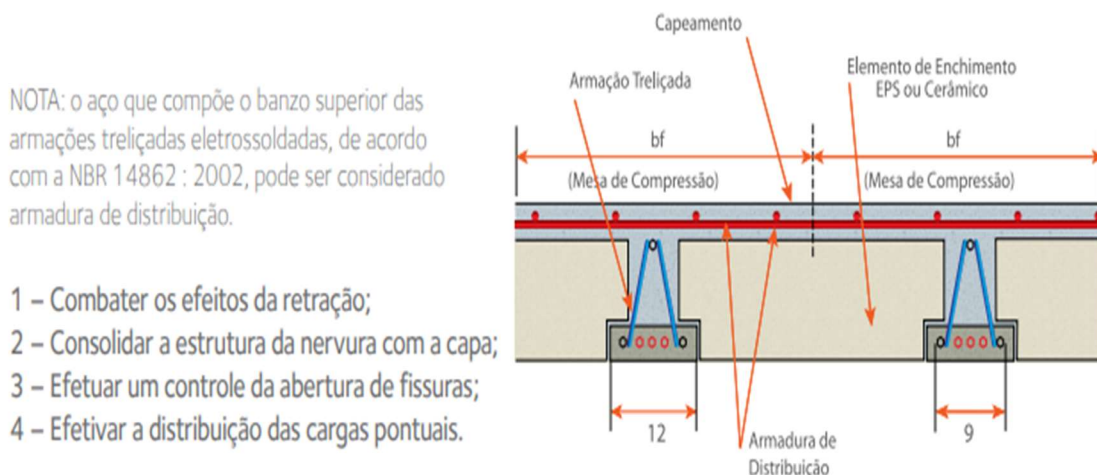
Figura 2.4 - Laje nervurada pré-moldada com tabelas de (EPS).



Fonte: Cerâmica Orlandin (2019)

A capa de concreto executada in loco tem a finalidade de resistir aos esforços de compressão da estrutura e distribuir as tensões e cargas concentradas para as nervuras, solidarizando-as. Segundo a ABNT NBR 6118:2014 a capa de compressão deverá ter o mínimo de 3 cm de espessura e, em edifícios de múltiplos pavimentos, uma espessura mínima de 5 cm, de maneira a garantir o efeito diafragma necessário à estabilidade global de edifícios em altura. A mesa de compressão deve ser armada com uma malha de aço, denominada de armadura de distribuição com no mínimo $0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ para aços CA 25 e $0,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ para aços CA50 e CA 60. A Figura 1.6 exemplifica a montagem dos elementos que compõe a seção transversal de uma laje de vigotas treliçadas.

Figura 2.5 - Capeamento e armadura de distribuição.



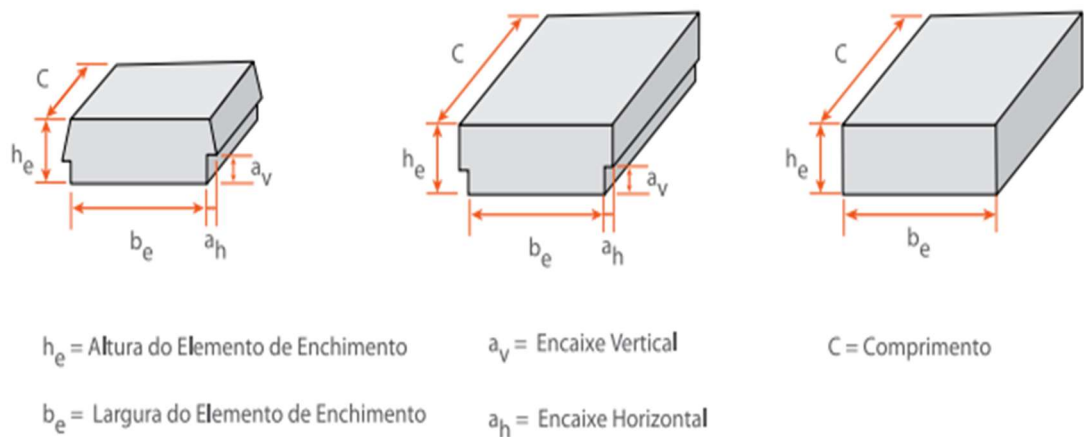
Fonte: Rangellage (2019)

As vigotas ou nervuras devem ser dimensionadas para resistir aos esforços após a concretagem da laje, mas também devem ter a rigidez necessária para resistir ao transporte e montagem. O concreto utilizado das vigotas deve atender as especificações de projeto e da agressividade do ambiente. No entanto, segundo o manual técnico do Grupo Arcelor, as vigotas costumeiramente são retiradas das formas 14 horas após a concretagem, quando já atingiram 4 MPa de resistência à compressão. Normalmente, aos três dias já obtiveram 10 MPa e as vigotas são liberadas para a montagem.

Segundo o manual técnico de lajes treliçadas da ArcelorMittal (2019), as tabelas ou elementos de enchimento são peças de material inerte que tem por função diminuir o volume de concreto utilizado, servir como formas para a malha de aço e para a capa de concreto, além de reduzir o peso próprio da estrutura. Elas não são materiais que contribuem na resistência aos esforços solicitantes e na rigidez da laje.

Estes elementos possuem encaixes que se apoiam nas vigotas e, apesar de não atuar na rigidez da estrutura, é necessário que tenham o mínimo de resistência para a sua execução, pois ele deverá resistir ao volume da capa de concreto que será depositada, além do tráfego de operários durante a execução. Na Figura 2.6 exemplificam-se elementos de enchimento.

Figura 2.6 - elementos de enchimento



Fonte: Rangellage (2019)

2.2 Dimensionamento

2.2.1 Ações

As ações são qualquer tipo de influência, ou conjunto de influências, capazes de produzir estados de tensão ou deformação em uma estrutura. Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), no capítulo 11, item 11.2.1:

“Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando-se em conta os possíveis estados limites últimos e os de serviço.”

Segundo a ABNT NBR 8681 (2003), as ações se classificam em permanentes, variáveis e excepcionais.

2.2.1.1 Ações permanentes

As ações variáveis e permanentes segundo a ABNT NBR 6118 (2014) são aquelas que permanecem com valores constantes durante a maior parte da vida útil da estrutura. Para estes também são considerados os valores que crescem com o tempo, tendendo a um valor limite constante. As ações permanentes são divididas em ações permanentes diretas e indiretas. As ações permanentes diretas são constituídas pelo peso próprio da estrutura e todas as suas instalações permanentes. As ações permanentes indiretas são aquelas decorrentes da retração e da fluência do concreto, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas e protensões,

2.2.1.2 Ações variáveis

As ações variáveis, assim com as permanentes, são separadas em diretas e indiretas. A primeira pode ser verificada na ABNT NBR 6118 (2014), onde são constituídas as cargas acidentais previstas pelo uso da edificação, conforme a tabela 2.1, para ações do vento e da água. Já a segunda, ações variáveis indiretas, são causadas por variações uniformes e não uniformes de temperatura e ações dinâmicas na estrutura.

Tabela 2.1 - Valores mínimos das cargas verticais para edificações.

Local	Carga (kN/m²)
Residências – dormitório, copa, cozinha e banheiro	1,5
Forros não destinados a depósitos	0,5
Dispensa, área de serviço, lavanderia e dependência de escritório	2,0
Compartimentos destinados a reuniões ou ao acesso público	3,0
Compartimentos destinados a bailes, ginástica ou esportes	5,0
Escadas, corredores e terraços com acesso ao público	3,0
Escadas, corredores e terraços sem acesso ao público	2,0
Lojas	2,0

Fonte: ABNT NBR 6120 (2019)

2.2.2 Combinações das ações

A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura, é através desses valores que são verificados os Estados Limites Últimos (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS). Neste trabalho estudaremos o efeito da combinação de ações de serviço.

2.2.2.1 Combinações de serviço

As combinações de serviço são classificadas de acordo com o tempo de permanência das ações na estrutura, sendo separadas em quase permanente de serviço, frequentes de serviço e raras de serviço.

A combinação quase permanente de serviço considera que as ações atuem durante uma grande parte do tempo de vida da estrutura e se faz necessária para verificação do estado limite de deformações excessivas, representada pela equação 2.1.

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \Psi_{2j} \cdot F_{qj,k} \quad (2.1)$$

Onde:

$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinação de serviço;

Ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para estado de limite de serviço, valor retirado da Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Valores do coeficiente γf_2 .

Ações	γf_2		
	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Cargas acidentais de edifícios			
Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas, como é o caso de edifícios residenciais.	0,5	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas, como é o caso de edifícios comerciais, estações e edifícios públicos.	0,7	0,6	0,4
Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
temperatura			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

Onde:

Ψ_0 = Fator de redução de combinação para o estado limite último;

Ψ_1 = Fator de redução de combinação frequente para estado limite de serviço;

Ψ_2 = Fator de redução de combinação quase permanente para o estado limite de serviço.

É importante que durante a concepção da estrutura e com o decorrer do tempo de utilização ela atenda aos requisitos de segurança tanto para estados limites últimos (ELU) quanto de serviço (ELS).

O ELU está relacionado ao estado de ruína da estrutura, é nele que a estrutura é dimensionada, pilares, vigas e lajes, considerando armaduras para resistirem à tração e o concreto à compressão, trabalhando de forma conjunta para suportarem os esforços estruturais, calculados com os valores mais desfavoráveis que poderão ocorrer, considerando a probabilidade estatística, ao longo da vida útil da estrutura. Já o ELS está relacionado com o conforto e aparência da estrutura durante o uso, considerando as ações rotineiras, sendo tão importante quanto o estado de limite último pois afeta diretamente o conforto dos usuários.

Como a verificação no ELU está relacionada a segurança, muitas vezes, o dimensionamento das estruturas limita-se, erroneamente, a verificações nesta situação, contudo, as verificações em ELS podem ser mais restritivas, o que implicaria no emprego de elementos mais robustos. O item 3.2 da ABNT NBR 6118 (2014) apresenta os estados limites de serviço que devem ser verificados, sendo eles:

- Formação e abertura de fissuras, que implica na estética e a durabilidade;
- Deformação excessiva, causando desconforto e afetando o uso;
- Vibrações excessivas, causando desconforto e podendo causar danos à estrutura.

2.2.3 Estado limite de vibração excessiva

Segundo item 23.3 da ABNT NBR 6118 (2014), a análise das vibrações pode ser feita em regime linear no caso das estruturas usuais. Para que as estruturas estejam satisfatoriamente dimensionadas, estas devem ter sua frequência natural (f) maior que 1,2 vezes a frequência crítica (f_{crit}) definida em função do uso a que se destinam, conforme a Equação 2.2. Quando a frequência crítica é igual ou maior que a frequência natural, há risco de ressonância.

$$f > 1,2f_{crit} \quad (2.2)$$

Tabela 2.3 - Frequências críticas para diferentes usos.

Caso	f_{crit} (Hz)
Ginásio de esportes e academias de ginástica	8,0
Salas de dança ou de concerto sem cadeiras fixas	7,0
Passarelas de pedestres ou ciclistas	4,5
Escritórios	4,0
Salas de concerto com cadeiras fixas	3,5

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

A frequência natural, segundo Almeida (2005), é o parâmetro modal mais importante da estrutura e representa a oscilação livre do elemento estrutural após o término da força que provocou o seu movimento. Existem muitas expressões para estimar a frequência natural de uma laje, considerando as diferentes fontes de excitação que levam à vibração. As variáveis envolvidas nas equações diferem de acordo com o carregamento que provoca a oscilação, comumente divididos em:

- Vibrações induzidas pelo caminhar de pessoas;
- Vibrações induzidas por atividades rítmicas;
- Vibrações induzidas por máquinas e equipamentos

Uma das expressões básicas de cálculo dinâmico para frequências naturais com apenas 1 grau de liberdade, é dada pela Equação 2.3

$$f = \frac{1}{2\pi} \cdot \omega = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (2.3)$$

Onde:

f = Frequência natural (Hz);
 K = Rigidez do sistema (N/m);
 M = massa do sistema (Kg);
 ω = frequência natural circular (rad/s);

Ao analisar a equação, nota-se que a frequência natural é inversamente proporcional à massa do sistema e diretamente proporcional à rigidez da estrutura. Daí as propriedades da estrutura, tais como o módulo de elasticidade (E), o comprimento do vão da laje e a inércia da estrutura a ser analisada, tem grande influência no valor da frequência natural.

Segundo Almeida (2005), a esbeltez e leveza dos elementos pré-moldados trazem algumas consequências à estrutura no que diz respeito às vibrações. No caso de pisos pré-moldados, o grau de fissuração da estrutura influencia na frequência natural, conforme a estrutura vai ficando fissurada há uma diminuição nesta, pois a sua rigidez diminui. Segundo Mast (2001) é recomendado que esta frequência em hipótese alguma possa ser inferior a 3 Hz, visto que esta é a frequência do caminhar de uma pessoa.

Ao analisar a vibração induzida pelo caminhar de pessoas, é considerado que uma parcela significativa das pessoas caminha de forma sincronizada, dando passos ao mesmo tempo. A partir disso, há uma formulação baseada no efeito da ressonância de caminhada que indica a frequência mínima requerida para a laje, Equação 2.4.

$$f_{min} = 2,86. \ln \left(\frac{F}{\zeta \cdot W_e} \right) \quad (2.4)$$

Onde:

f_{min} = frequência natural fundamental mínima do sistema estrutural (Hz);

\ln = logaritmo neperiano;

F = constante relacionada ao carregamento do piso, indicada na Tabela 2.4;

ζ = taxa de amortecimento modal, indicada na Tabela 2.4;

W_e = peso efetivo, equivalente ao peso total da área do piso influenciada pelo carregamento concentrado (kN).

Tabela 2.4 – Valores de F e ζ

Tipo de construção	F (kN)	ζ
Escritórios, residências, igrejas	58	0,02 (a)
		0,03 (b)
		0,05 (c)
Shopping centers	20	0,02
Passarelas internas	8	0,01
Passarelas externas	8	0,01
a) pisos com poucos elementos não estruturais e mobília, áreas abertas e igrejas		
b) pisos com elementos não estruturais e mobília		
c) pisos com divisórias inteiriças entre pisos		

Fonte: MAST (2001)

2.2.4 Estado limite de deformação excessiva

Para o cálculo das deformações e sua verificação do estado limite de serviço, segundo o item 17.3.2 da NBR 6118 (2014) a estrutura deve ser realizada através de modelos que considerem a rigidez efetiva das seções do elemento estrutural, ou seja, levem em consideração a presença da armadura, a existência de fissuras no concreto ao longo dessa armadura e as deformações diferidas no tempo”.

A flecha total na laje é a soma das parcelas da flecha imediata e da flecha diferida ao longo do tempo (cargas de longa duração e o fenômeno de fluência). Na primeira, utiliza-se a expressão de rigidez equivalente proposta por BRANSON (1968) para levar em conta a fissuração e a outra é avaliada através da multiplicação da flecha imediata por um coeficiente denominado α_f .

O cálculo da flecha diferida no tempo, decorrente das cargas de longa duração em função da fluência, pode ser realizado de maneira aproximada pela multiplicação da flecha imediata pelo fator α_f , dado pelo item 17.3.2.1.2 da ABNT NBR 6118 (2014) onde é apresentada a Equação 2.5.

$$\alpha f = \frac{\Delta \xi}{1+50\rho'} \quad (2.5)$$

Onde:

$$\rho' = \frac{As'}{b.d} \quad (2.6)$$

ξ é um coeficiente função do tempo, que pode ser obtido diretamente na Tabela 2.5 extraída da ABNT NBR 6118 (2014).

Tabela 2.5 – Valores do coeficiente ξ em função do tempo

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

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

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

Os limites para deslocamentos que visam proporcionar um adequado comportamento da estrutura em serviço são dados pela Tabela 2.6 segundo a NBR 6118 (2014).

Tabela 2.6 – Limites para deslocamentos

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 a cargas acidentais	$l/350$

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

Além disso, a NBR 6118 (2014) também dispõe o seguinte:

“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 de l é o menor vão, exceto em casos de verificação de pares e divisórias, onde interessa a direção na 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.”

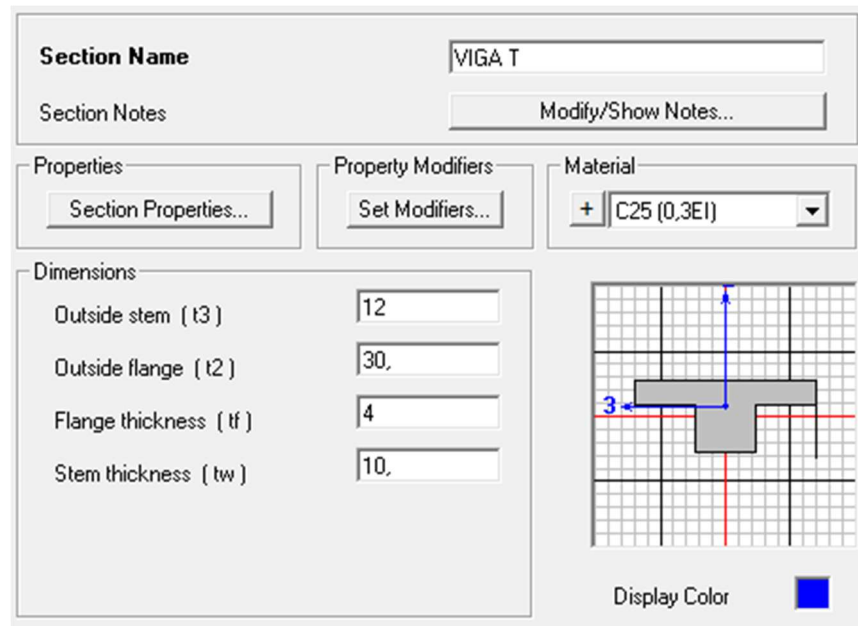
3. METODOLOGIA

Neste trabalho foi realizado um estudo numérico com auxílio do método dos elementos finitos onde modelou-se diferentes configurações de lajes retangulares discretizadas com vigotas de barras em seção tê solidarizadas com uma capa de concreto (capa de compressão) modelada como um véu, com espessura desprezível. As vigotas foram consideradas birotuladas e apoiadas sobre vigas de contorno também birotuladas.

Dois tipos de vigotas tipo trilho foram testadas, as armadas e as protendidas. A seção transversal das vigotas foi considerada a mesma para ambos os casos, alterando apenas a rigidez do elemento, considerando ou não a fissuração. Enquanto nas vigotas armadas considerou-se que há fissuração, estando no estágio II, com a rigidez reduzida em 70%, nas vigotas protendidas foi considerada a inércia integral dos elementos, sem fissuras, ainda no estágio I. Duas espessuras de capa de compressão foram testadas, 4 e 5 cm. O concreto de todos os elementos foi considerado o mesmo, classe C25, com f_{ck} de 25 MPa e módulo de deformação secante de 23,8 GPa.

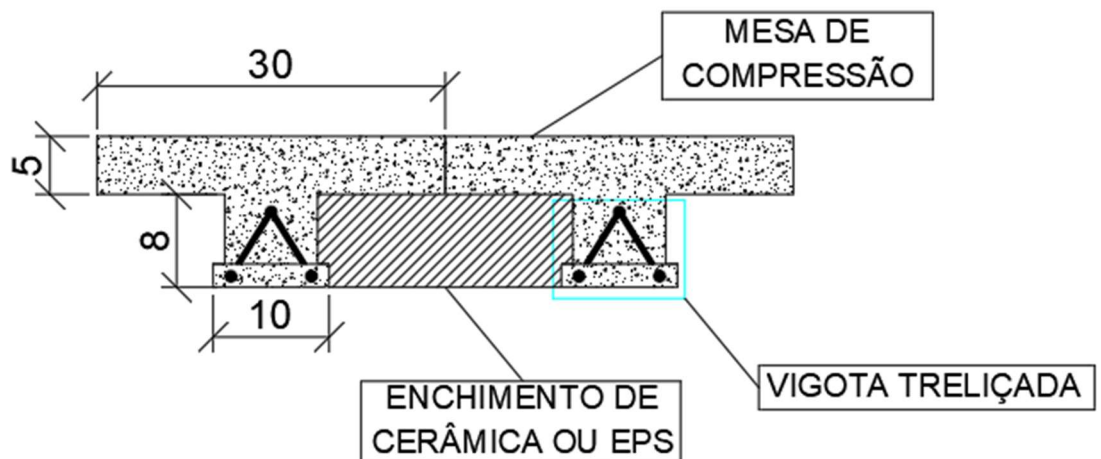
A seção das nervuras unidirecionais foi feita como perfil tê, tendo como base 10cm, de alma 8cm comprimento entre os eixos das vigotas de 30 cm e a mesa de compressão variando entre 4 e 5 cm, o material atribuído a esta vigota foi o concreto de f_{ck} 25 mpa, no estágio II de fissuração, com redução da sua rigidez em 70% no caso das vigotas armadas e com rigidez integral para as vigotas protendidas, já que estas trabalham no estágio I de fissuração, foi usada a combinação quase permanente de serviço, conforme a Figura 3.1 e 3.2.

Figura 3.1 – Seção da viga Tê do programa SAP2000.



Fonte: Autor (2019)

Figura 3.2 – Seção da viga Tê.



Fonte: Autor (2019)

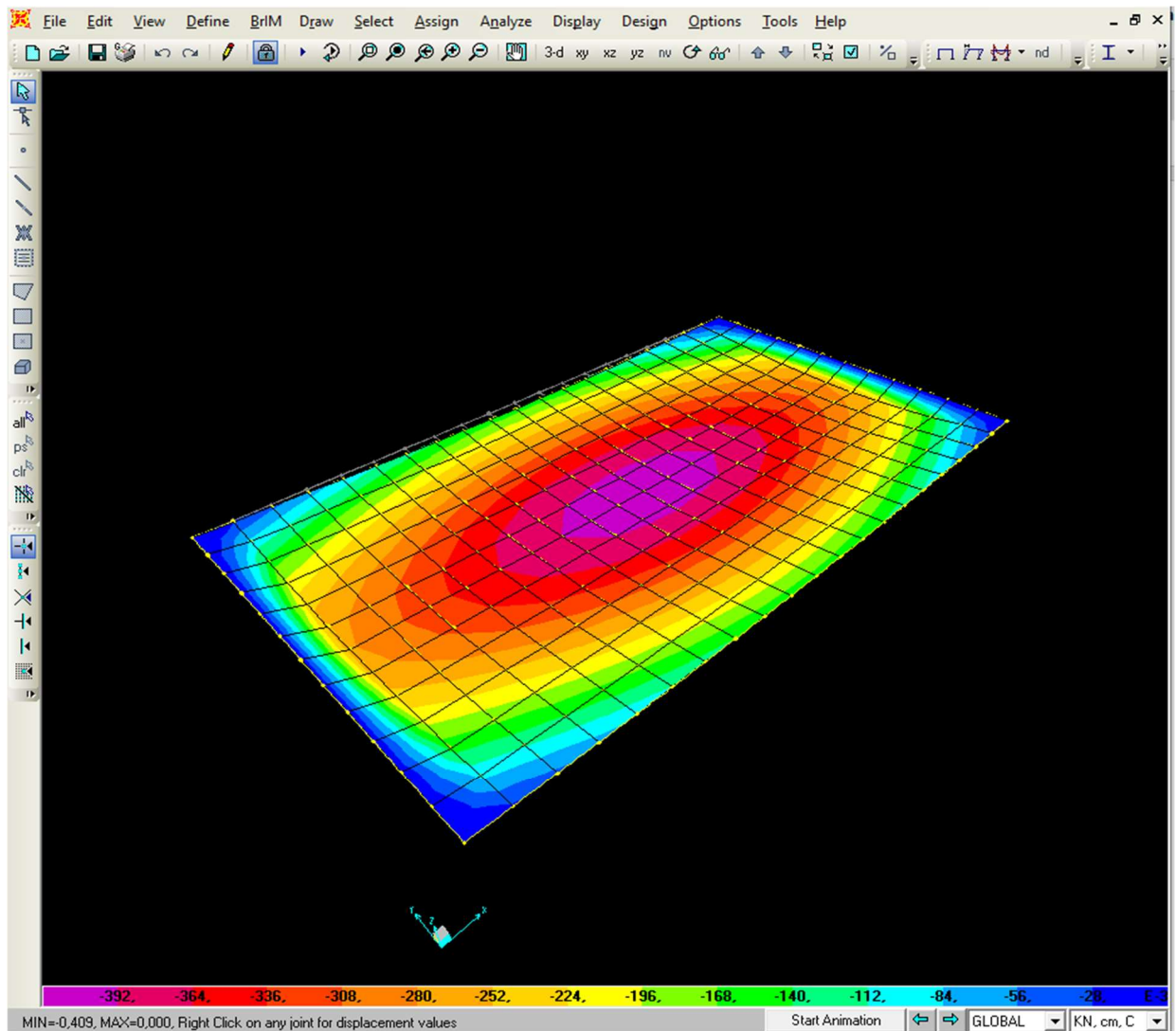
As geometrias adotadas para os testes no programa SAP2000 foram todas de lajes de formato retangular, começando com vãos de 1,00 x 6,00 metros e terminando em 6,00 x 6,00 metros, onde foi variada a menor dimensão a cada 0,50 metros, também foram testadas lajes quadradas para analisar a influência da geometria na análise de vibração e deformação das lajes, conforme demonstrado na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Relação dos vãos analisados

VÃOS DAS LAJES TESTADAS	
LX (cm)	LY (cm)
100	600
150	600
200	600
250	600
300	600
350	600
400	600
450	600
500	600
550	600
600	600

Fonte: Autor (2019)

Figura 3.3 – Modelo de análise dinâmica e deformações na laje.



Fonte: Autor (2019)

Como carregamento permanente foi considerado, além do peso próprio da laje, uma carga uniformemente distribuída de $1,2 \text{ kN/m}^2$, referente ao peso próprio do contrapiso de concreto e do revestimento. A carga acidental utilizada foi de $1,5 \text{ kN/m}^2$ representativa para pisos de residências conforme apresentado neste trabalho, no capítulo 2 na Tabela 2.1.

Para as análises foi utilizada uma combinação de ações de serviço quase-permanente: $1,0 G + 0,3 Q$, conforme a Equação 2.1 do capítulo 2, onde G são as cargas permanentes e Q as cargas acidentais, o coeficiente Ψ_2 foi retirado da Tabela

2.2, apresentada no capítulo 2, resultando no valor de 0,3 para combinação quase permanente.

A diminuição da rigidez das peças fissuradas foi considerada através da redução da relação EI das peças pré-moldadas onde para as vigotas foi considerada uma rigidez reduzida de 0,3 EI . Para as peças pré-moldadas em trilhos protendidos foi utilizada a rigidez integral da peça, visto que esta trabalha no estágio I, onde as fissuras são inexistentes.

O cálculo da flecha diferida seguiu as recomendações da norma ABNT NBR 6118 (2014) para a análise simplificada, onde foi retirado da Tabela 2.5 do capítulo 2 que estipula o coeficiente ζ para estruturas entre 10 e 20 meses de duração um valor de 1,5, sendo esse um valor usual de projeto, assim considerando que a flecha lenta representa 1,5 vezes a flecha imediata e, assim, a flecha diferida foi considerada igual a 2,5 da flecha imediata.

A frequência natural para comparação com o limite da frequência crítica apresentado na norma ABNT NBR 6118 (2014) foi obtida por uma análise modal, onde a frequência do primeiro modo de vibração foi tomada como sendo a menor, representativa para a comparação.

4 Exemplo de comparação

4.1 Considerações iniciais

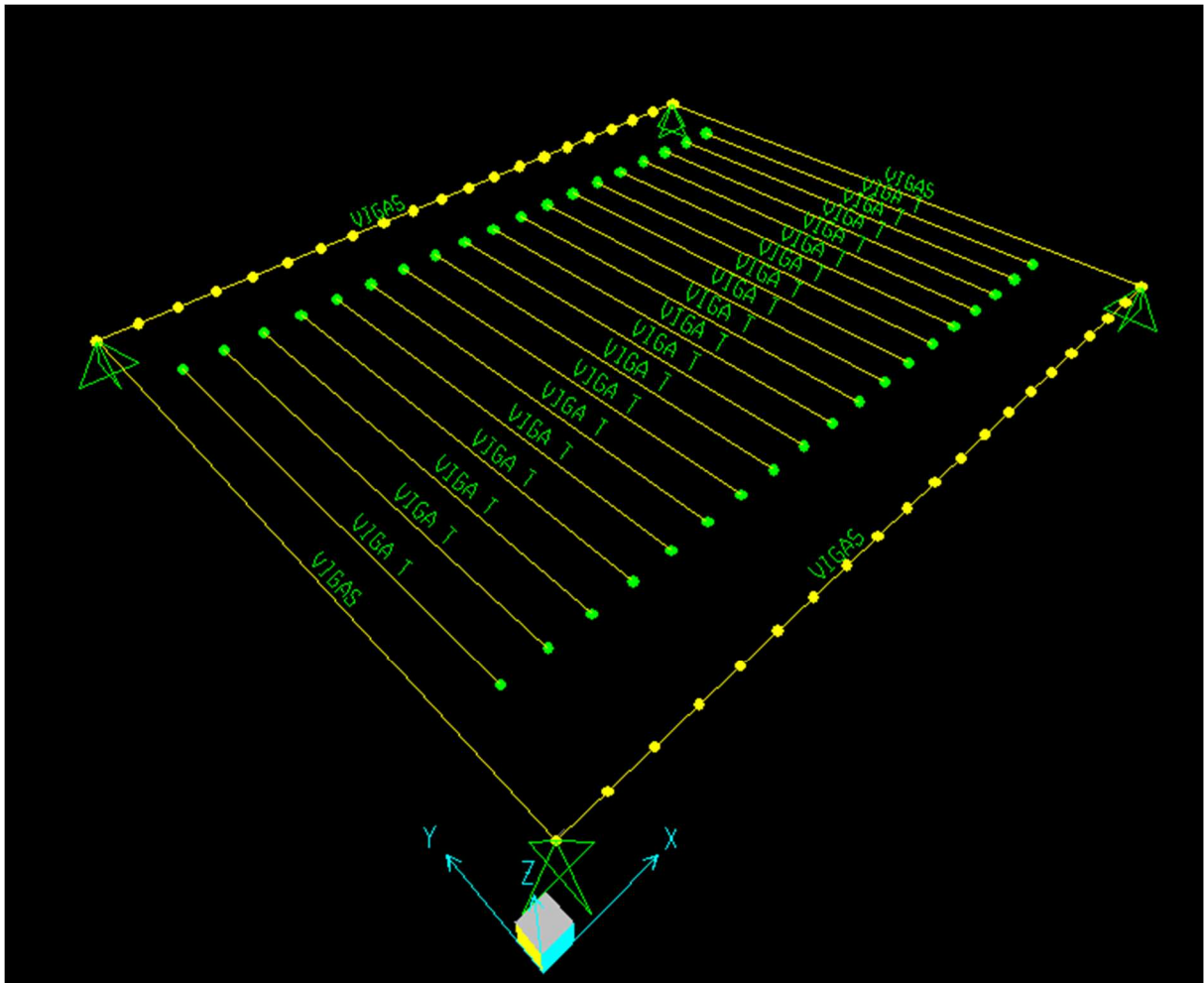
O exemplo a seguir foi idealizado utilizando a analogia da grelha, que consiste em representar uma laje ou mesmo um pavimento de um edifício através de uma grelha equivalente, no presente caso em vigas de seção Tê.

Na discretização das lajes nervuradas pré-moldadas na grelha, as nervuras determinam a malha, definindo o funcionamento unidirecional. Aliado à malha, para a distribuição das cargas ao longo da laje, é criada no programa SAP2000 uma membrana muito fina (véu) com elementos de área, que sobrepõe toda a estrutura sem intervir significativamente na sua rigidez.

As vigas de contorno foram idealizadas com dimensões de 20x60 cm para que fosse possível analisar as deformações das lajes sem maior interferência das vigas. As vigotas foram feitas através do perfil Tê, de aço, fornecido pelo programa, e foram modificadas suas propriedades para concreto. Suas dimensões foram baseadas nos manuais técnicos dos fornecedores, mantendo uma mesa de compressão de 4 cm e 5 cm e altura da vigota de 8 cm, obtendo 12 cm e 13 cm de altura, sua base é 10 cm e comprimento de mesa de 30 cm entre seus eixos, conforme exemplo apresentado na figura 3.1 do capítulo 3.

As vigotas tê foram apoiadas sobre as vigas, e tiveram seu apoio rotulado, utilizando a ferramenta Release do SAP2000, conforme mostra a Figura 4.3 do modelo já pronto.

Figura 4.1 - Modelo de laje pronto para o dimensionamento



Fonte: Autor (2019)

Na Figura 4.4 é exemplificada a especificação dos elementos de superfície (véu) lançado ligando as vigotas tê.

Figura 4.2 - Configuração da malha de distribuição das ações na laje

Shell Section Data

Section Name MESA CONCRETO

Section Notes

Display Color

Type

- Shell - Thin
- Shell - Thick
- Plate - Thin
- Plate Thick
- Membrane
- Shell - Layered/Nonlinear

Material

Material Name C25 (0,3EI)

Material Angle 0,

Thickness

Membrane 1,000E-03

Bending 1,000E-03

Concrete Shell Section Design Parameters

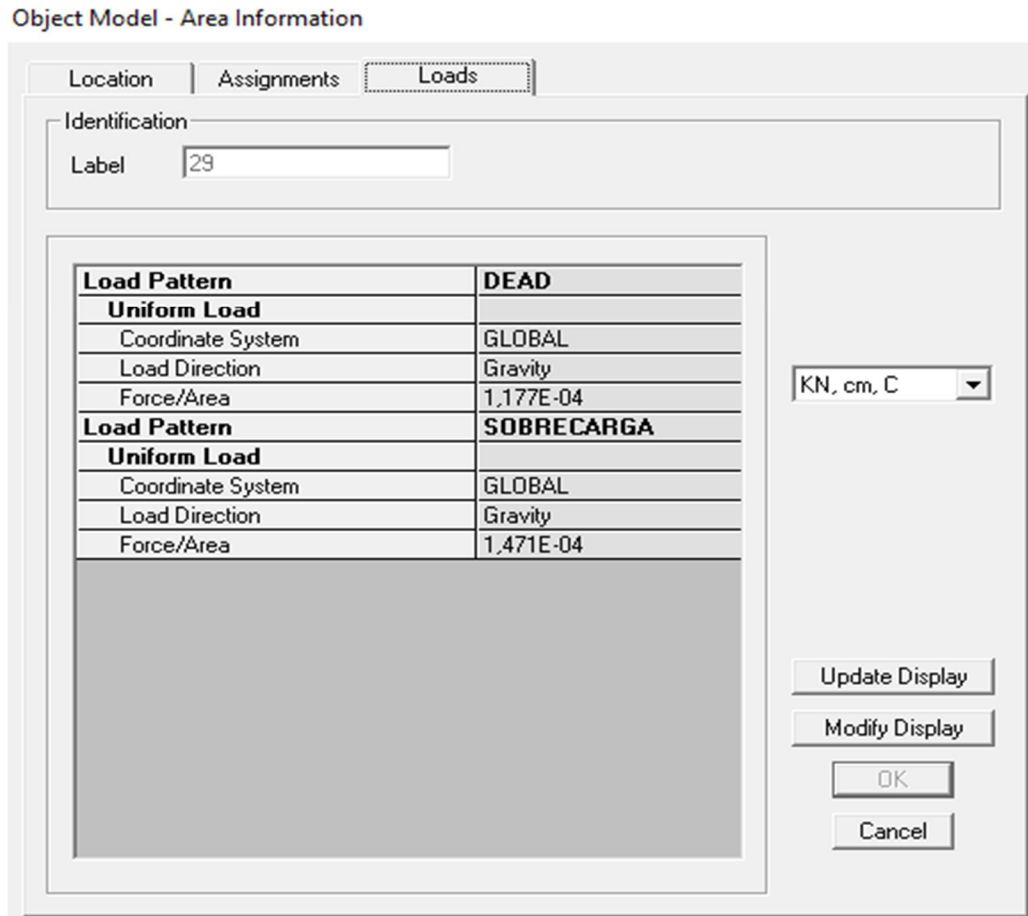
Stiffness Modifiers

Temp Dependent Properties

Fonte: Autor (2019)

Na figura 4.2, foi estabelecido para o elemento de superfície cargas distribuídas ao longo dos vãos, a carga acidental na estrutura, nomeada de sobrecarga, foi de 150 kgf/m². Além do peso próprio da estrutura, foi colocada a parcela correspondente ao contrapiso e o piso, com valor de 120 kgf/m².

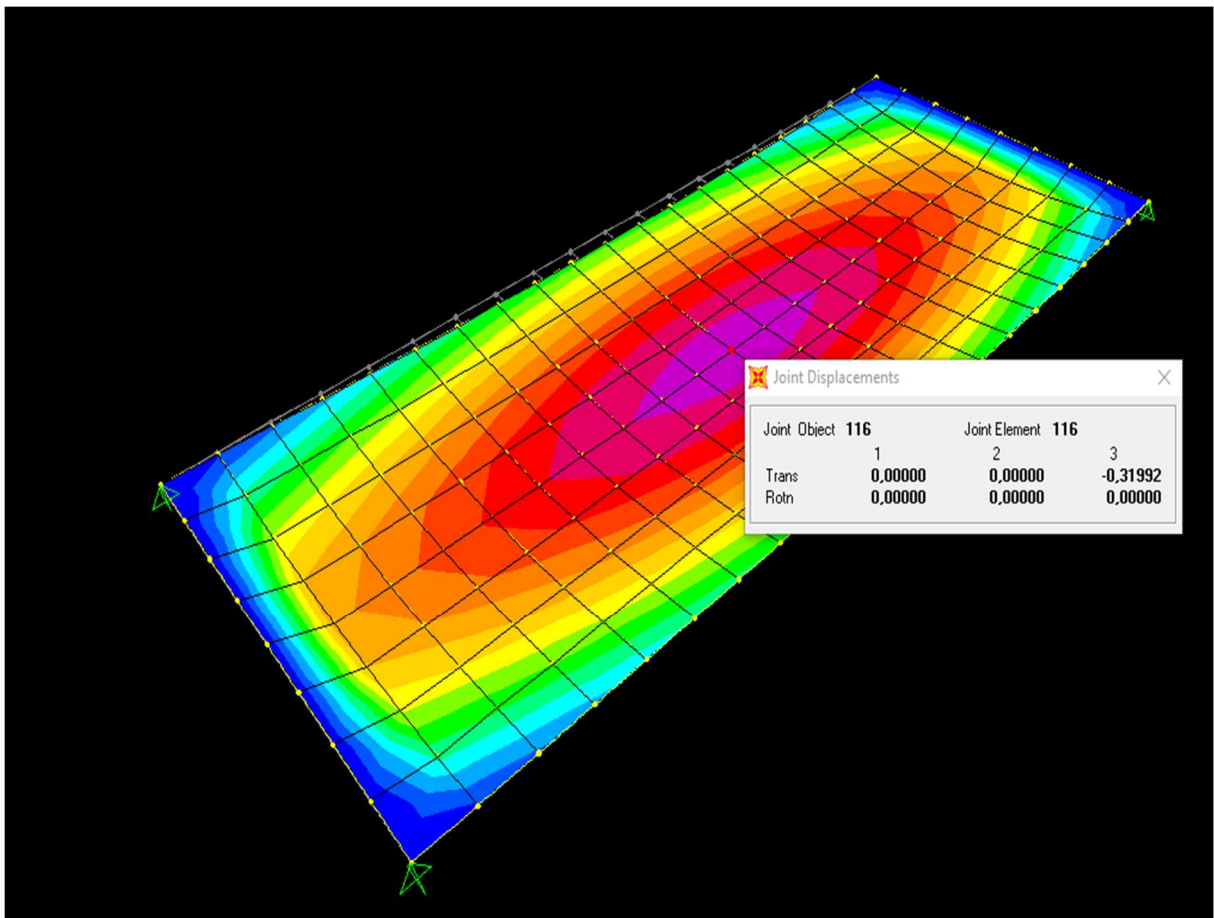
Figura 4.3 - Definição das cargas aplicadas na estrutura



Fonte: Autor (2019)

Após todos os parâmetros editados foi possível realizar a análise modal (definição da frequência natural) e estática da estrutura (definição da flecha imediata). Foram editados e analisados ao todo 44 modelos de lajes, sendo 11 em lajes nervuradas com vigotas armadas e 11 com vigotas protendidas e mais 22 análises dos mesmos modelos com contraflechas. Em cada uma delas foi obtida a flecha imediata, exemplificada na Figura 4.4, e também a frequência natural do primeiro harmônico da laje, exemplificado pela Figura 4.5.

Figura 4.4 - Análise da deformação imediata da laje de 0,32 cm



Fonte: Autor (2019)

Conforme a figura 4.4, foi tirado do programa SAP2000 uma flecha imediata nos valores de 0,32 cm e mostra os níveis de deformação da laje no decorrer da estrutura, convergindo para o ponto de maior flecha, no centro da laje.

Figura 4.5 – Resultado da análise modal do programa SAP2000

```

E I G E N   M O D A L   A N A L Y S I S                               20:19:07

CASE: MODAL

USING STIFFNESS AT ZERO (UNSTRESSED) INITIAL CONDITIONS

NUMBER OF STIFFNESS DEGREES OF FREEDOM      =      437
NUMBER OF MASS DEGREES OF FREEDOM          =      143
MAXIMUM NUMBER OF EIGEN MODES SOUGHT       =      12
MINIMUM NUMBER OF EIGEN MODES SOUGHT      =      1
NUMBER OF RESIDUAL-MASS MODES SOUGHT      =      0
NUMBER OF SUBSPACE VECTORS USED            =      24
RELATIVE CONVERGENCE TOLERANCE             =      1.00E-09

FREQUENCY SHIFT (CENTER) (CYC/TIME)        =      .000000
FREQUENCY CUTOFF (RADIUS) (CYC/TIME)      = -INFINITY-
ALLOW AUTOMATIC FREQUENCY SHIFTING        =      YES

Original stiffness at shift : EV= 0.0000000E+00, f= .000000, T= -INFINITY-
Number of eigenvalues below shift = 0
Found mode 1 of 12: EV= 1.6164544E+04, f= 20.234937, T= 0.049419
Found mode 2 of 12: EV= 3.0014363E+04, f= 27.573043, T= 0.036267
Found mode 3 of 12: EV= 7.3339057E+04, f= 43.101044, T= 0.023201
Found mode 4 of 12: EV= 7.8639247E+04, f= 44.631044, T= 0.022406
Found mode 5 of 12: EV= 7.9457379E+04, f= 44.862890, T= 0.022290
Found mode 6 of 12: EV= 7.9692380E+04, f= 44.929184, T= 0.022257
Found mode 7 of 12: EV= 7.9783945E+04, f= 44.954988, T= 0.022244
Found mode 8 of 12: EV= 7.9827103E+04, f= 44.967145, T= 0.022238
Found mode 9 of 12: EV= 7.9850281E+04, f= 44.973673, T= 0.022235
Found mode 10 of 12: EV= 7.9863958E+04, f= 44.977524, T= 0.022233
Found mode 11 of 12: EV= 7.9872614E+04, f= 44.979962, T= 0.022232
Found mode 12 of 12: EV= 7.9878389E+04, f= 44.981588, T= 0.022231

NUMBER OF EIGEN MODES FOUND                =      12
NUMBER OF ITERATIONS PERFORMED             =      6
NUMBER OF STIFFNESS SHIFTS                =      0

```

Fonte: Autor (2019)

A figura 4.5 demonstra a análise modal do programa SAP2000, que foi utilizado para obter o valor do primeiro harmônico da estrutura. Esse valor deve ser comparado e ser superior ao da frequência crítica da estrutura.

5. SINTESE DOS RESULTADOS

Com os levantamentos dos valores das flechas imediatas foi possível fazer a verificação do estado limite de deformações excessivas, onde o valor da flecha imediata foi multiplicado por três para obtenção do valor da flecha diferida no tempo. A partir disso foi elaborada a Tabela 4.1 para vigotas tipo trilho e a Tabela 4.2 para vigotas protendidas, onde é feita a comparação desta flecha diferida no tempo com a flecha máxima admissível pela ABNT NBR 6118 (2014), dividindo o vão livre por 250. Se o valor da flecha diferida no tempo for menor que $l/250$ é possível a utilização da vigota respeitando o ELS-DEF, caso contrário, seria necessário aumentar a espessura da mesa de compressão ou aumentar o f_{ck} do concreto ou aplicar contraflechas para diminuir os deslocamentos.

Tabela 4.1 - Verificação das deformações excessivas vigotas armadas

VÃOS		FLECHAS IMEDIATAS (cm)		FLECHA DIFERIDA NO TEMPO (cm)		VERIFICAÇÃO DAS FLECHAS LIMITES (L/250)
		ALTURA DA MESA DE COMPRESSÃO		ALTURA DA MESA DE COMPRESSÃO		
LY(cm)	LX(cm)	4 cm	5 cm	4 cm	5 cm	cm
600,00	100	0,08	0,09	0,22	0,22	0,40
600,00	150	0,12	0,12	0,31	0,31	0,60
600,00	200	0,20	0,19	0,51	0,48	0,80
600,00	250	0,35	0,32	0,88	0,80	1,00
600,00	300	0,48	0,40	1,19	1,01	1,20
600,00	350	1,32	1,20	3,29	3,01	1,40
600,00	400	1,66	1,44	4,14	3,59	1,60
600,00	450	2,57	2,21	6,42	5,54	1,80
600,00	500	3,83	3,28	9,59	8,22	2,00
600,00	550	5,54	4,73	13,85	11,83	2,20
600,00	600	7,76	6,62	19,4	16,55	2,40

Fonte: Autor (2019)

Para as vigotas tipo trilho foi possível chegar a vãos de 3 metros tanto para a mesa de compressão de 4 quanto para a de 5 cm.

Tabela 4.2 - Verificação das deformações excessivas vigotas protendidas

VÃOS		FLECHAS IMEDIATAS		FLECHA DIFERIDA NO TEMPO		VERIFICAÇÃO DAS FLECHAS LIMITES (L/250)
		ALTURA DA MESA DE COMPRESSÃO		ALTURA DA MESA DE COMPRESSÃO		
LY(cm)	LX(cm)	4 cm	5 cm	4 cm	5 cm	cm
600,00	100	0,08	0,08	0,21	0,21	0,40
600,00	150	0,10	0,10	0,26	0,27	0,60
600,00	200	0,14	0,14	0,35	0,35	0,80
600,00	250	0,20	0,19	0,50	0,49	1,00
600,00	300	0,16	0,14	0,73	0,67	1,20
600,00	350	0,48	0,41	1,20	1,03	1,40
600,00	400	0,67	0,60	1,68	1,51	1,60
600,00	450	0,99	0,88	2,48	2,19	1,80
600,00	500	1,42	1,25	3,55	3,13	2,00
600,00	550	2,01	1,75	5,03	4,38	2,20
600,00	600	2,79	2,41	6,98	6,03	2,40

Fonte: Autor (2019)

Já para as vigotas protendidas, foram alcançados vãos de 3,5 metros para a mesa de compressão de 4 cm e de 4 metros para 5 cm de capa de concreto.

Com os resultados obtidos das análises modais foi possível realizar a comparação das frequências naturais das lajes para diferentes vãos e compará-los com os valores da frequência crítica., utilizando a Equação 2.2, do capítulo 2 deste trabalho. Além disso, de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), em hipótese alguma a estrutura pode se aproximar da frequência de 3 Hz, pois é a frequência do caminhar das pessoas. A frequência natural deve ser 1,2 vezes a frequência crítica do sistema, para edificações comerciais e residenciais, o valor crítico é de 4 Hz, portando a frequência natural não deve ser menor que 4,8 Hz. Os resultados são mostrados nas Tabelas 4.3 e 4.4, sendo, respectivamente, para vigotas armadas e protendidas. Na Tabela 4.3, os resultados que superaram a frequência de 4,8 Hz foram sombreados em verde, os que ficam abaixo, em vermelho.

Tabela 4.3 - Verificação das vibrações excessivas em vigotas armadas

VÃOS		FREQUÊNCIA NATURAL (Hz)		FREQUÊNCIA CRÍTICA (Hz)
		ALTURA DA MESA DE COMPRESSÃO		
LY (cm)	LX(cm)	4 cm	5 cm	
600,00	100	21,82	21,47	4,8
600,00	150	20,24	19,84	4,8
600,00	200	17,70	17,47	4,8
600,00	250	13,64	13,77	4,8
600,00	300	11,42	12,00	4,8
600,00	350	7,17	7,25	4,8
600,00	400	6,24	6,50	4,8
600,00	450	4,98	5,2	4,8
600,00	500	4,06	4,25	4,8
600,00	550	3,37	3,53	4,8
600,00	600	2,84	2,98	4,8

Fonte: Autor (2019)

Tabela 4.4 - Verificação das vibrações excessivas em vigotas protendidas

VÃOS		FREQUÊNCIA NATURAL (Hz)		FREQUÊNCIA CRÍTICA (Hz)
		ALTURA DA MESA DE COMPRESSÃO		
LY(cm)	LX(cm)	4 cm	5 cm	
600,00	100	21,87	21,52	4,8
600,00	150	20,62	20,19	4,8
600,00	200	19,22	18,77	4,8
600,00	250	17,37	17,04	4,8
600,00	300	15,63	15,97	4,8
600,00	350	12,3	12,43	4,8
600,00	400	9,99	10,23	4,8
600,00	450	8,16	8,42	4,8
600,00	500	6,74	7,01	4,8
600,00	550	5,64	5,87	4,8
600,00	600	4,78	4,99	4,8

Fonte: Autor (2019)

Com a verificação do estado limite de vibração excessiva é possível chegar a 4,5 metros de vãos, conforme a tabela 4.3, para lajes tipo trilho de concreto. Já para lajes pré-moldadas, conforme a tabela 4.4, é possível chegar a vãos de 5,5 e 6 metros para capa de concreto de 4 e 5 cm, respectivamente.

Tabela 4.5 – Contraflechas derivadas das cargas permanentes e acidentais

VÃOS		FLECHA DE CARGA ACIDENTAL (cm) (SOBRECARGA)		FLECHA DE CARGA PERMANENTE (cm) (DEAD)		LIMITE DA CONTRAFLECHA (L/350)
LY(cm)	LX(cm)	4 cm	5 cm	4 cm	5 cm	cm
600,00	100	0,015	0,0146	0,08	0,08	0,28
600,00	150	0,032	0,029	0,03	0,03	0,43
600,00	200	0,067	0,058	0,07	0,06	0,57
600,00	250	0,133	0,111	0,13	0,11	0,71
600,00	300	0,211	0,167	0,21	0,17	0,86
600,00	350	0,521	0,437	0,52	0,44	1,00
600,00	400	0,717	0,575	0,72	0,58	1,14
600,00	450	1,125	0,897	2,23	1,94	1,28
600,00	500	1,69	1,343	3,32	2,88	1,43
600,00	550	2,453	1,944	4,81	4,15	1,57
600,00	600	3,452	2,731	6,73	5,81	1,71

Fonte: Autor (2019)

Foram retirados do SAP2000 os valores das flechas imediatas referentes à carga acidental e da carga permanente. Estes valores foram comparados com $l/350$, que é o valor limite da flecha. A partir da flecha da carga permanente da estrutura, que estão listadas na tabela 4.5, é possível chegar a um valor de contraflecha para as lajes em análise, a fim de conseguir utilizar vãos maiores, resultando em uma economia em peso da estrutura. Sendo assim, obtendo valores menores para as flechas diferidas no tempo, chegando aos valores das tabelas 4.6 e 4.7.

Tabela 4.6 - Verificação das vigotas armadas com contraflechas.

VÃOS		FLECHAS IMEDIATAS		FLECHA DIFERIDA NO TEMPO		VERIFICAÇÃO DAS FLECHAS LIMITES (L/250)
		ALTURA DA MESA DE COMPRESSÃO		ALTURA DA MESA DE COMPRESSÃO		
LY(cm)	LX(cm)	4 cm	5 cm	4 cm	5 cm	cm
600,00	100	0,0854	0,0867	0,13	0,14	0,40
600,00	150	0,1232	0,122	0,28	0,27	0,60
600,00	200	0,2011	0,1912	0,43	0,418	0,80
600,00	250	0,3493	0,3199	0,74	0,68	1,00
600,00	300	0,4755	0,4035	0,98	0,83	1,20
600,00	350	1,3148	1,2029	2,76	2,56	1,40
600,00	400	1,6556	1,4355	3,42	3,00	1,60
600,00	450	2,567	2,214	4,18	3,59	1,80
600,00	500	3,8324	3,2845	6,26	5,33	2,00
600,00	550	5,5362	4,7297	9,03	7,67	2,20
600,00	600	7,76	6,62	12,67	10,74	2,40

Fonte: Autor (2019)

Tabela 4.7 - Verificação das vigotas protendidas com contraflechas

VÃOS		FLECHAS IMEDIATAS		FLECHA DIFERIDA NO TEMPO		VERIFICAÇÃO DAS FLECHAS LIMITES (L/250)
		ALTURA DA MESA DE COMPRESSÃO		ALTURA DA MESA DE COMPRESSÃO		
LY(cm)	LX(cm)	4 cm	5 cm	4 cm	5 cm	cm
600,00	100	0,0815	0,0833	0,13	0,13	0,40
600,00	150	0,1036	0,1053	0,23	0,22	0,60
600,00	200	0,1394	0,1388	0,28	0,27	0,80
600,00	250	0,199	0,1925	0,37	0,36	1,00
600,00	300	0,1639	0,1395	0,50	0,42	1,20
600,00	350	0,477	0,409	0,68	0,59	1,40
600,00	400	0,6709	0,6017	0,96	0,93	1,60
600,00	450	0,9902	0,8752	1,19	0,91	1,80
600,00	500	1,42	1,25	2,13	1,70	2,00
600,00	550	2,01	1,75	3,46	2,81	2,20
600,00	600	2,79	2,41	5,27	4,32	2,40

Fonte: Autor (2019)

Aplicando as contraflechas referentes ao deslocamento da carga permanente na estrutura, foi possível chegar a vãos de 3 metros para lajes tipo trilho de concreto, conforme a tabela 4.6. Já para as vigotas protendidas é possível chegar a vãos de 4,5 e 5 metros, para capa de 4 e 5 cm, respectivamente.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

Considerando a integração dos resultados, o máximo vão aplicável para uma carga de utilização de $1,5 \text{ kN/m}^2$ com vigotas armadas com 8cm de alma e capa de concreto de 4cm é de 3,0m quando não é aplicado nenhum tipo de contraflecha. O aumento da espessura da capa de compressão não influenciou para um aumento considerável do vão aplicável, permanecendo um vão aceitável de 3 metros.

Para as vigotas protendidas esses vãos sobem para 3,5 e 4,0 m para as capas de 4 e 5 cm, respectivamente. Mesmo que ao aumentar a altura da capa para 5 cm tenha aumentando o vão admissível para 4 metros, esse aumento não foi significativo.

Visto isso podemos chegar à conclusão que o aumento da mesa de compressão da estrutura não terá grande influência para a diminuição da deformação excessiva da estrutura.

Já para a análise da estrutura a vibração excessiva, para vigotas tipo trilho, é possível trabalhar com vãos de até 4,5 metros, onde a variação da altura da mesa de compressão não influencia em um aumento de vão admissível. Para as vigotas pré-moldadas protendidas, os vãos chegam a 5,5 e 6 metros para mesa de compressão de 4 e 5 cm, respectivamente.

A possibilidade de dar uma contraflecha à estrutura, referente à carga permanente da estrutura, possibilita obter uma economia em peso. Utilizando as contraflechas permitidas foi possível chegar a vãos de 3 metros para vigotas tipo trilho e de 4,5 e 5 metros para vigotas protendidas, com capa de 4 e 5 cm, respectivamente.

Portanto, com esse trabalho é possível ver que o limitador do estado limite de serviço, entre as verificações de deformação excessiva e de vibração excessiva, é o de deformação. É possível de chegar em vãos maiores ao analisar a vibração excessiva, comparado com às de deformação excessiva, mesmo com a aplicação das contraflechas.

Sendo assim, se a verificação ao estado limite de serviço de deformação excessiva foi atendido, para lajes pré-moldadas tipo trilho e protendidas, a vibração excessiva será atendida.

7 REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2014). **NBR 6118** – Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2003). **NBR 8681** – Ações e Segurança nas Estruturas – procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ALMEIDA, Sandra Freire de; NÓBREGA, Petrus Gorgônio Bulhões da; HANAI, João Bento de. **Análise de vibrações de pisos de concreto pré-moldado**. Anais. São Paulo: IBRACON, 2004.

ALMEIDA, Sandra Freire de; NÓBREGA, Petrus Gorgônio Bulhões da; HANAI, João Bento de. **Critérios de vibração para estruturas de piso de concreto pré-moldado**. Anais. São Carlos: EESC-USP, 2005.

BRANSON, D.E. (1968). Design procedures for computing deflections. **Journal of American Concrete Institute**, v.65, n.9, p.730-42.

CARVALHO, R.C., FIGUEIREDO FILHO, J.R. (2005). **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 2ª Edição – Editora da UFSCar, São Carlos, SP.

CERÂMICA ORLANDIN. **Orlandin telhas de concreto e tijolos cerâmicos**, 2014. Página inicial. Disponível em : <www.ceramicaorlandin.com.br/2014/produtos/lajes-pre-moldadas>. Acesso em: 08 de novembro de 2019.

DROPPA Jr., A. (1999). **Análise estrutural de lajes formadas por elementos pré-moldados tipo vigota com armação treliçada**. 177p. + apêndice. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1999.

LAJES HERTEL. **Lajes Hertel**, 1997. Página inicial. Disponível em: <[http://www.lajeshertel.com.br/produtos/laje-convencional-piso-ou-forro#prettyPhoto\[pp_gal\]/1/](http://www.lajeshertel.com.br/produtos/laje-convencional-piso-ou-forro#prettyPhoto[pp_gal]/1/)>. Acesso em: 08 de novembro de 2019.

MAST, R.F. (2001) Vibration of precast prestressed concrete floors. **PCI Journal**, nov-dec/2001. p. 76.86

MINERVA ENGENHARIA. **Minerva soluções estruturais**, 2019. Página inicial. Disponível em : <<http://minervaengenharia.com.br/afinal-laje-de-isopor-suporta-peso/>>. Acesso em: 08 de novembro de 2019.

MUNIZ. C. E. (1991). Mais competitivas: **lajes treliçadas**. Revista IBRACON, v.1, n.1, p.19-21, julho, agosto.

RANGELLAGE. **Manual técnico de lajes treliçadas**, 2019. Disponível em: <www.rangellage.com.br/wp-content/uploads/2019/06/Manual-Lajes-Treli%C3%A7adas.pdf>. Acesso em: 08 de novembro de 2019.