

# **Análise dinâmica de estruturas de concreto: Avaliação de três sistemas construtivos de lajes**

## **Dynamic analysis of concrete structures: Evaluation of three slab building systems**

**Leandro Dias Küster<sup>(1)</sup> e Artur Lenz Sartorti<sup>(2)</sup>**

<sup>(1)</sup>*ILTRUK – Projetos & Consultoria Técnica-Comercial Ltda. – Engenheiro Coelho, SP  
email: leandro.kuster@iltruk.com.br*

<sup>(2)</sup>*Centro Universitário Adventista de São Paulo – UNASP, Engenheiro Coelho, SP  
e-mail: artur.sartorti@unasp.edu.br*

**RESUMO:** Pela própria complexidade do material concreto e dos conceitos de análise dinâmica, muitas vezes esta é posta de lado por alguns projetistas em determinados casos. É corrente a ideia de que as ações dinâmicas no Brasil não são muito importantes, pois o país não apresenta histórico de grandes sismos e tempestades. Porém, nota-se que para as ações dinâmicas correntes uma simples majoração das cargas estáticas nem sempre é suficiente. Ainda existe a realidade de certa omissão das normas brasileiras quando é tratado o assunto de análise dinâmica. Por outro lado, quando as normas especificam algo sobre o assunto, verifica-se que algumas são obsoletas ou incompletas. O presente trabalho visa descrever as origens e causas das cargas dinâmicas, bem como seus efeitos sobre as estruturas apresentando alternativas para combater os mesmos ainda na concepção estrutural. Finalizando a pesquisa, é apresentado um comparativo de frequências naturais de três sistemas construtivos de lajes, aplicados a um mesmo pavimento, analisando-se a influência do arranjo estrutural da laje sobre a capacidade resistente às ações dinâmicas do pavimento.

**ABSTRACT:** Often the dynamic analysis is not used by some designers in certain cases because of the complexity of the concrete material and concepts involved in this analysis. It is common the idea that the dynamic actions in Brazil are not very important, because the country does not have a historical report of great earthquakes and storms. However, it is noticed that a simple increase of the static loads is not always enough for current dynamic loads. There is still the reality of certain omission of Brazilian standards when the issue about dynamic analysis is observed. On the other hand, when the standards specify something about the issue, it is noticed that some of them are outdated or incomplete. In this context, this research intends to describe the origins and causes of the dynamic loads and their effects on structures, presenting alternatives to combat them in the structural design yet. Finally, the research presents a comparative of natural frequencies with three slab constructive systems, applied to the same floor, analyzing the influence of the slab structural arrangement on the resistant capacity to dynamic load of the floor.

### **1. INTRODUÇÃO**

As edificações precisam suportar as cargas estáticas e frequentemente precisam ser projetadas para resistir a forças dinâmicas excepcionais, tais como de sismos e ventos. Porém, pela complexidade do assunto, é comum que as cargas dinâmicas sejam consideradas no cálculo como cargas estáticas. Desta forma, o artigo procura apresentar conceitos e detalhes a serem observados

em um projeto estrutural quanto às ações dinâmicas e descrever a origem das mesmas bem como seus efeitos sobre as estruturas. Finalmente é realizado um comparativo de cálculo de frequências naturais em pavimentos de estruturas de concreto armado utilizando o software TQS.

## 2. CONCEITOS DA DINÂMICA

Vibração é todo movimento repetitivo de um corpo ou sistema de corpos unidos, em torno de um ponto de equilíbrio, conforme Hibbeler [1].

A vibração pode ser dividida em dois grupos: a vibração livre e a vibração forçada. Vibração livre é aquela que ocorre quando o movimento se mantém por causa da força da gravidade ou forças elásticas, como, um pêndulo balançando ou uma barra elástica vibrando. Este tipo de vibração não causa danos estruturais. Já vibração forçada é causada por uma força externa aplicada ao sistema, como por exemplo, a vibração causada por uma máquina. Este tipo de vibração, quando não amortecida da maneira correta, pode causar sérios danos estruturais. Tanto a vibração livre quanto a vibração forçada podem ser amortecidas ou não. É apresentado na figura 1 um exemplo de vibração de um corpo preso a uma mola.

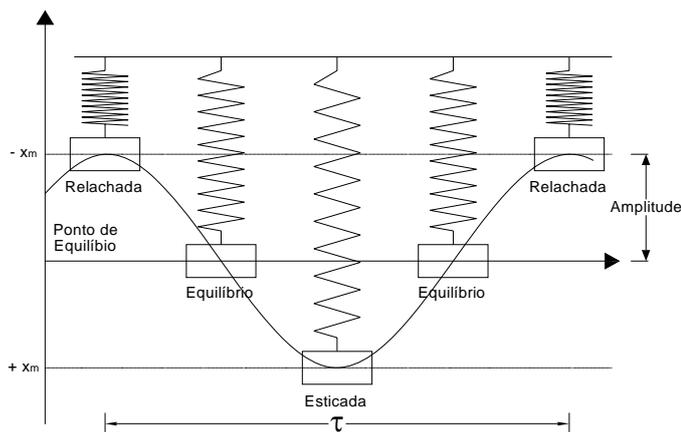


Figura 1: Mola vibrando em torno do ponto de equilíbrio. Fonte: Adaptada de Beer e Johnston [2].

A distância máxima que o corpo chega em relação ao ponto de equilíbrio é chamada de amplitude. A distância entre dois comprimentos máximos de onda é chamado de período ( $\tau$ ), e ele é medido em segundos. O número de períodos a cada segundo é denominado de frequência ( $f$ ), e ela é medida em hertz (Hz).

Como frequência natural, entende-se o limite que um sistema impõe para as cargas dinâmicas. Se estas cargas vibrarem em uma frequência semelhante à frequência natural, o sistema estará comprometido. Uma forma de a estrutura não ser comprometida por forças externas é através de amortecimentos.

Lima e Santos [3] destacam três formas de amortecimento. O amortecimento viscoso, o

amortecimento de Coulomb e o amortecimento de Histerese, também conhecido como de material sólido.

O amortecimento viscoso acontece, geralmente quando tem movimentação em um meio fluido, ou em uma passagem de líquido ou gás por um orifício, etc.

O amortecimento de Coulomb ocorre com o deslizamento de superfícies, sendo secas ou lubrificadas, mas agindo com forças contrárias ao movimento. É a realidade de alguns aparelhos de apoio de Teflon. Uma chapa metálica é fixada na viga, e uma folha de Teflon é fixada em cima do neoprene situado no berço de apoio sobre o pilar. O deslizamento entre as placas amortece os esforços ocasionados pela variação causada na passagem de veículos.

O amortecimento de Histerese ocorre quando os materiais sofrem tensões periódicas contrárias às tensões do movimento. A relação tensão-deformação segue caminhos diferentes quando acontecem os ciclos de carregamento e descarregamento. Um exemplo deste amortecimento é o contrapeso para evitar desabamentos em casos de sismos.

Tipler e Mosca [4] apresentam a equação (1) que descreve o coeficiente de amortecimento:

$$b_c = 2m\omega_0 \quad (1)$$

onde:

$b_c$  = coeficiente de amortecimento crítico;

$m$  = massa do corpo;

$\omega_0$  = frequência angular sem amortecimento.

Quando o coeficiente de amortecimento é maior do que o valor do coeficiente de amortecimento crítico, o amortecimento é denominado de superamortecido. Quando o coeficiente de amortecimento do corpo é igual ao crítico, o amortecimento é chamado de amortecimento crítico ou criticamente amortecido. Tanto o amortecimento criticamente amortecido quanto o movimento superamortecido não são periódicos. Meriam e Kraige [5] dizem que um movimento criticamente amortecido se aproxima do equilíbrio mais rapidamente do que um movimento superamortecido. Se o coeficiente de amortecimento for menor do que o coeficiente de amortecimento crítico, o sistema será chamado de movimento sub-amortecido. Este movimento é vibratório, mas a sua amplitude irá diminuir aos poucos. Na figura 2 são mostrados os três tipos de amortecimentos.

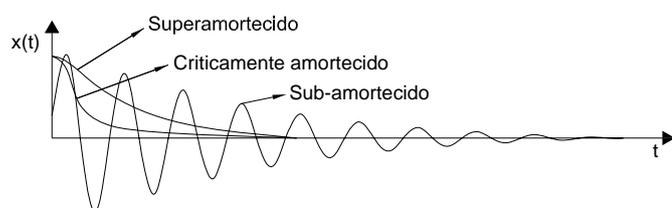


Figura 2: Movimento superamortecido, criticamente amortecido e sub-amortecido. Fonte: Adaptada de Tipler e Mosca [4].

Existem três tipos de cargas dinâmicas sendo elas não periódicas, periódicas não harmônicas e periódicas harmônicas.

A excitação periódica não é contínua. Ela pode ser oriunda de um bate estaca, um impacto de veículo ou qualquer outro tipo de carregamento que não seja estático mas também não seja repetitivo.

A excitação periódica não harmônica apresenta vibrações cíclicas, mas as suas oscilações não são parabólicas simétricas. Podem ser cargas que sejam aplicadas a estrutura de forma que o seu carregamento e descarregamento não sejam feitos com a mesma intensidade, não tendo uma uniformidade no carregamento e descarregamento.

A excitação harmônica é semelhante ao exemplo do corpo preso à mola vibrando em torno de um ponto de equilíbrio. Mas quando se trata de uma vibração forçada, em vez de a mola apenas ter excitação da gravidade (peso próprio do corpo), uma força externa também é aplicada.

Cutnell e Johnson [6] dizem que quando se tem um movimento harmônico não amortecido este movimento resultará em um aumento de amplitude ao longo do tempo. Este aumento de amplitude ao longo do tempo é denominado de ressonância. Ela acontece devido à existência de sobreposição de esforços a cada período pela pouca frequência natural da peça.

A ressonância pode ocorrer com qualquer objeto que possa vibrar, mas o papel desempenhado pela frequência de uma força de excitação é fundamental para que isto ocorra, pois, quando a frequência coincidir com uma frequência natural de vibração, fará com que forças de excitação relativamente fracas provoquem uma vibração de grande amplitude, ou seja, o efeito de cada ciclo é cumulativo.

Gaspar [7] afirma que o motivo da queda da ponte de Tacoma em 1940, foi porque os ventos que atingiram a ponte lateralmente deram origem a oscilações laterais de torção. Essas oscilações

tinham uma frequência muito próxima da frequência natural da ponte, sendo assim, a amplitude foi aumentando e a ponte entrou em ressonância, provocando a sua ruptura por fadiga.

### 3. ORIGEM E PREVENÇÃO DAS CARGAS DINÂMICAS

Podem-se dividir as cargas dinâmicas em duas classificações, sendo elas cargas dinâmicas devido a ações da natureza e cargas dinâmicas devido a ações humanas.

Segundo Marcelino, Nunes e Kobiyama [8], cerca de 95% dos desastres naturais que ocorreram no Brasil nos anos de 1900-2003 aconteceram nos últimos 50 anos, sendo que verifica-se um aumento significativo do ano de 1980 em diante.

Segundo Rizzo [9], devido à mudança climática do planeta, todos os fenômenos naturais que de alguma forma estão associados ao clima estão com a intensidade e tempo de recorrência alterados. As ações da natureza que serão abordadas no presente trabalho serão de sismos e ventos (tornados).

O Brasil está situado no centro de uma placa tectônica, e por muito tempo acreditou-se que por esta causa o país estaria isento de terremotos. Mas isto não é verdade, pois estudos recentes mostram que o Brasil tem pelo menos 48 falhas geológicas. O sismo mais forte já registrado no Brasil foi em Mato Grosso no ano de 1955 com 6,6 pontos na escala Richter.

Martins [10] apresenta alguns princípios que devem ser considerados na concepção estrutural de edifícios, pensando na casualidade sísmica.

- Simplicidade estrutural;
- Uniformidade e simetria;
- Rigidez bidirecional;
- Rigidez a torção;
- Ação de diafragma ao nível dos pisos;
- Fundação adequada.

O mesmo autor ainda descreve as principais situações a serem evitadas em lugares com riscos de sismos.

- Interrupção de pilares ou de paredes estruturais;
- Grandes aberturas nas paredes estruturais ou nas lajes;
- Sistema misto pórtico-parede estrutural em altura;
- Variação pronunciada da rigidez dos elementos verticais;
- Variação brusca de massa.

Em se tratando de tornados e tempestades, Nechet [11] afirma que no Brasil ocorreram tornados e trombas d'água em diversas épocas e regiões diferentes, sendo alguns deles com ventos de até 253 km/h.

Na ABNT 6123 [12], item 5.2, estão especificadas as forças de vento para a análise estrutural. Nesta norma, são apresentadas as isopletas das velocidades básicas de vento no Brasil.

A velocidade máxima que as isopletas apresentam é de 50 m/s. Nechet [11] apresenta dados mais realistas para projetos de cálculo estrutural do que as isopletas contidas na norma quando se deseja segurança devido à ação dinâmica do vento. Estes dados são:

- Velocidade máxima do vento: 70,3 m/s (253 km/h);
- Velocidade de rotação: 40,0 m/s (144 km/h);
- Velocidade de translação: 15 m/s ( 54 km/h);
- Raio da velocidade de rotação máxima: 30 m;
- Queda de pressão: 6 kPa;
- Tacha de queda de pressão: 6 kPa.

Segundo Stolovas [13], o ser humano não produz frequências com mais de 3,5 Hz, sendo assim, se uma estrutura estiver com a sua vibração natural em 4 Hz nunca poderá entrar em ressonância com uma pessoa pulando em cima. Porém, o pular do ser humano não produz apenas cargas dinâmicas senoidais. Ela produz uma superposição de uma parte da massa que seria a parte estática associada ao peso do indivíduo e mais a carga dinâmica provocada pelo mesmo. Esta primeira etapa é chamada de primeiro harmônico. Em seguida, começam surgir carregamentos múltiplos da mesma frequência, formando o segundo harmônico, terceiro harmônico, etc. Este cálculo é baseado na série de Fourier (figura 3).

Cada harmônico que surge, possui uma amplitude menor do que a anterior, porém, uma frequência maior. Mesmo esses harmônicos sendo de baixa amplitude, se algum deles estiver na mesma frequência que a frequência natural da estrutura, ocorrerá uma ressonância, ou seja, acontecerá uma sobreposição de esforços, aumentando a amplitude.

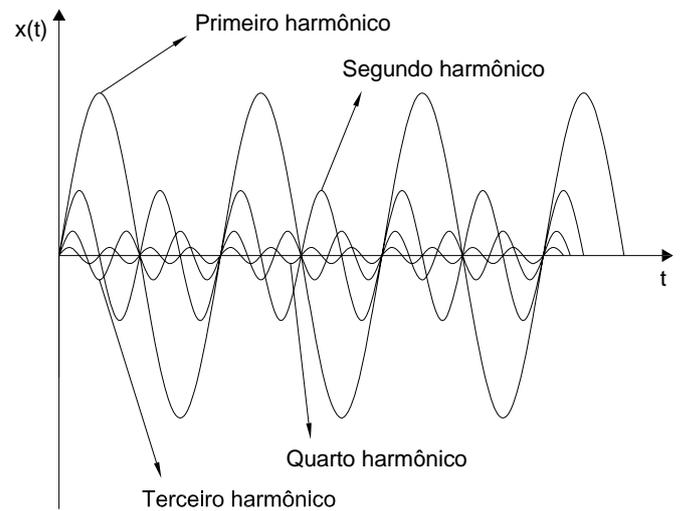


Figura 1: Diagrama deslocamento-tempo do primeiro ao quarto harmônico. Fonte: Adaptado de Stolovas [13]

A ABNT 6118 [14], item 23.3, diz que a frequência natural da estrutura deve se afastar ao máximo da frequência de cargas externas, ou seja a frequência crítica. Ela também descreve um quadro para frequência críticas para casos especiais de estruturas submetidas a vibrações por ações de pessoas caso não se tenha feito um estudo prévio (quadro 1).

Caso	Frequência crítica(Hz)
Ginásio de esporte	8,0
Sala de dança ou de concreto sem cadeiras fixas	7,0
Escritórios	3,0 a 4,0
Salas de concerto com cadeiras fixas	3,4
Passarelas de pedestres ou ciclistas	1,6 a 4,5

Quadro 1: Frequência crítica para alguns casos especiais de estruturas submetidas a vibrações pela ação de pessoas. Fonte: ABNT 6118 [14], item 23.3

El Debs e Takeya [15] relatam que usualmente supõe-se que as cargas móveis em estruturas sejam aplicadas gradativamente. Porém em estruturas de pontes, as cargas móveis são aplicadas bruscamente. Além disso, considerar estas cargas como cargas estáticas não corresponderá com a realidade, já que além do peso próprio do veículo se tem a oscilação provocada pelo mesmo, a atuação das molas, a irregularidade das pistas, etc.

Sendo assim, a ABNT 7187 [16], item 7.2.1.2, fornece os seguintes valores para um coeficiente de majoração de cargas estáticas  $\phi$ .

Para elementos estruturais rodoviários (equação 2).

$$\phi = 1,4 - 0,007l \quad (2)$$

onde:

$l$  = vão em metros.

O coeficiente  $\phi$  não pode ser menor que 1,0.

Elementos estruturais ferroviários (equação 3).

$$\phi = 0,001(1600 - 60\sqrt{l} + 2,25l) \quad (3)$$

onde:

$l$  = vão em metros.

O coeficiente  $\phi$  não pode ser menor que 1,2.

Com o coeficiente  $\phi$ , pode-se considerar simplificada que a estrutura suporte as cargas dinâmicas (equação 4).

$$F_{\text{dinâmico}} \cong \phi \cdot F_{\text{estático}} \quad (4)$$

onde:

$F_{\text{dinâmico}}$  = Cargas dinâmicas;

$F_{\text{estático}}$  = Cargas estáticas.

Sendo assim, as cargas estáticas são majoradas, substituindo as dinâmicas no cálculo. Cabe ressaltar que em estruturas complexas a simples utilização do coeficiente de impacto não dispensa uma análise dinâmica mais refinada.

#### 4. ANÁLISE COMPARATIVA DE FREQUÊNCIAS NATURAIS DE PAVIMENTOS DE CONCRETO ARMADO COM TRÊS DIFERENTES SISTEMAS CONSTRUTIVOS DE LAJES

Foram realizados dois tipos de comparativos. No primeiro, foi estabelecido uma espessura média de 15 cm de concreto a fim de se obter uma frequência natural (Comparativo 1). No segundo, foi estabelecido uma frequência natural mínima de 6 Hz, com objetivo de conseguir a altura das lajes e a espessura média de concreto dos sistemas construtivos analisados (Comparativo 2).

A fim de fazer um comparativo de frequências naturais de estruturas, foram escolhidos três sistemas estruturais de lajes, sendo eles laje maciça convencional (LMC), laje nervurada treliçada bidirecional seção T com enchimento de EPS (LNT-BT-EPS) e laje nervurada treliçada unidirecional seção T com enchimento de EPS (LNT-UT-EPS). Todos os sistemas apresentam as seguintes características no pavimento analisado:

- Duas lajes, sendo uma delas de 600 x 500 cm apoiada em todas as direções e uma de 200 x 520 cm em balanço;

- Vigas com dimensões de 20/60 cm;
- Espessura média de concreto de 15 cm;
- $f_{ck} = 25$  MPa;
- Carga permanente adicional =  $300 \text{ kg/m}^2$  ( $3,0 \text{ kN/m}^2$ );
- Carga acidental =  $450 \text{ kg/m}^2$  ( $4,5 \text{ kN/m}^2$ ).

Além das características já mencionadas, para cada sistema construtivo foram realizados cálculos de frequência natural do pavimento com e sem vigas embutidas na laje em balanço, sendo que para as vigas embutidas na laje em balanço foram feitos cálculos com duas larguras diferentes. Uma das larguras é a mesma largura das vigas da laje apoiada (20 cm) e a outra possui 28,5 cm de largura, que é a soma da largura da viga interna mais o espaço que sobraria de concreto livre nas lajes nervuradas.

Para os sistemas nervurados, foram feitos cálculos com as vigotas das lajes tendo continuidade (as duas lajes a  $0^\circ$ ) e sendo perpendiculares (uma das lajes a  $0^\circ$  e a outra a  $90^\circ$ ). Ao todo, foram realizados 15 tipos de processamentos, sendo 3 de LMC, 6 de LNT-BT-EPS e 6 de LNT-UT-EPS. As lajes foram numeradas de acordo com a característica do balanço. No quadro 2 é apresentada a explicação da numeração.

Numeração das lajes	Explicação
1	Quando a laje em balanço for calculada sem nenhuma viga auxiliar.
2	Quando a laje em balanço for calculada com as vigas laterais da mesma largura que as vigas da laje interna (20 cm), porém embutidas na laje.
3	Quando a laje em balanço for calculada com as vigas laterais um pouco mais largas que as vigas da laje interna (28,5 cm) embutida na laje.

Quadro 2: Explicação da numeração das lajes

Os elementos de enchimento das lajes LNT-BT-EPS possuem dimensões de 50/50 cm, já os das LNT-UT-EPS uma das dimensões é 50 cm, e a outra é em função da quantidade de nervuras transversais.

Para este estudo, foram padronizadas duas nervuras transversais para as lajes com continuidade de vigotas e uma nervura transversal para as lajes sem continuidade de vigotas. As nervuras transversais medem 10 cm e as longitudinais medem 9 cm. Foi estabelecido 5 cm

de capa de concreto para as lajes nervuradas neste estudo.

Todos os cálculos de lajes foram realizados no TQS versão 11.9.

As figura 4 a 7 mostram a forma estrutural típica para cada sistema estrutural.

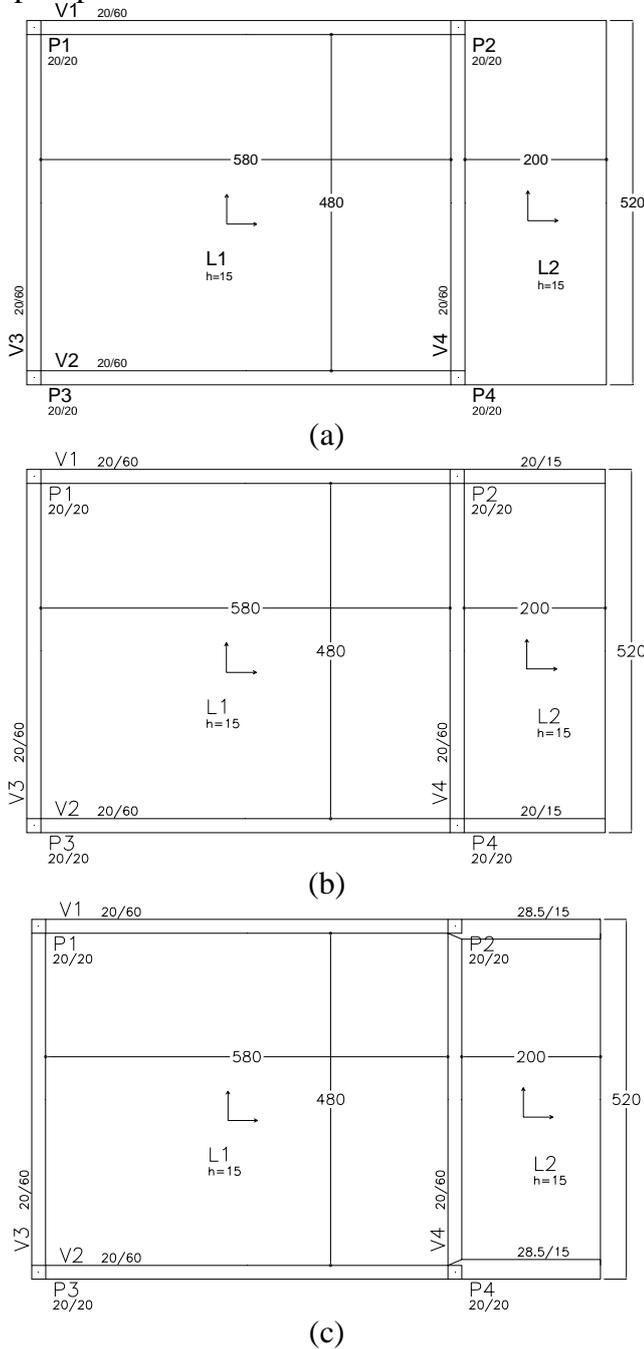


Figura 4: Planta de forma estrutural para a laje LMC (a) LMC-1, (b) LMC-2 e (c) LMC-3

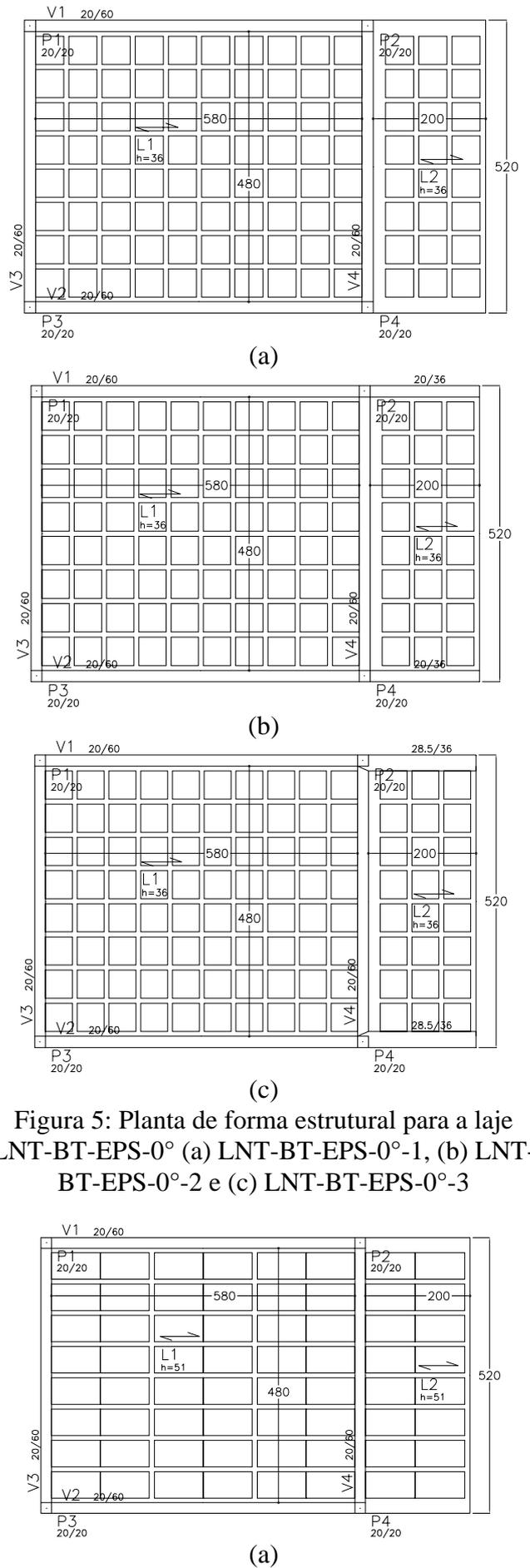
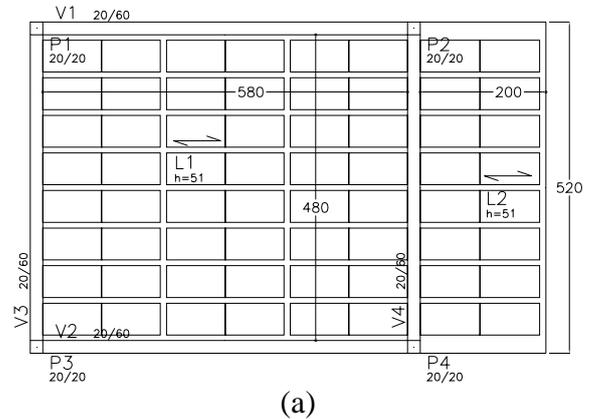


Figura 5: Planta de forma estrutural para a laje LNT-BT-EPS-0° (a) LNT-BT-EPS-0°-1, (b) LNT-BT-EPS-0°-2 e (c) LNT-BT-EPS-0°-3



(a)

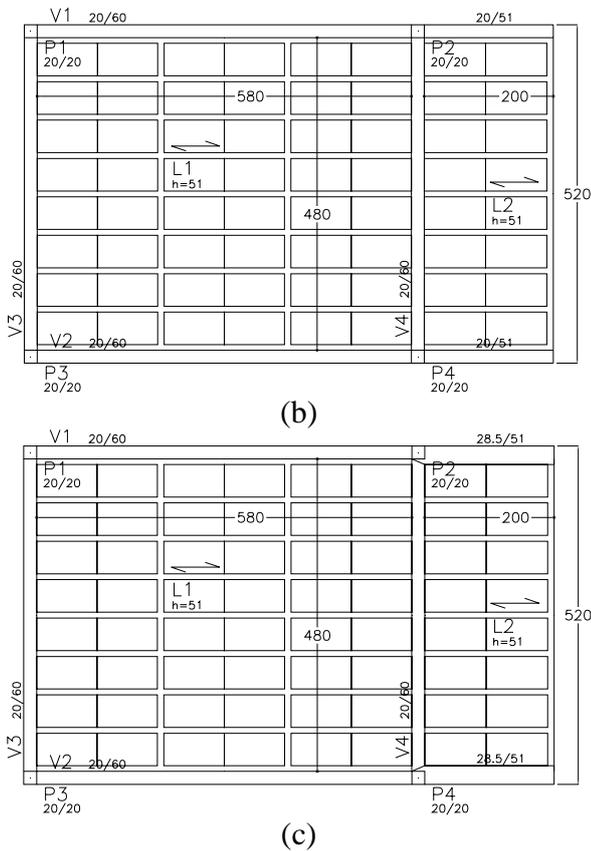


Figura 6: Planta de forma estrutural para a laje LNT-UT-EPS-0° (a) LNT-UT-EPS-0°-1, (b) LNT-UT-EPS-0°-2 e (c) LNT-UT-EPS-0°-3

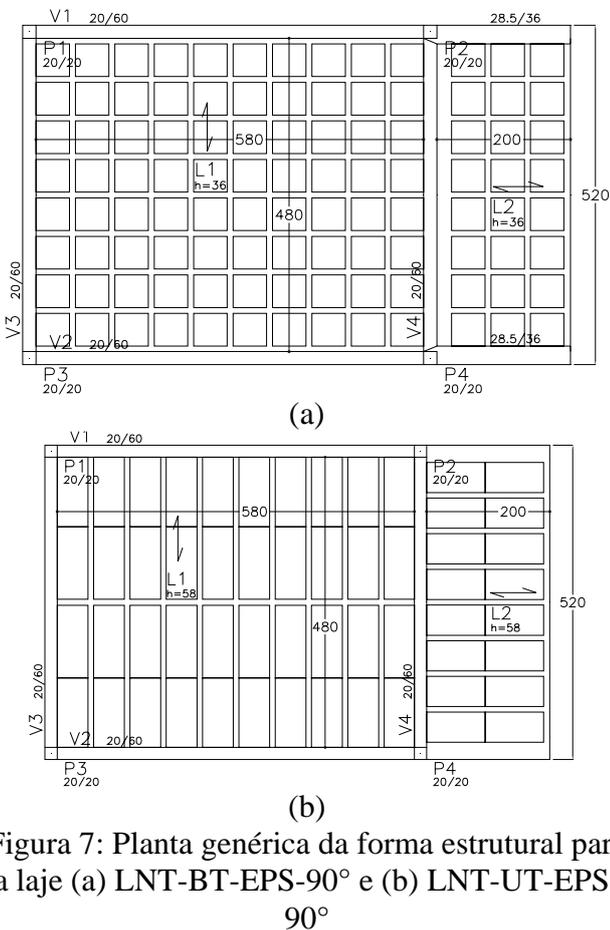


Figura 7: Planta genérica da forma estrutural para a laje (a) LNT-BT-EPS-90° e (b) LNT-UT-EPS-90°

### 4.1 Comparativo 1

Na tabela 1 podem-se comparar os resultados de cálculo de todas as lajes processadas no comparativo 1.

Tabela 1: Resultados obtidos das lajes do Comparativo 1.

Tipo de laje	Altura final da laje (cm)	Aço (kg)	Flecha da laje 1 (cm)	Flecha da laje 2 (cm)	Flecha (L/250)	Frequência (Hz)
LMC-1	15	468	1,52	1,69	Contra flecha	4,720
LMC-2	15	433	1,58	1,34	Passou	5,154
LMC-3	15	425	1,58	1,23	Passou	5,28
LNT-BT-EPS-0°-1	36	387	0,95	1,03	Passou	6,766
LNT-BT-EPS-0°-2	36	279	0,99	0,54	Passou	7,468
LNT-BT-EPS-0°-3	36	279	0,99	0,51	Passou	7,542
LNT-BT-EPS-90°-1	36	397	0,94	1,07	Passou	6,467
LNT-BT-EPS-90°-2	36	269	0,99	0,51	Passou	7,245
LNT-BT-EPS-90°-3	36	267	0,99	0,48	Passou	7,329
LNT-UT-EPS-0°-1	51	407	1,32	1,32	Passou	7,219
LNT-UT-EPS-0°-2	51	233	1,19	0,99	Passou	7,960
LNT-UT-EPS-0°-3	51	217	1,16	0,90	Passou	8,047
LNT-UT-EPS-90°-1	58	661	0,94	3,65	Não passou	2,738
LNT-UT-EPS-90°-2	58	253	0,94	0,38	Passou	6,109
LNT-UT-EPS-90°-3	58	244	0,93	0,30	Passou	6,262

Obs.  
 LMC = Laje maciça convencional.  
 LNT-BT-EPS = Laje treliçada nervurada bidirecional seção T com enchimento de EPS.  
 LNT-UT-EPS = Laje treliçada nervurada unidirecional seção T com enchimento de EPS.

As LNT-UT-EPS-0° foram as que tiveram a maior frequência natural, mas, elas também foram as mais altas. Já as LNT-UT-EPS-90°, como não tinham continuidade das vigotas, apresentaram uma queda muito brusca de frequência natural em relação às LNT-UT-EPS-0°.

A pesar de as LNT-BT-EPS-90° também não terem continuidade de vigotas, não teve tanta diferença de frequência natural em relação à LNT-BT-EPS-0° pois as nervuras transversais da laje 1 formavam uma continuidade com as nervuras longitudinais da laje 2.

Pode-se ter uma melhor visualização da comparação da frequência natural das lajes bem como a sua altura na figura 8.

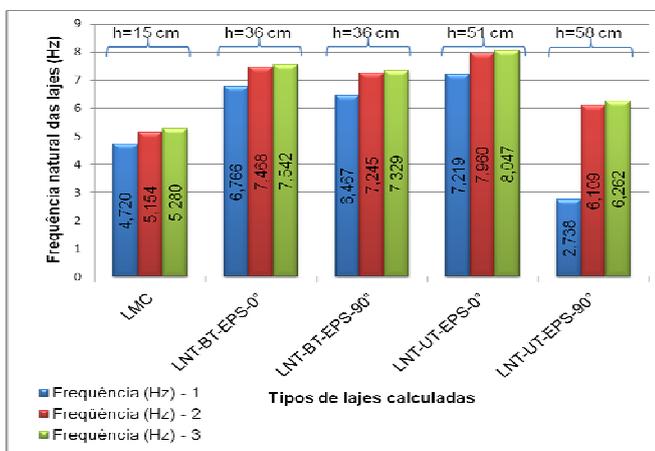


Figura 8: Comparação de frequência natural das lajes

Com esta altura média de 15 cm de concreto, quase todas as lajes calculadas passariam na verificação de frequência crítica para serem escritórios, salas de concerto com cadeiras fixas e passarelas de pedestres ou ciclistas prescrito na ABNT 6118 [14], item 23.3. Para sala de dança ou concerto sem cadeiras fixas, sete lajes passariam na verificação e para ginásio de esporte apenas uma.

#### 4.2 Comparativo 2

Na tabela 2 podem-se comparar os resultados de cálculo de todas as lajes.

No Comparativo 2 não foram processadas as lajes com nervuras desalinhadas a 90°. Portanto os resultados da tabela 2 referem-se somente a lajes com nervuras alinhadas a 0°.

Tabela 2: Resultados obtidos das lajes do Comparativo 2.

Tipo de laje	Altura final da laje (cm)	Espessura média (cm)	Aço (kg)	Flecha da laje 1 (cm)	Flecha da laje 2 (cm)	Flecha (L/250)	Frequência (Hz)
LMC-1	20	20	457	1,10	1,06	Passou	6,169
LMC-2	18	18	407	1,25	0,93	Passou	6,131
LMC-3	18	18	397	1,25	0,86	Passou	6,249
LNT-BT-EPS-1	32	13,67	371	1,12	1,16	Passou	6,123
LNT-BT-EPS-1	29	12,71	275	1,36	0,62	Passou	6,155
LNT-BT-EPS-1	28	12,39	278	1,48	0,60	Passou	6,014
LNT-UT-EPS-1	38	12,12	327	1,62	1,28	Passou	6,096
LNT-UT-EPS-2	36	11,69	219	1,81	1,09	Passou	6,065
LNT-UT-EPS-3	36	11,69	226	1,78	0,97	Passou	6,132

Obs.  
 LMC = Laje Maciça convencional  
 LNT-BT-EPS = Laje treliçada nervurada bidirecional seção T com enchimento de EPS  
 LNT-UT-EPS = Laje treliçada nervurada unidirecional seção T com enchimento de EPS

As LNT-UT-EPS foram as que tiveram a menor espessura média para se conseguir frequência natural de 6Hz. Já as LMC foram as que tiveram a maior espessura média.

Todas as lajes passaram na flecha, sendo assim, caso estes cálculos fossem para fins construtivos, todas as lajes passariam na verificação.

Nas figuras 9 e 10 pode-se entender melhor a diferença de altura das lajes e também a diferença de espessura média de concreto.

Como a espessura média das lajes foram bem distintas, o peso próprio também foi. Sendo assim, caso fosse construído um edifício de vários andares com esta laje repetida em todos eles, o peso próprio da estrutura poderia variar bastante dependendo do tipo de sistema construtivo utilizado. Na Figura 11 pode-se ter uma comparação do peso próprio de cada um dos sistemas construtivos calculados.

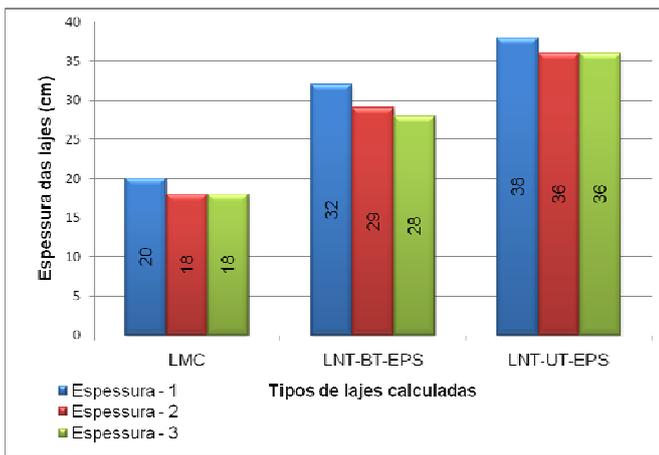


Figura 9: Espessura final das lajes

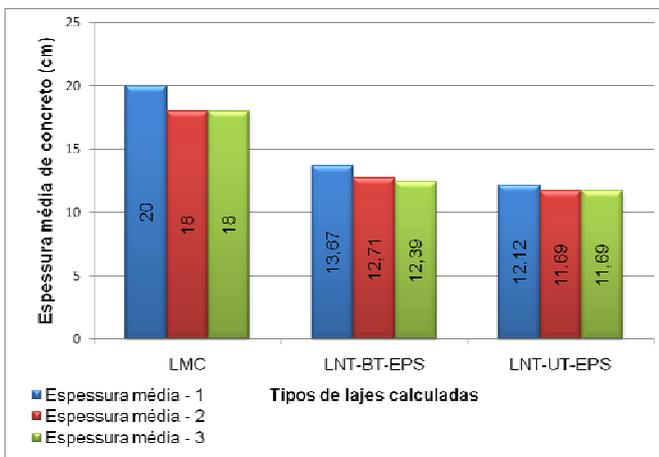


Figura 10: Espessuras médias das lajes

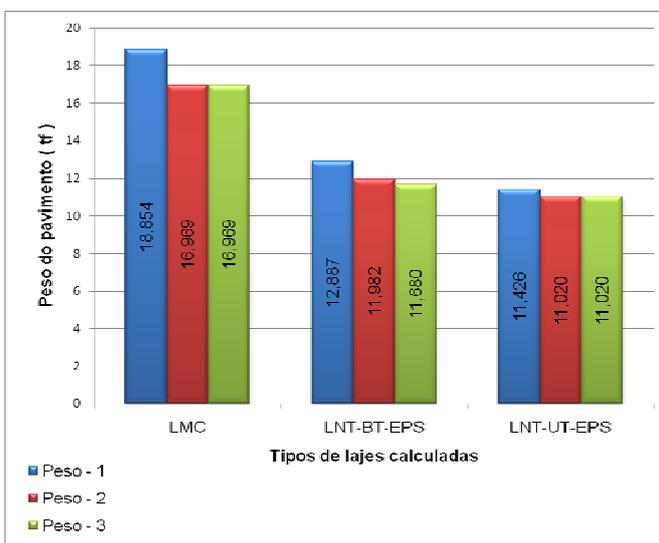


Figura 11: Comparação do peso das lajes

## 5. CONCLUSÕES

Nesta pesquisa procurou-se explicar a origem das cargas dinâmicas, bem como a sua atuação nas

estruturas civis e medidas para combatê-las. Também foi tratado a importância de ter-se uma estrutura amortecida, pois, quanto maior for a frequência natural da estrutura, menor a chance da mesma entrar em ressonância.

Em relação as frequências naturais requeridas na norma ABNT 6118 [14], item 23.3, o motivo de serem altas é que podem surgir frequências grandes advindas dos harmônicos, e estas podem fazer a estrutura entrar em ressonância quando se igualarem a frequência natural da estrutura. Deve-se entretanto destacar que para ações humanas não cíclicas, as frequências naturais apresentadas na norma ABNT 6118 [14], item 23.3, são muito conservadoras.

É averiguada uma desatualização na norma ABNT 6123 [12], item 5.2, que trata de forças devidas ao vento em edificações. Esta norma apresenta o mapa das isopletas, que provavelmente foi construído com dados das décadas de 60 a 80. Porém, as alterações climáticas tem gerado aumentos significativos na intensidade das tempestades. Sendo assim, em vários lugares do país já foram constatados ventos com velocidades superiores aos apresentados na norma com uma frequência maior do que a prevista.

Na análise comparativa de frequências naturais de pavimentos de concreto armado com diferentes sistemas construtivos de lajes, é mostrado que lajes nervuradas conseguem frequências naturais maiores que lajes maciças utilizando a mesma quantidade de concreto (espessura média). Porém, caso alguma edificação precise estar trabalhando com alturas baixas nos pavimentos, as lajes maciças conseguem frequências naturais maiores do que as nervuradas.

Também foi visto que alguns sistemas construtivos como os LNT-UT-EPS-90° não são adequados quando se requer resistência à ação dinâmica, para tanto, evita-se ao máximo a sua utilização.

Um detalhe interessante que precisa ser levado em consideração em relação aos resultados, é que apesar de as lajes unidirecionais ficarem mais leves e com maiores frequências naturais em relação as outras lajes calculadas, se estiver sendo construída em locais propensos a ter sismos não será bom para a estrutura como um todo, pois, em lajes unidirecionais não ocorre ações diafragma.

**REFERÊNCIAS**

1. Hibbeler, R. C. Vibrações. In: *Dinâmica: Mecânica para engenharia*. 10º Ed. São Paulo: Person Education do Brasil, 2009. p. 496 - 520.
2. Beer, F. P.; Johnston, E. R. J. Vibrações mecânicas. In: *Mecânica vetorial para engenheiros: Cinemática e dinâmica*. 5º Ed. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2006. p. 800 - 61.
3. Lima, S. S.; Santos, S. H. C. *Análise dinâmica das estruturas*. 1º Ed. Rio de Janeiro: Ciência Moderna, 2008
4. Tipler, P. A.; Mosca, G. Oscilações. In: *Física: Mecânica, oscilações e ondas, termodinâmica*. 6º Ed. Rio de Janeiro: LTC – Volume 1, 2009. p. 465 - 569.
5. Meriam, J. L.; Kraige, L. G. Vibrações e resposta no tempo. In: *Mecânica Dinâmica*. 4º Ed. Rio de Janeiro: LTC, 1999. p. 419 – 50.
6. Cutnell, J. D.; Johnson, K. W. Movimento harmônico simples e elasticidade. In: *Física volume 1*. 6º Ed. Rio de Janeiro: LTC, 2006. p. 292 - 327.
7. GASPAR, A. Oscilações. In: *Física volume único*. 1º Ed. São Paulo: Editora Ática, 2001. p. 179 - 89.
8. Marcelino, E. V.; Nunes, L. H.; Kobiyama, M.; Banco de dados de desastres naturais: Análise de dados globais e regionais; 2006. Disponível em:  
<[http://www.labhidro.ufsc.br/Artigos/Emerson%20et%20a1%20\(UFU%202006\)%20vol.%207\\_n.%2019%20\(banco%20de%20dados\).pdf](http://www.labhidro.ufsc.br/Artigos/Emerson%20et%20a1%20(UFU%202006)%20vol.%207_n.%2019%20(banco%20de%20dados).pdf)>. Acesso em 21 jul. 2010.
9. Rizzo, B. E. Tsunamis, ciclones e terremotos. O que está acontecendo?, 2008. Disponível em:  
<[http://www.ofca.com.br/BOTAO\\_PRINCIPAL/PUBLICACOES\\_ARTIGOS/INDEX\\_FRAME\\_PUBLICACOES\\_ARTIGOS.html](http://www.ofca.com.br/BOTAO_PRINCIPAL/PUBLICACOES_ARTIGOS/INDEX_FRAME_PUBLICACOES_ARTIGOS.html)>. Acesso em 20 jul. 2010.
10. Martins, J. G., *Acção dos sismos*. Virtual Books. 2009. 122 folhas. Notas de aula. Universidade Federal de Portugal. Disponível em:  
<<http://www2.ufp.pt/~jguerra/PDF/Estruturas/Sismos.pdf>>. Acesso em: 25 Nov. 2009.
11. Nechet, D.; Ocorrência de tornados no Brasil; 2002. Disponível em:  
<<http://www.temposeveronobrasil.com/his/dn.pdf>> Acesso em 14 jul 2010.
12. Associação Brasileira de Normas Técnicas. *Forças devidas ao vento em edificações - Procedimento*. NBR 6123. Rio de Janeiro, 1988.
13. Stolovas, S. E. *Análise de desempenho funcional de estruturas sob efeitos dinâmicos induzidos por atividades humanas*. Virtual Books, 2009. Disponível em:  
<<http://www.truetech.com.br/webtvconsole/usuario/webtvconsole.php?console=61&canal=839&video=5365>>. Acesso em: 10 ago. 2010, 10:15:00.
14. Associação Brasileira de Normas Técnicas. *Projeto de estruturas de concreto - procedimento*. NBR 6118. Rio de Janeiro, 2003.
15. El Debs, M. K.; Takeya, T. *Introdução às pontes de concreto*. 2009. 106 folhas. Notas de aula. Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos.
16. Associação Brasileira de Normas Técnicas. *Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido - Procedimento*. NBR 7187. Rio de Janeiro, 1987.