



Estudo do Comportamento de Passagens Superiores de Peões com Tabuleiro Misto Aço Betão

Casos de Estudo: Passagem Superior de Peões n.º 1 da Via Rápida Machico/Canical e Passagem Superior de Peões da Ligação em Via Expresso ao Porto do Funchal

PATRÍCIA CARLOTA COSTA ESCÓRCIO

Orientador: *Professor Doutor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro*

NOVEMBRO DE 2009

Dissertação apresentada à Universidade da Madeira para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia Civil (2º Ciclo)

Resumo

Como resposta às exigências do mundo actual, a projecção e construção de estruturas sofreram grandes alterações, assistindo-se à construção de estruturas cada vez mais esbeltas, integradas no ambiente circundante, transparentes, ousadas. Consequentemente a sua concepção constituiu um desafio que é suportado por avanços na arte da engenharia, novos materiais e pela sensibilidade dos projectistas. Neste sentido as passagens superiores de peões não constituem excepção. São construídas desde os tempos remotos porém, hoje, querem-se mais ousadas, esbeltas, transparentes, integradas no ambiente circundante, económicas e eficientes, como forma de responder às exigências do mundo actual.

Inicialmente forma de vencer obstáculos naturais, são hoje em dia, um meio para vencer a forte obstáculos inerentes as modificações da rede viária e à forte ocupação do espaço, fruto da crescente urbanização.

Estas estruturas têm carregamentos baixos, o que possibilita a construção de vãos longos com esbeltas secções transversais, tornando-se estruturas muito flexíveis, com reduzida massa e rigidez, de que resultam frequências próprias de vibração baixas conduzindo a uma maior sensibilidade às vibrações.

Com a construção das novas Vias Rápidas na ilha da Madeira, houve a necessidade de repor acessos pedonais por meio destas pontes.

Apesar de existirem várias destas pontes, são essencialmente de dois tipos: de tabuleiro em treliça espacial mista ou tabuleiro do tipo “bi-viga” mista. Assim, no âmbito de um estágio na empresa Estradas da Madeira (RAMEDM, S.A.), procurou-se estudar uma ponte de cada um dos tipos mencionados, com intuito de compreender a acção pedonal, as suas características e formas de simular verificando a eficiência de ambos os modelos, os níveis de conforto que oferecem, e a segurança face aos valores limites apresentados nalguns regulamentos.

Construíram-se modelos computacionais usando o programa SAP2000, nos quais se simulou quatro movimentos característicos da acção pedonal (andamento normal, andamento acelerado, jogging e corrida), através das respectivas funções de carga.

Por já se encontrar construído, o tabuleiro em treliça mista foi ensaiado, de forma a validar o modelo computacional. Verificou-se que as frequências obtidas no modelo são próximas das reais. Verificou-se que ambos os modelos, apresentam um bom comportamento no que concerne às vibrações na direcção transversal, já que têm frequências de vibração suficientemente afastadas da gama excitável pela acção humana. Quanto às vibrações na direcção vertical, uma vez que ambos os tabuleiros têm frequências fundamentais coincidentes com as frequências de alguns dos movimentos simulados, verificaram-se acelerações acentuadas.

O estudo destas estruturas mostrou em traços genéricos, que além das vantagens construtivas, ambos os modelos apresentam bom comportamento à acção pedonal.

Palavras-Chave:

- Tabuleiro Misto
- “bi-viga”
- Treliça espacial
- Peão
- Vibração
- Aceleração

Abstract

As an answer to today's world demands, the projection and construction of structures has suffered great changes, so that we have been watching the build of structures increasingly slim, integrated in the surrounding environment, transparent and bold.

Thus their conception constitutes a challenge that is supported by advances in the art of engineering and new materials.

In this regard pedestrian bridges are no exception. Built since ancient times to overcome natural obstacles, today they have to be bolder, slender, and transparent, integrated into the surrounding environment, economic and efficient, as a way to respond to the societies requirements. They are a way to overcome obstacles inherent to the strong development of road net and the heavy use of space as the result of the growing urbanization.

Their low level of loading allows the construction of long spans with slender cross-sections, reduced mass and stiffness, leading to low vibration frequencies and greater sensitivity to vibrations.

With the construction of news expressways in Madeira, it was necessary to restore some pedestrian access through these bridges. Although there are several of these bridges, they have essentially two deck configurations: composite space truss and composite "two-beam". In the context of a traineeship in the company Estradas da Madeira (RAMEDM, S.A.), it was looked to study a bridge of each of the mentioned types, to understand the pedestrian action, their characteristics and ways of verifying the efficiency of both models , the comfort levels they offer and the security face to the limits presented in some regulations.

To carry out this study, it had been constructed two numeric models using the computational program SAP 2000, in each it was simulated four characteristic movements of pedestrian action, by their load functions. Once that the space truss deck was already built some tests have been performed, in order to validate the numeric model. It was found that the frequencies obtained in the model are very close to the real ones.

Both models have shown a good behavior to vibrations in the transverse direction, since the transverse frequencies are far enough from the range of human action. The vibration in vertical direction is very pronounced, since both decks have fundamental frequencies close to the frequency of some of the simulated movements.

Key-Words:

- Composite deck
- Spatial Truss
- Pedestrian
- Vibration
- Aceleration

*Às três que tanta falta me fazem,
por tudo o que me ensinaram,
pelos momentos que experimentámos...*

*A ti, que de alguma forma sempre
soubeste que era este o caminho.*

Agradecimentos

Ao Engenheiro José Manuel Ferreira e ao Engenheiro António Ferreira em muito agradeço a oportunidade de estágio, a disponibilidade apresentada, e o tema deste trabalho.

Às Estradas da Madeira agradeço o estágio, as condições de trabalho oferecidas, oportunidades de contacto com o mundo da Engenharia Civil e informações e desenhos fornecidos sem os quais este trabalho não seria possível.

Ao Professor Dr. Engenheiro Oliveira Pedro por ter aceite a orientação desta tese e pela sua paciência, disponibilidade e intervenção.

À Dr.^a Engenheira Elsa Caetano agradeço a sua disponibilidade em realizar as medições de vibrações que muito contribuíram para enriquecer o trabalho.

Aos meus pais, à minha querida irmã e ao Fábio que sempre me apoiaram e ajudaram.

Índice

Capítulo 1 – Introdução.....	1
Capítulo 2 - Acção Pedonal.....	4
Locomoção Humana.....	5
Peões Isolados.....	9
Parâmetros caracterizadores da acção.....	9
Função de carga.....	13
Grupos e Fluxos Contínuos de Peões.....	32
Fenómeno de Sincronização Homem-Estrutura.....	42
Sincronização Vertical.....	42
Sincronização Lateral.....	44
Segurança em pontes pedonais.....	50
Critérios de Segurança estrutural.....	50
Capítulo 3 – Casos de Estudo.....	63
Estruturas Mistas.....	63
Tabuleiros em Treliza Mista.....	66
Materiais.....	69
Casos de Estudo.....	71
Caso de Estudo 1: Passagem Superior de Peões 1 da Via Rápida Machico/ Caniçal.....	71
Caso de Estudo 2: Passagem Superior de Peões da Ligação em Via Expresso ao Porto do Funchal.....	93
Geometria.....	94
Comparação e análise de resultados.....	117
Capítulo 4 – Conclusões.....	120
Capítulo 5 - Bibliografia.....	123
Anexos.....	1
Frequências Próprias de Vibração.....	1
Dados provenientes das medições “in-situ”.....	25

Capítulo 1 – Introdução

Face às exigências do mundo actual, conceitos tais como estética, mudaram. Neste sentido, também a projecção e construção de estruturas foram profundamente alteradas, de modo a que se assiste à concepção de estruturas cada vez mais esbeltas, integradas no ambiente circundante, transparentes, ousadas cuja concepção constitui um desafio cada vez maior que é suportado por avanços na arte da engenharia, novos materiais e pela sensibilidade dos projectistas.

As pontes pedonais, passagens superiores de peões ou ainda, passadiços, não constituem excepção. São construídas desde os tempos remotos para vencer, quer, obstáculos naturais quer, e mais actualmente, obstáculos inerentes ao grande desenvolvimento da rede viária e à forte ocupação do espaço fruto da crescente urbanização.

Tal como todas as outras obras de engenharia querem-se eficientes, económicas, funcionais e seguras, constituindo a sua concepção e projecto um desafio.

Comparativamente aos viadutos rodoviários, o carregamento numa ponte pedonal é muito mais baixo, o que possibilita a construção de tabuleiros com vãos longos, e com esbeltas secções transversais. Como consequência tornam-se estruturas muito flexíveis, com reduzida massa e rigidez, de que resultam frequências próprias de vibração do tabuleiro mais baixas conduzindo a uma maior sensibilidade a vibrações, efeito que é potenciado pelo baixo amortecimento estrutural. De facto, neste tipo de tabuleiros uma acção dinâmica, ainda que pequena, pode facilmente originar grandes amplitudes de vibração. Estas vibrações em tabuleiros muito esbeltos, embora sem colocar em risco a segurança última da estrutura, têm que ser devidamente considerados nas verificações de projecto, sob risco de ocorrerem vibrações verticais e horizontais excessivas da estrutura, em serviço, ao longo da sua vida útil.

A acção de um peão, dada a sua natureza não permanente, transitória e variável numa gama de frequências limitada, pode originar níveis de vibração elevados susceptíveis de causar o desconforto aos utilizadores, bem como fenómenos de degradação excessiva da estrutura, tais como, a fendilhação dos revestimentos. Todavia note-se que, em geral tais níveis de vibração são insuficientes para colocar em causa a segurança e a estabilidade da ponte.

Um caso particular da acção pedonal muito estudada merece realce especial. De facto, o caso de um fluxo denso de peões, correspondente a um conjunto de pessoas com passada coordenada, aproxima-se muito do andamento de um só indivíduo mas com muito maior intensidade, podendo produzir um fenómeno de amplificação dos efeitos conhecido por ressonância, no caso de esta acção introduzir uma vibração com frequência próxima da frequência natural de vibração do tabuleiro. Está-se na presença de um fenómeno de interacção acção-estrutura, mais conhecido por “lock-in”, e que pode causar grande desconforto tendo sido responsável por alguns registos de mau funcionamento em serviço de pontes pedonais modernas [2] [5].

Um dos casos mais conhecidos e recentes é o da “London Millenium Bridge”, sobre o rio Tamisa que no dia da inauguração, a 10 de Junho de 2000, verificou vibrações horizontais excessivas provocadas pelo movimento sincronizado da multidão que a percorria. Nesse dia a ponte foi atravessada por cerca de 100 000 pessoas, tendo a densidade de fluxo de peões variado entre os 1,3 e os 1,5 pessoas/m² [3], [4]. Observações mostraram que o deslocamento horizontal do tabuleiro central atingiu os 70 mm, pelo que a ponte foi encerrada dois dias após a abertura para que fosse estudado o fenómeno. O fenómeno ficou conhecido como “synchronisation phenomenon” ou “lock-in-effect” e as vibrações excessivas que se verificaram naquele dia ocorreram pois quando a estrutura começou a vibrar ligeiramente na direcção horizontal, as pessoas que a atravessavam tentaram sincronizar o seu andamento com o da ponte para mais facilmente manterem o equilíbrio. Deste modo, em vez do normal andamento individual e diferenciado, passou-se a ter um passo sincronizado, o que provocou uma amplificação das vibrações e consequentemente a instabilidade dinâmica [1].

Encontram-se ainda, outros exemplos de pontes pedonais onde se verificaram vibrações excessivas, tais como, em 1989, a “Toda Park Bridge” na cidade de Toda, Japão, em 1975, em 2000, a ponte Alexandra no Ottawa (um ponte com mais de 100 anos).

Aliás, tem-se verificado que o movimento de um peão ou de um conjunto tem maior efeito do que, por exemplo a acção de um ciclista [3], [4] já que pode provocar deslocamentos da estrutura quer na vertical, quer na horizontal longitudinal e transversal ou torções do tabuleiro, independentemente do seu material (betão, aço, betão pré-esforçado, misto) ou da sua forma (pontes em treliça, pontes suspensas, pontes em arco), desde que esta possua um modo de vibração com um frequência natural suficientemente baixa para que coincida com a frequência da passada. Pelo que um dos objectivos deste trabalho é simular esta acção. Deste modo, o primeiro grande objectivo do trabalho consiste em caracterizar correctamente a acção de um peão ou conjunto de peões a considerar na análise de uma ponte pedonal.

Na análise dinâmica do projecto de uma ponte pedonal deve caracterizar-se correctamente as frequências próprias de vibração, o amortecimento da estrutura, a sua massa e rigidez, bem como a acção dos peões a que estará sujeita ao longo da sua vida útil.

Uma verificação importante de projecto, corresponde a avaliar se comportamento vibratório, em termos de nível de conforto devido ao tráfego de peões. Nos casos em que se detecte no projecto ou após a obra construída que o comportamento vibratório não seja satisfatório, é sempre possível que se considerem alterações de projecto ou a introdução de dispositivos de amortecimento na obra.

A avaliação de níveis de conforto relaciona-se com o facto das vibrações da estrutura poderem conduzir não a problemas de resistência ou instabilidade associados à verificação dos Estados Limites Últimos da estrutura, mas antes a problemas associados aos Estados Limites de Utilização, e que conduzem à perda de conforto e a reacções emocionais do utilizador. De facto, estudos experimentais demonstram que, na presença de vibração da estrutura o peão tende a diminuir a frequência do seu andamento ou, até mesmo a parar, dado o desconforto que sente [1].

Deste modo, no projecto de uma passagem pedonal é indispensável efectuar uma análise do comportamento dinâmico da estrutura assegurando que:

- as vibrações devidas ao tráfego de peões se encontram em níveis aceitáveis;
- Não ocorrem fenómenos de “lock-in”;
- A estabilidade da estrutura é garantida quando sujeita a excitações intencionais .

São várias as formas de para controle das oscilações e vibrações nestas estruturas. Em primeira instância procura-se agir reforçando a estrutura de modo a aumentar a sua rigidez afastando as frequências próprias de vibração de uma gama de frequências predominante na acção dos peões. Em alternativa procura-se o uso de novas tecnologias de controlo de vibração tais como dissipadores viscosos, ou amortecedores de massas sintonizadas.

Neste trabalho após a caracterização da acção pedonal e a apresentação dos critérios de verificação da segurança estabelecidos pelos diversos regulamentos, realizada no Capítulo 2, constitui o segundo grande objectivo do trabalho o estudo numérico e experimental de duas pontes pedonais com tabuleiro misto aço-betão com diferente secção transversal: um tabuleiro em treliça mista espacial, e um outro tabuleiro com secção transversal do tipo “bi-viga”, o que é realizado no Capítulo 3.

Trata-se de obras construídas na ilha da Madeira, de entre as inúmeras existentes actualmente para manter os acessos pedonais, em virtude do forte crescimento da rede viária, e que são características dos dois tipos de pontes que tem sido construídas ou se encontram actualmente em construção ou em projecto. A escolha de duas estruturas mistas teve como fundamento o facto deste tipo de estrutura ter grandes potencialidades nomeadamente em pontes pedonais, permitindo associar as vantagens da “construção metálica” com as da “construção em betão armado”.

Por se encontrar construída, a primeira estrutura foi ensaiada de forma a comparar-se os resultados obtidos nos modelos numéricos realizados com os da estrutura construída, nomeadamente de parâmetros como o coeficiente de amortecimento, as frequências próprias de vibração e as acelerações obtidas à passagem de peões com diversos tipos de movimento.

A segunda estrutura encontrava-se em construção, não tendo por isso sido possível o seu ensaio, porém a sua construção foi acompanhada, tendo-se igualmente construído o modelo numérico da estrutura completa para avaliação do seu comportamento dinâmico para a passagem de diversas acções pedonais, e comparados os resultados com os critérios de verificação da segurança apresentados por diversos regulamentos.

Capítulo 2 - Acção Pedonal

Neste trabalho procura-se compreender de que forma a acção pedonal pode influenciar um tabuleiro pedonal, analisando-se os casos particulares de duas pontes com tabuleiro misto aço-betão, com crescente utilização neste tipo de obras.

Assim, este capítulo representa uma a caracterização detalhada da acção pedonal, procurando-se compreender esta acção do ponto de vista físico, e forma para a simular e calcular os seus efeitos. Inclui-se também neste capítulo a apresentação dos critérios de verificação da segurança em serviço de diversos regulamentos para tabuleiros pedonais.

À medida que uma pessoa se desloca sobre uma estrutura está a exercer sobre esta uma força que é variável no tempo. Tal como ilustra a Figura 2-1 esta força pode ser decomposta segundo três direcções, duas horizontais (longitudinal e transversal) e uma vertical. Da figura, importa notar os intervalos de frequências verticais e laterais que o peão em andamento pode excitar. Acresce referir que, para uma superfície estacionária a força horizontal é cerca de 10% da carga vertical, o que representa cerca de 4% do peso peão [6]. Realce-se que se tem verificado que muitas pontes pedonais apresentam frequências naturais verticais e horizontais dentro dos intervalos referidos, pelo que apresentam grande potencial para sofrer vibrações excessivas quando sujeitas à acção de peões.



Figura 2-1 – Componentes da força induzida por um peão e respectivas frequências

A modelação desta acção, dada a sua variação temporal, pode ser feita com recurso a uma força periódica, caracterizada por parâmetros como: a frequência da passada e os seus múltiplos inteiros, o comprimento da passada, a velocidade de movimento e o tempo de contacto pé-pavimento. Destaque-se que, qualquer um dos parâmetros anteriores varia de indivíduo para indivíduo, isto é, uma análise ao movimento de duas pessoas que aparentemente, apresentem andamentos semelhantes permite facilmente detectar diferentes oscilações de ritmo e postura, que aliadas a uma diferença de peso provocam respostas estruturais diferentes. Por outro lado, uma pessoa, é livre de aumentar ou diminuir, ao longo da sua travessia, dentro de uma dada gama de frequências, a frequência da sua passada [1]. Esta acção é variável a cada passo e de indivíduo para indivíduo pelo que se pode concluir que tem, assim, um carácter “intrasubjectivo” e “intersubjectivo”, sendo de abordagem complexa.

Como a posição da carga e a sua intensidade são variáveis, pode dizer-se que esta acção é dinâmica.

Conforme o tipo de movimento do pé e o número de pés, as acções dinâmicas sobre uma ponte pedonal podem ser várias, distinga-se dois casos principais, o andar (caminhada) e a corrida. Menos frequentes, mas não menos importantes são os casos em que, um indivíduo ou um grupo salta sobre um dado ponto com certa frequência de vibração, ou quando um grupo de indivíduos coordena o seu andamento com a frequência de vibração da estrutura, favorecendo a ocorrência de um fenómeno de ressonância, chamado “lock-in”.

Locomoção Humana

Não faria sentido estudar-se as vibrações em pontes pedonais causadas pela caminhada ou corrida humana, sem mencionar-se ou, sem que se procurasse compreender como se processa, do ponto de vista anatómico e físico, a locomoção humana, na medida em que nos interessa estabelecer padrões para marcha, corrida e salto tidos como normais.

Sabe-se que as características do movimento humano diferem de indivíduo para indivíduo pois, entre outros factores são afectadas pelo peso da pessoa, pela faixa etária (um idoso, dada a perda de massa muscular, tem um padrão de andamento diferente de um jovem), pela existência de patologias.

A locomoção tem uma importância extrema para a sobrevivência de uma espécie, pois facilita a procura de alimentos, fugir de um perigo eminente, etc. Por isto, o facto de o ser humano ser bípede diz-nos muito sobre a sua evolução ao longo do tempo, comportamentos e hábitos.

Tal como, os restantes mamíferos terrestres, o ser humano, utiliza as pernas para se mover, porém, comparativamente com outros animais, tais como, os peixes, este tipo de locomoção não é eficiente, dado que implica que os membros inferiores, isto é, os pés, choquem repetidamente com o solo de forma a absorver (trabalho negativo) e transferir energia (trabalho positivo). Há continuamente uma troca de energia potencial com energia cinética, com dispêndio de energia química para manter os músculos activos durante todo o processo.

Os estudos sobre as características da marcha humana são extensos e remontam à antiguidade, tendo já estudiosos como Pitágoras, Platão, Hipócrates, Aristóteles e Arquimedes contribuído para a compreensão destes fenómenos através de desenvolvimento de paradigmas matemáticos, mecânicos e anatómicos.

Nos séculos XVII e XVIII, Borelli (1608-1679) estima o centro de gravidade humana e serve-se da geometria para descrever a marcha, corrida e o salto. No mesmo período, também o estabelecimento das 3 Leis do Movimento e da Gravidade de Newton (1642 – 1727) contribuíram para o estudo do movimento humano do ponto de vista físico. Só no século seguinte com os estudos de von Haller e Andre os fenómenos bioquímicos, e eléctricos começaram a ser integrados neste estudo.

A locomoção humana é, do ponto de vista mecânico, um conjunto de acções complexas de segmentos interligados que geram torções através da solicitação muscular e transmissão de forças pelos tendões anexados em série aos músculos e às articulações que conectam os segmentos. Todo o processo é controlado pelo sistema nervoso central e periférico [23].

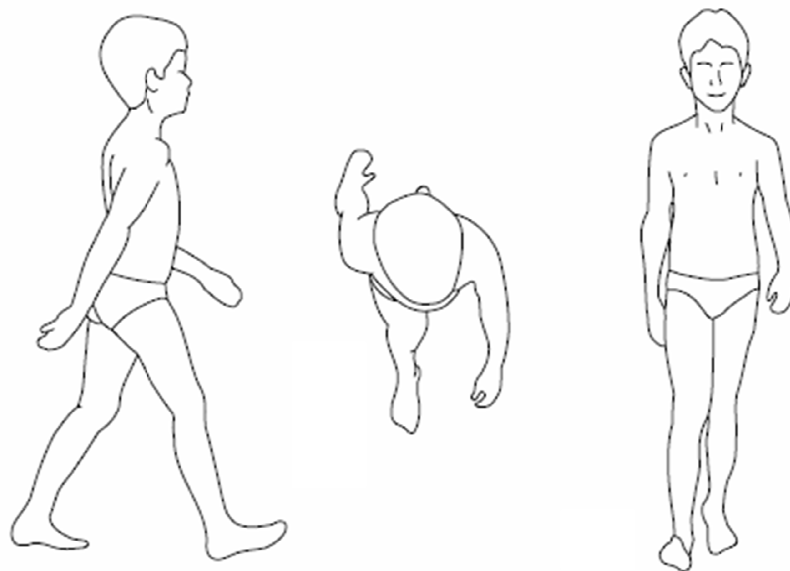


Figura 2-2 – Locomoção Humana. Vistas dos 3 Planos do Espaço

Actualmente, são admitidos como essenciais para que o ser humano se mova, quatro critérios (Figura 2-3):

- A locomoção, isto é, a capacidade de iniciar e manter um movimento de marcha;
- O equilíbrio, que é a capacidade de assumir e manter o ortostatismo, isto é, a posição de bípede;
- O controlo neurológico, ou seja a capacidade de receber e integrar mensagens, tais como, a localização do corpo no espaço, quando e para onde se mover etc;
- A integridade músculo-esquelética, que inclui os ossos, as articulações e os músculos;

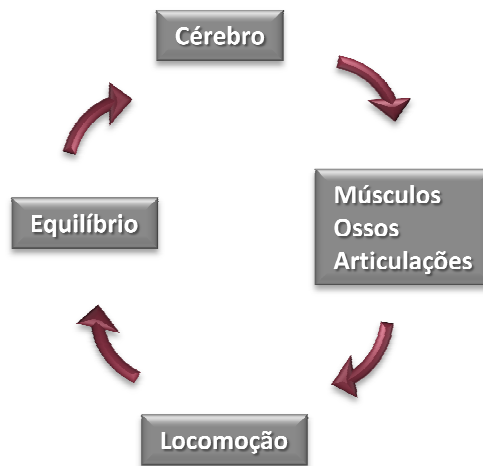


Figura 2-3 – Parâmetros essenciais ao movimento do ser humano

Do ponto de vista do movimento, é definido um Ciclo da Marcha, que corresponde ao período que decorre desde o contacto de um pé no solo até ao contacto seguinte desse mesmo pé e é dividido em duas fases, a primeira, a fase de apoio (*ou Stance Phase*), em que o pé está em contacto com o solo, e a segunda, a fase em balanço ou (*Swing Phase*), em que o pé não está em contacto com o solo.



Figura 2-4 – Ciclo de Marcha [25]

A Figura 2-4 – Ciclo de Marcha representa as fases de um ciclo de marcha. As posturas de (1) a (5) pertencem à fase de apoio (*Stance Phase*) enquanto que, de (6) a (8) pertencem à fase em balanço (*Swing Phase*).

Em (1) há um contacto inicial em que o calcanhar toca o solo. Em (2) há um período curto de apoio duplo, ao que se sucede a absorção do choque, transferência e suporte de peso para o membro inferior que está totalmente em contacto com o solo, o outro membro está em fase de pré-balanço, há progressão adiante. (3) corresponde a um período em que o apoio é feito unicamente pelo pé que iniciou o ciclo, há elevação do outro pé que termina quando há um alinhamento do peso com o pé de apoio. (4) inicia-se quando o calcanhar do pé de apoio se eleva terminando quando o pé em balanço atingir o solo. (5) é o chamado *Toe-off* e corresponde ao 2º período de duplo apoio no ciclo, há transferência de peso corporal para o membro anteriormente em balanço. (6) inicia-se quando há elevação do pé que iniciou o ciclo. (7) é o *Midswing* e termina quando o membro inferior elevado se encontra adiante do

corpo . (8) é o *Terminal Swing* e termina quando o pé elevado contacta o solo e há um avanço completo desse membro inferior.

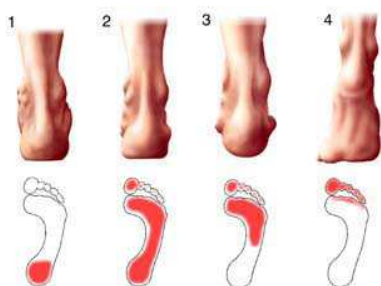


Figura 2-5 - Apoio do pé na fase de apoio (*Stance*) [25]

A Figura 2-5 ilustra o apoio do pé das posturas de (1) a (4).

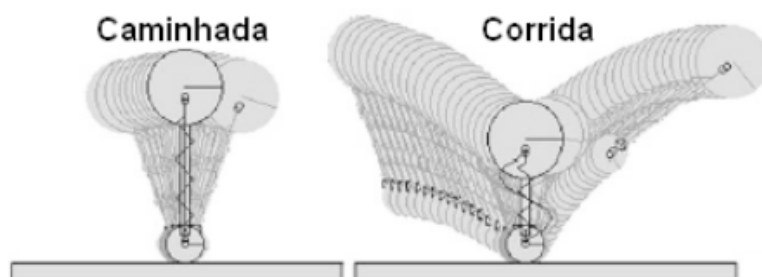


Figura 2-6 – Modelos mecânicos da locomoção humana: pêndulo invertido para a caminhada e massa-mola para a corrida [23]

Ao longo do tempo, foram desenvolvidas várias teorias para explicar a locomoção humana como um todo, tendo em conta a mecânica, as trocas e dispêndios energéticos, que muitas vezes se contradizem, das quais importa salientar, para o andar a Teoria do Pêndulo Invertido e para a corrida, a Teoria da Massa e Mola (Figura 2-6).

Na caminhada a energia potencial gravítica é elevada quando o centro de massa está sobre o ponto de contacto do corpo com o solo, diminuindo a partir deste e aumentando gradativamente a energia cinética horizontal. Quando o ponto de contacto volta a estar na frente do centro de massa a energia cinética diminui aumentando a potencial (Figura 2-7). Para a corrida o modelo é diferente, já que durante uma primeira fase há um alongamento dos músculos e tendões armazenado energia potencial elástica, e diminuindo a energia cinética horizontal e a potencial gravítica. Esta energia elástica, à semelhança de uma mola comprimida com uma massa é transformada, novamente, em energia cinética horizontal e energia potencial gravítica, constituindo esta uma segunda fase do movimento [23]. Porém estas reacções, quer na caminhada quer em corrida não têm rendimento de 100%, pelo que há sempre uma taxa de dissipação de energia, o que faz suscitar questões tais como, se o pêndulo oscila livremente, porque razão há dispêndio energético?

Apesar da complexidade deste assunto, sabe-se que os mecanismos que gerem a caminhada e a corrida são sistemas com capacidade de minimizar o dispêndio energético que advém dos músculos, isto é, respeitam o princípio da energia mínima, o que explica por exemplo porque

razão um pé tende a sincronizar o seu movimento com o da estrutura quando presente vibrações desta.

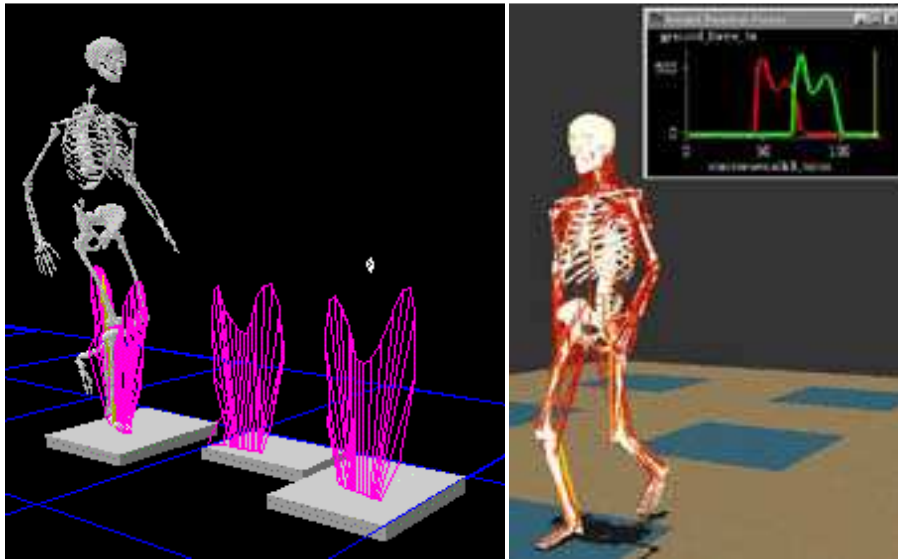


Figura 2-7 – Caminhada e respectiva função de carga (força exercida no solo) [25]

Peões Isolados

É importante distinguir-se a acção de um pé isolado da acção de um grupo.

A acção de um pé isolado tem sido estudada por um extenso número de investigadores, a maioria dos quais estudou a acção de um pé em caminhada ou em corrida através da medição das forças dinâmicas exercidas sobre o piso pelo pé de um indivíduo em andamento, com células de carga colocadas sobre um pavimento rígido e estacionário. Recentemente Zivanovic [1] concluiu, por comparação entre as respostas modais geradas quando a acção de um pé é simulada como força harmónica e a força medida experimentalmente, que caso o pavimento não seja rígido e tenha alguma liberdade de vibração (tal como acontece na maioria das pontes pedonais), uma simulação da acção do pé como força harmónica leva a que se obtenha valores de vibração sobre-estimados, o que à partida garante segurança na fase de dimensionamento.

Parâmetros caracterizadores da acção

Frequência da Passada

A frequência da passada, f_p , é um dos parâmetros essenciais à caracterização da acção do pé. É definida como o número de vezes que a força é aplicada ao pavimento num dado intervalo de tempo. Por outras palavras, é o número de passos dados por um pé por unidade de tempo, e relaciona-se directamente com a velocidade do movimento do indivíduo. Assim, na Tabela 2-1 estão representados os valores da frequência da passada para diferentes tipos de andamento obtidos por Wheeler através de estudos a um certo número de pessoas

[7]. Existem outras gamas de valores obtidos ao longo de vários anos por outros investigadores, tais como Matsumoto e Schulze [6],[5],[7], contudo, conclui-se que a frequência da passada para um andamento normal numa superfície horizontal pertence ao intervalo de frequências entre 1,4 e 2,5Hz [2], [5], [6].

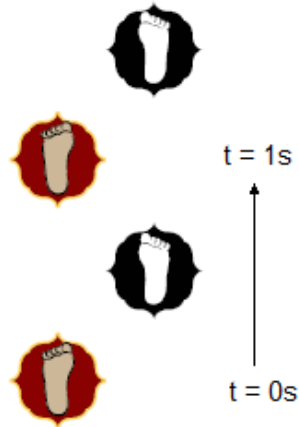


Figura 2-8 – Andamento correspondente a uma frequência de passada de 2Hz [6]

Velocidade da passada

A velocidade do movimento, v_p , é outro parâmetro relevante ao estudo da acção do pé sobre uma ponte pedonal. Segundo resultados experimentais, considera-se que a velocidade de um ser humano varia entre os $0,5\text{ms}^{-1}$ para um movimento lento e os 10ms^{-1} para a corrida rápida, sendo este último valor só atingível por atletas. Refira-se por exemplo, que o record mundial dos 100 metros masculinos pertence a Usain Bolt, obtido durante o Campeonato Mundial de Atletismo de 2009, em Berlim, com a marca de 9,58 segundos (e, portanto, uma velocidade média de $10,40\text{ms}^{-1}$).

Na tabela 1 apresentam-se os valores de velocidades propostos por Wheeler para cada tipo de movimento.

Comprimento da Passada

A velocidade do movimento, v_p , pode ser relacionada com a frequência deste, f_p , através do comprimento da passada, l_p , de acordo com a equação 2-1.

$$v_p = f_p \cdot l_p \quad (2-1)$$

Isto é, o comprimento da passada é simplesmente o comprimento, tamanho, de cada passo dado. A tabela 1 [6] [5] mostra os valores médios do comprimento da passada. Naturalmente,

para indivíduos diferentes os comprimentos da passada são distintos para a mesma velocidade de andamento.

Tabela 2-1 – Dados para caminhada e corrida propostos por Wheeler [6] [5]

Tipo de Andamento	f_p (Hz)	v_p (ms ⁻¹)	l_p (m)
Andamento lento	~1,7	~1,1	~0,65
Andamento normal	~2,0	~1,5	~0,75
Andamento rápido	~2,3	~2,2	~0,96
Corrida lenta (jogging)	~2,5	~3,3	~1,32
Corrida rápida (sprinting)	> 3,2	> 5,5	> 1,72

Wheeler definiu ainda um ábaco (Figura 2-9 – Relação entre a frequência da passada, a velocidade do movimento e o comprimento da passada [5]) que relaciona a frequência da passada com o comprimento desta e com a velocidade do movimento. Segundo este, a uma frequência de passada de 2,0Hz, corresponde um comprimento de passada, aproximado de 0,7m e uma velocidade de movimento de 1,4m/s, enquanto que, a um movimento mais acelerado, com uma frequência de aproximada de 2,5Hz corresponde um comprimento de passada de 1,2m e uma velocidade de 2,9m/s. O comprimento da passada até aos 1,8Hz é aproximado a 0,5 m, dos 1,8Hz até aos 3,0Hz, cresce com o aumento da frequência, após o que estabiliza na proximidade dos 1,7m. Segundo o ábaco, pode ainda referir-se que para frequências entre os 2,0Hz e os 2,4Hz o movimento corresponde a um movimento entre o andamento e a corrida, que corresponde ao “jogging”.

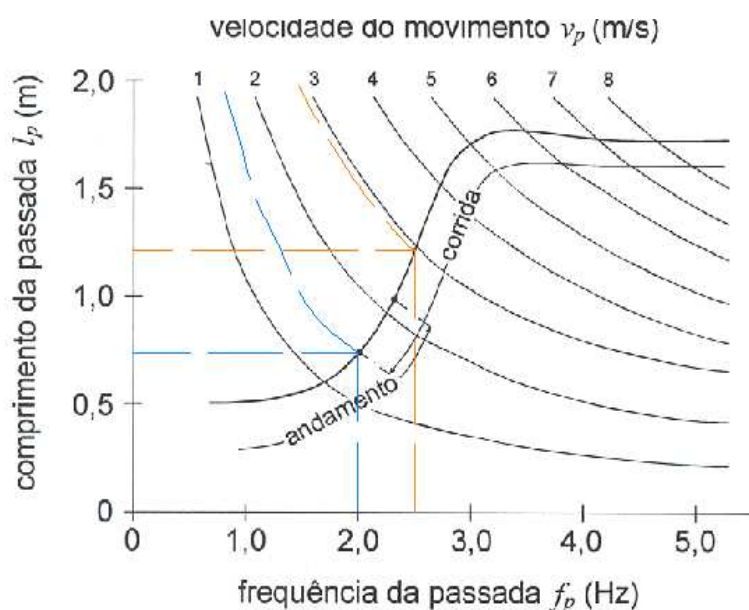


Figura 2-9 – Relação entre a frequência da passada, a velocidade do movimento e o comprimento da passada [5]

Tempo de Contacto Pé-Pavimento

Este parâmetro, t_c , representa o intervalo de tempo desde que um dos pés do indivíduo está em contacto com o pavimento até ao instante em que deixa de haver contacto. É de extrema importância na medida em que representa o tempo de actuação da força que o pé exerce sobre o passadiço a cada passo dado (ver Locomoção Humana).

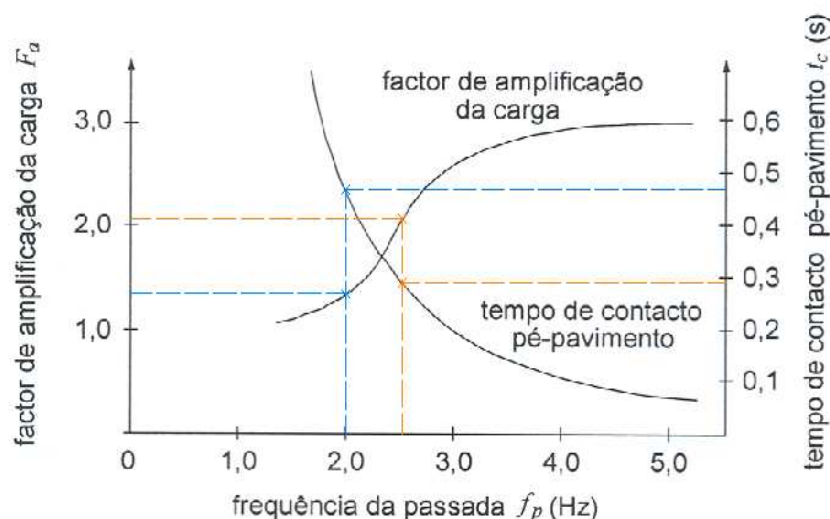


Figura 2-10 – Variação do factor de amplificação dinâmica e do tempo de contacto em função da frequência da passada [5] [6]

O ábaco da Figura 2-10, mostra a relação existente entre a frequência, o tempo de contacto pé-pavimento e o factor de amplificação dinâmica, F_a . Da análise desta, conclui-se que à medida que a frequência da passada aumenta, o tempo de contacto pé-pavimento, diminui, aumentando o factor de amplificação dinâmica da carga. Isto é, quanto maior for a frequência mais dinâmico é o efeito da acção, devido ao aumento da velocidade da passada. O factor de amplificação é a relação entre o máximo valor da carga que pode gerar um indivíduo e o seu peso estático. Verifica-se que este factor estabiliza próximo de 3,0 quando a frequência da passada é superior a 3,5Hz. Verifica-se que a um movimento com frequência de 2,0Hz corresponde um factor de amplificação dinâmica de 1,3 e um tempo de contacto pé-pavimento de aproximadamente, 0,48s, enquanto que a um movimento mais acelerado, com frequência próxima dos 2,5Hz corresponde um factor de amplificação de 2,0 e um tempo de contacto pé-pavimento de 0,3s.

Note-se que, para um indivíduo a andar normalmente ($f_p \approx 2,0\text{Hz}$), o factor de amplificação dinâmica toma valores que se aproximam da unidade, o que significa que a força que o pé está a exercer sobre o pavimento é aproximadamente o seu peso estático. À medida que o pé aumenta a velocidade do seu andamento, aumentando a frequência do mesmo até corresponder à de corrida rápida ($f_p \approx 3,2\text{Hz}$), o factor de amplificação dinâmica aumenta até

ser próximo de 3,0, mostrando que neste caso, a força que o pé está a exercer sobre o pavimento, em cada passada, é o triplo do seu peso estático.

Função de carga

À evolução da força exercida pelo pé no pavimento ao longo do tempo chama-se função de carga. Deste modo, as diversas formas de andar têm funções de carga distintas, uma vez que geram diferentes tipos de acções dinâmicas, aplicadas à estrutura nas direcções verticais e horizontais (ver Figura 2-7, Figura 2-11, Figura 2-12 e Figura 2-13).

Em 1977, Andriacchi propôs o gráfico apresentado na Figura 2-12 como funções de carga para um andamento normal na direcção vertical (a), horizontal lateral (b) e horizontal longitudinal (c).

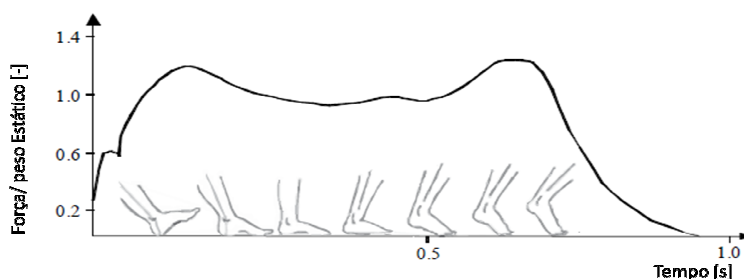


Figura 2-11 – Posição do pé e força dinâmica aplicada em caminhada [5][6]

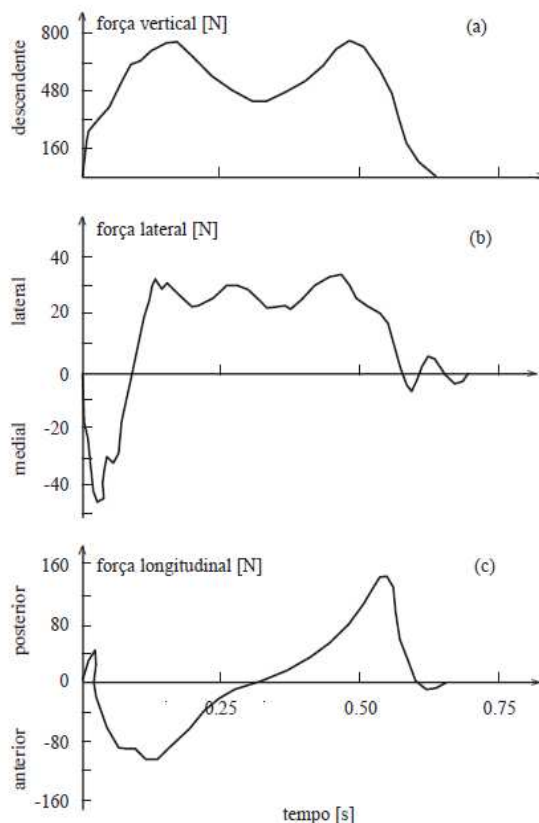


Figura 2-12 – Registos temporais de um passo em caminhada na direcção vertical, lateral e longitudinal [6]

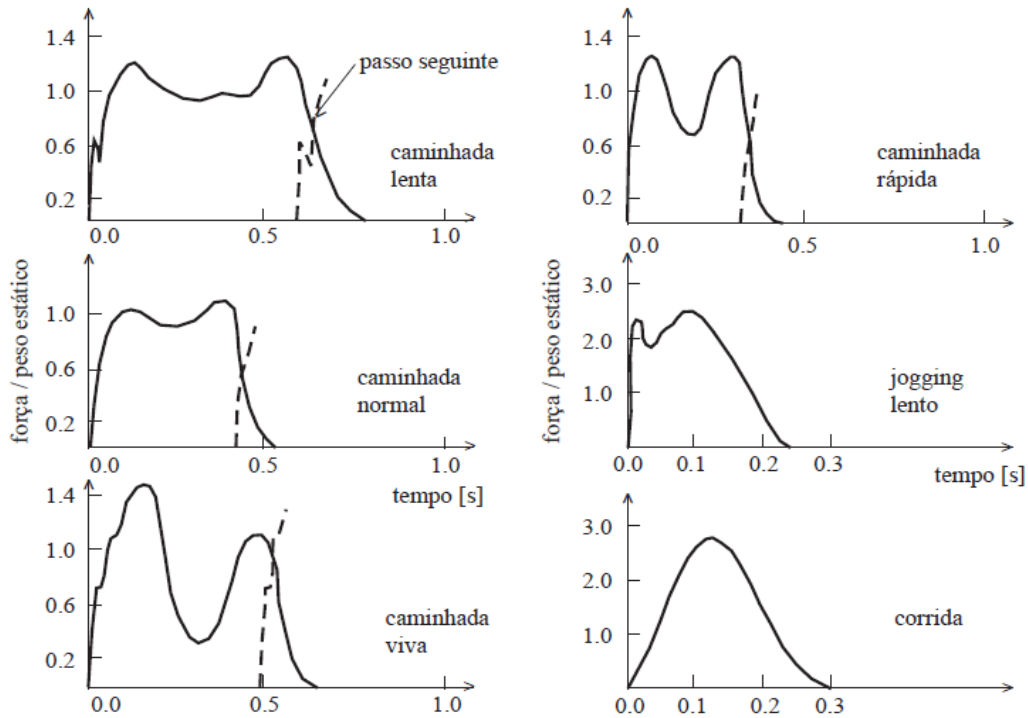


Figura 2-13 – Funções de carga para diferentes frequências de passada [5]

Uma observação cuidada à força vertical permite detectar que os dois picos na função de carga correspondem respectivamente, o primeiro ao momento de contacto do calcanhar com o pavimento e o segundo, ao momento em que apenas a biqueira do pé toca o pavimento, tal como mostra a Figura 2-14.

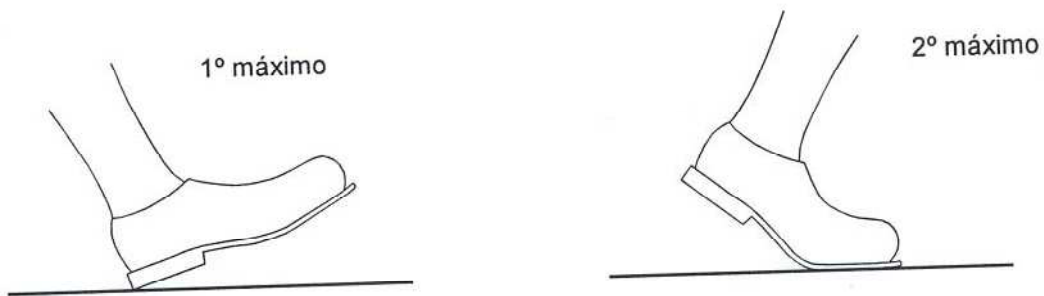


Figura 2-14 – Descrição dos máximos referentes à função de carga para a caminhada [6]

Se, se admitir que as forças exercidas individualmente por cada pé são idênticas e combinando a sua aplicação no tempo de forma periódica, obtém-se uma função de carga contínua, tal como ilustrado nas Figuras Figura 2-16 e Figura 2-17. Da Figura Figura 2-17 saliente-se ainda que, o período da função de carga lateral é o dobro do período correspondente à função de carga longitudinal e vertical, acontecendo isto em resultado das forças produzidas, em direcções opostas, por cada pé de forma alternada, a cada passo.

Uma vez que, $T_{lateral} = 2T_{vertical}$, verifica-se que a frequência fundamental vertical, $f_{vertical}$, corresponde ao dobro da frequência lateral, $f_{lateral}$.

Da mesma figura, comprova-se que $T_{longitudinal} = T_{vertical}$, pelo que o mesmo se sucederá com as frequências, $f_{longitudinal} = f_{vertical}$.

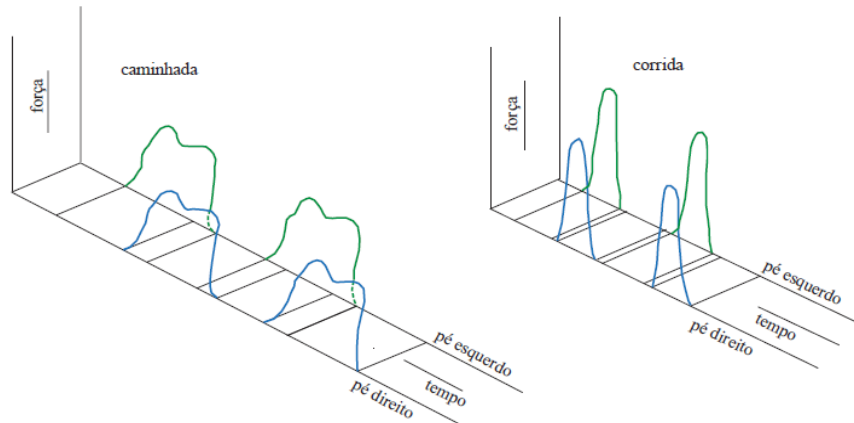


Figura 2-15 – Funções de carga para caminhada e corrida [7]

Notar que em caminhada, momentaneamente os dois pés tocam simultaneamente o solo, resultando numa sobreposição temporal das forças aplicadas por cada um deles, e existindo um contacto contínuo com o pavimento (ver Figuras Figura 2-16 e Figura 2-17). Isto é, no movimento correspondente ao andar existe em qualquer instante pelo menos um pé em contacto com o pavimento, existindo no entanto, um intervalo de tempo em que ambos os pés tocam o solo, pelo que, a acção do peão sobre a estrutura está aplicada, simultaneamente, sobre dois pontos distintos separados pelo comprimento da passada. Este facto é importante para a modelação com rigor da acção exercida pelo peão sobre a estrutura (ver Figura Figura 2-17).

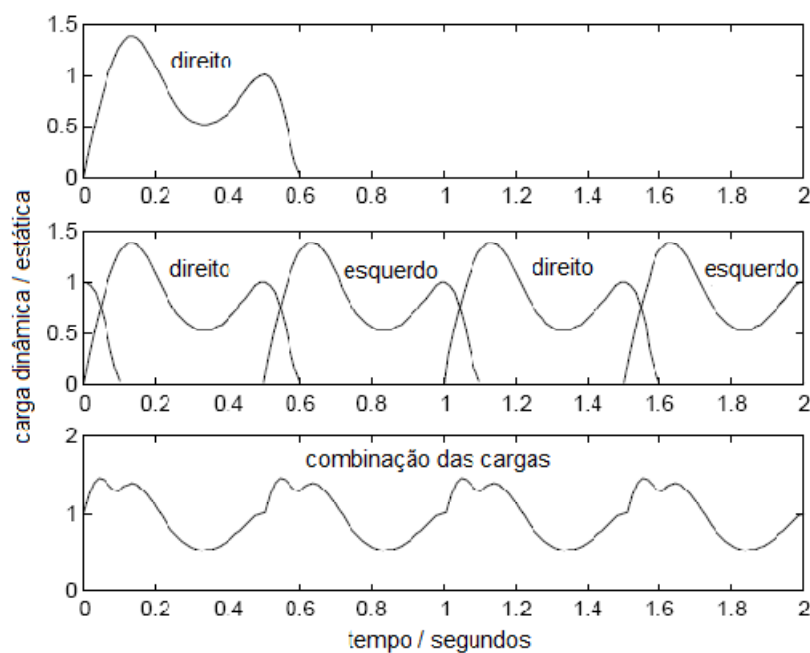


Figura 2-16 – Pormenor da Sobreposição da Função de carga durante a caminhada [6]

Há uma alteração substancial da função da carga da caminhada para a função de carga para corrida, dado que, como já foi referido, à medida que a velocidade da passada aumenta, aumenta o comprimento da passada diminuindo o tempo de contacto pé-pavimento, assim em corrida passa a existir um contacto descontínuo dos pés com o pavimento, pelo que a função de carga apresenta apenas um pico e de valor consideravelmente superior ao valor do peso estático, até ao triplo, pelo que a corrida tem um feito dinâmico muito superior à caminhada (Figuras Figura 2-15 e Figura 2-17).

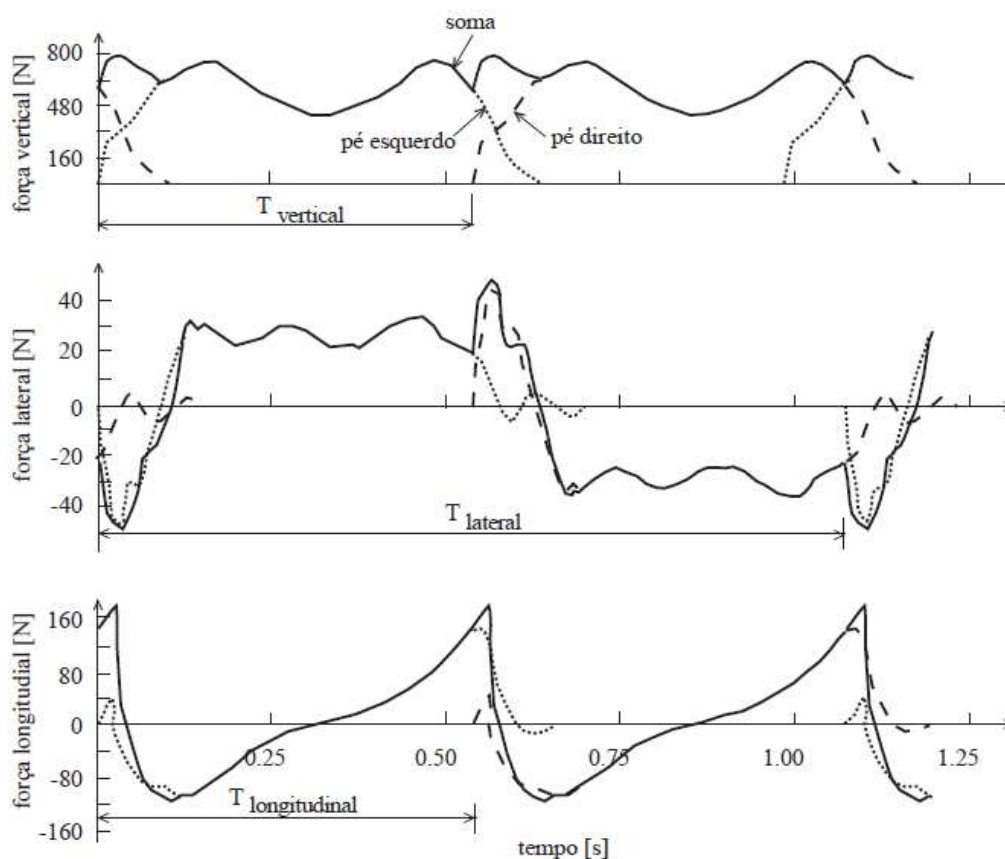


Figura 2-17 – Funções de carga periódicas na direcção vertical, lateral e longitudinal [6]

Acção vertical

Realce-se ainda que, na maioria das investigações desenvolvidas até à data, é dada maior importância à componente vertical da força, uma vez que, até à altura da abertura da “Ponte Millennium”, quase todos os casos de problemas de vibração em pontes pedonais documentados se referiam à acção vertical [2]. Para além disto, como ilustra a Figura Figura 2-17 a acção vertical é componente com maior magnitude.

Função de carga para o andar (acção vertical)

As funções de carga podem ser simuladas com bastante rigor através de um desenvolvimento em série de Fourier. Isto porque, como se sabe, qualquer função $x(t)$, periódica num intervalo T , pode ser decomposta numa parcela constante e numa série infinita de contribuições harmónicas com diferentes frequências que, quando sobrepostas resultam na função dada. Este desenvolvimento é conhecido como Série de Fourier e representa-se por:

$$x(t) = a_0 + \sum_{i=1}^{\infty} a_i \sin(i\Omega t - \phi_i) \quad (2-2)$$

em que $\Omega = \frac{2\pi}{T}$ é a frequência angular da função, em correspondência com o período T , e o número inteiro i representa o índice das componentes harmónicas cujas frequências são múltiplas da frequência Ω .

Assim para, o caso da acção induzida por um peão, a carga vertical pode ser decomposta numa parcela estática (que corresponde ao peso do peão) e numa parcela dinâmica caracterizada por um somatório de funções harmónicas frequências iguais a múltiplos da frequência fundamental do movimento da pessoa.

A a_0 corresponde portanto o peso do peão. Para $i = 1$, tem-se uma componente fundamental com a frequência da passada, para valores de $i > 1$ tem-se as restantes harmónicas. O número de harmónicos utilizados dependerá do grau de aproximação pretendido. Deste modo, a equação 2-2 pode ser reescrita na forma seguinte:

$$F_p(t) = G + \sum_{i=1}^n G\alpha_i \sin(2\pi i f_p t - \phi_i) \quad (2-3)$$

em que:

- G corresponde ao peso do peão [N];
- os coeficientes $\alpha_i = \frac{a_i}{a_0}$ representam a amplitude normalizada do harmónico (ou coeficiente de Fourier) associado à i -ésima harmónica;
- f_p a frequência da passada em Hz;
- ϕ_i o ângulo de fase da i -ésima harmónica, isto é, o desfasamento entre as várias funções harmónicas e a primeira;
- i é o número de ordem dos termos da série;
- t é o tempo em segundos;
- n o número total de harmónicas consideradas, usualmente igual a três.

Os coeficientes de Fourier, as amplitudes harmónicas ($\Delta G_i = G\alpha_i$) e os ângulos de fase que se encontram na literatura apresentam alguma dispersão, dado o número de investigadores que têm estudado este assunto.

Porém dada a grande importância destes coeficientes no funcionamento do modelo de carga, apresenta-se na Tabela 2-2 – Coeficientes de Fourier estudados por diversos autores alguns valores obtidos por vários investigadores:

Tabela 2-2 – Coeficientes de Fourier estudados por diversos autores [6] [5]

Autor	Coeficiente de Fourier	Direcção
Blanchard, 1977	$\alpha_1 = 0,257$	Vertical
Bachmann et al., 1987	$\alpha_1 = 0,37$ $\alpha_2 = 0,10$ $\alpha_3 = 0,12$ $\alpha_4 = 0,04$ $\alpha_5 = 0,05$	Vertical
Bachmann et al, 1987	$\alpha_1 = 0,039$ $\alpha_2 = 0,010$ $\alpha_3 = 0,043$ $\alpha_4 = 0,012$ $\alpha_5 = 0,015$	Lateral
Young, 2001	$\alpha_1 = 0,37(f_p - 0,95)$ $\alpha_2 = 0,054 + 0,0044f_p$ $\alpha_3 = 0,026 + 0,0050f_p$ $\alpha_4 = 0,010 + 0,0051f_p$	Vertical

Outra técnica bastante utilizada para obtenção destes valores, é a aplicação da transformada de Fourier directamente ao sinal recolhido em células de carga, à passagem de peões em andamento. Obtém-se assim, de forma directa as amplitudes normalizadas de cada harmónico, permitindo estabelecer funções matemáticas determinísticas das funções de carga, que posteriormente se podem utilizar nos modelos numéricos. Com esta técnica, Kerr analisou mais de 1000 passagens de indivíduos sobre uma célula de carga, de modo a caracterizar a força vertical exercida em caminhada com frequências entre 1,0Hz e 3,0Hz. No exemplo, da Figura 2-18 – Amplitude normalizada das harmónicas para uma caminhada com

frequência de 1,95Hz [6] pode-se observar o espectro de Fourier, obtido por uma análise da força exercida por um pé em caminhada com frequência de passada de 1,95Hz [7].

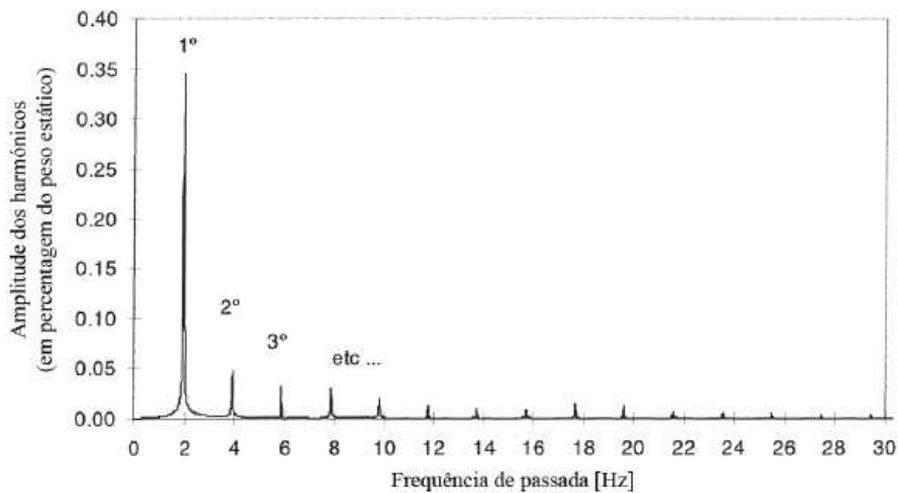


Figura 2-18 – Amplitude normalizada das harmônicas para uma caminhada com frequência de 1,95Hz [6] [7]

Modelo de carga da BS 5400

Como já foi referido, apesar de ser normalmente aceite que as funções de carga sejam simuladas como funções harmónicas, há uma disparidade e variedade dos valores usados para os coeficientes que fazem parte da serie de Fourier, tais como os ângulos de fase, as amplitudes normalizadas e o número de harmónicos a utilizar. Neste sentido, veja-se o modelo de carga adoptado pela BS 5400-2 que é baseado no trabalho de investigação de Blanchard [7] Este propôs um modelo simplificado de um pé em andamento considerando ressonância devida apenas ao primeiro harmónico, com uma amplitude normalizada de 0,257, e um pé com 700N de peso. Este modelo só é utilizável em pontes pedonais com frequências até 4Hz dado que, com o primeiro termo harmónico, não é possível excitar frequências superiores, pelo que nesse caso, isto é, para frequências entre os 4 e 5Hz, a norma sugere que se aplique um coeficiente de redução linear variando entre 0 e 70%.

Ora, o modelo indicado para acção de um pé em caminhada é traduzido por uma força harmónica pontual dada por:

$$F_p = 700 + 180 \sin(2\pi f_p t) \quad (2-4)$$

e deve ser aplicada considerando o pé a deslocar-se no tabuleiro com velocidade constante $v_p = 0,9f_p$.

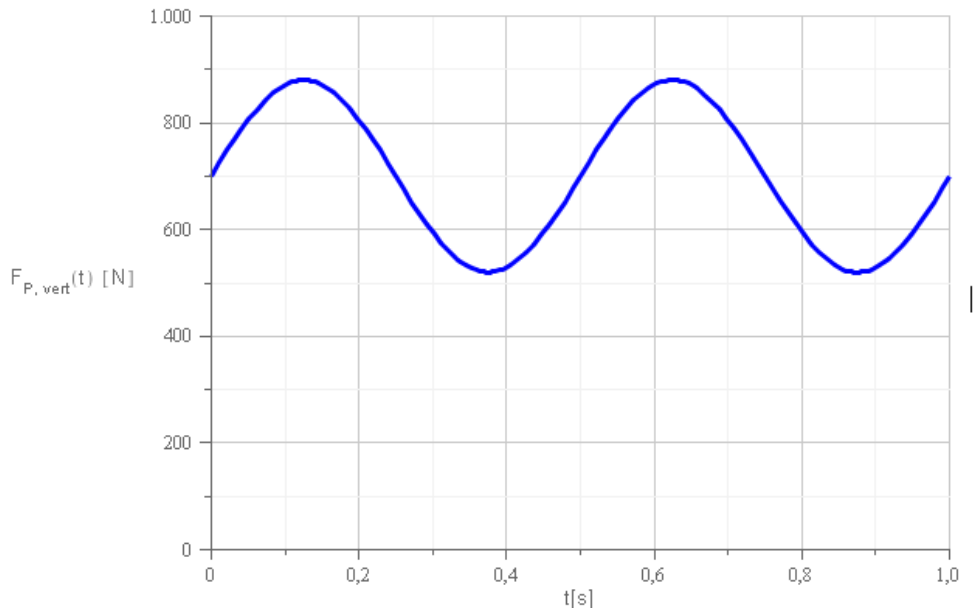


Figura 2-19 – Função de carga do modelo adoptado pela BS 5400-2

A Figura 2-19 mostra a representação gráfica deste modelo. É importante realçar que este modelo é centrado unicamente no estudo do primeiro modo de vibração vertical. E que segundo Alves [7], considerar f_p (a frequência da passada) igual à frequência natural fundamental pode não ser conservativo salientando este, ainda que, se o modo de vibração apresentar uma frequência natural baixa, abaixo dos 1,5Hz, dificilmente será relevante a resposta induzida pela acção dos peões, tornando-se necessário neste caso a análise de outros modos com frequências superiores situadas na banda de frequências de acção pedonal com maior risco de ressonância.

Segundo o mesmo autor [7] salienta ainda que, por ter sido formulado nos anos 70, quando o conhecimento da acção pedonal era limitado, este modelo tem várias “deficiências”, tais como, o facto do valor que apresenta para a amplitude normalizada, de 0,257, não ser representativo de toda a gama de frequências até 5Hz. Particularmente para o caso de frequências entre 1,6Hz e 2,4Hz, o facto de se ignorar a forte dependência da amplitude do primeiro harmónico com a frequência da passada, constitui uma forte limitação do modelo. Por outro lado, para frequências naturais mais elevadas a resposta pode ser sobrestimada, porque nessa gama de frequências o primeiro harmónico não é relevante.

Modelos de Carga de Bachmann e Ammann

Outros modelos de carga são os Bachmann e Ammann que em 1987 [7] compilaram os resultados experimentais de outros autores, e os seus, apresentando modelos de carga para peões em caminhada e em corrida.

Veja-se pois, Tabela 2-3 - Coeficientes de Fourier das três primeiras harmônicas para a função de carga correspondente ao andar propostos por Bachmannem que apresenta os valores de α_i propostos por Bachmann [7] para as três primeiras harmônicas.

Tabela 2-3 - Coeficientes de Fourier das três primeiras harmônicas para a função de carga correspondente ao andar propostos por Bachmann [6] [7]

	α_1	α_2	α_3
$1 < f_p \leq 1,5Hz$	$0,43f_p - 0,38$	0,1	0,1
$1,5 < f_p \leq 2,5Hz$	$0,43f_p - 0,38$	$0,15f_p - 0,125$	0,1

Os mesmos autores referem que, ensaios experimentais demonstram a existência de imperfeições do movimento humano que se podem traduzir em pequenas variações de frequência da passada e da amplitude dos harmônicos e dos ângulos de fase de cada passo. Isto resulta numa grande dispersão dos valores dos ângulos de fase, considerando-se, correntemente que, a sua distribuição é do tipo uniforme entre $-\pi$ e π porém, alertam para o facto de que os valores de ϕ_i deverem ser tais que, proporcionem a sobreposição das harmônicas mais desfavorável. No entanto, para cálculo automático, isto é, em simulações numéricas propõem que se considere $\phi_2 = \phi_3 = \frac{\pi}{2}$, e naturalmente, o ângulo de fase da componente fundamental é nulo, isto é, $\phi_1 = 0$.

Para a amplitude da primeira harmônica sugerem $G_1 = 0,4G$ para frequências $f_p = 2,0Hz$ e $\Delta G_1 = 0,5G$ para $f_p = 2,4Hz$ procedendo-se a uma interpolação linear para valores de frequências naturais entre estes. Para a segunda e terceira harmônicas associadas a uma frequência de passada da ordem dos 2,0Hz apresenta valores aproximados de $\Delta G_2 \cong \Delta G_3 \cong 0,1G$.

A Figura 2-20 representa uma função de carga feita de acordo com os valores apresentados por estes investigadores, para a componente vertical feita considerando a contribuição dos três primeiros harmônicos, para uma frequência de 2,0Hz com um peão de 700N.

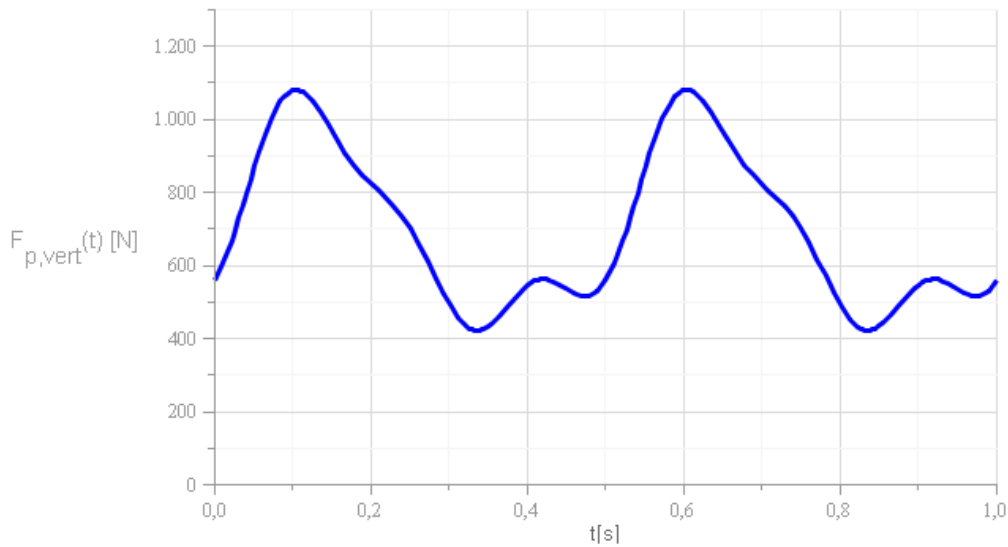


Figura 2-20 – Função de carga para a acção vertical para um peão com peso de 700N, frequência de 2,0Hz e n=3

Young compilou os resultados obtidos por Kerr e outros autores, relacionando-os e realizando um tratamento estatístico de modo a obter relações entre as amplitudes normalizadas dos primeiros quatro harmónicos e a frequência da passada dos peões na gama de frequências entre os 1,0 e 2,8Hz. Os valores obtidos são os indicados na Tabela 2-4 – Valores obtidos por Young para as amplitudes normalizadas [7]. Destaque-se que os valores indicados como valores de dimensionamento dos coeficientes de Fourier são aqueles que apresentam uma probabilidade de 75% de não serem excedidos.

Tabela 2-4 – Valores obtidos por Young para as amplitudes normalizadas [7]

	Amplitude normalizada do harmónico de ordem i	
	Valor médio	Valor de dimensionamento
α_1	$0,37(f_p - 0,95) \leq 0,5$	$0,41(f_p - 0,95) \leq 0,56$
α_2	$0,054 + 0,0088f_p$	$0,069 + 0,0112f_p$
α_3	$0,026 + 0,015f_p$	$0,033 + 0,0192f_p$
α_4	$0,010 + 0,0204f_p$	$0,013 + 0,026f_p$

Na Figura 2-21 estão representadas as funções de carga de acordo com os valores para os coeficientes de Fourier apresentados por Young para uma frequência de passada de 2,0Hz e para um peão com peso de 700N. A tracejado está representada a curva referente aos valores de dimensionamento, enquanto a cheio está representada a curva com os valores médios. Tal como esperado, a curva mais conservativa é a de dimensionamento.

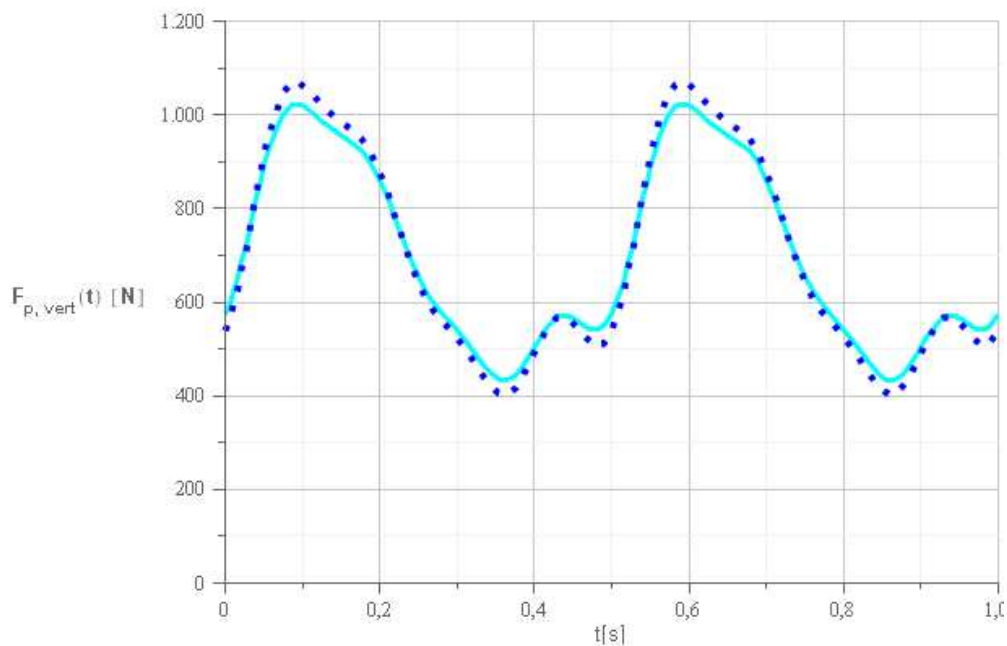


Figura 2-21 – Função de carga para a acção vertical, segundo os valores apresentados por Young, para $G=700\text{N}$ e $f_p=2,0\text{Hz}$

Acção Horizontal

Como já referido a acção horizontal (longitudinal ou transversal) tem menor intensidade relativamente à vertical, porém, principalmente em estruturas de grande flexibilidade pode ser uma acção muito importante e que deve ser tida em conta. Apesar disto, foi muito pouco estudada, pelo que, na sua tese Alves [7] realça a importância dos ensaios e estudos feitos por Schulze que se dedicou ao estudo deste tipo de acção com um peão de 587N circulando com uma frequência de passada de 2,0Hz concluindo que, o balanço lateral do centro de gravidade da pessoa (Figura 2-22) ocorre para metade da frequência da passada, isto é, 1,0Hz, ou seja o peão exerce uma força lateral à estrutura (perpendicular ao movimento) que apresenta dois sentidos opostos dependentes do pé que executa a passada. Assim, a força lateral só se repetirá com o mesmo sentido decorridos dois passos consecutivos.

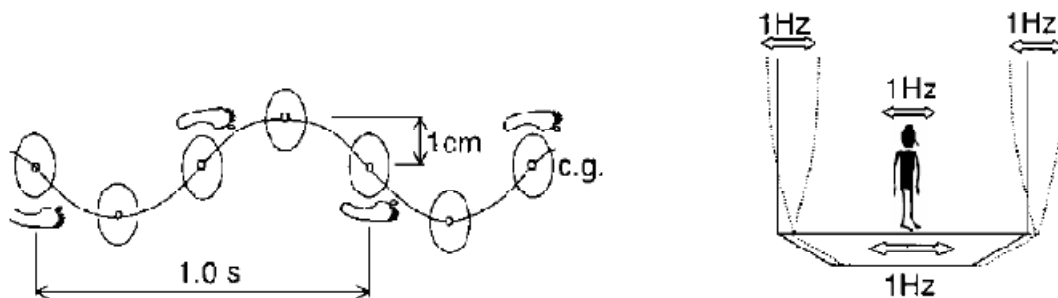


Figura 2-22 – Mecanismo da vibração lateral, oscilação do centro de gravidade

Já o caso da força horizontal longitudinal é dominado pelo mesmo valor da frequência da passada que se verifica na direcção vertical.

Os valores dos coeficientes de Fourier para os primeiros cinco harmónicos apresentados por Schulze estão representados no espectro da Figura 2-23 [6], tanto na lateral como na longitudinal aparecem sub-harmónicos. Conclui-se que as componentes máximas da força lateral estão associadas às frequências $\frac{f_p}{2}$ e $3\frac{f_p}{2}$, enquanto que na direcção longitudinal as componentes máximas se verificam para as frequências f_p e $2f_p$.

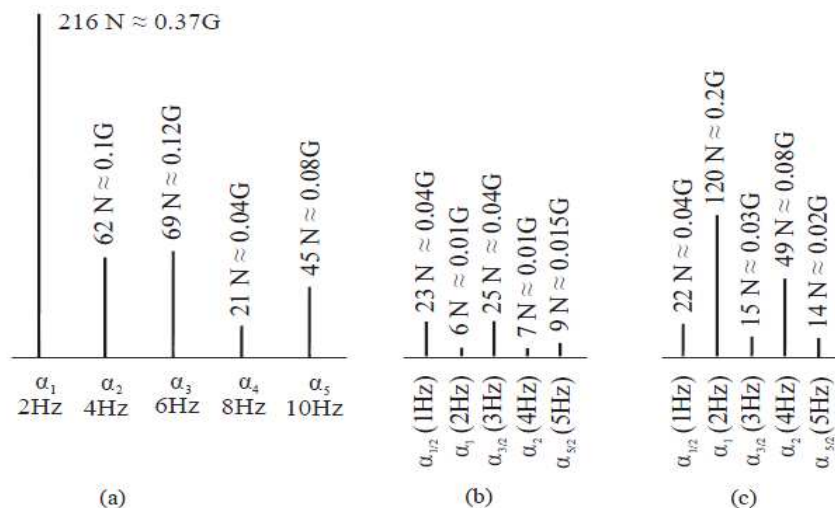


Figura 2-23 – Amplitudes dos componentes harmónicos em caminhada, nas direcções: (a) vertical (b) lateral e (c) longitudinal, G=587N e $f_p=2,0\text{Hz}$.

Tal como para a vertical, também para a horizontal é comum usar-se o desenvolvimento em série de Fourier para modelar a acção. Contudo é importante, ter-se alguns cuidados adicionais, tais como, considerar que o valor médio da acção deve ser nulo e que os índices i deixam de ser inteiros e passam respectivamente, a $\frac{1}{2}$, $1, \frac{3}{2}$ e $\frac{5}{2}$, dado o aparecimento de sub-harmónicos, e os ângulos de fase são aproximadamente zero. A função de carga das acções laterais, é então:

$$F_{p,h}(t) = G \sum_{i=1}^n \alpha_i \sin(2\pi i f_p t) \quad (2-5)$$

Os gráficos das Figuras Figura 2-24 e Figura 2-25 representam as funções de carga nas direcções lateral e longitudinal, que se obtém com a equação 2-5 e com os coeficientes de Fourier da Figura 2-23, para um peão com peso de 700N e frequência de passada de 2Hz.

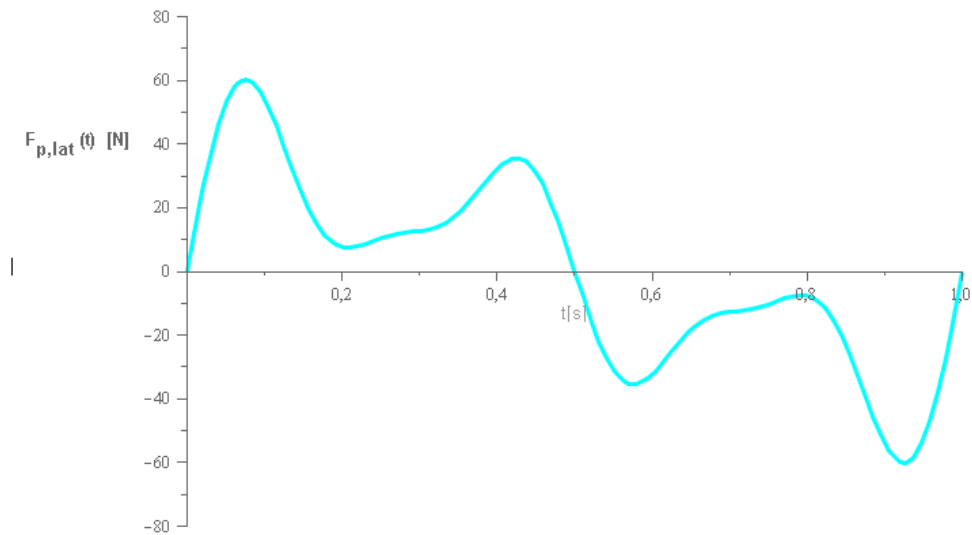


Figura 2-24 – Função de carga na direcção lateral segundo Bachmann, para $f_p=2,0\text{Hz}$ e $G=700\text{N}$

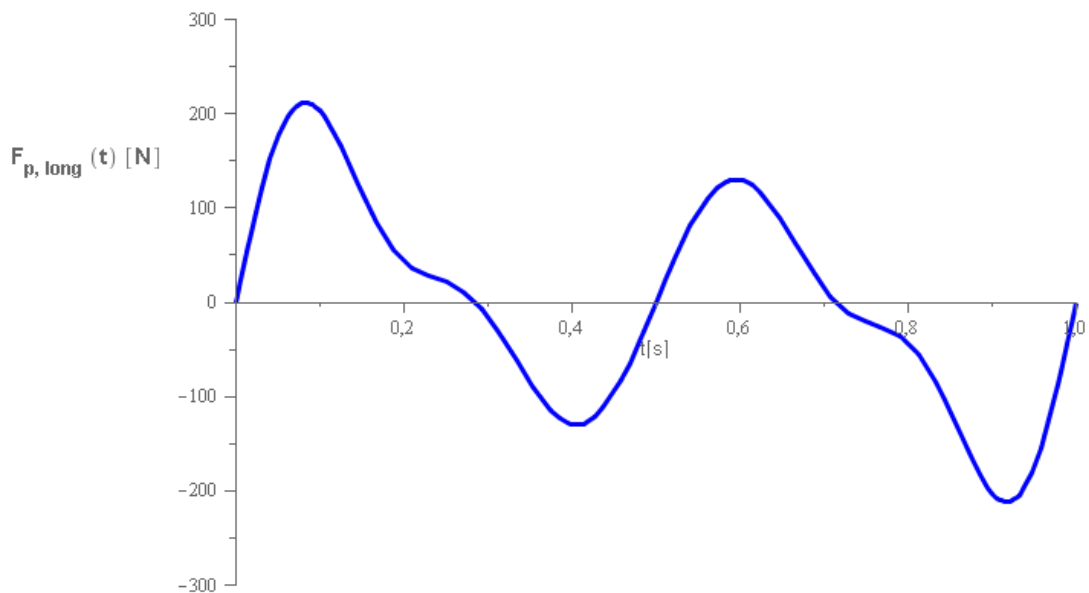


Figura 2-25 – Função de carga na direcção longitudinal segundo Bachmann, para $f_p=2,0\text{Hz}$ e $G=700\text{N}$

É importante salientar-se que em oposição ao que acontece com a função de carga na vertical, as componentes lateral e longitudinal da força, não apresentam parte estática, isto é, não há um termo constante na equação 2-5.

Quanto à acção exercida por um peão em caminhada mencione-se ainda, os resultados obtidos no âmbito do projecto europeu Synpex [3] [4] [7] no qual se realizaram vários ensaios com o objectivo fundamental de investigar o comportamento da interacção humana, e das forças induzidas em estruturas móveis no que respeita à sincronização e à correlação entre peões. Os ensaios foram realizados numa plataforma com 12m de comprimento e 3m de largura, suspensa de oito pêndulos que possibilitavam oscilações na direcção perpendicular ao sentido do movimento impedindo-as na direcção longitudinal. Importa ainda referir que, a frequência natural da plataforma podia ser ajustada através de molas colocadas na direcção

horizontal. As Tabela 2-5 e Tabela 2-6 sintetizam as expressões encontradas para a amplitude normalizada e dos ângulos de fase dos primeiros quatro harmónicos.

Tabela 2-5 – Amplitude normalizada dos primeiros três harmónicos da função de carga relativa à caminhada [6] e [7]

	Amplitude normalizada do harmónico de ordem i
α_1	$0,0115f_p^2 + 0,2803f_p - 0,2902$
α_2	$0,0669f_p^2 + 0,1067f_p - 0,0417$
α_3	$0,0247f_p^2 + 0,1149f_p - 0,1518$
α_4	$-0,0039f_p^2 + 0,0285f_p - 0,0082$

Tabela 2-6 – Ângulo de fase dos três harmónicos da função de carga relativa à caminhada [6] e [7]

	Ângulo de fase do harmónico de ordem i
ϕ_1	0
ϕ_2	$-1,741f_n^2 + 8,359f_n - 6,768$
ϕ_3	$-2,633f_n^3 + 14,306f_n^2 - 24,982f_n + 14,171$, para $f_n < 2Hz$
ϕ_4	$0,597f_n - 1,137$

Além destes resultados, no âmbito do mesmo estudo indicam-se ainda algumas recomendações importantes que se devem destacar.

Para se proceder a uma avaliação dinâmica de pontes pedonais, o peso a adoptar para o peão nas simulações numéricas, G , deve ser escolhido de acordo com as características da população, podendo adoptar-se 700 ou 800N.

É indicada ainda uma lei empírica para determinação da velocidade da passada:

$$v_p = 1,271f_p - \forall f_p \in [1,30Hz; 1,8Hz] \quad (2-6)$$

No gráfico da Figura 2-26 – Função de carga vertical para uma frequência de 2,0Hz e peão com peso de 700N, Synpex., apresentam-se assim os resultados de uma função de carga para a acção vertical com uma frequência de 2,0Hz, para um peão com 700N.

Tabela 2-7 - Valores para as amplitudes normalizadas e ângulos de fase calculados com as fórmulas das Tabela 2-5 – Amplitude normalizada dos primeiros três harmônicos da função de carga relativa à caminhada [6] e [7]Tabela 2-6 – Ângulo de fase dos três harmônicos da função de carga relativa à caminhada [6] e [7]para uma frequência de 2,0Hz.

Amplitude normalizada do harmónico de ordem i		Ângulo de fase do harmónico de ordem i	
α_1	0,3164	ϕ_1	0
α_2	0,4393	ϕ_2	2,986
α_3	0,1768	ϕ_3	0,362
α_4	0,0332	ϕ_4	0,057

Quanto às acções horizontais na direcção transversal ao movimento registadas nas células de carga, não apresentaram características típicas que as permitissem parametrizar numa função de carga, pelo que se concluiu que a acção lateral é muito influenciada por factores que variam de individuo para individuo e para o mesmo individuo, tais como os sapatos, a postura do tronco, o balançar dos braços, a forma e dimensão das pernas e o modo de caminhar, pelo que não indicam nenhum modelo de carga específico.

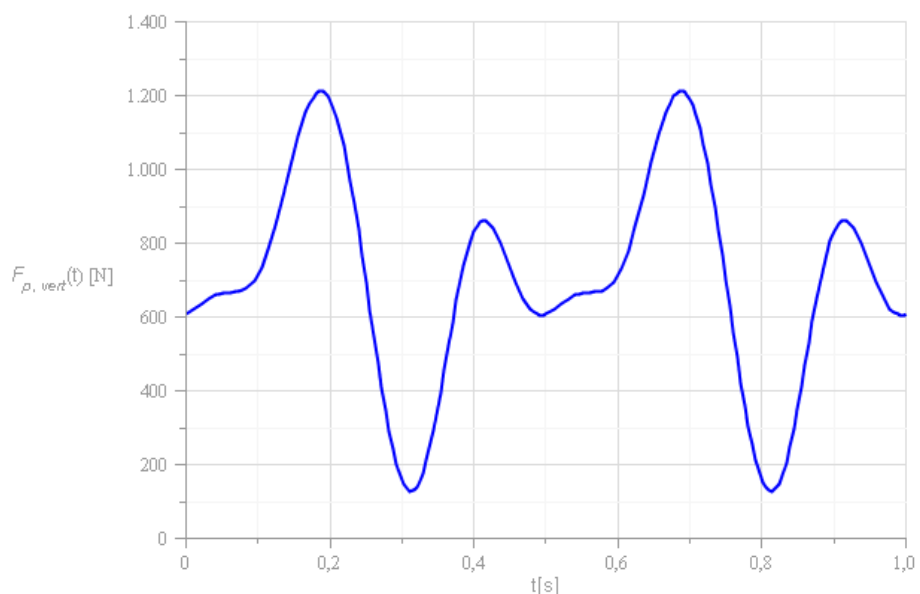


Figura 2-26 – Função de carga vertical para uma frequência de 2,0Hz e peão com peso de 700N, Synpex.

Quanto à corrida, a acção introduzida é distinta da caminhada porque neste caso, o contacto dos pés com o pavimento apresenta um carácter descontínuo, resultando numa maior amplitude da carga aplicada. Como já referido, a função de carga para a corrida apresenta um único máximo, dado que apenas um dos pés está em contacto com o pavimento em cada passada, e pode-se expressar por uma sequência de impulsos semi-sinusoidais espaçados em

função da frequência da passada, e do tempo de contacto pé-pavimento. Desde modo, para um período a função de carga é descontínua e dada por:

$$F_p(t) = \begin{cases} k_p G \sin\left(\frac{\pi t}{t_c}\right), & t \leq t_c \\ 0, & t_c \leq t \leq T_p \end{cases} \quad (2-7)$$

em que,

- k_p é o factor de impacto dinâmico que é definido pelo quociente entre o valor máximo da força aplicada e o peso do peão, isto é, $k_p = \frac{F_{p,max}}{G}$. Este factor traduz o valor do acréscimo de carga produzido pelo peão na altura do “salto”.
- t_c é o tempo de contacto do pé pavimento em cada passada, diminuindo à medida que aumenta a frequência da passada. É definido em média pelo ábaco da Figura 2-10 – Variação do factor de amplificação dinâmica e do tempo de contacto em função da frequência da passada [5] ou em alternativa pode ser aproximado pela expressão,

$$t_c = \frac{2}{f_p^{2,13}} \quad (2-8)$$

- T_p é o período da passada, ou seja, $T_p = \frac{1}{f_p}$.

O gráfico da Figura 2-27 – Função de carga tipo para a corrida do tipo semi-sinusoidal [6] mostra a função semi-sinusoidal característica da corrida. Da sua análise verifica-se ainda que é possível determinar um valor teórico do factor dinâmico, se se impuser que o integral da função de carga ao longo de uma passada seja igual ao peso de um peão:

$$\frac{G}{f_p} = \int_0^{t_c} k_p G \sin\left(\frac{\pi t}{t_c}\right) dt \quad (2-9)$$

Resultando ainda que,

$$k_p = \frac{\pi}{2t_c f_p} \xleftrightarrow{\text{EQUAÇÃO}} k_p = \frac{\pi}{4} f_p^{1,13} \quad (2-10)$$

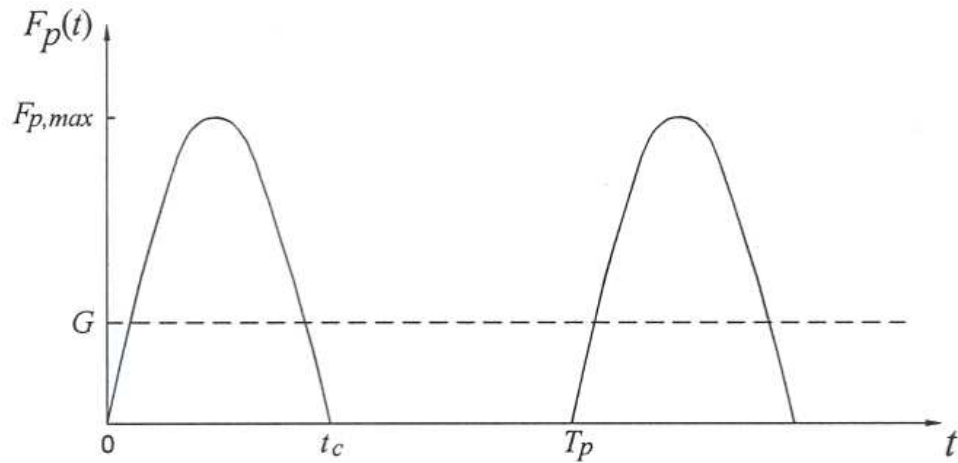


Figura 2-27 – Função de carga tipo para a corrida do tipo semi-sinusoidal [6]

Pela função anterior ser também periódica é aproximável pelo desenvolvimento em série de Fourier, tal como apresentado por Bachmann [6]:

$$F_p(t) = G \left[1 + \sum_{i=1}^n \alpha_i \cos \left(2\pi i f_p \left(t - \frac{t_c}{2i} \right) \right) \right] \quad (2-11)$$

onde n que corresponde ao número de harmônicas é normalmente tido como n=4. Os valores para os Coeficientes de Fourier são dados pelo ábaco da Figura 2-28 – Coeficientes de Fourier para as quatro primeiras harmônicas [6] que os relaciona com o quociente $\frac{t_c}{T_p}$.

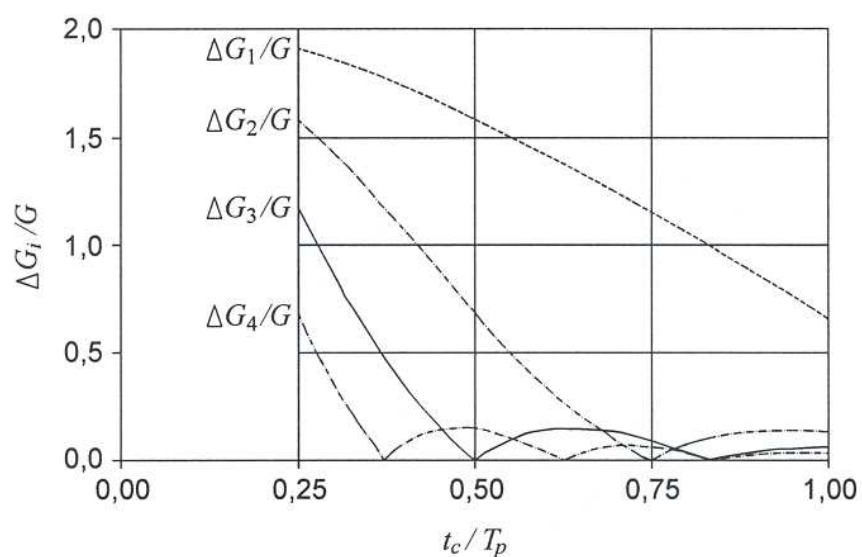


Figura 2-28 – Coeficientes de Fourier para as quatro primeiras harmônicas [6]

A função de carga para a corrida obtida pelo desenvolvimento em série de Fourier pode ser dividida como a soma de duas partes, uma parcela de valor constante e outra variável.

O gráfico da Figura 2-29 compara duas funções de carga, uma semi-sinusoidal e a outra um desenvolvimento em série de Fourier, obtidas com os mesmos parâmetros, $G=700\text{N}$, $t_c=0,17\text{s}$, $f_p=3\text{Hz}$, $n=4$. Os respectivos coeficientes de Fourier foram retirados do ábaco da Figura 2-28 – Coeficientes de Fourier para as quatro primeiras harmónicas [6].

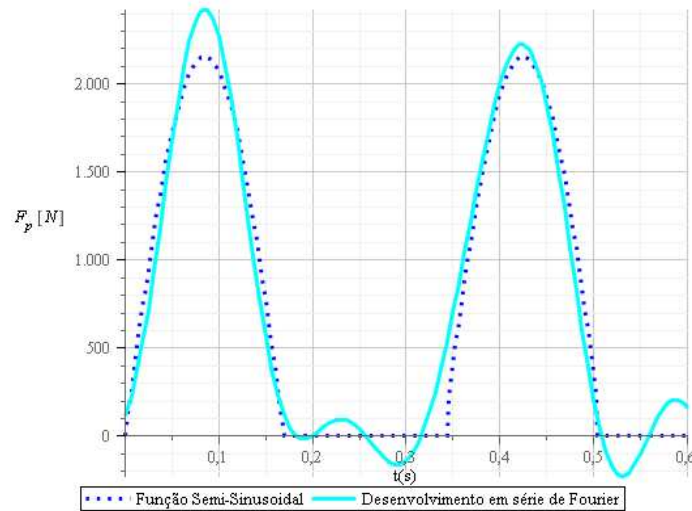


Figura 2-29 – Função de carga para a corrida ($G=700\text{N}$, $f_p=3\text{Hz}$, $t_c=0,17\text{s}$, $n=4$)

Quanto à acção horizontal em corrida, segundo Alves [7] até à data não se conhecem medições da componente horizontal em corrida, no entanto, parece razoável admitir-se que a componente na direcção transversal, em que existe maior sensibilidade às vibrações, tem uma amplitude mais reduzida em caminhada, sendo a componente longitudinal mais elevada. Segundo isto, o estudo das vibrações laterais em corrida nunca é condicionante dado que a acção da caminhada é superior.

Quanto ao salto rítmico, encontram-se na bibliografia algumas funções de carga Figura 2-30, contudo diversos investigadores [6] [4], sugerem que a definição mais adequada para definição do salto rítmico é representada por uma sequência de impulsos triangulares, cuja definição pode ser obtida em função do tempo de contacto pé-pavimento, t_c , e do factor de impacto dinâmico, $k_p = \frac{2}{f_p t_c}$, do seguinte modo:

$$F(t) = \begin{cases} k_p G \frac{2t}{t_c}, & t \leq \frac{t_c}{2} \\ k_p G \left(1 - \frac{2(t - \frac{t_c}{2})}{t_c} \right), & x \geq 0 \\ 0, & t_c < t < T_p \end{cases} \quad (2-12)$$

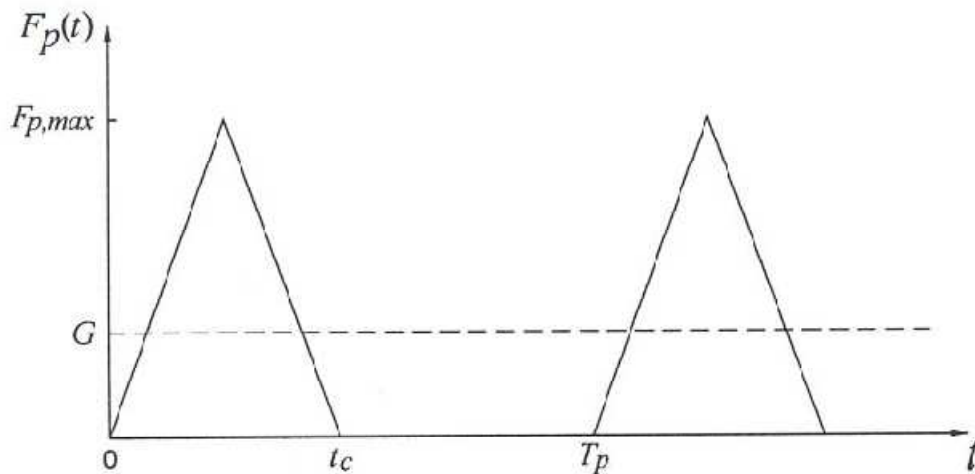


Figura 2-30 – Função de carga para o salto rítmico [6]

E uma vez mais, tal como foi feito para o caso da corrida pode-se aproximar a função correspondente ao salto rítmico por um desenvolvimento em série de Fourier, resultando:

$$F_p(t) = G \left\{ 1 + \sum_{i=1}^n 4 \frac{1 - \cos \alpha_i}{\alpha_i} \cos \left[\frac{2\pi i}{T_p} \left(t - \frac{t_c}{2} \right) \right] \right\} \quad (2-13)$$

sendo:

- G o peso do indivíduo;
- T_p , o período da passada;
- $\alpha_i = \pi \frac{t_c}{T_p} i$;
- t_c é o tempo de contacto pé-pavimento;
- n é o número de termos da série considerados.

Antes de se estudar as acções induzidas por grupos de pessoas e multidões, é conveniente resumir-se o que até aqui foi apresentado neste capítulo.

Ora, a acção do peão é assim quantificada por funções de carga que representam cada uma das componentes da força que este transmite ao pavimento em função de tempo, sendo que cada uma destas acções, dado o seu carácter periódico, pode ser retratada de forma mais ou menos aproximada (depende do número de termos que se considera na série de Fourier) por uma soma de funções sinusoidais, num desenvolvimento em série de Fourier.

É igualmente importante que referir que no caso da frequência de uma das harmónicas coincidir com uma das frequências naturais da estrutura, a resposta é fortemente condicionada por essa frequência, tendo as restantes harmónicas pouca influência nos resultados. Pelo que, a acção do peão pode, deste modo, ser substituída simplesmente por uma força sinusoidal com a amplitude e frequência correspondentes à harmónica considerada

fundamental para o comportamento dinâmico do sistema. Isto significa que caso se pretenda estudar uma estrutura com uma frequência natural que ronde os 3Hz, esta pode facilmente apresentar níveis de vibração elevados na passagem de um peão em corrida, se a frequência da primeira harmónica coincidir com primeira frequência natural. Porém, verifica-se que o primeiro modo de vibração da estrutura pode ainda, vir a ser excitado pela passagem de um peão em caminhada caso a frequência da segunda harmónica coincida com os 3,0Hz.

Na Tabela 2-8 – Funções de carga para diversos valores de frequência [6] sintetizam-se assim, algumas expressões que se podem usar para estimar as funções de carga de cada componente da força exercida para o caso da acção isolada de um peão.

Tabela 2-8 – Funções de carga para diversos valores de frequência [6]

Acção Isolada de um peão		
$f_p \leq 2,5\text{Hz}$	Componente Vertical	$F_v(t) = G + 0,4G\sin(2\pi f_p t)$
	Componente Transversal	$F_{ht}(t) = 0,05G\sin(2\pi \frac{f_p}{2} t)$
	Componente Longitudinal	$F_{hl}(t) = 0,2G\sin(2\pi f_p t)$
$f_p > 2,5\text{Hz}$	Componente Vertical	$F_v(t) = 1250 + 1250 \cdot \sin(2\pi f_p t)$

Grupos e Fluxos Contínuos de Peões

Até ao momento, aquilo que foi escrito refere-se ao caso simples em que um único peão se move sobre a estrutura, porém sabe-se que a maioria das pontes pedonais está sujeita à acção simultânea de vários peões pelo que, tem grande pertinência compreender as questões associadas a estas acções.

É importante que se esclareça que o termo “fluxo” ou “fluxo contínuo” de peões relaciona-se com uma distribuição uniforme de peões sobre o tabuleiro e com a sincronização entre peões e com a estrutura, enquanto o termo “grupo de peões” refere-se a um número limitado de pessoas deslocando-se à mesma velocidade.

No limite poder-se-ia pôr a hipótese da existência de proporcionalidade da carga induzida por um único peão, isto é, caso tivéssemos sobre a estrutura vários peões a carga dinâmica provocada por estes seria um valor constante a multiplicar pelo efeito dinâmico de um único peão, estaríamos perante um caso de perfeita sincronização. Outro cenário limite em que se poderia pensar corresponderia a desprezar os efeitos dinâmicos, considerando-se, meramente, a carga estática dos peões, isto é o seu peso. Ambos estes cenários para ser desadequados e afastados da realidade.

Porém, seguindo o primeiro cenário, em 1978, Matsumoto [2], no sentido de traduzir a acção de um grande número de peões, procurou definir tal constante, assumindo que os indivíduos chegam à ponte segundo uma distribuição de Poisson, e que o ângulo de fase segue uma distribuição completamente aleatória. Segundo o seu modelo, a resposta dinâmica total de uma estrutura sujeita à acção simultânea de vários peões resulta da sobreposição das respostas à acção de cada peão e é dada pelo produto de um coeficiente, m , pela resposta dinâmica correspondente à passagem de um peão. Este coeficiente é dado por:

$$m = \sqrt{\chi T} = \sqrt{n} \quad (2-14)$$

em que, χ representa o “caudal”, o fluxo médio de pessoas num intervalo sobre o tabuleiro (onde $\chi_{máx} \cong 1,5 \text{ pessoas} \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{m}^{-1}$), T é o tempo necessário para cruzar a ponte de comprimento L a uma velocidade v_s , isto é, $T = \frac{L}{v_s}$, o produto χT é o número de pessoas que circulam simultaneamente sobre a ponte, denominado por n , sendo \sqrt{n} , o número de peões que estão sincronizados apresentando a mesma fase.

Deste modo, é fácil notar que o quociente $\frac{\sqrt{n}}{n} = \lambda$ corresponde a uma taxa que se pode chamar de sincronização, que varia no intervalo $\left[\frac{\sqrt{n}}{n}; 1,0\right]$. 1,0 corresponderá a um grupo totalmente síncrono.

Neste caso, sendo $P_p(t)$ a acção de um peão, teríamos que a carga total resultante de um grupo:

$$F_p(t) = mP_p(t) \quad (2-15)$$

Isto é, a um grupo n de peões correspondem as funções de carga, respectivamente na direcção vertical e na horizontal:

$$F_{p,vert}(t) = nG \left[1 + \lambda \sum_{k=1}^l \alpha_k \sin(2\pi k f_p t - \phi_k) \right] \quad (2-16)$$

$$F_{p,hor}(t) = n\lambda F_{p,long}^{lat}(t) = n\lambda G \sum_k \alpha_k \sin(2\pi k f_p t) \quad (2-17)$$

Wheeler realizou inúmeras simulações numéricas que demonstraram que este modelo apresentava aproximações razoáveis em pontes cuja frequência natural esteja próxima dos 2Hz e apenas para o caso de grupos de peões, isto é, um conjunto limitado de pessoas a circular à mesma velocidade. Não testou o modelo no caso de densidades de peões elevadas.

É importante que se refira que tanto Wheeler como Matsumoto estudaram apenas vibrações na direcção vertical, pelo que quando, mais recentemente se tentou aplicar a este modelo aos casos da Toda Park Bridge, em Tokio, e da Millenium Bridge, verificou-se que este não conseguia prever os níveis de vibrações verificados em ambas as pontes pelo que é desadequado a situações com grande número de peões ou no caso de vibrações horizontais.

Foram incidentes como os anteriormente referidos que fizeram com que a atenção dos investigadores se voltassem para as vibrações provocadas por fenómenos de sincronização, sendo actualmente reconhecido que quanto maior o número de pessoas a circular, mais estas tendem a coordenar o seu andamento uns com os outros.

Sabe-se que, o aumento do número de pessoas condiciona a velocidade de andamento dos peões, pois cada peão restringe a liberdade de movimentos dos seus vizinhos, isto é, quanto maior o número de peões, menor será a sua liberdade de movimento, e conseqüentemente menor será a sua velocidade de andamento [7]. Nos casos em que, o fluxo de peões é grande, a velocidade de andamento normalmente é baixa e cada peão é levado a ajustar-se à frequência de passada dos que o rodeiam, resultando numa elevada taxa de sincronização. Mas uma vez que, a amplitude dos movimentos é reduzida e a velocidade de andamento baixa os efeitos dinâmicos são limitados. O número de peões por metro quadrado define a chamada Densidade Pedonal, que pode ser calculada por:

$$d = \frac{n}{b_{eff}L} \quad (2-18)$$

Sendo expresso em $[Pm^{-2}]$ e, em que b_{eff} e L são, respectivamente, a largura útil do tabuleiro e, o comprimento total da ponte, n é o número total de peões no tabuleiro, podendo ser escrito através do produto da taxa de chegada de peões, χ [P/s] e o tempo T , que um peão demora a atravessar a ponte à velocidade, v , isto é, $T = \frac{L}{v}$. Desta forma, a densidade pode ser reescrita:

$$d = \frac{n}{b_{eff}L} = \frac{\chi T}{b_{eff}L} = \frac{\chi}{vb_{eff}} \quad (2-18a)$$

No âmbito da investigação realizada no âmbito do Projecto Synpex [3] [4] [7] definiram-se características de diversas densidades de fluxos contínuos de peões (Tabela 2-9 Características de diferentes fluxos de peões Figura 2-31 – Densidade de fluxos contínuos de peões [3] [4]).

Tabela 2-9 Características de diferentes fluxos de peões

Densidade Pedonal, d [Pm ⁻²]	Características
0,2	Pode-se caminhar de forma livre e confortável; Ultrapassagem de outros peões sem dificuldades; Cada indivíduo pode escolher o ritmo que deseja;
0,5	Tráfego significativamente denso; A liberdade de movimentos é limitada de forma intermitente;
1,0	A liberdade de movimento é reduzida; Situação pouco confortável; Não é possível ultrapassar;
1,5	Tráfego muito denso e marcha desconfortável; Apenas é possível dar pequenos passos; Razoável apenas durante um curto espaço de tempo;

Saliente-se que o caso de densidades de peões superiores a 1,5 P/m², corresponde a um grande congestionamento, de tal forma que nenhum peão se pode mover de forma autónoma, podendo apenas dar pequenos passos. Por isto, do ponto de vista dinâmico, esta situação de carga na prática é desprezada, uma vez que remete para uma situação estática.

Pelo já referido, é possível verificar que o estudo da acção de vários peões é bem mais complexa do que o estudo da acção de um único peão, pois, segundo [3] [4] por um lado cada peão tem diferentes características (por exemplo, peso, comprimento da passada), e por outro, de acordo com o número de peões sobre o tabuleiro, isto é, a densidade, a sua acção será mais ou menos sincronizada com a estrutura e entre si. A sobrepor a isto, há um desfasamento na acção dos peões que se relaciona com o momento em que cada um deles inicia a sua caminhada sobre o tabuleiro.

Tem-se assim, que quando um grupo de peões caminha à mesma velocidade ou salta num dado local, o primeiro harmónico da função de força aumenta de forma aproximadamente proporcional ao número de peões do grupo [3]. Já no caso dos harmónicos de ordem superior, as diferenças existentes entre peões tornam-se mais relevantes, devido às frequências mais elevadas, influenciando desta forma o grau de perfeição na sincronização.

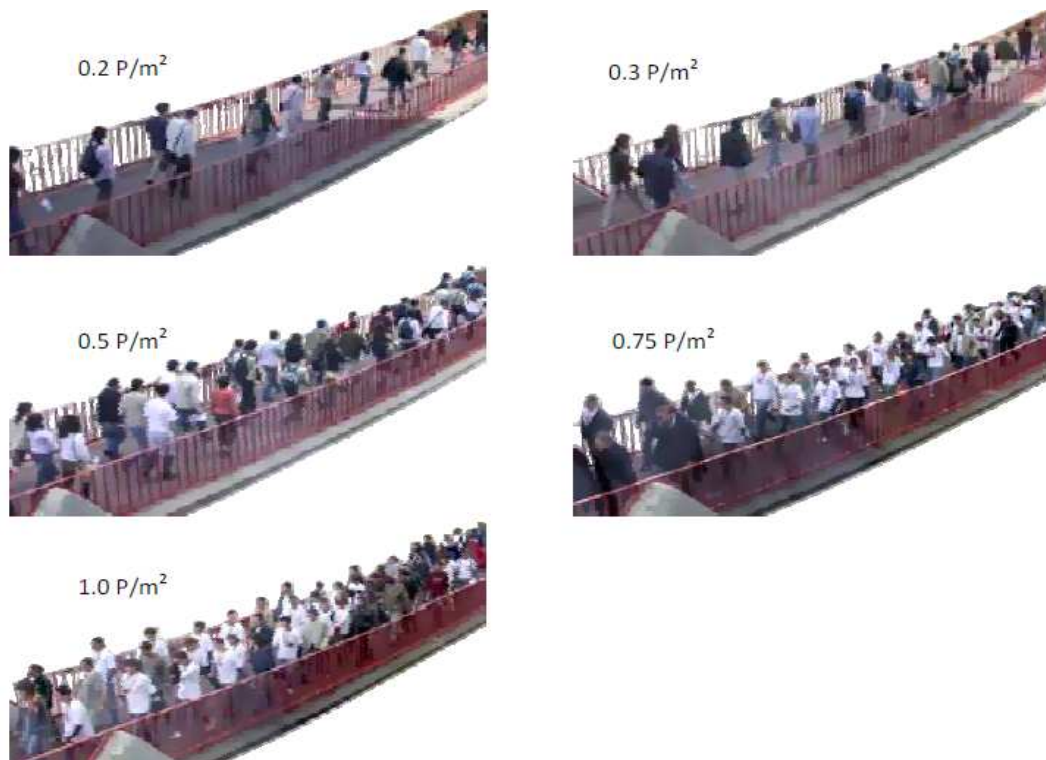


Figura 2-31 – Densidade de fluxos contínuos de peões [3] [4]

Uma vez que, ambos os casos de estudo não se situam em zonas em que se preveja grandes fluxos de peões este tema não se justifica que este tema seja abordado de forma muito profunda, porém há um modelo desenvolvido recentemente que vale a pena mencionar, por ser possivelmente o mais completo e por ser indicado para o caso de pontes em zonas urbanas, em que se espere grandes densidades pedonais.

Este modelo do Sétra foi criado como tentativa de superar as insuficiências dos modelos até então existentes, com a experiência adquirida na Passarelle Solferino [7].

O modelo foi criado através de simulações numéricas de fluxos de peões, à velocidade de $1,5\text{ms}^{-1}$, com frequência de passada e fases aleatórias, em andamento sobre uma ponte com diversos modos de vibração com objectivo de estimar um número equivalente de peões sincronizados que distribuídos de forma uniforme produzam a mesma resposta máxima característica que os peões aleatórios.

As simulações numéricas são feitas de acordo com o Método de Monte Carlo, isto é, são simulações passo-a-passo no domínio do tempo que correspondem à passagem de peões sobre pontes com diversas geometrias, e com diferentes densidades pedonais.

A combinação de parâmetros como densidade do fluxo de peões, amortecimento da estrutura foi realizada por 500 simulações consistindo:

- 1 – Análise da resposta dinâmica induzida por um fluxo de peões individuais em andamento, e extracção da velocidade máxima registada no tempo correspondente a 2 atravessamentos.

- 2 – Análise da resposta dinâmica provocada por uma força harmónica sinusoidal linearmente distribuída, e cálculo de um número de peões de modo a que a aceleração máxima seja equivalente à obtida na primeira análise.
- Os valores das 500 simulações foram tratados estatisticamente, de forma a obter o valor do número equivalente peões, n_{eq} , correspondente ao percentil 95%, tal como ilustra a Figura 2-32 – Método para cálculo do número equivalente de peões do método Setra [7]. Deste estudo resultaram duas fórmulas empíricas para o número de peões sincronizado equivalente aos peões aleatórios:

$$\begin{cases} n_{eq} = 1,85\sqrt{n} & \text{se } d \geq 1,0 P/m^2 \\ n_{eq} = 10,8\sqrt{n\xi} & \text{se } d < 1,0 P/m^2 \end{cases} \quad (2-19)$$

em que n é o número de peões no tabuleiro, dado pelo produto da densidade de tráfego pedonal d , pela área útil do tabuleiro, S , isto é, $n = Sd$, e ξ é o coeficiente de amortecimento do modo de vibração em estudo.

Em resumo, neste modelo do Sétra, os peões equivalentes são distribuídos ao longo do tabuleiro e a resposta máxima é obtida por uma análise harmónica estacionária. Deste modo tem-se assim, uma força distribuída na direcção k , que representa a acção dos peões sincronizados:

$$p_k(t) = d\lambda\Psi_k[\alpha_k G \sin(2\pi f_k t)] \quad (2-20)$$

onde Ψ_k é coeficiente de redução que visa ter em conta o risco de ressonância da frequência natural f_k do modo de vibração com componente modal na direcção k , G é o peso normalizado do peão (tomado como 700N), d é a densidade pedonal, e à semelhança do modelo de Matsumoto, $\lambda = \frac{n_{eq}}{n}$, representa a taxa de peões sincronizados, isto é, a percentagem de peões uniformemente distribuídos que contribuem para a resposta dinâmica da acção pedonal e α_k , o coeficiente de Fourier correspondente.

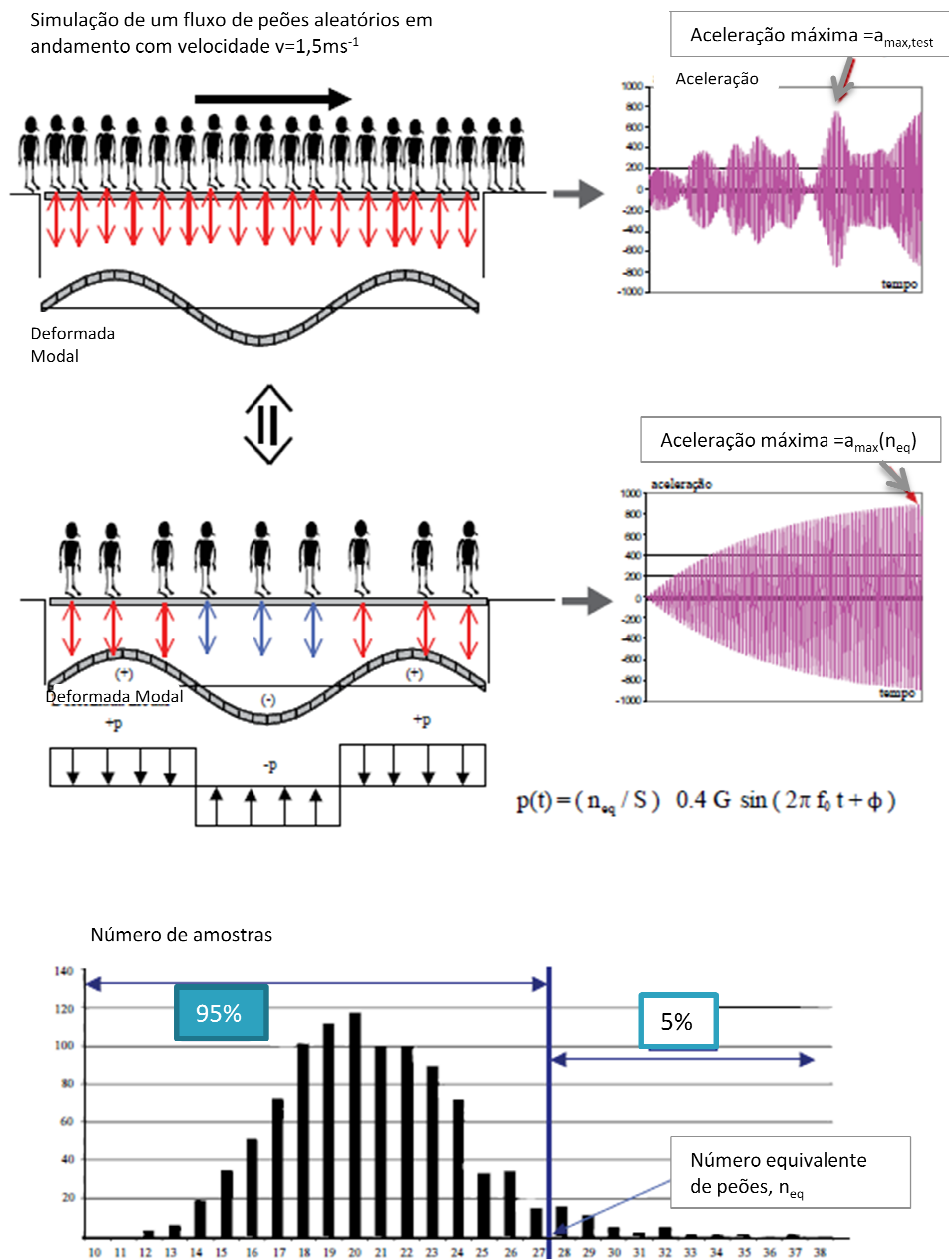


Figura 2-32 – Método para cálculo do número equivalente de peões do método Setra [7]

De notar que, este modelo de carga não entra em consideração com a componente estática devido ao peso peão, porém é sugerido que este seja adicionado ao peso da estrutura, pois é importante no cálculo das frequências e modos de vibração. As Figura 2-33 e Figura 2-34 mostram os valores a adoptar para o coeficiente de redução da amplitude do primeiro e do segundo harmónico da função de carga, Ψ_k , como já referido, este, é considerado para de alguma forma ter em conta a incerteza associada à coincidência da frequência da passada dos peões com a frequência natural do modo de vibração na direcção k , em análise.

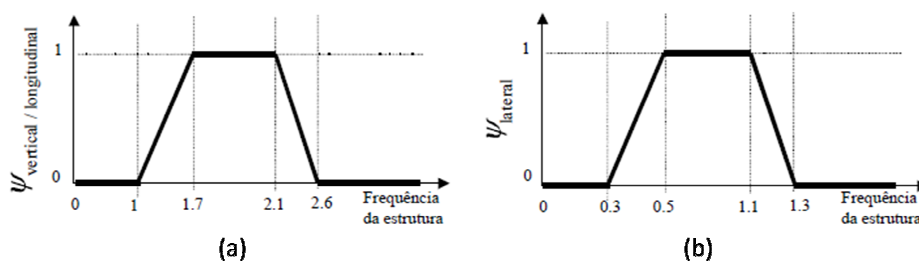


Figura 2-33 – Coeficiente de redução Ψ da amplitude do primeiro harmónico: (a) vibrações na direcção vertical ou longitudinal, (b) vibrações na direcção lateral [6]

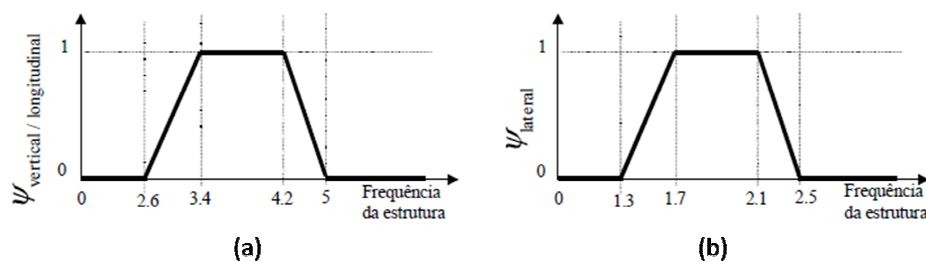


Figura 2-34 - Coeficiente de redução Ψ da amplitude do segundo harmónico: (a) vibrações na direcção vertical ou longitudinal, (b) vibrações na direcção lateral [6]

Os coeficientes de Fourier das funções de carga da acção dos peões nas direcções vertical, longitudinal e lateral, considerados pelo Sétra foram os apresentados na Tabela 2-10.

Tabela 2-10 – Coeficientes de Fourier usados pelo Sétra [4] [7]

Direcção	Coeficiente de Fourier	Coeficiente de Fourier
Vertical	0,4	0,1
Longitudinal	0,2	0,05
Lateral	0,05	0,01

Substituindo-se estes valores, na equação da função de carga 2-20 obtém-se as funções de carga apresentadas na Tabela 2-11 que devem ser aplicadas em todo o tabuleiro, seleccionando o sinal da amplitude em face do sinal da deformada modal do modo de vibração em estudo, de forma a produzirem o efeito mais desfavorável. Mais, acresce referir que a direcção das forças harmónicas a aplicar deve ser seleccionada de conforme a deformada modal do modo em estudo, isto é, para um modo de vibração com deformada modal na direcção lateral a força harmónica deve ser aplicada distribuída apenas na direcção lateral. Nunca são aplicadas forças harmónicas em simultâneo. Substituindo-se estes valores, na equação da função de carga 2-20 obtém-se as funções de carga apresentadas na Tabela 2-11 que devem ser aplicadas em todo o tabuleiro, seleccionando o sinal da amplitude em face do

sinal da deformada modal do modo de vibração em estudo, de forma a produzirem o efeito mais desfavorável.

Refira-se ainda que a direcção das forças harmónicas a aplicar deve ser seleccionada de conforme a deformada modal do modo em estudo, isto é, para um modo de vibração com deformada modal na direcção lateral a força harmónica deve ser aplicada distribuída apenas na direcção lateral. Nunca são aplicadas forças harmónicas em simultâneo. Nesta tabela λ pode ser escrito em função da densidade e da largura do tabuleiro, utilizando as expressões seguintes:

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = \frac{1,85}{\sqrt{sd}} = 1,85(Sd)^{-\frac{1}{2}} \quad \text{se } d \geq 1,0 P/m^2 \\ \lambda = 10,8 \sqrt{\frac{\xi}{sd}} = 10,8\xi^{\frac{1}{2}}(Sd)^{-\frac{1}{2}} \quad \text{se } d < 1,0 P/m^2 \end{array} \right. \quad (2-21)$$

Tabela 2-11 - Força harmónica distribuída para cada direcção [7]

	Direcção	Força Harmónica Distribuída [N/m ²]
1º Harmónico	Vertical	$p_{vert}(t) = d\lambda\Psi_{vert}[0,4. G \sin(2\pi f_{vert}t)]$
	Longitudinal	$p_{vert}(t) = d\lambda\Psi_{vert}[0,2. G \sin(2\pi f_{long}t)]$
	Lateral	$p_{vert}(t) = d\lambda\Psi_{vert}[0,05. G \sin(2\pi f_{lat}t)]$
2º Harmónico	Vertical	$p_{vert}(t) = d\lambda\Psi_{vert}[0,1. G \sin(2\pi f_{vert}t)]$
	Longitudinal	$p_{vert}(t) = d\lambda\Psi_{vert}[0,05. G \sin(2\pi f_{long}t)]$
	Lateral	$p_{vert}(t) = d\lambda\Psi_{vert}[0,01. G \sin(2\pi f_{lat}t)]$

Este resultado torna-se útil pois permite, se fixarmos, por exemplo o coeficiente de amortecimento e a largura útil do tabuleiro, expressar a percentagem de peões sincronizados em função do comprimento da ponte. Além disso, enquanto que, para baixas densidades pedonais, a taxa de sincronização aumenta à medida que aumenta o coeficiente de amortecimento, é notório que para o caso de elevadas densidades de peões, a taxa de sincronização de peões não depende do coeficiente de amortecimento.

Verifica-se ainda, que fazendo variar a taxa de sincronização em função da densidade de peões, há um salto quando a densidade ultrapassa o valor 1,0 (ver Figuras Figura 2-35, Figura 2-36).

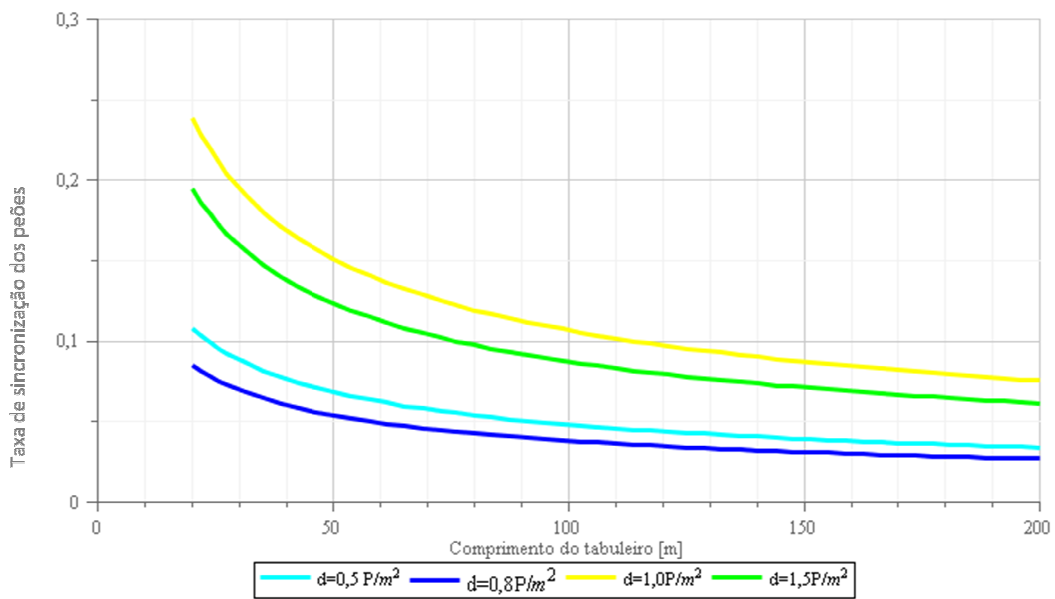


Figura 2-35 – Taxa de sincronização dos peões em função do comprimento total da ponte para um coeficiente de amortecimento de 0,3% e um tabuleiro com 3,0m de largura

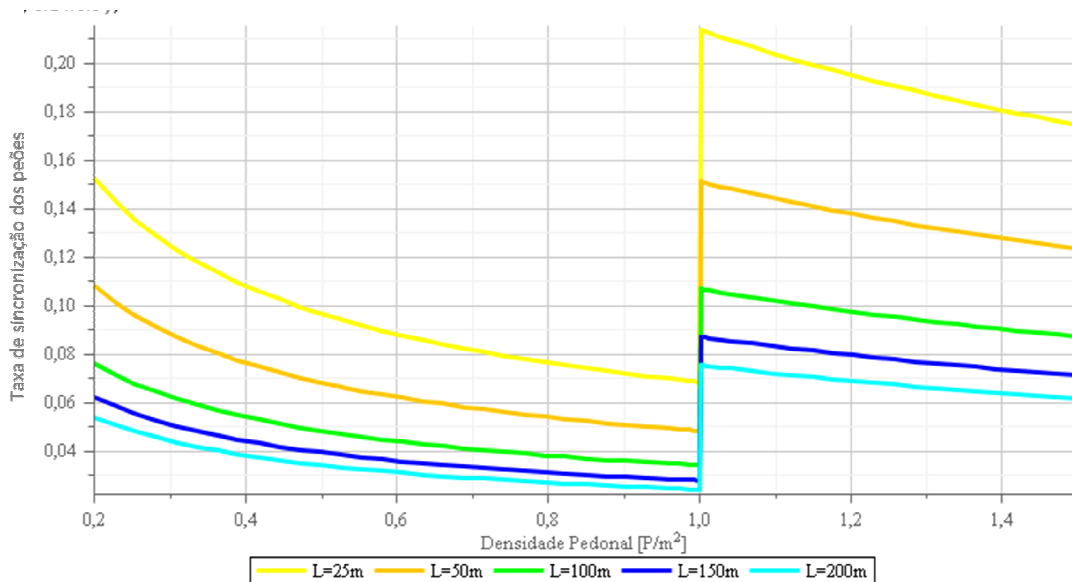


Figura 2-36 – Taxa de sincronização dos peões em função da densidade pedonal, considerando um coeficiente de amortecimento de 0,3% (característico de estruturas mistas) e um tabuleiro com 3,0m de largura

A salientar, que este modelo faz parte de uma metodologia a ser utilizada na fase de projecto segundo qual se começa por definir a densidade de tráfego e a classe de conforto que se quer garantir. Para o caso de pontes localizadas em trajectos de ligação entre zonas com baixa densidade populacional, ou caminhos pedonais de auto-estradas e vias rápidas, considera-se desprezável a verificação do seu comportamento dinâmico, tais como as dos casos de estudo. Porém, especialmente se estas tiverem frequências na gama das frequências da acção do peão esta opção não parece muito prudente, especialmente no caso de pontes muito leves que possam adquirir grandes acelerações.

Fenómeno de Sincronização Homem-Estrutura

Anteriormente, usou-se o termo sincronização como forma de definir a tendência dos peões caminharem com a mesma frequência de passada uns dos outros quando circulam em grupos, mas este termo é também usado para descrever um outro fenómeno de natureza semelhante e que pode ocorrer em simultâneo com o anterior que é o caso em que existe um ajuste da caminhada com as oscilações e movimentos da estrutura, também denominado *Lock-in*.

Este fenómeno pode ser explicado à luz da Antropologia Física e Biológica (ver Locomoção Humana) como a tendência do homem para se mover com o menor dispêndio de energia, o que acontece quando há um acerto do passo com o movimento do pavimento.

Sincronização Vertical

Diversos estudos permitiram concluir que os peões são mais tolerantes a vibrações verticais que horizontais, tendo em 1987, Bachmann e Ammann, concluído que para causar alguma perturbação ao movimento de um peão, é necessário um deslocamento vertical da estrutura superior a 10mm, o que corresponde a acelerações superiores a $1,6\text{ms}^{-2}$ para uma frequência de passada de 2Hz [6] e [5]. Já quando se trata de oscilações no sentido horizontal (lateral), a sensibilidade do Humano é muito maior pelo que bastam alguns milímetros para causar desconforto.

Numa tentativa de quantificar o fenómeno da sincronização vertical Grundmann [6] definiu a probabilidade de sincronização $P_s(a_g)$ como uma função da amplitude de aceleração da estrutura, a_g Figura 2-37. De acordo com esta teoria, a resposta para um determinado número de pessoas N sobre a ponte, é calculado do seguinte modo:

$$a_g = P_s(a_g)N_r a_{1rz} \quad (2-22)$$

em que a_{1rz} corresponde à resposta de um único peão e $N_r = NK$ representa o número de pessoas reduzido pelo factor $K < 1$ que toma em consideração o facto de as cargas mudarem de posição ao longo da estrutura.

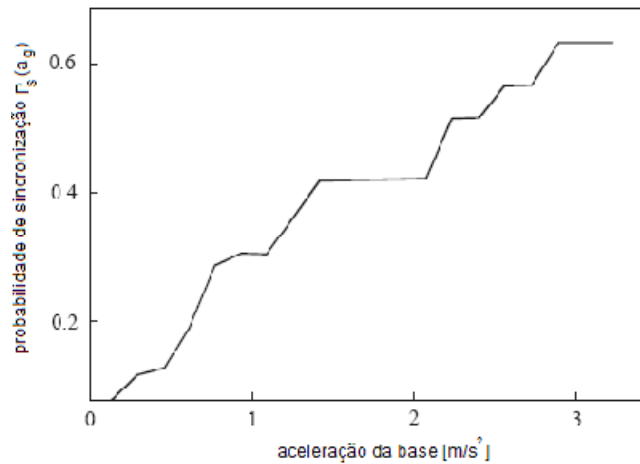


Figura 2-37 – Probabilidade de Sincronização em função da aceleração da ponte [6]

Para uma ponte pedonal de vão único, com frequência natural próxima de 2Hz os valores propostos para K e para a probabilidade de sincronização foram respectivamente 0,6 e 0,225. Pelo que neste caso, e para um único peão tem-se

$$P_s(a_g)N_r = 0,225 \cdot 0,6 \cdot N = 0,135N \quad (2-23)$$

Para grupos de 10 pessoas, o investigador sugeriu que o factor de sincronização $P_s(a_g)N_r$ pode ser tomado de acordo com a Figura 2-38.

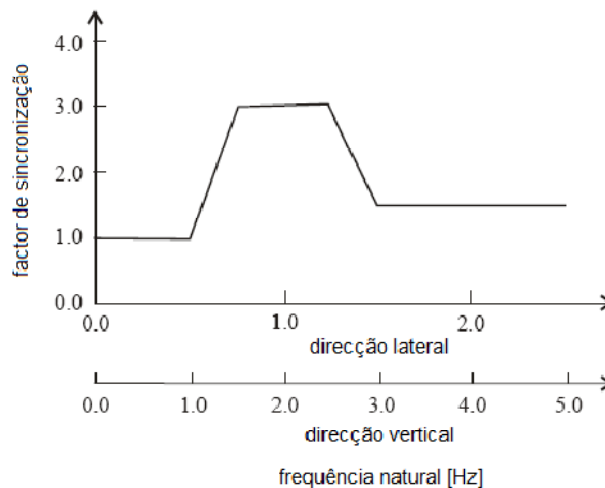


Figura 2-38 – Factor de multiplicação para um grupo até dez pessoas [6]

O valor máximo do factor de sincronização, 3, refere-se a frequências naturais, verticais e horizontais pertencentes aos intervalos, respectivamente, [1,5;2,5Hz] e [0,5;1,5Hz].

Acresce referir que não são conhecidos casos práticos em que se tenham verificado grandes oscilações verticais, uma vez que, apesar de ainda não ter sido quantificado com rigor se sabe

que os peões (pernas e articulações) contribuem com um amortecimento adicional nesta direcção fazendo diminuir as oscilações verticais.

Sincronização Lateral

Como já referido a sensibilidade de uma pessoa a vibrações laterais é muito superior que às verticais. Isto acontece porque quando se caminha sobre um pavimento com vibrações transversais há uma tentativa de compensar o movimento adicional do Centro de Gravidade, e tentar manter o equilíbrio, oscilando na direcção oposta à do movimento do tabuleiro, há desta forma uma tendência para apoiar o pé esquerdo quando a plataforma tem deslocamento máximo para a direita e vice-versa, de forma a que o movimento do corpo esteja em oposição de fase com o movimento do tabuleiro. Além destas alterações do movimento, regista-se um ajuste da frequência da passada e da forma de andar, aumentando a distância lateral entre os pés. Para que a oscilação lateral do corpo seja oposta ao movimento a frequência da passada tende a ser dupla da da estrutura. De notar que o alargamento da passada na direcção lateral contribui para um aumento das forças laterais induzidas no pavimento, o que pode causar aumento da oscilação.

A Figura 2-39, mostra que quando o impulso das passadas é positivo, isto é, quando a força lateral exercida sobre o pavimento tem o mesmo sinal que a velocidade da oscilação, há uma excitação da ponte em ressonância o que amplifica a resposta. Nesta figura está ainda, representado a oposição de fase do movimento do peão em relação ao do tabuleiro.

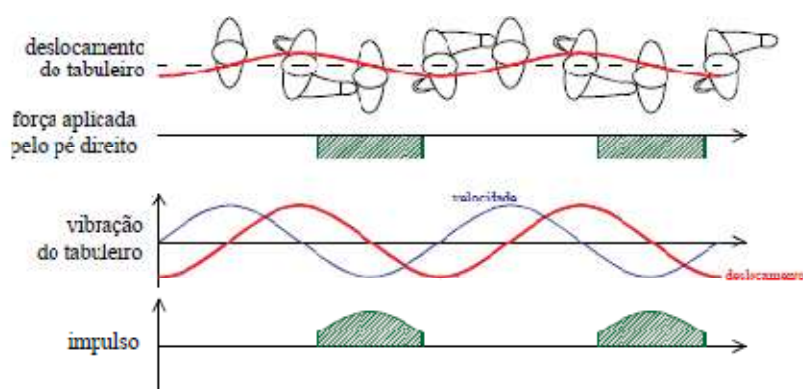


Figura 2-39 – Descrição esquemática da caminhada sincronizada [6]

Os estudos feitos em 2000, para a *Millennium Bridge* em Londres, mostraram que o fenómeno da sincronização lateral é altamente não linear, tal como se mostra a figura 24, em que a resposta dinâmica da ponte se mantém mais ou menos estável até que o número de pessoas atinge um certo valor, a partir do qual há um grande aumento da amplitude das vibrações.

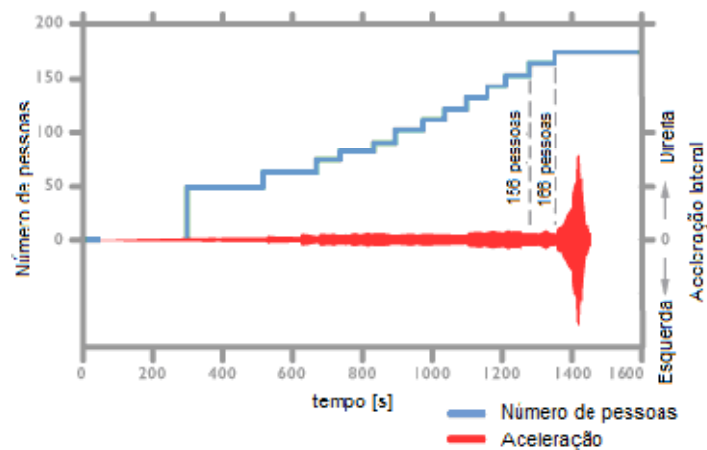


Figura 2-40 – Aceleração Lateral da ponte Millenium em função do número de pessoas que atravessa a ponte [7]

Tem-se verificado quase sempre que os problemas e vibrações laterais por ressonância estejam associados a pontes com modos de vibração lateral com frequência natural próxima de 1,0Hz, que, saliente-se, é a frequência predominante do primeiro harmónico da acção lateral (Figura 2-1 e Figura 2-23). Um exemplo disto é Toda Park Bridge em Tokio, ponte cuja função era ligar um estádio a um terminal de autocarros, pelo que durante dez a quinze minutos após o final dos eventos no estádio, era atravessada por um elevado número de peões. Após estar completamente preenchida, notavam-se vibrações no tabuleiro na direcção lateral de cerca de 8 a 10mm, que se mantinham até que o número de peões diminuísse. Após alguns estudos, verificou-se que a frequência das vibrações laterais coincidia com a do primeiro modo lateral, 0,93Hz, e que o fenómeno de sincronização estabilizava quando a sincronização de peões com a estrutura rondava os 20%, pelo que neste caso não ocorria o fenómeno de interacção dinâmica *lock-in*, em que o número de peões aumenta progressivamente amplificando os efeitos da acção lateral, como se verificou na Millennium Bridge.

Um outro resultado muito importante decorreu dos ensaios feitos à Passerelle Solferino em Paris, onde também se verificaram fenómenos vibração lateral. Os ensaios com fluxos de peões realizados indicaram que mesmo adoptando frequências de passada de modo a induzir o fenómeno de ressonância, o *lock-in* não ocorre para modos de vibração com um componente modal simultaneamente vertical e horizontal, tal como, os modos de torção, isto porque à medida que o deslocamento na vertical aumenta o andamento dos peões é perturbado, desfavorecendo o fenómeno de sincronização lateral [6] [7].

Outros resultados sugerem que peões em andamento rápido raramente são afectados pelas vibrações do pavimento, porque o contacto dos pés-pavimento é breve, dado que a velocidade é alta. Bem como, quando a amplitude das vibrações é superior a 20mm, o peão desvia-se lateralmente da sua trajectória inicial [7].

Apesar do estudo deste fenómeno ser recente, existem já várias metodologias e modelos, tais como o do SETRA desenvolvido após os estudos para a Passerelle Solferino, ou o de Dallard

para a Millennium Bridge. Enquanto uns partem do pressuposto que o fenómeno de *Lock-in* ocorre a partir do momento em que a aceleração lateral atinge um certo valor limite outros abordam a questão partindo do pressuposto que a sincronização ocorre quando o número de peões atinge um certo valor crítico.

Modelo de Dallard

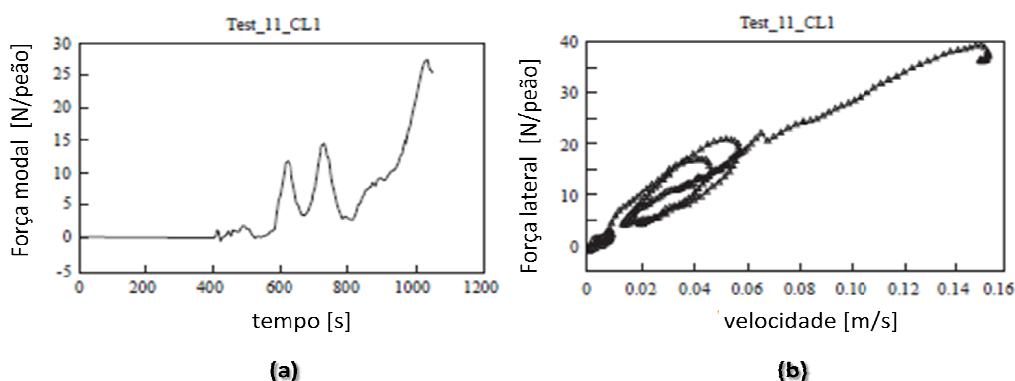


Figura 2-41 – Medições na Millennium Bridge: (a) força modal exercida por cada peão na direcção lateral, (b) relação entre a velocidade no tabuleiro e a força lateral de cada peão [6]

Com base na observação e no tratamento de dados após a realização de testes experimentais, tais como, os da Figura 2-41, Dallard desenvolveu um modelo bastante simples, que permite estimar o número de peões a partir do qual é suposto que se iniciem vibrações transversais significativas do tabuleiro numa ponte com uma frequência natural próxima de 1Hz.

Segundo este investigador, partir dos resultados da Figura 2-41 b), a força Dinâmica F_p , exercida por cada peão, após sincronizar o seu movimento com o da estrutura é proporcional à velocidade lateral local do tabuleiro, $\dot{u}(s, t)$, de acordo com a equação 2-24:

$$F_p(s, t) = k\dot{u}(s, t) \quad (2-24)$$

Em que k é uma constante a calibrar em cada ponte, para o caso da Millennium Bridge os valores obtidos por retro-análise indicaram que $k = 300 \text{ Nsm}^{-1}$. De acordo com esta formulação, cada peão contribui para a força modal com $\phi_i(s)F_p(s, t)$, em que $\phi_i(s)$ representa a deformada modal normalizada à unidade do modo de vibração i , na secção s . Atendendo a que a velocidade local se relaciona com a modal através da relação $u(s, t) = \phi_i(s)\dot{u}(t)$, a contribuição de cada peão pode ser reescrita da forma:

$$\phi_i(s)F_p(s, t) = \phi_i^2(s)k\dot{u}(t) \quad (2-25)$$

Deste modo a excitação modal produzida por n peões uniformemente distribuídos ao longo do tabuleiro, obtém-se somando a contribuição de cada peão:

$$p_{lat}(t) = \sum_{j=1}^n [\phi_i^2(s_j) k \dot{u}(t)] = \frac{nk \dot{u}(t)}{L} \int_0^L \phi_i^2(s) ds \quad (2-26)$$

Considerando ainda que, o amortecimento é linear viscoso, a força de amortecimento modal vem,

$$f_d(t) = c_i \dot{u}(t) = \xi_i c_{crit} \dot{u}(t) \quad (2-27)$$

Que considerando ainda, a expressão do amortecimento crítico, $c_{crit} = 2\omega_i m_i$, e que $\omega_i = 2\pi f_i$, a força de amortecimento vem

$$f_d(t) = 4\pi \xi m_i f_i \dot{u}(t) \quad (2-28)$$

O que substituindo na equação do movimento do tabuleiro

$$m_i \ddot{u}(t) + c_i \dot{u}(t) + k_i u(t) = p_{lat}(t) \quad (2-29)$$

Em que p_{lat} é a excitação modal produzida por n peões uniformemente distribuídos sobre o tabuleiro, m_i , c_i e k_i correspondem respectivamente, à massa, ao amortecimento à rigidez modal da ponte, leva a:

$$m_i \ddot{u}(t) + 4\pi \xi m_i f_i \dot{u}(t) + k_i u(t) = \frac{nk \dot{u}(t)}{L} \int_0^L \phi_i^2(s) ds \quad (2-30)$$

E agrupando os termos em $\dot{u}(t)$ obtém-se:

$$m_i \ddot{u}(t) + \left[4\pi \xi m_i f_i - \frac{nk}{L} \int_0^L \phi_i^2(s) ds \right] \dot{u}(t) + k_i u(t) = 0 \quad (2-31)$$

Uma equação de movimento em que a parcela do amortecimento tem dois termos pelo que, para que o sistema seja estável o amortecimento deve ser positivo, isto é,

$$4\pi\xi m_i f_i - \frac{nk}{L} \int_0^L \phi_i^2(s) ds > 0 \quad (2-32)$$

De onde resulta que o número crítico de peões no tabuleiro a partir do qual o sistema instabiliza é dado por:

$$n < \frac{4\pi\xi m_i f_i}{k} - \frac{L}{\int_0^L \phi_i^2(s) ds} \quad (2-33)$$

Particularizando para o caso da Millennium Bridge, os ensaios dinâmicos mostraram que os modos de vibração relevantes eram aproximadamente sinusoidais e podiam, portanto ser representados por uma função trigonométrica, neste caso, $\phi(s) = \sin\left(\frac{2\pi s}{L}\right)$. O integral $\int_0^L \phi_i^2(s) ds = \int_0^L \sin^2\left(\frac{2\pi s}{L}\right) ds = \frac{L}{2}$, vindo assim, concluindo este assim, que para a Millennium Bridge o número crítico de peões que causada instabilidade era dado por:

$$n_c = \frac{8\pi\xi m_i f_i}{k} \quad (2-34)$$

Refira-se, no entanto, que Logicamente para aplicação desta metodologia a outras pontes é necessário considerar-se $\phi(s)$ de acordo com a deformada modal do modo de vibração em estudo, e actualizar o valor de k.

Um dos problemas deste modelo relaciona-se precisamente com a parcela do amortecimento e com o comportamento irreal do modelo que inviabiliza o seu uso em determinadas situações. Ora, caso a força de amortecimento seja inferior à acção lateral, isto é, $4\pi\xi m_i f_i - \frac{nk}{L} \int_0^L \phi_i^2(s) ds < 0$, a resposta da ponte aumenta indefinidamente. O que se sabe não ser um comportamento real, pois quando a acção lateral é superior ao amortecimento são provocadas vibrações laterais elevadas, pelo que os peões tendem a reduzir a sua velocidade ou até parar, levando a que a acção diminua de forma progressiva bem como, a amplitude das oscilações, pelo que o amortecimento torna-se novamente superior à acção exercida [3] [4].

Em 2004, Nakamura desenvolveu de forma semelhante, um outro modelo, com base nas observações da Toda Park Bridge, descrevendo a vibração lateral como um sistema com um grau de liberdade com as propriedades modais do modo de vibração em estudo.

Deste modo a equação do movimento é dada por:

$$m_i \ddot{u}(t) + c_i \dot{u}(t) + k_i u(t) = p_{lat,i}(t) \quad (2-35)$$

Em que como já referido, $\ddot{u}(t)$, $\dot{u}(t)$ e $u(t)$ representam respectivamente, a aceleração, a velocidade, e o deslocamento modal do tabuleiro, e m_i , c_i e k_i , a massa modal, o amortecimento, e a rigidez modal relativos ao modo de vibração lateral i em análise.

A força modal exercida pelos peões é segundo este, dada por:

$$F(t) = p_{lat,i}(t) = k_1 k_2 \frac{\dot{u}(t)}{k_3 + |\dot{u}(t)|} G(f_i) m_{p,i} g \quad (2-36)$$

Em que k_1 é a amplitude normalizada do primeiro harmónico da acção horizontal, que segundo Bachmann pode ser tomada 0,04, k_2 é a percentagem ou taxa de sincronização dos peões com a vibração lateral da ponte, que depende da frequência das oscilações e da amplitude do movimento, sendo o termo $\frac{\dot{u}(t)}{k_3 + |\dot{u}(t)|}$, uma função que descreve a evolução da taxa de sincronização dos peões em função da velocidade modal do tabuleiro. Como se pode verifica, segundo esta pode assumir-se que a taxa de sincronização é aproximadamente proporcional à velocidade do tabuleiro, para baixas velocidades. Porém quando a velocidade do tabuleiro se torna elevada, os peões reduzem a sua velocidade de andamento ou param, dado que se sentem desconfortáveis, pelo que a resposta da ponte é limitada, não aumentando infinitamente, o que é descrito como um fenómeno de saturação que é traduzido pelo denominador da função. Esta taxa de saturação depende do coeficiente k_3 , que deve ser obtido através de resultados experimentais. $G(f_i)$ segundo Nakamura, deve ser tomado como $G(f_i) = 1,0$, para frequências próximas de 1,0Hz e é uma função que descreve a forma pela qual os peões se sincronizam com a estrutura e a sua probabilidade. g é a aceleração da gravidade e $m_{p,i}$ é a massa modal dos peões que pode ser calculada por $m_{p,i} = \int_0^L m_p(s) \phi_i^2(s) ds = \frac{SdG}{gL} \int_0^L \phi_i^2(s) ds$, em que $\frac{SdG}{g}$ é a massa total dos peões sobre o tabuleiro de comprimento L e área útil S , d é a densidade de peões e G o peso de um peão.

Já os restantes termos da equação do movimento, partindo da massa modal, da frequência natural e do coeficiente de amortecimento, facilmente se calcula a rigidez e o amortecimento modal:

$$k_i = (2\pi f_i)^2 m_i \quad (2-37a)$$

$$c_i = 4\pi f_i \xi_i m_i \quad (2-37b)$$

Nos dois modelos anteriores, a força do peão depende da velocidade de oscilação da ponte, no então, no caso do modelo proposto por Dallard, a força aumenta linearmente com o aumento da velocidade da ponte, enquanto que a de Nakamura, aumenta linearmente para velocidades baixas, diminuindo a sua taxa de crescimento para altas velocidades (correspondendo isto, ao instante em que os peões diminuem a sua velocidade. Pelo que de uma forma geral, se pode concluir que o modelo de Nakamura, se aproxima mais daquela que é a realidade Figura 2-42.

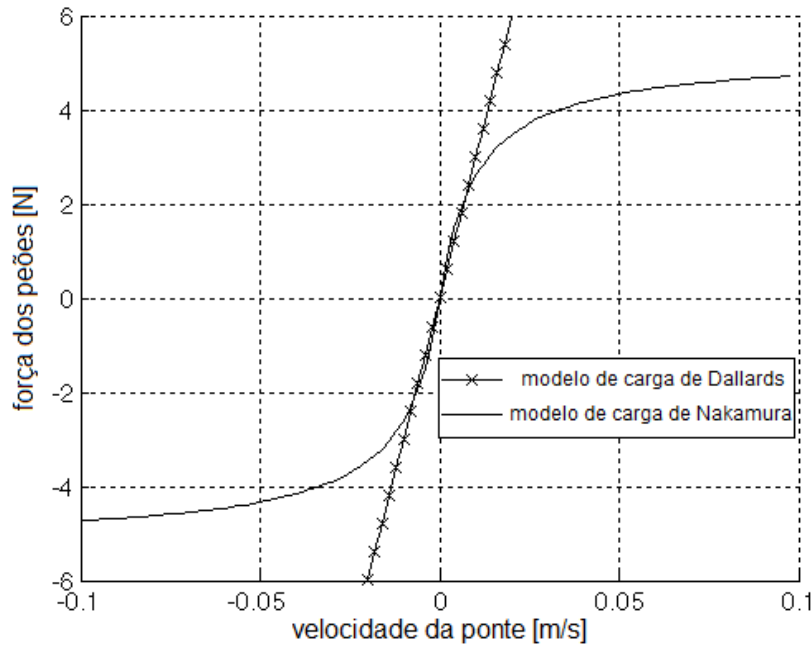


Figura 2-42 – Comparação dos modelos de carga de Dallard e Nakamura [2]

Segurança em pontes pedonais

Critérios de Segurança estrutural

Em complemento com a avaliação das diversas acções dinâmicas induzidas pelos peões, é importante igualmente avaliar as características que estas estruturas devem ter para que se evitem níveis elevados de vibração e fenómenos de ressonância, motivados pela passagem de peões sobre a estrutura. Cada vez mais, se assume como uma das principais reocupações do projectista, garantir que ao longo da vida útil da estrutura, sejam garantidos baixos níveis de vibração e, em consequência um bom nível de conforto para os peões.

A principal causa de vibrações excessivas, como já referido, é a ocorrência de fenómenos de ressonância que ocorrem quando há aproximação da frequência da passada e a frequência natural de um dado modo de vibração da estrutura. Quanto menor for o amortecimento da estrutura, maior é a sua vulnerabilidade à ocorrência destes fenómenos, reflectindo este, a capacidade da estrutura dissipar energia no seu interior para um dado modo de vibração, de forma a atenuar as vibrações. Conclui-se que o nível de amortecimento condiciona a amplitude das oscilações induzidas pelos peões.

De acordo com o ábaco da Figura 2-43 importa referir que quando a frequência fundamental da ponte é bastante diferente da frequência da excitação, os deslocamentos obtidos são próximos do deslocamento estático, isto é, a parcela dinâmica é praticamente nula. Quando a frequência da excitação (f) é próxima da frequência fundamental (f_n) a parcela dinâmica ganha

importância, atingindo-se um valor máximo quando ambas se sobrepõem (efeito de ressonância) [5].

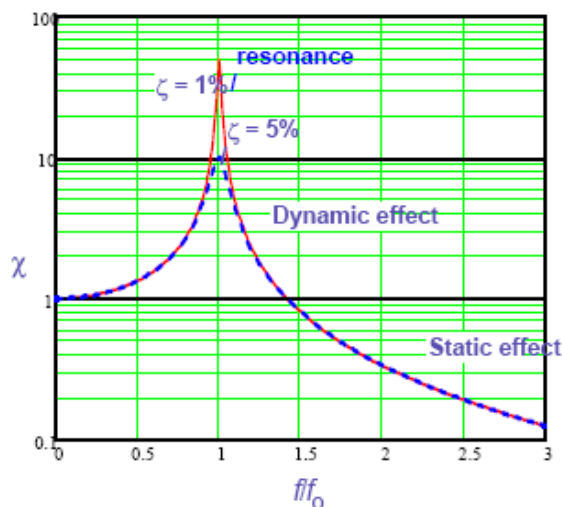


Figura 2-43 – Coeficiente de amplificação dinâmica para coeficientes de amortecimento de 5% e 1% [4]

A relação entre o deslocamento dinâmico e o quociente entre as frequências, f/f_0 , é dada pelo coeficiente χ , definido pela equação seguinte:

$$\chi\left(\xi, f/f_0\right) = \frac{1}{\sqrt{\left(1-\left(\frac{f}{f_0}\right)^2\right)^2 + \left(2\xi\left(\frac{f}{f_0}\right)\right)^2}} \quad (2-38)$$

Em que ξ é o coeficiente de amortecimento da estrutura, dependente de vários factores, tais como, o tipo de ligação tabuleiro-pilares, ligação pilares-solo, material das estrutura, e que pode atingir valores baixos, especialmente em estruturas cujos materiais sejam o aço e o betão armado. A Tabela 2-12 mostra os valores para este coeficiente propostos por Bachmann em 2002, resultantes de medições com um peão em caminhada na frequência natural da ponte [5] [7].

Tabela 2-12 – Coeficientes de amortecimento comuns para pontes tipo “viga” propostos por Bachmann [5] [7]

Tipo de Construção	ξ Mínimo	ξ Médio
Estrutura de Betão Armado	0,008	0,013
Estrutura de Betão Pré-esforçado	0,005	0,010
Estrutura mista Aço-Betão	0,003	0,006
Estrutura em Aço	0,002	0,004
Estrutura de Madeira	0,015	0,030

A estrutura entra em ressonância quando $f/f_0 = 1$, podendo a equação 2-38 ser simplificada, neste caso,

$$\chi(\xi) = \frac{1}{2\xi} \quad (2-39)$$

Pelo que para uma estrutura tipo viga mista, com por hipótese, um coeficiente de amortecimento de 0,006, os deslocamentos dinâmicos são cerca de 83 vezes superiores aos estáticos, o que comprova que a análise dinâmica muito importante e que não seria fiável um dimensionamento tendo por base uma simples análise estática.

As pontes metálicas e mistas caracterizam-se por baixos coeficientes de amortecimento, tal como já mencionado, o que as torna sensíveis à acção de forças, ainda que de baixa intensidade, quando aplicadas em ressonância com uma das suas frequências naturais. Pelo que, além do material da estrutura e do tipo de estrutura (atirantada, viga, etc.), as ligações, conectores e os guarda-corpos são uma parcela importante na definição do amortecimento. A co-existência de vários mecanismos de dissipação de energia, na mesma estrutura, faz do amortecimento um fenómeno de grande complexidade cuja caracterização rigorosa só é possível através da realização de medições na estrutura. Porém, em fase de projecto é usual recorrer-se a estimativas para o valor do amortecimento resultantes de experiências anteriores em estruturas semelhantes, ou à modelação do amortecimento como linear viscoso, o que implica que as forças de amortecimentos geradas são proporcionais à taxa de variação dos deslocamentos com o tempo, isto é, à velocidade, conduzindo a equações de equilíbrio dinâmico lineares, cuja solução analítica é facilmente obtida.

Para vibrações elevadas, aumenta o coeficiente de amortecimento [3],[4] e [7] pelo que os valores apresentados na Tabela 2-12 são, normalmente conservativos para serem utilizados no caso do estudo de vibrações de maior amplitude, como acontece nos Estados Limites Últimos, por exemplo para acções sísmicas. A Tabela 2-13 apresenta os valores aproximados do coeficiente de amortecimento propostos no âmbito do Synpex para este caso [4].

Tabela 2-13 – Factores de amortecimento de acordo com as propriedades dos materiais de construção para vibrações elevadas [4]

Tipo de Construção	ξ Médio
Betão Armado	5,0%
Betão Pré-Esforçado	2,0%
Aço com juntas Soldadas	2,0%
Aço com juntas Aparafusadas	4,0%
Elastómeros	7,0%

Inúmeros estudos têm sido feitos no sentido de compreender as diversas acções pedonais sobre um estrutura, e procurar desenvolver modelos, alguns dos quais já aqui mencionados, de forma a evitar fenómenos de “Lock-in”, vibrações excessivas ou desconfortáveis aos peões, e instabilidade estrutural. Neste campo, várias normas e documentos de apoio foram produzidos, de forma a promover um apoio na fase de concepção e projecto, muitas vezes, apresentando limites de frequências da acção pedonal e os correspondentes limites das frequências naturais, a partir dos quais é dispensável a avaliação e análise dinâmica.

Numa primeira análise deve então evitar-se que as frequências naturais da estrutura coincidam com as frequências características da passada (~1,4 a 2,4Hz para a acção vertical). Porém, existe ainda a possibilidade do peão excitar outros modos de vibração, no caso em que a frequência de alguns dos harmónicos da função de carga do peão for próximo ou coincidente com uma frequência fundamental de ordem superior de algum modo de vibração. Por isto, é normalmente considerado como limite mínimo para a frequência natural da estrutura, 5Hz, acautelando-se assim, a ocorrência destes fenómenos [6].

No nosso país, não existem actualmente regras específicas ou regulamentos que definam as características mais adequadas a este tipo de estrutura, pelo que existe a necessidade de recorrer a normas internacionais, e nomeadamente os Eurocódigos.

Estados limites de serviço e critérios de conforto Humano

Tal como referido acerca da locomoção humana, a acção dos peões sobre um ponte pedonal originar vibrações que, embora não ponham em causa a estabilidade da estrutura, podem ser desconfortáveis, e incomodativas ao utilizador. Do ponto de vista dos Eurocódigos Estruturais, manter os níveis de conforto torna-se assim, uma exigência e condição de serviço, dado que ao sentirem desconforto, há uma tendência para os utilizadores para procurarem percursos alternativos, levando a que a estrutura perca a sua funcionalidade. Verifica-se, que do mesmo modo algumas outras normas definem limites para as frequências e/ou valores máximos admissíveis relativos às acelerações na vertical e na horizontal como forma de manter os níveis de conforto. Porém, há ainda uma grande disparidade entre os valores indicados nos diversos documentos, o que dificulta a sua aplicação.

BS 5400 [5]

Norma integrante da colectânea de normas British Standard e foi dos primeiros regulamentos a contemplar explicitamente o estado limite de vibrações em passadiços. Segundo esta norma para pontes em que a frequência natural esteja acima dos 5Hz, não é necessária a avaliação relativa ao estado limite de vibração em condições de serviço, pelo que, nestes casos a análise dinâmica está dispensada.

Por outro lado, para pontes em que as frequências naturais sejam inferiores a 5Hz, fornece uma seguinte expressão para o valor limite da aceleração vertical:

$$a_{max} \leq 0,5\sqrt{f_1} \quad [m/s^2] \quad (2-40)$$

Sendo f_1 o valor da primeira frequência natural da estrutura. Deste modo, a aceleração máxima admissível por exemplo numa ponte em que a frequência natural seja 2Hz é de $0,7m.s^{-2}$ (Figura 2-44.

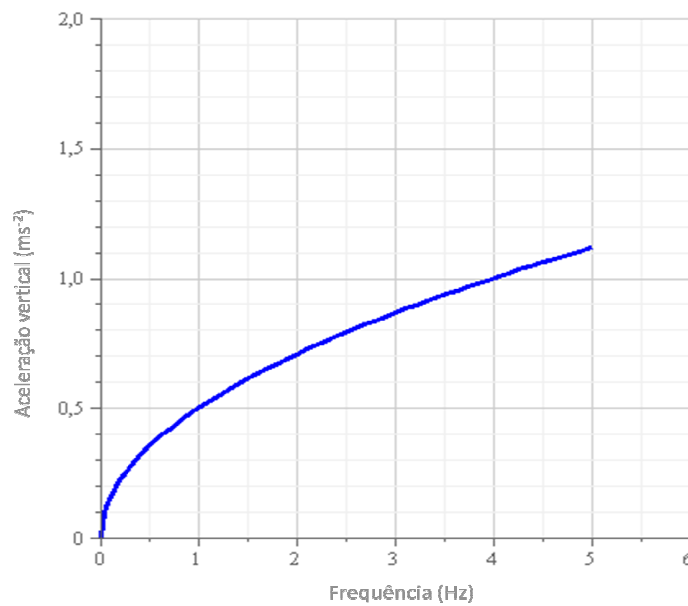


Figura 2-44 – Aceleração vertical em função da frequência da estrutura (BS 5400)

Baseada nos resultados derivados do estudo da análise da Millenium Bridge, as novas versões desta norma prevêem ainda que, se proceda à verificação do estado limite em condições de serviço para a direcção lateral para pontes com frequências fundamentais laterais inferiores a 1,5Hz.

A verificação deve ser feita calculando a frequência natural do primeiro modo de vibração vertical com a ponte descarregada, e no caso da acção na direcção horizontal, considerando o efeito da massa adicional dos peões sobre o tabuleiro, não sendo contudo indicada a densidade de peões a considerar.

Norma Bro 2004

Esta norma sueca [5] apenas limita as vibrações verticais, não fazendo nenhuma exigência ao quanto às horizontais. Assim, indica que as pontes para peões devem apresentar frequências fundamentais verticais acima dos 3,5Hz. Caso contrário, deve ser verificado o valor das vibrações em condições de serviço. A verificação deve ser feita através do cálculo da raiz quadrada média da aceleração vertical, que deve ser limitada a $0,5\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$.

$$a_{RMS} \leq 0,5 \quad (2-41)$$

Por sua vez o cálculo da aceleração deve assumir que a carga dinâmica exercida pelo peão é representada por uma carga obtida por:

$$F(t) = k_1 k_2 \sin(2\pi f_F t) \quad [N] \quad (2-42)$$

Em que $k_1 = \sqrt{0,1BL}$ e $k_2 = 150N$ são constantes de carga, f_F é a frequência da excitação e t é o tempo (s), B é a largura do tabuleiro (m) e L é comprimento da ponte entre apoios (m).

Norma ISO 10137

Esta norma, desenvolvida pela Organização Internacional de Normalização, é das mais recentes, no que respeita às vibrações em pontes pedonais. Considera que a origem, o caminho e o receptor das vibrações são os três pontos-chave quando se pretende analisar o comportamento em serviço das pontes pedonais. As fontes de origem das forças ou acções dinâmicas são os peões, o mediador entre a origem e o receptor é a própria estrutura e o receptor final é, novamente o peão.

Assim, a análise da resposta dinâmica da estrutura requer um modelo de cálculo que contenha as características quer da fonte, quer do caminho de transmissão e que conduzam a uma solução aceitável quando as vibrações chegam ao receptor, pelo que são sugeridos valores limites para a aceleração em pontes para peões, cerca de 60 vezes superiores aos indicados pelas curvas base da norma ISO 2361-2 [5], Figura 2-45 e Figura 2-46, relativas aos níveis máximos admissíveis para as vibrações em edifícios. Nos casos em que haja, uma ou mais pessoas paradas sobre a ponte, o valor limite da aceleração é cerca de 30 vezes superior aos valores fornecidos pelas curvas base. Esta redução deve-se ao facto de que por razões antropológicas o ser humano ser mais sensível às vibrações da ponte quando está parado do que ando está em andamento.

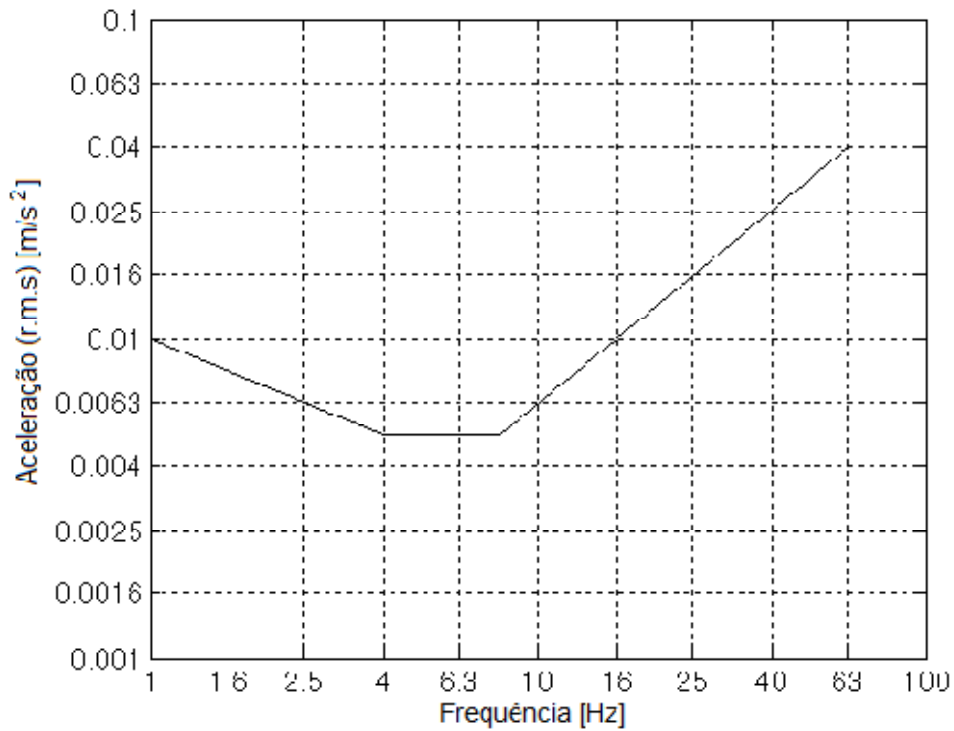


Figura 2-45 – Curva base para a vibração vertical

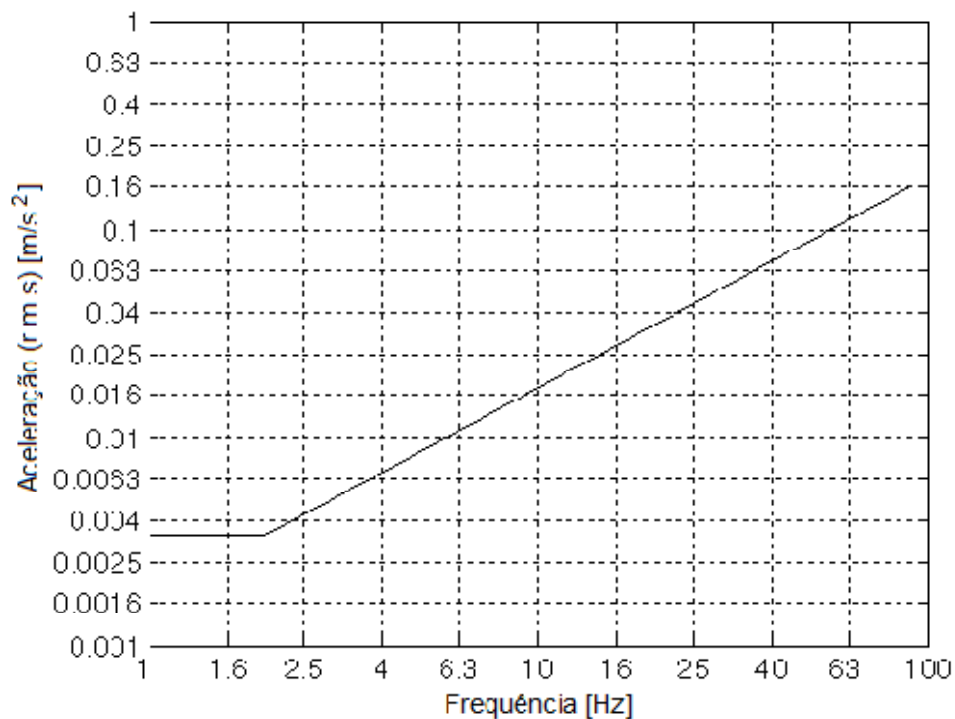


Figura 2-46 – Curva base para a vibração horizontal

Quanto à força dinâmica $F(t)$ produzida por uma pessoa quando caminha ao longo do tabuleiro de uma ponte pedonal pode ser expressa pelo desenvolvimento em séries de Fourier. Assim, para a direcção vertical tem-se:

$$F_v(t) = G(1 + \sum_{i=1}^n \alpha_{i,v} \sin(2\pi i f t + \phi_{i,v})) \quad (2-43)$$

Para a direcção horizontal

$$F_h(t) = G(1 + \sum_{i=1}^n \alpha_{i,h} \sin(2\pi i f t + \phi_{i,h})) \quad (2-44)$$

Em que $\alpha_{i,v}$ e $\alpha_{i,h}$ são os coeficientes numéricos referentes ao i -ésimo harmónico na direcção vertical e horizontal respectivamente, G é a carga estática do peão, f a frequência da carga oscilante, $\phi_{i,v}$ e $\phi_{i,h}$ são, respectivamente, o ângulo de fase do i -ésimo harmónico nas direcções vertical e horizontal, i corresponde ao número de ordem dos termos da série, e finalmente, n é o numero total de harmónicos considerado.

A norma recomenda que em projecto se considere vários cenários na análise da resposta da estrutura, tais como, uma pessoa a percorrer o passadiço, um fluxo de várias pessoas a percorrer o passadiço (grupos de 8 a 15 pessoas), multidões a atravessar a ponte (mais que 15 pessoas) e todos aqueles movimentos específicos ocasionais que se considerem pertinentes ao caso em estudo.

A acção dinâmica proveniente de um grupo de pessoas depende principalmente do peso destes, da máxima densidade de peões por unidade de área e ainda, do nível de sincronização dos pedestres. Esta coordenação, é segundo este documento, representada aplicando à função de carga um factor de sincronização, $C(N)$

$$F(t)_N = F(t)C(N) \quad (2-45)$$

Em que N é o número de peões. O factor de sincronização vem:

$$C(N) = \frac{\sqrt{N}}{N} \quad (2-46)$$

A realçar que as acelerações de pico em cada norma, nomeadamente na norma Bro 2004 e a norma ISO 10137, são obtidos através da multiplicação da aceleração máxima aceitável (r.m.s) pelo factor $\sqrt{2}$.

Desta forma, e para a ISO 10137, para um frequência fundamental de 2Hz, a aceleração máxima vertical admissível (r.m.s) vale $0,42ms^{-2}$, correspondendo a um valor máximo de aceleração de pico de cerca de $0,59ms^{-2}$. Entre os 4 e os 8Hz, o valor de pico é de $0,42ms^{-2}$.

Os Eurocódigos [5] referem que os critérios de conformidade pedonal em condições de serviço devem se definidos em termos da máxima aceleração aceitável em qualquer parte do tabuleiro. Os valores máximos recomendados figuram na Tabela 2-14.

Tabela 2-14 – Aceleração máxima aceitável EN1990 [5]

	Aceleração máxima
Vibração vertical	0,7 m/s ²
Vibração Horizontal, em uso normal	0,2 m/s ²
Vibração horizontal, condições de multidão	0,4 m/s ²

Norma ONT 83

Esta norma canadiana [5] apresenta a seguinte expressão para o valor máximo admissível da aceleração vertical:

$$a_{max} \leq 0,25f_1^{0,78} \quad [m/s^2] \quad (2-47)$$

Deste modo, a frequências na ordem dos 2Hz, corresponde uma aceleração limite de 0,43ms⁻², tal como ilustra a Figura 2-47.

Já para a aceleração provocada por acções na horizontal impõe um máximo de 0,10ms⁻².

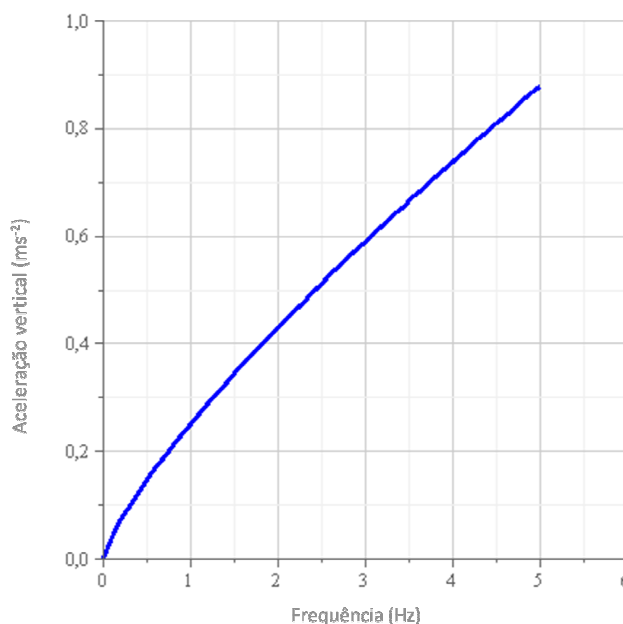


Figura 2-47 – Aceleração máxima vertical em função da frequência (ONT 83)

Nestas orientações de projecto [3] são definidas quatro bandas de frequências com diferentes níveis de risco de ressonância associado, máximo (a vermelho), médio (a laranja), baixo (amarelo) e insignificante (a verde), tal como mostram os diagramas das Figuras Figura 2-48Figura 2-49Figura 2-50.

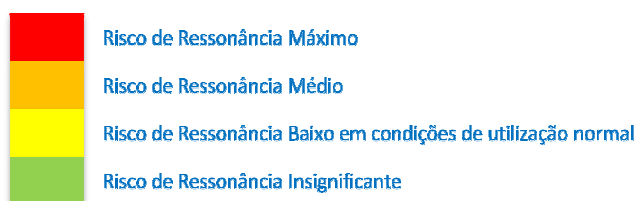


Figura 2-48 – Bandas de Ressonância

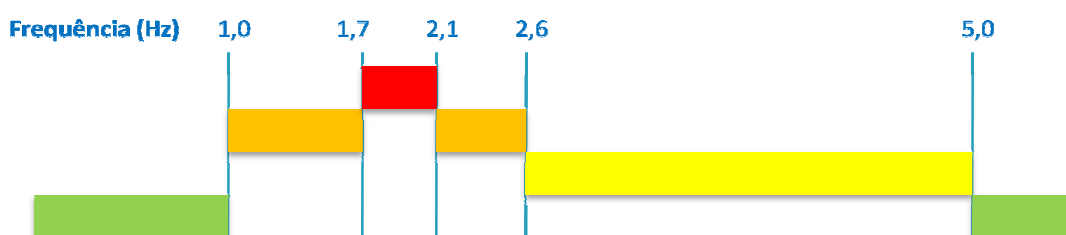


Figura 2-49 – Bandas de risco para vibrações na direcção vertical e longitudinal

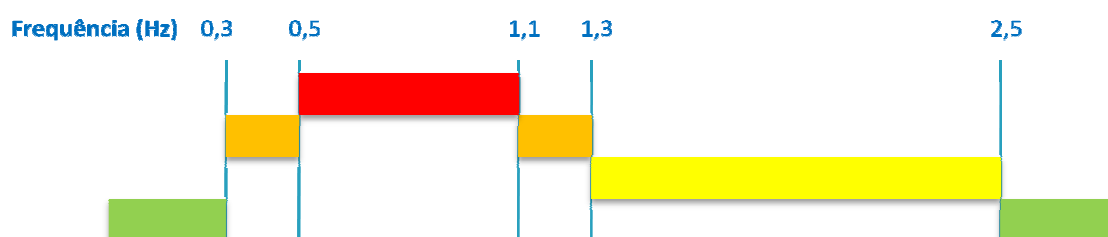


Figura 2-50 – Bandas de risco de ressonância para vibrações na direcção transversal

É sugerido para cálculo das frequências e modos de vibração que se tenha em conta a massa adicional dos peões, dada a sua influência sobre os valores obtidos para as frequências e modos de vibração [3]. Deste modo, cada modo de vibração será caracterizado por duas frequências limite, a maior referente ao cálculo apenas com a massa de construção e a mais baixa referente ao cálculo com a massa adicional dos peões.

Se as frequências calculadas se situarem na banda verde, isto é, na banda de risco insignificante não é necessário proceder a qualquer tipo de análise. Para as restantes bandas é necessária uma análise dinâmica considerando-se funções de carga que variam conforme a

banda em questão (isto é, os valores da amplitude normalizada de harmónico e os ângulos de fase diferem conforme a banda em que se encontram as frequências da estrutura).

Bachmann

Apesar de não ser uma norma, indique-se a título comparativo os valores propostos por Bachmann 60 tal [5]. Este autor indica que a frequência média de passada dos peões em caminhada é de 2,0Hz com desvio padrão de 0,175Hz, o que para uma distribuição normal significa que 95% dos peões caminham com frequências entre os 1,65 e os 2,35Hz. A acção da caminhada, seja lenta ou rápida, pressupõe um contacto contínuo com o pavimento.

Para o caso de corrida em que o contacto com o pavimento é intermitente, este indica o intervalo de 2,0Hz a 3,0Hz, correspondendo estes valores limite respectivamente, ao jogging e ao Sprint.

Este autor indica ainda, que importa considerar a contribuição do segundo e terceiro harmónico da frequência de passada em caminhada, resultando numa gama de frequências da excitação vertical entre um limite inferior de 1,65Hz e um limite superior de 4,7Hz ou 7,0Hz, conforme se considere o segundo ou terceiro harmónicos das frequências de passada. Refira-se que à medida que a ordem do harmónico da frequência de passada aumenta, a sua correspondente amplitude em força diminui, reduzindo conseqüentemente a sua importância na resposta da estrutura.

SYNPEX

O documento final deste projecto de investigação [4] indica as seguintes gamas de frequências naturais como críticas, para:

- Vibrações verticais e longitudinais:

$$1,25Hz \leq f_i \leq 2,3Hz$$

- Vibrações laterais:

$$0,5Hz \leq f_i \leq 1,2Hz$$

É ainda, indicado que pontes com modos de vibração vertical ou longitudinal pertencentes ao intervalo $2,5Hz \leq f_i \leq 4,6Hz$, podem ser excitadas em ressonância pelo 2º harmónico da acção dos peões, pelo que neste caso a gama de frequências crítica para vibrações verticais ou longitudinais é alargada a:

$$1,25\text{Hz} \leq f_i \leq 4,6\text{Hz}$$

Quanto aos modos de vibração laterais, é referido que não são afectados pelo 2º harmónico, pressuposto que surge dado que até à data, não há referência a vibrações significativas na direcção lateral motivadas pelo segundo harmónico.

Importa ainda referir que, este documento indica, que sempre que a massa associada aos peões ultrapasse em mais de 5% a massa modal do tabuleiro, o seu efeito deve ser tido em conta no cálculo, dado que a aumento de 5% na massa modal corresponde uma diminuição de 2,5% da frequência natural, podendo isto originar erros de modelação.

Resumo dos critérios de verificação da segurança em serviço

Dadas as diferenças de valores apresentados entre os vários documentos, faz-se uma síntese comparativa dos critérios apresentados pelos diversos documentos. Assim, em termos de acelerações, a Tabela 2-15 resume os valores dos vários documentos.

Tabela 2-15 – Valores de aceleração máxima apresentados nos diversos documentos

Regulamento	Aceleração Vertical	Aceleração Horizontal
BS 5400	$a_{max} \leq 0,5\sqrt{f_1}$	Não impõe limite de aceleração, contudo aconselha a análise dinâmica.
Bro 2004	$a_{rms} \leq 0,50$	Não impõe limite.
ISSO10137	Factor multiplicativo de 30 ou 60 aplicado à Figura 2-49	Factor multiplicativo de 30 ou 60 aplicado à Figura 2-50
Eurocódigo	$a_{max} \leq 0,70$	$a_{max} \leq 0,20$
ONT 83	$a_{max} \leq 0,25f_1^{0,78}$	$a_{max} \leq 0,10$

Em termos de frequências as Figura 2-51 e Figura 2-52 ilustram a reunião dos valores indicados pelas diversas normas. A salientar as semelhanças dos valores indicados pelo Setra, Synpex e Bachmann. Os limites impostos pelo Setra são os menos conservativos já que apenas têm em conta a gama de variação para o primeiro harmónico.

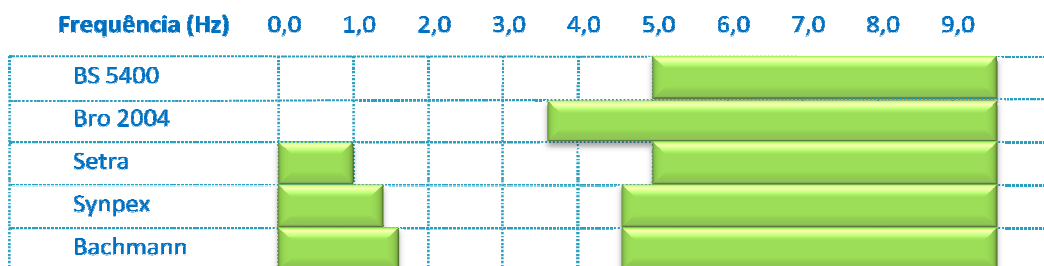


Figura 2-51 – Frequências para as quais se dispensa a análise dinâmica para os modos de vibração verticais

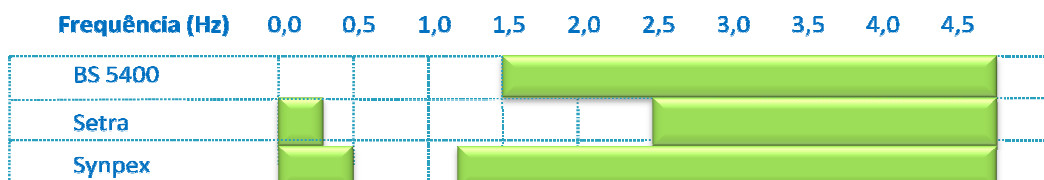


Figura 2-52 – Limites de frequências indicados para os modos de vibração horizontal, a partir dos quais se dispensa a análise dinâmica

Quanto aos limites para modos de vibração laterais, de notar que poucos são os documentos que as consideram, havendo apesar disto, uma concordância geral nos valores indicados pelos diversos regulamentos.

Estados Limites Últimos

As verificações dos estados limites últimos pretendem garantir a segurança última da própria estrutura face a acções com baixa probabilidade de ocorrência, ao contrário das verificações das condições de serviço, em que a preocupação principal é garantir os níveis de conforto dos peões. As acções de projecto correspondem às sobrecargas pedonais majoradas, devendo também ser avaliada a segurança para uma acção de carácter accidental, tal como, vandalismo ou manifestações de grandes dimensões sobre o tabuleiro [3].

Capítulo 3 – Casos de Estudo

No capítulo anterior fez-se a caracterização da acção pedonal, como pode ser simulada, e de que forma actua numa estrutura, bem como dos critérios de verificação da segurança em serviço.

Neste capítulo, pretende-se aplicar estes conceitos na análise e verificação da segurança de duas pontes pedonais mistas com diferentes tipologias: tabuleiro em treliça mista e tabuleiro do tipo bi-viga mista. Para tal, são apresentados os correspondentes modelos numéricos, caracterizadas as acções consideradas, apresentados e discutidos os resultados dos modelos numéricos e num dos casos efectuada a comparação destes resultados com os obtidos com resultados experimentais da obra construída.

Estruturas Mistas

O desenvolvimento económico, técnico e científico fez com que surgissem novos sistemas estruturais e construtivos, entre os quais os formados por elementos mistos aço-betão e cuja combinação visa aproveitar as vantagens estruturais e construtivas de cada um dos materiais. Nesta combinação inicialmente o betão tinha como finalidade proteger o aço contra a corrosão e fogo, após o que se verificou que desta associação poderiam decorrer outros benefícios. De uma forma geral, pode referir-se que esta associação oferece vantagens em termos de economia e rapidez de execução, conciliando a rigidez e resistência à compressão do betão com o menor peso e muito maior resistência a tracção dos elementos metálicos, e a sua capacidade de vencer maiores vãos com menores secções.

As estruturas mistas em geral têm um bom comportamento em termos de estabilidade em serviço porém, diversos autores destacam a necessidade de se considerar com especial atenção efeitos tais como: a estabilidade durante a construção, a conexão aço-betão, a secção efectiva da laje de betão e a sua fluência, retracção e fissuração [20].

O comportamento global de um elemento misto depende, fundamentalmente, da ligação entre os materiais, ou seja, depende do grau de interacção aço-betão. A variação do momento flector, causada pela existência de esforço transversal, ao longo da peça origina esforços de escorregamento na interface dos dois materiais, e caso estes esforços não sejam absorvidos pelo elemento de conexão condicionam o comportamento conjunto dos dois materiais [9].

A interacção entre os dois materiais pode ser total, parcial ou nula. Uma interacção nula implica que as deformações e tensões numa dada secção sejam avaliadas em separado para cada um dos materiais, enquanto que, a interacção total implica que a peça seja considerada como um todo. Como consequência dos materiais funcionarem em conjunto, ou seja, a existência de uma interacção não-nula, aumenta muito a rigidez da secção e consequente diminuem muito, por exemplo, as deformações.

Dos diferentes elementos mistos aço-betão, interessa no âmbito desta dissertação, caracterizar o caso das vigas mistas, na medida em que os casos de estudo se aproximam deste elemento, isto é são pontes com tabuleiro com “laje vigada”. Estes tabuleiros mistos resultam da associação de uma viga em aço, normalmente um perfil em I ou tubular, com uma laje de betão, sendo a ligação geralmente feita por conectores de corte soldados no elemento metálico. Esta ligação entre os dois materiais pode ainda ser feita somente por aderência ou atrito entre os dois materiais mas, de uma forma geral, este tipo de ligação torna-se impraticável dado que, apenas consegue resistir a forças de escorregamento muito baixas.

Desta forma, os conectores têm como principais funções absorver os esforços de corte nas duas direcções e impedir o afastamento vertical entre o betão e o aço (levantamento ou “uplift”), pelo que, constituem um elemento fundamental na garantia da segurança da estrutura [19].

Existem inúmeros tipos de conectores, sendo que o tipo de conector utilizado determina a ductilidade da ligação aço-betão em caso de rotura, tal como se ilustra na Figura 3-1, em que é representada a relação existente entre a força transmitida pelo conector e o escorregamento relativo, s , na interface aço-betão. Esta relação é uma característica dos conectores que permite avaliar e determinar a ductilidade do seu comportamento, o diagrama de um conector rígido não tem patamar de cedência, enquanto que para um conector flexível (Figura 3-2, conectores 1, 2, 4 e 5), há um patamar de cedência, que ilustra a ductilidade da ligação [9].

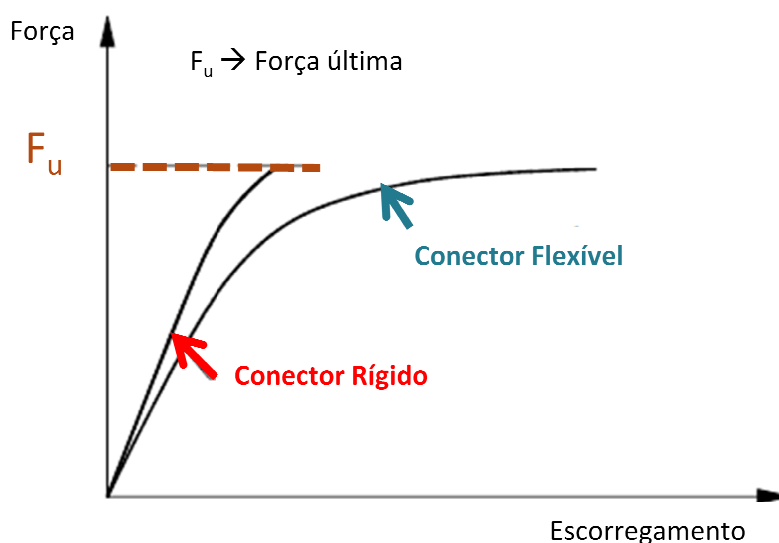


Figura 3-1 – Diagrama Força – Escorregamento característico de um conector flexível (a azul) e de um conector rígido (a vermelho) [9]

A Figura 3-2 ilustra alguns dos conectores mais utilizados, sendo o mais difundido é o conector do tipo perno com cabeça circular, o número 1 na figura, devido à sua fácil fabricação, à sua ductibilidade e ao facto de apresentar a mesma resistência nas duas direcções.

Importa igualmente referir dois aspectos importantes referentes às vigas mistas contínuas (com três ou mais apoios) ou simplesmente apoiada. De forma genérica pode dizer-se que no caso de uma viga mista simplesmente apoiada a eficiência do sistema misto é incrementada, na medida em que a viga metálica trabalha predominantemente à tracção e a laje sempre à

compressão, maximizando o aproveitamento das melhores características mecânicas dos dois materiais. Tratando-se de uma viga contínua, nos apoios de continuidade surgem momentos flectores negativos que condicionam a eficiência do sistema misto, pois além de diminuir a resistência à flexão provocada pela fissuração do betão traccionado, sujeitam a zona comprimida à instabilidade local global por flexão-torção da viga de aço, já que os perfis metálicos esbeltos e comprimidos tendem a instabilizar [13].

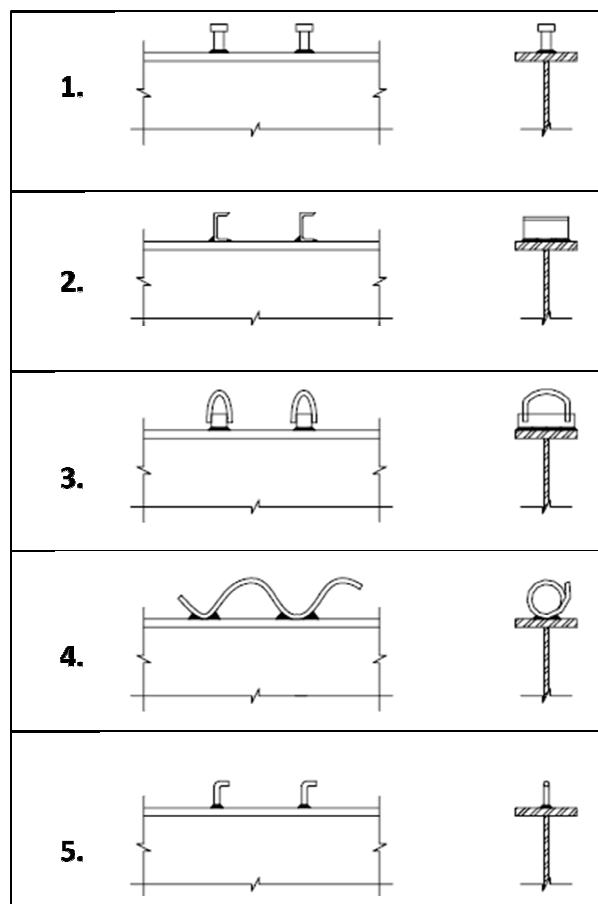


Figura 3-2 – Conectores utilizados para ligação entre o aço e o betão [13]

Hoje em dia, a construção mista aço-betão está muito difundida, com especial relevância nos mercados de estruturas especiais e das obras de arte [9], e perfeitamente regulamentada, existindo vários regulamentos entre os quais o Eurocódigo 4 [19]. Este regulamento está estruturado em três partes, sendo a primeira corresponde às Regras Gerais e Regras para Edifícios (Parte 1-1), a segunda que refere-se à Resistência ao Fogo (Parte 1-2) e a terceira, as Pontes (Parte 2-2).

Este regulamento suporta-se noutras normas europeias tais como, a EN 1990 Eurocódigo 0: Bases de Projecto, a EN 1991 Eurocódigo 1: Acções em Estruturas, a EN 1992 Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de Betão Armado, a EN 1993 Eurocódigo 3: Projecto de Estruturas de

Aço e a EN1998 Eurocódigo 8: Disposições para Projecto de Estruturas Resistentes aos Sismos [20].

Tabuleiros em Treliça Mista

Na área das pontes e viadutos, os tabuleiros mistos aço-betão são muitas vezes escolhidos, tanto no domínio dos pequenos, como médios vãos (até 100m) e mesmo grandes vãos (vãos acima dos 100 m, característicos por exemplo das pontes de tirantes), em grande medida devido às suas técnicas construtivas, nas quais se torna vantajoso o baixo peso da estrutura metálica. Desta forma, os tabuleiros mistos mostram-se ideais para viadutos urbanos e passagens superiores a vias rodoviárias, pois a interferência durante a fase construtiva com as vias existentes pode ser minimizada ao ponto de ser quase inexistente [9].

Existem enormes possibilidades na concepção de tabuleiros mistos, nomeadamente se a parte metálica for em treliça. Nestas os perfis metálicos de secção circular oca são dos mais usados pois, as suas características mecânicas, tais como, a elevada resistência à torção e flexão, e a resistência à encurvadura em ambas as direcções, permitem o emprego de secções transversais pequenas diminuindo o peso próprio da estrutura e o impacto visual sobre a envolvente à estrutura, tal como se verifica nas Figuras Figura 3-4 Figura 3-3.

Um dos casos em estudo apresentado adiante é assim, uma ponte cujo tabuleiro é uma treliça tridimensional metálica, sobre a qual se apoia uma laje de betão.



Figura 3-3 – Ponte Rodoviária de Nesenbachtal na Alemanha [9]

O tabuleiro misto em treliça espacial é uma das configurações mais utilizadas, sendo objecto de vários estudos nomeadamente no que se refere à concepção dos nós de ligação de treliça, em que as diagonais são directamente soldadas à corda inferior, apelidadas por ligações K (Figura 3-5). De facto, nestes tabuleiros a geometria das ligações dá origem a campos de tensões não uniformes e comportamentos tridimensionais de grande complexidade, em que podem ser originados modos de rotura local dos nós quando sujeitos a determinados carregamentos [9]. O dimensionamento de um nó em K deve ter em conta a resistência aos estados limites últimos e de fadiga [21].



Figura 3-4 – Viaduto de Lully (Suíça) [9]

A adicionar a isto, a falta de regulamentação relativamente a este tipo de ligação no que respeita a aspectos como a durabilidade e o comportamento à fadiga têm levado a que alguns projectistas procurem outras soluções que não as por soldadura directa como tentativa de evitar comportamentos não previsto ou má execução. Deste modo, é possível a pré-fabricação dos nós de ligação em aço vazado, desviando a zona de soldadura para outra zona em que não haja concentração de tensões. Este tipo de solução permite não só modelar com maior rigor e precisão a geometria do nó, diminuindo as imperfeições da ligação e garantindo que os nós tenham resistência, soldabilidade e protecção anticorrosiva idênticas às dos perfis laminados correntes. As Figuras 3-6 e 3-7 ilustram o emprego deste tipo de solução [9].



Figura 3-5 – Viaduto de Lully: Pormenor das ligações diagonais – corda inferior por soldadura directa [9]

Porém, o custo de fabrico inviabiliza frequentemente este tipo de solução, especialmente quando se trata de estruturas de pequenas dimensões em que o número de ligações é normalmente pequeno bem como, assim o é a complexidade da geometria e do número de elementos a ligar. Deste modo a opção por soldadura directa entre elementos da treliça permanece o tipo de solução mais utilizada.

Acresce ainda a necessidade de considerar no dimensionando da estrutura metálica o faseamento construtivo, já que esta tem que ser dimensionada para suportar o peso da laje e eventuais sobrecargas construtivas, isto é, inicialmente só a estrutura metálica é resistente.

Este facto justifica que se constate normalmente que nos resultados do um modelo numérico da estrutura em serviço as cordas superiores estejam normalmente sobredimensionadas, pelo que se poderia facilmente ser tentado a diminuir a resistência destes elementos, o que continuaria a assegurar sua segurança da estrutura enquanto conjunto final, mas não asseguraria a segurança da estrutura durante a construção.



Figura 3-6 – Ligação pré-fabricada Ponte de St. Kilian, Alemanha [9]

Desta forma a sensibilidade destas ligações à fadiga e a complexidade do estudo do comportamento destas estruturas devido à redistribuição dos esforços entre os dois materiais, são possíveis razões para o facto de os projectistas continuarem a não recorrer muito a este tipo de solução.

Ainda, relativamente aos tabuleiros em treliça mista aço-betão saliente-se que se tornam atractivos pela sua estética e transparência, remetendo a segundo plano conceitos como o de esbelteza (relação vão/ altura do tabuleiro), isto é, uma vez que a treliça é “transparente”, o conceito de esbelteza não é importante e nada é ganho se a relação vão/altura for incrementada [9].



Figura 3-7 – Ponte de Korntal-Münchingen, Alemanha: A – vista geral; B – Nó de Ligação pré-fabricado em aço fundido [9]

Materiais

Uma vez que as características dos materiais a utilizar tem implicações directas na competitividade e estabilidade final da solução interessa fazer referência a estes. De uma forma geral, pode dizer-se que os aços são caracterizados por apresentarem boa resistência a esforços de tracção e uma relativa ductilidade, benéfica pois no caso de uma rotura dúctil o patamar de cedência constitui um alerta da rotura. Já o betão, é um material que resiste bem a esforços de compressão, ao fogo além, de que não sofre corrosão.

Quanto aos betões, em pontes, numa procura por soluções inovadoras leves e transparentes, começam a ser utilizados os betões leves de elevado desempenho, que possibilitam que a estrutura metálica seja aligeirada pois diminui a carga que esta tem que suportar. No caso particular dos tabuleiros em treliça mista, uma laje leve é um requisito fundamental na medida em que reduz o consumo de aço e como diminui a carga permanente da estrutura aumenta a frequência própria da mesma. Ora, para frequências acima dos 3Hz o problema da sensibilidade à acção pedonal perde relevância [21].

Além disto, verifica-se que o peso próprio da laje de betão constitui uma parcela significativa do carregamento a que a estrutura metálica adjacente estará sujeita ao longo da sua vida útil, pelo que tem grande relevância a procura de alternativas e formas de reduzir este carregamento.

Estes betões de elevado desempenho são conseguidos de diversas formas tais como, a adição de superplastificantes que permitem reduzir a relação água-cimento, sem afectar a trabalhabilidade do betão. É comum o recurso à adição de certos componentes, tais como fibras sintéticas, sílicas de fumo e cinzas volantes. As fibras podem ser naturais, de aço ou em carbono, e de uma forma geral controlam a propagação de microfissuras, funcionando um pouco à semelhança de “agrafos”. Por sua vez as adições minerais com características pozolânicas tais como, as cinzas volantes, contribuem para o elevado desempenho pois, favorecem uma melhor distribuição da porosidade do betão, bem como, a diminuição do tamanho dos poros. Algumas destas adições participam nas reacções de hidratação do cimento com a criação de novas substâncias mais resistentes, pelo que o resultado é um betão mais compacto e com melhores prestações mecânicas e durabilidade.

É normalmente aceite que um betão é classificado como de alta resistência quando a sua resistência característica à compressão em provetes cilíndricos supera os 50Mpa a 60Mpa [11].

A construção de elementos com betões de elevado desempenho tem assim várias vantagens sobre a construção com os betões comuns [11]:

- Poupança de material, isto é aumento da esbelteza, ou para a mesma secção um aumento considerável do carregamento ou vão a que é possível submetê-los;
- Menores deformações instantâneas, pois estes betões têm maior modulo de elasticidade;
- Menores deformações a longo prazo, já que fenómenos como a fluência são consideravelmente reduzidos, o que tem vantagens adicionais no caso do pré-esforço, porque diminui as perdas de carga;

- Melhor desempenho em ambientes agressivos, tais como, o ambiente marítimo.

Como principais inconvenientes destacam-se o estreito controlo de qualidade e a vigilância necessários na sua produção, pois uma produção deficiente pode estar associada a reduções significativas na resistência. Desta forma, os cuidados de produção necessários vão desde a escolha dos inertes, à sua limpeza e dimensão, passando pela escolha do tipo de cimento, da sua finura e composição química.

Por sua vez, os betões leves são conseguidos com o uso de agregados leves (tais como, a argila expandida) em vez de dos agregados comuns e tendendo a que o volume de agregados é cerca de 50% do volume total de betão esta substituição pode conduzir a reduções de peso significativas [11].

Quanto aos aços utilizados na construção de pontes mistas e pontes metálicas são escolhidos tendo em conta a sua resistência mas também a sua soldabilidade.

A resistência de um aço relaciona-se intimamente com a sua tensão de cedência, ductilidade, e tenacidade, isto é, com as características mecânicas deste. Tendo esta última propriedade relevância quando se trata de escolher um aço para uma ponte soldada porque é a capacidade do aço absorver energia sem romper, isto é, sem rotura frágil, desta forma a tenacidade relaciona-se com as características relativas à resistência à propagação de fendas.

A soldabilidade de um aço é quantificada atendendo à sua composição química. Assim, diz-se que um aço tem boa soldabilidade quando, na execução da solda, a fusão do material não provoca uma transformação considerável na estrutura cristalina. A sensibilidade à fissuração causada pela presença de hidrogénio na soldadura é estimada com o valor de carbono equivalente (CEV¹), existindo várias fórmulas para cálculo deste índice, sendo que, a EN210 define este valor por:

$$CEV = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr+Mo+V}{5} + \frac{Ni+Cu}{15} \quad (3-1) [22]$$

Em que Mn, Cr, Mo, V, Ni, Cu são as percentagens em massa dos elementos químicos manganésio, crómio, molibdeno, vanádio, níquel e cobre, respectivamente. Quanto mais elevado for o valor de CEV mais baixa é a soldabilidade de um aço, de modo que reduzindo o teor em carbono a soldabilidade do aço é melhorada. Os aços estruturais têm menos de 0,25% de carbono (C) e contêm além dos elementos descritos outros que são prejudiciais às suas características, como o enxofre (S), o fósforo (P) e o hidrogénio (H), deste modo o valor do carbono equivalente deve ser definido no projecto, sendo normalmente usado para estruturas soldadas de pontes aços com Ce inferiores a 0,43% [9], [22].

A nível europeu dentre as normas que regem o fabrico e as especificações para os aços empregues na construção destacam-se a EN10025.

¹ Carbon Equivalent Value

Casos de Estudo

A construção das novas vias rápidas na ilha da Madeira levou à interrupção de várias veredas e caminhos pedonais que foram restabelecidos com passagens superiores para peões. Na sua construção têm sido adoptados tabuleiros em treliça espacial mista e tabuleiros do tipo “bi-viga” misto. Além de constituírem soluções de rápida construção, têm boa qualidade estética e durabilidade, e caso se adopte painéis pré-fabricados de betão armado, como tem sido feito, têm ainda, a enorme vantagem de poderem ser construídas com a via inferior em funcionamento, sem que seja necessária qualquer restrição no tráfego rodoviário. As lajes pré-fabricas são solidarizadas em obra por colagem, e destas advém ainda uma vantagem adicional já que, desde que os painéis sejam fabricados com relativa antecedência é possível eliminar grande parte dos esforços de retracção da laje [21].

Seleccionaram-se como caso de estudo duas destas pontes pedonais, com dimensões e geometria distintas, para estudar a acção pedonal.

Duas pontes em ambiente urbano, que se diferenciam pela sua estrutura, uma delas constituída por um tabuleiro em treliça espacial metálica ligado a “lajetas” pré-fabricadas de betão, e a outra uma estrutura mais tradicional em que a laje assenta sobre dois perfis metálicos.

De uma forma geral, pode referir-se que o uso de tabuleiros mistos em que a estrutura metálica é uma treliça tem vantagens face à segunda e, mais, tradicional solução, de um tabuleiro misto do tipo “bi-viga”, pois a viga treliçada permite diminuir a flexibilidade do tabuleiro, pelo que estas estruturas se adaptam a condições de serviço mais complexas, tais como o tráfego ferroviário, bem como, esteticamente, apresentam-se como uma solução mais leve facilmente enquadrável no ambiente circundante.

Caso de Estudo 1: Passagem Superior de Peões 1 da Via Rápida Machico/ Caniçal



Figura 3-8- Ponte pedonal 1

Esta passagem de peões, projectada e construída em 2004, localiza-se em Machico integrando a Via Rápida Machico-Caniçal, no troço do túnel da Queimada/Nó do Caniçal. A sua construção partiu da necessidade de restabelecimento da vereda de acesso às habitações locais, interceptada pela Via Rápida.

Geometria

A passagem pedonal tem um comprimento e largura totais de 31m e 2,40m, respectivamente, sendo a largura útil interior 2,0m.

Do ponto de vista das ligações ao exterior, o tabuleiro é simplesmente apoiado, sendo o vão entre apoios de 29,40m.

As extremidades do tabuleiro descarregam a Este num encontro e a Oeste num pilar por intermédio de aparelhos de apoio em neoprene cintado. Este pilar tem 10,70m de altura e secção rectangular de 0,70x1,50m² porém com alargamento da parte superior de forma a poder suportar o apoio do tabuleiro e da escada de acesso do lado Oeste . O encontro do lado Este é uma estrutura de betão armado parcialmente enterrada e apoiada num enchimento de betão ciclópico pregado, constituída por uma laje para suporte do tabuleiro, dois gigantes laterais e uma laje de fundação.

O tabuleiro em treliça espacial mista aço-betão em que a estrutura metálica é constituída por perfis metálicos tubulares, cujas características são apresentadas na tabela 3-1 (Figura 3-9), foi escolhido quer por razões construtivas e operacionais quer por razões estéticas.



Figura 3-9 - Vista inferior da ponte pedonal

A ligação entre estrutura metálica e as lajetas de betão armado é feita por meio de conectores do tipo “perno com cabeça” com diâmetro $\phi=16\text{mm}$.

Tabela 3-1 – Perfis utilizados na Estrutura Metálica

Elemento	Tipo de Secção	Diâmetro Exterior	Espessura
Corda Inferior	Tubular	168,3	10
Corda Superior	Tubular	219,1	20
Diagonais	Tubular	76,1	8 ou 10 (nas primeiras seis junto às escadas)
Travamentos	Tubular	60,3	6,3

Materials Estruturais

Na estrutura metálica principal e nas guardas foi utilizado aço estrutural S275JR e S235JR, respectivamente, e parafusos da classe 4.6. As lajetas pré-fabricadas são em betão C35/45 com armaduras ordinárias em A400NR.

Tabela 3-2- Características dos materiais utilizados

	Aço	Betão
Peso Específico (kN/m³)	77	27
Módulo de Elasticidade, (GPa)	210	34
Coefficiente de Poisson, ν	0,3	0,2
Coefficiente de expansão térmica, α (°C)	12×10^{-6}	10×10^{-6}

Modelo

O estudo teórico ao comportamento dinâmico da ponte iniciou-se com a construção do modelo no SAP2000.

Após a definição das secções transversais de todos os perfis metálicos a utilizar, da laje e correspondentes materiais, desenhou-se a estrutura sobre uma grelha auxiliar.

No sentido de melhor aproximar o modelo numérico da obra construída foram feitas as seguintes alterações ao modelo:

- Colocação da excentricidade da laje em relação ao centro das cordas superiores, dado que a laje é colocada acima dos tubos. Esta excentricidade é de 134mm, distância que corresponde a metade do diâmetro do tubo das cordas (168,3mm) mais metade da altura da laje (100mm), e para a sua definição recorreu-se à funcionalidade do programa SAP2000: *Assign >> Area >> Area Thickness Overwrites >> Joint Offsets*. Esta rectificação no modelo teve vital importância na medida em que caso a laje permanecesse alinhada com as cordas superiores da estrutura metálica a inércia do modelo seria menor que a inércia real o que modifica de forma importante os resultados da análise dinâmica.
- Quanto ao carregamento, além do peso próprio da estrutura, gerado pelo programa de cálculo foi necessário ter em conta as restantes cargas permanentes, que se consideraram compostas por um acabamento do piso com 10mm de espessura e peso específico de 24kN/m^3 .
- De forma a considerar a sobrecarga de 4kN/m^2 que actua na largura útil da estrutura, isto é, 2,0m, considerou-se uma sobrecarga de $3,33\text{kN/m}^2$, a actuar em toda a largura da laje.
- Considerou-se uma laje com espessura equivalente de 10 cm e largura de 2,40m, tornando-se necessário calibrar o peso específico do betão armado da laje para que com a área equivalente de laje considerada ($A_{\text{modelo}} = 2,4 \cdot 0,1 = 0,24\text{m}^2$) se obtivesse um peso de laje equivalente à área real, isto é, $A_{\text{real}} = 0,32\text{m}^2$. Obtendo-se $\frac{0,32 \cdot 27}{0,24} = 36\text{ kN/m}^3$.
- A massa utilizada na análise dinâmica foi também verificada utilizando-se a funcionalidade do programa “*mass source*” para se ter em consideração a participação do peso próprio da estrutura e das restantes cargas permanentes.
- Construíram-se dois modelos da estrutura, um modelo, mais simples sem a inclusão dos guarda corpos, sendo estes simulados por forças concentradas, de $0,75\text{kN/ml}$, para cada alinhamento de guarda-corpos;
- O segundo modelo construído, inclui a modelação dos guarda-corpos e teve como objectivo verificar de que forma é que estes elementos afectam as características da estrutura, pois é sugerido por diversos investigadores que os pavimentos e o guarda-corpos são muitas vezes fontes adicionais de amortecimento, favorecendo a atenuação das vibrações [3].

Por fim, para simular a acção de um peão no programa de cálculo considerou-se que a acção de um peão é equivalente à aplicação de cargas, com intensidade variável, determinados instantes, em nós espaçados de l_p metros, sendo l_p o comprimento da passada do movimento

considerado. Estas cargas têm, como abordado no capítulo anterior, têm uma componente vertical, uma longitudinal e uma transversal cuja frequência é igual a metade da frequência das restantes componentes.

Utilizou-se as funções de carga apresentadas na Figura 2-13, para os tipos de movimento “caminhada normal”, “caminhada acelerada”, “jogging”, e “sprinting”. Os parâmetros correspondentes a cada um dos movimentos simulados são apresentados na tabela 3-3. E foram determinados com auxílio dos ábacos das Figura 2-9 e 2-10 apresentados no capítulo 2. Foi ainda calculado o número de passos necessário para atravessar a ponte com cada tipo de movimento.

Tabela 3-3 – Parâmetros dos movimentos simulados

f_p (Hz)	v_p (ms^{-1})	l_p (m)	t_c (s)	F_a	Tempo a atravessar a ponte (s)	n.º passos
2,00	1,48	0,74	0,45	1,33	13,45	26,89
2,30	2,23	0,97	0,34	1,64	8,92	20,52
2,50	3,00	1,20	0,28	2,01	6,63	16,58
3,20	5,70	1,78	0,17	2,68	3,49	11,18

As funções de carga foram inseridas no Autocad 2008, ajustando-se com o comando *scale* a escala do eixo horizontal, tempo. De seguida sobre cada diagrama traçou-se traçou uma *polyline*, transladando-se a origem do referencial para o início da *polyline* e utilizando-se o comando *List* para se obter as coordenadas *x* e *y* de cada ponto em relação à origem do referencial (Figura 3-10).

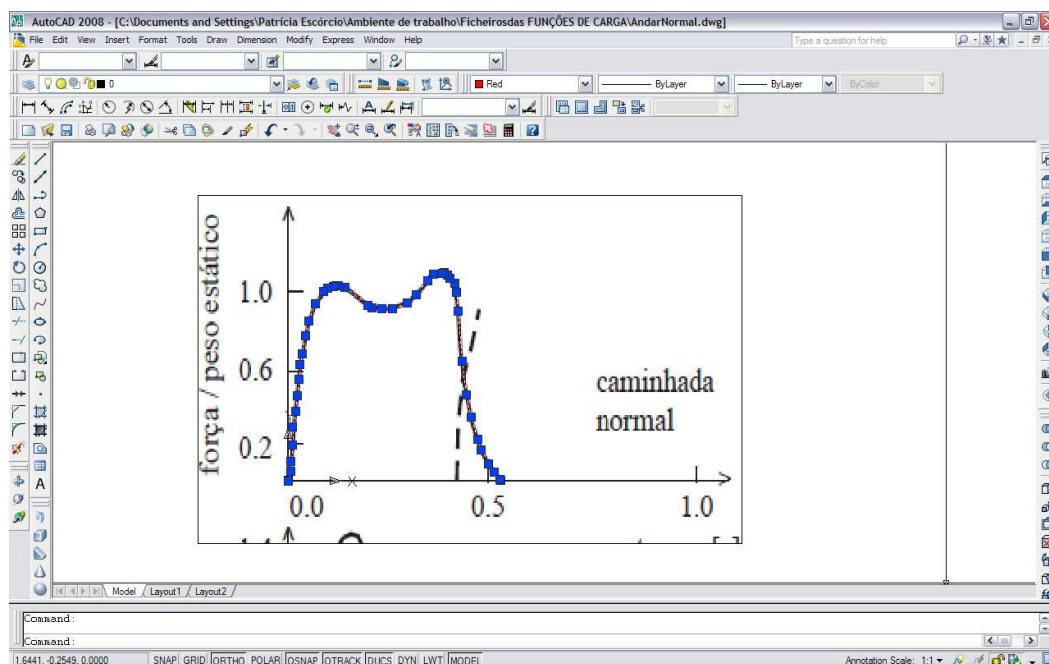


Figura 3-10 – Aproximação da função de carga com Polyline

Os valores obtidos para a coordenada x correspondem aos pretendidos porém a escala em y carece de ajustamento, pelo que as coordenadas foram copiadas para um ficheiro de Excel ajustando-se a escala vertical por intermédio de um factor de escala (Figura 3-11).

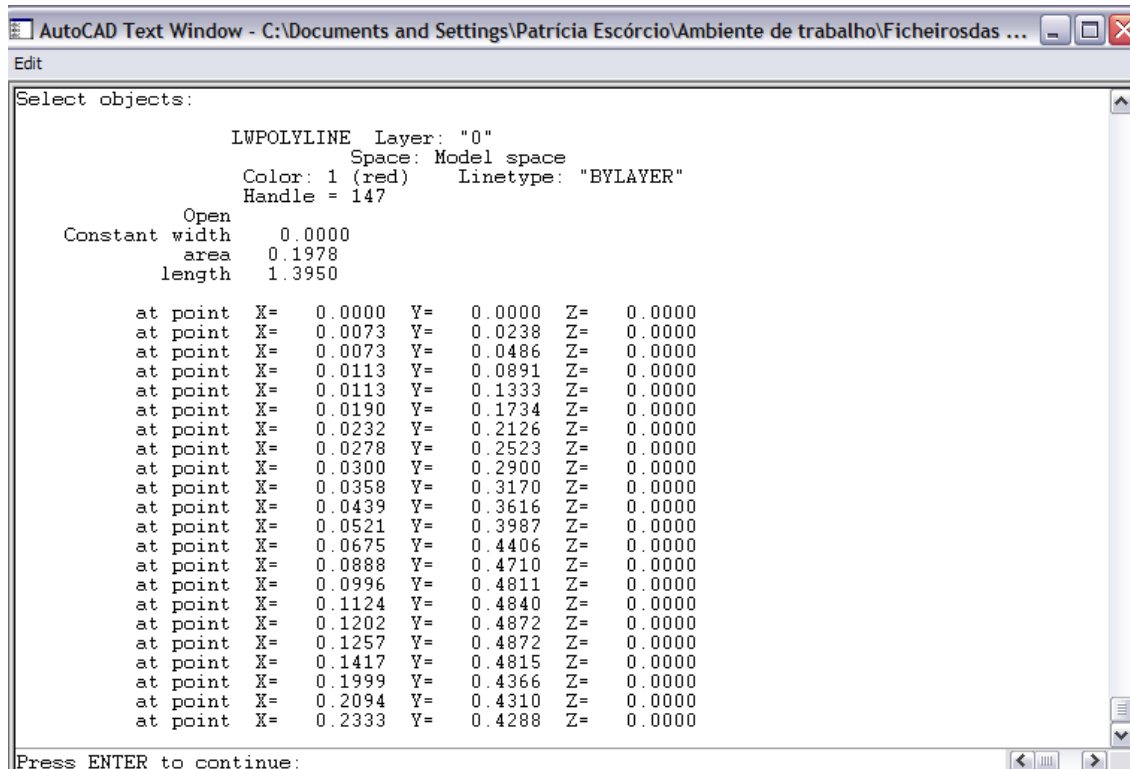


Figura 3-11- Lista de coordenadas

Gravou-se as listas de coordenadas finais, correspondentes a cada função de carga, no formato de documento de texto (.txt), para posterior importação para o programa de modelação.

Por sua vez, no SAP2000, procedeu-se à aplicação das cargas nos respectivos pontos, de acordo com o número de passos calculado para o atravessamento da ponte às diferentes velocidades, ou seja considerando-se um peão tipo com 70kg, procedeu-se à aplicação da componente de carga vertical igual ao peso do peão (0,70kN), no sentido da gravidade, aplicando-se de seguida a correspondente componente na direcção longitudinal e transversal. Cada carga é gravada com um nome diferente, uma vez que é necessário introduzir um tempo de actuação diferente para cada uma.

Com a sequência de comandos *Define/Functions/Time History/Function from file* importou-se a lista de coordenadas correspondente ao movimento. Seleccionou-se as opções que mostra a Figura 3-12.

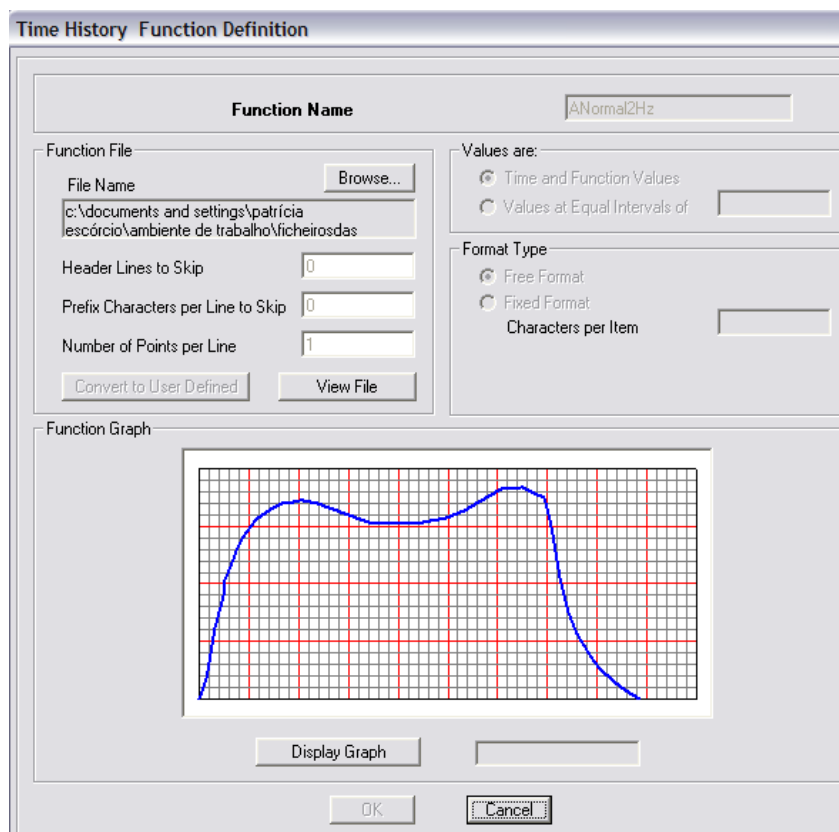


Figura 3-12 - Importação da função de carga para o SAP 2000

Criou-se uma *Analysis Case*, através do caminho *Define/Analysis Case*, com indicação de todos os outros parâmetros com relevância à modelação adequada de cada tipo de movimento. Consideraram-se as seguintes opções (Figura 3-13):

- Em *Analysis Case Type* escolheu-se a opção *Time History*, correspondente a acções variáveis no tempo;
- Em *Analysis Type* escolheu-se *Linear*, por ser o tipo de análise pretendido;
- Em *Time History Type* escolheu-se *Modal*;
- Em *Time History Motion Type* seleccionou-se *Transient*;
- Em *Use Modes from case* seleccionou-se *Modal*;
- Em *Loads Applied*, escolheu-se para *Load Type* o tipo *Load*, para *Load Name* a respectiva carga, isto é o passo, e em *Function* seleccionou-se a *Time Function* do respectivo movimento.
- No parâmetro *Scale Factor*
- Em *Time Factor*
- Em *Arrival Time* define-se o instante em que ocorre o contacto entre o pé e o pavimento em cada passo, tendo-se para o "passo 0", o instante de chegada da função será $0s$, para o "passo 1" $0+T_p$, para o "passo 2", $0+T_p+T_p$ e assim sucessivamente.

- Em *Time Step Data* define-se o “refinamento da resposta”, isto é, a qualidade dos acelerogramas obtidos, escolhendo-se o tempo de gravação de registos (*Number of Output Step Size*) e o tamanho de cada registo (*Output Time Step Size*);
- Por fim no campo *Modal Damping*, arbitrou-se inicialmente um coeficiente de amortecimento de 0,0006 da estrutura, correspondendo ao valor médio do intervalo indicado para amortecimento característico de uma estrutura mista, valor que *a posteriori* foi calibrado para o valor medido “in-situ”.

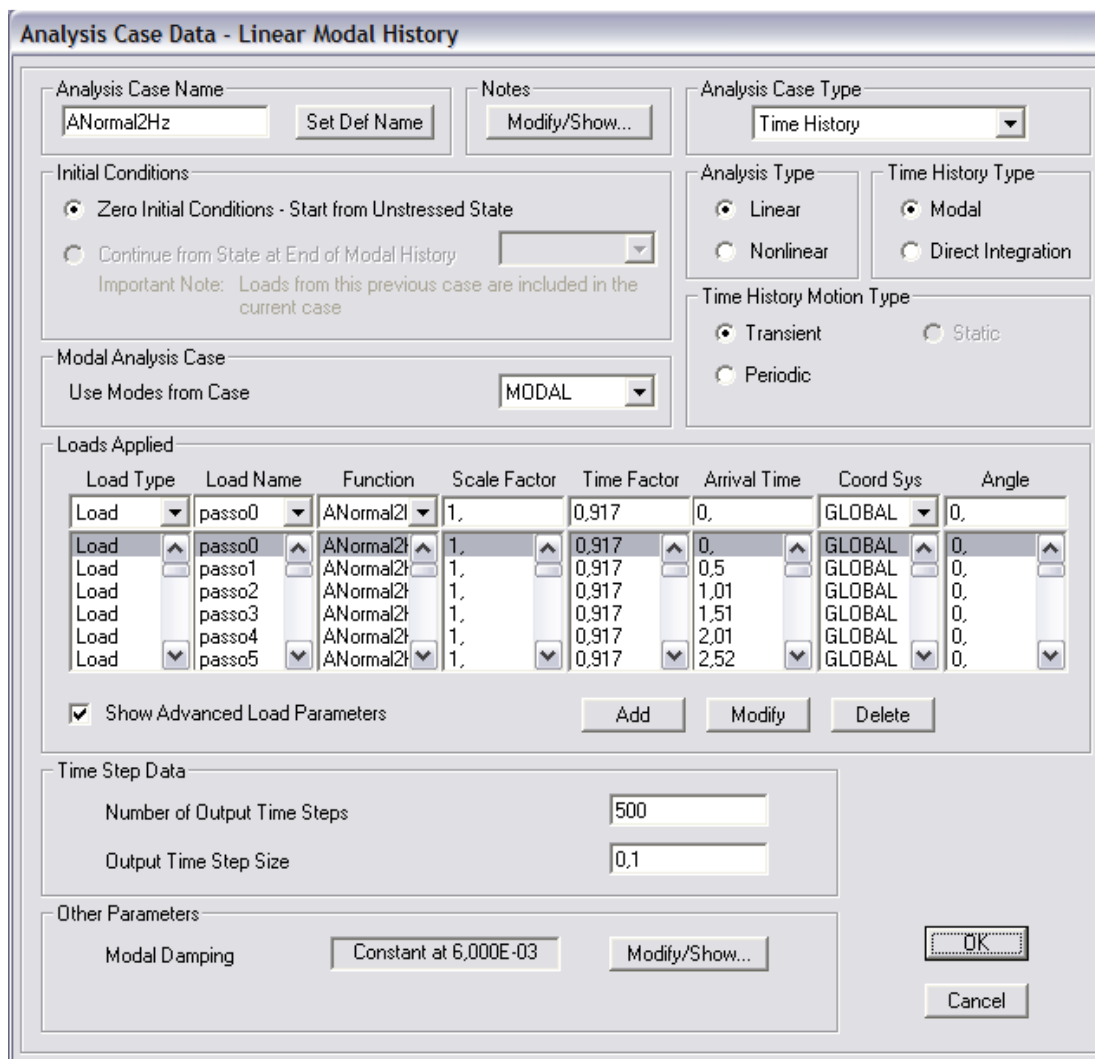


Figura 3-13 – Criação de uma *analysis case*

Este procedimento foi realizado para cada um dos quatro movimentos que se pretendeu simular, diferindo entre cada um, a função de carga e os pontos de aplicação de cada passo, já que os movimentos têm comprimentos de passada distintos.

Frequências Próprias e Modos de Vibração

Como mencionado no capítulo anterior, as frequências próprias e os modos de vibração são características inerentes à estrutura, dependendo apenas da sua massa e rigidez, pelo que na construção do modelo deu-se especial atenção às massas e inércias introduzidas no modelo, de outra forma os valores obtidos não terão correspondência prática.

O cálculo das frequências próprias e os modos de vibração associados é feito pela resolução do sistema de equações governativo do movimento em vibração livre não amortecido:

$$M\ddot{u} + Ku = 0 \quad (3-2)$$

em que M representa a matriz de massa da estrutura e K a matriz de rigidez .

Apesar da frequência natural de vibração de uma estrutura diminuir quando a estrutura é amortecida, esse efeito é desprezável para coeficientes de amortecimento inferiores a 20%, o que inclui grande parte das estruturas, pelo que a parcela de amortecimento não é considerada quando se pretende calcular as frequências e modos de vibração de uma estrutura [5].

O programa de modelação, após o preenchimento das matrizes de massa e rigidez da estrutura, determina as frequências próprias da estrutura, através da determinação do determinante:

$$\det(K - \omega_n^2 M) = 0 \quad (3-3)$$

que corresponde à única solução não trivial dos sistema de equações do movimento de vibração livre não amortecido (Equação 3-3), sendo ω_n a frequência natural da estrutura.

A equação característica deste determinante é de ordem N, tendo N raízes reais positivas para ω_n^2 pois as matrizes de rigidez e massa são simétricas, positivas e definidas. Cada raiz N determina N frequências de vibração ω_n . Deste modo a cada valor próprio, ω_n , corresponde um vector próprio que representa o modo de vibração. Em suma, um sistema vibratório com N graus de liberdade tem N frequências de vibração naturais, ω_n , correspondentes a N modos de vibração, ϕ_n .

Após a respectiva análise no programa dos modelos, obtiveram-se 12 modos de vibração cujas frequências próprias estão listadas nas tabelas 3-4 e 3-5.

Tabela 3-4- Períodos e frequências dos vários modos de vibração no modelo sem guardas

Modo	Período	Frequência	Frequência angular	Valor Próprio
1	0,423	2,365	14,861	250,487
2	0,288	3,473	21,819	538,653
3	0,146	6,864	43,125	2532,653
4	0,132	7,572	47,577	2576,004
5	0,109	9,141	57,437	3750,730
6	0,082	1,225	76,981	6765,295
7	0,074	1,351	84,914	9824,366
8	0,067	1,487	93,445	10068,742
9	0,051	1,943	122,3430	20429,801
10	0,047	2,138	145,001	21025,303
11	0,043	2,322	157,976	24956,463
12	0,039	2,532	186,716	34862,922

Tabela 3-5 – Períodos e frequências dos vários modos de vibração no modelo com guarda-corpos

Modo	Período	Frequência	Frequência angular	Valor Próprio
1	0,392	2,552	16,036	257,166
2	0,259	3,867	24,297	590,359
3	0,161	6,194	38,917	1514,513
4	0,160	6,259	39,329	1546,762
5	0,147	6,783	42,622	1816,597
6	0,146	6,838	42,962	1845,729
7	0,130	7,668	48,180	2321,300
8	0,128	7,819	49,130	2413,756
9	0,127	7,885	49,543	2454,504
10	0,126	7,952	49,965	2496,491
11	0,111	8,977	56,406	3181,645
12	0,111	8,996	56,522	3194,710

Verificou-se que para os primeiros modos de vibração as frequências obtidas em ambos os modelos são próximas, porém nos restantes, a diferença entre as frequências torna-se mais

significativa, o que pode ser explicado com o facto de que, ao substituir-se os guarda corpos por cargas concentradas, apesar da massa se manter aproximadamente a mesma, a inércia da estrutura é alterada. Apesar disto, e visto que para o estudo só interessam frequências abaixo dos 5Hz, o modelo sem guarda corpos é válido (Figuras 3-14 e 3-15).

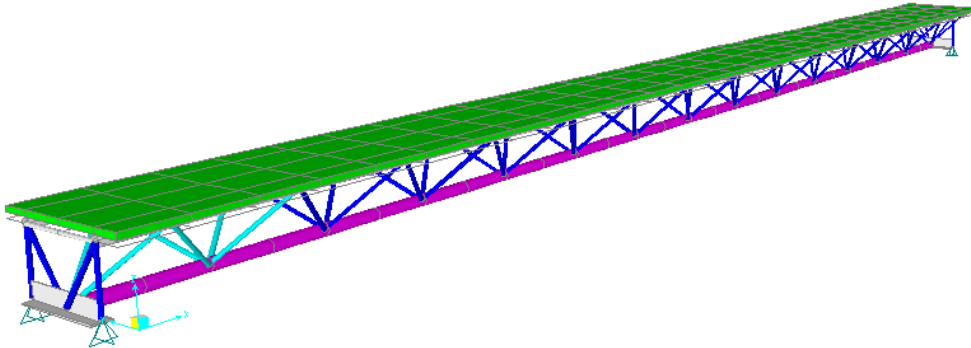


Figura 3-14 – Vista 3D da passagem pedonal (Modelo sem guarda corpos)

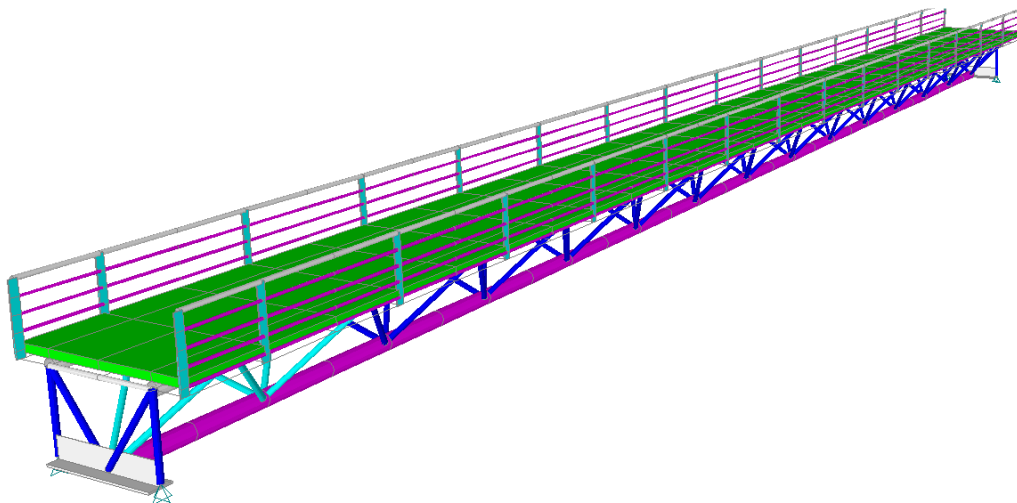


Figura 3-15 – Vista 3D da passagem pedonal (Modelo com guarda corpos)

Uma vez que a importância do estudo da acção pedonal diminui para frequências acima dos 3,2Hz, só serão apresentados os modos de vibração 1 e 2, sendo os restantes apresentados em anexo.

Modo de Vibração 1 ($f=2,365\text{Hz}$)

Na Figura 3-16 apresentam-se várias vistas do primeiro modo de vibração.

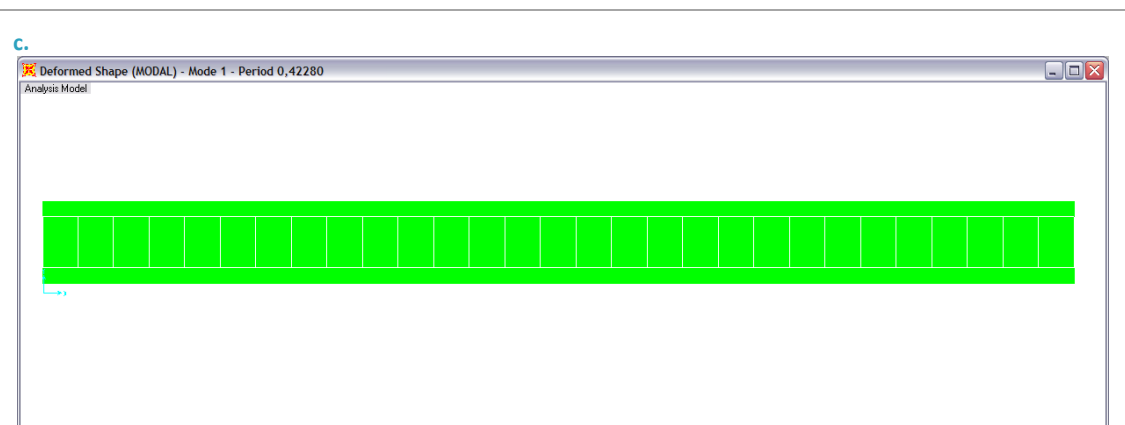
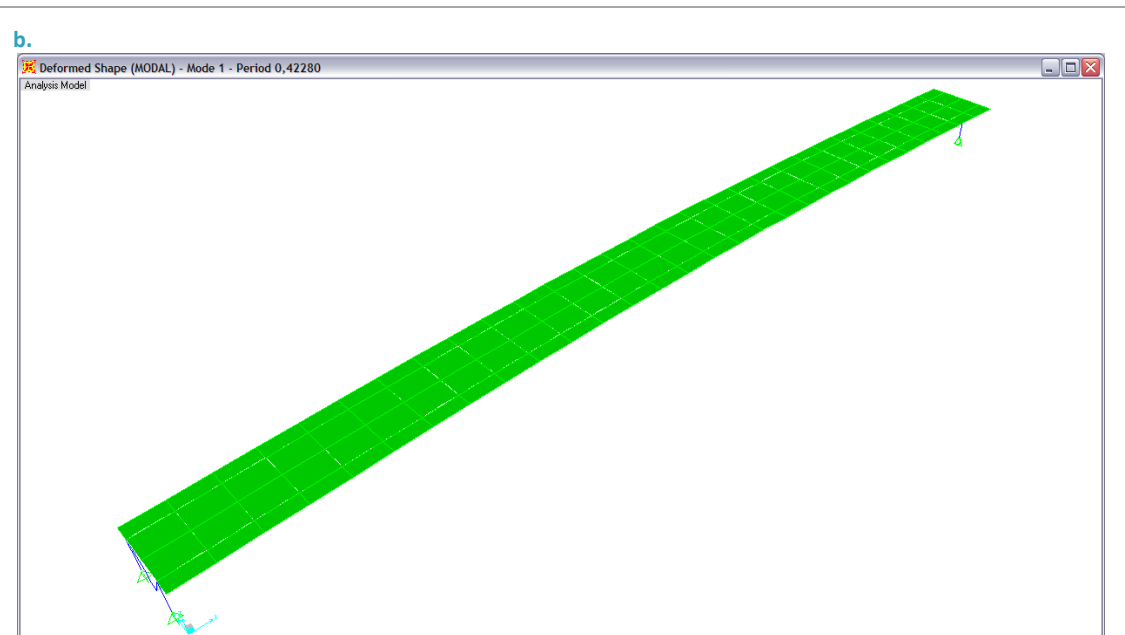
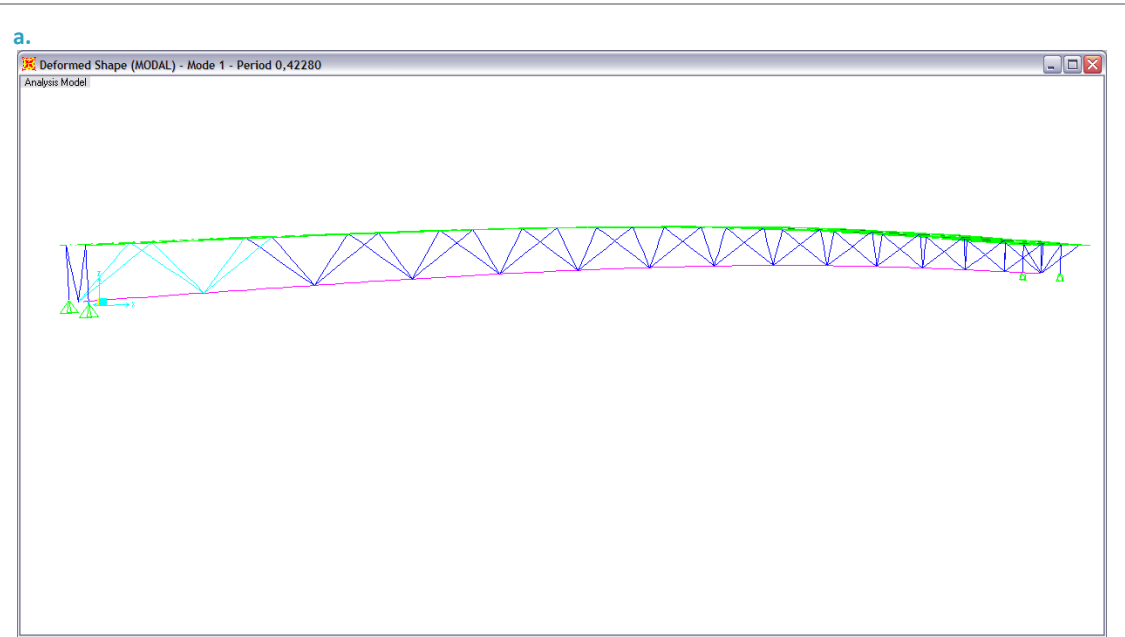
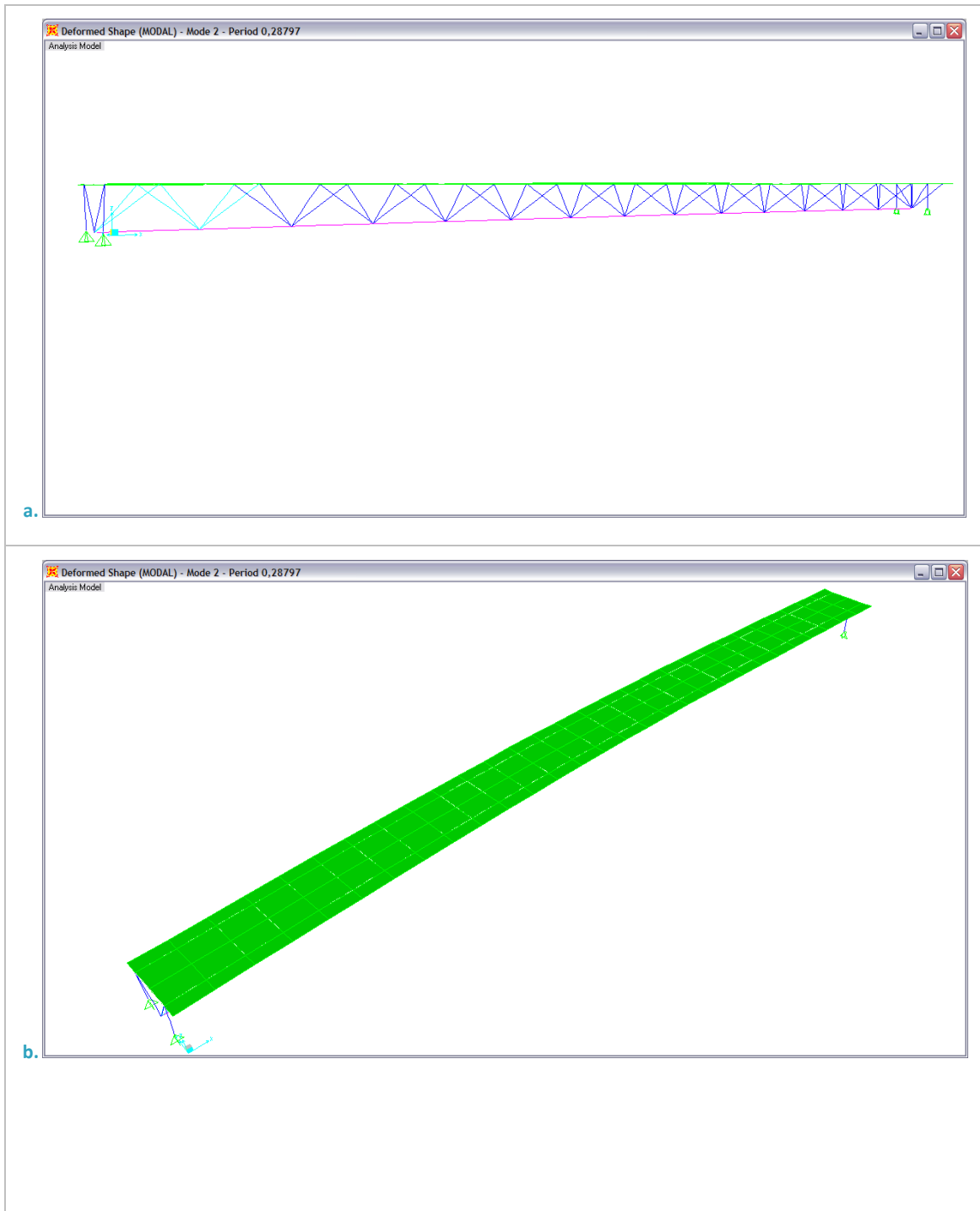
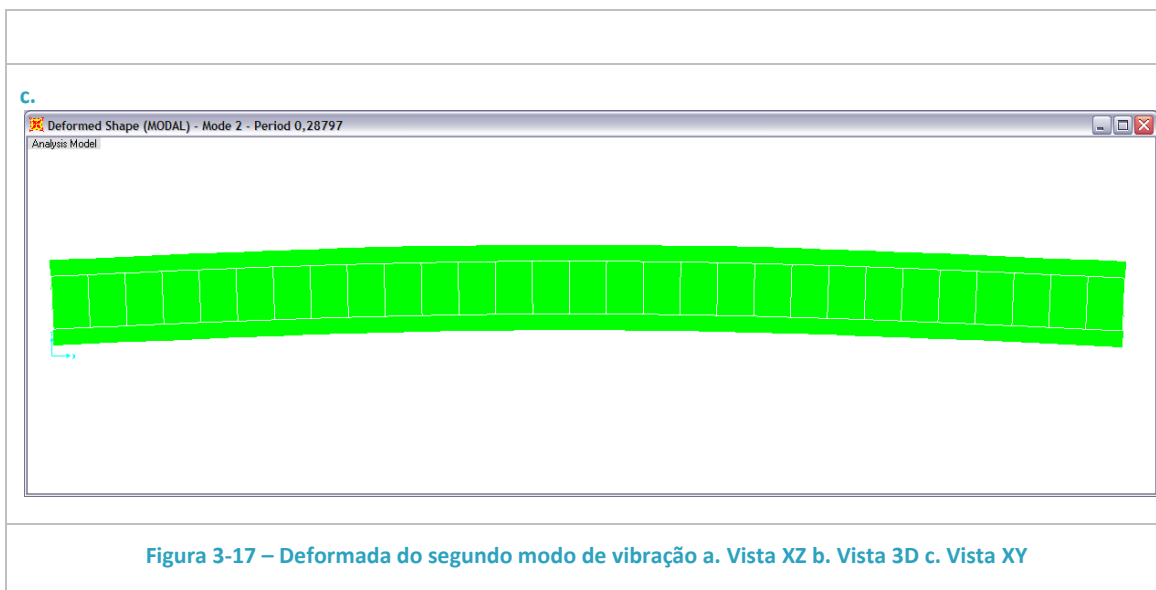


Figura 3-16 – Deformada do primeiro modo de vibração a. Vista XZ b. Vista 3D c. Vista XY

Este modo de vibração é caracterizado essencialmente por uma oscilação na vertical simétrica com uma participação de massa para o deslocamento segundo z de 76,24%. Neste modo não são evidentes translações em x ou y ou torção (Figura 3-17).

Modo de Vibração 2 ($f=3,473$ Hz)





Modo, segundo o modelo caracterizado, por uma translação segundo o eixo yy , sendo que a participação de massa segundo este eixo é de 78,39%. Tal como confirmam as figuras 3-17 a. e b. não se verificam oscilação vertical, nem torção o que confirma os valores de massa observados na tabela 3-6.

Tabela 3-6 – Participação de massa em cada modo de vibração

Modo	Período (s)	U_x	U_y	U_z	R_x	R_y	R_z
1	0,422801	1,63%	0,00%	76,24%	45,62%	53,90%	0,01%
2	0,287965	0,00%	78,39%	0,00%	16,79%	0,00%	54,50%
3	0,145699	0,00%	0,27%	0,00%	16,61%	0,00%	0,15%
4	0,132063	35,59%	0,00%	0,30%	0,18%	9,65%	0,26%
5	0,109393	61,64%	0,00%	0,38%	0,23%	4,19%	0,45%
6	0,081620	0,00%	0,00%	0,00%	0,01%	0,00%	13,75%
7	0,073995	0,00%	0,01%	0,00%	0,00%	0,00%	2,99%
8	0,067239	0,82%	0,00%	9,18%	5,50%	5,76%	0,01%
9	0,051459	0,00%	0,01%	0,00%	1,47%	0,00%	0,00%
10	0,046785	0,10%	0,00%	0,01%	0,00%	3,36%	0,00%
11	0,043069	0,00%	13,41%	0,00%	4,13%	0,00%	11,72%
12	0,039489	0,00%	0,03%	0,00%	0,01%	0,00%	0,00%

Medições no local

De forma a verificar a fidelidade do modelo para com a estrutura real, realizaram-se vários ensaios experimentais.

Tabela 3-7 – Medições “in-situ”

Ensaio Realizados:	Medição de espectros médios sob acção ambiental em pontos de $\frac{1}{4}$ vão e $\frac{1}{2}$ vão;
	Construção de funções de transferência relacionando pontos de $\frac{1}{2}$ vão e 1/1 de vão;
	Medição da resposta à acção de um peão nas condições supostas mais desfavoráveis;
Equipamentos Utilizados:	2 Acelerómetros piezoeléctricos B&K, modelo 4379 e unidades de condicionamento compatíveis;
	1 Analisador portátil de Fourier
Data:	26/06/2009

Os primeiros ensaios permitiram identificar as três primeiras frequências de vibração, bem como os respectivos modos de vibração, sendo valores apresentados na tabela 3-8.

Tabela 3-8 – Frequências e respectivos modos de vibração

Frequência (Hz)	Modo
2,33	Vertical Simétrico
3,97	Vertical Anti-simétrico
6,67	Torção

Tal como mostra a tabela 3-9, as frequências obtidas com o modelo são próximas frequências de vibração reais da estrutura, validando deste modo o modelo construído. Contudo saliente-se o facto de o segundo modo de vibração obtido no modelo não ter o mesmo tipo de oscilação que o real, apesar de, a frequência do movimento ser próxima em ambos os casos.

Tabela 3-9 – Comparação entre os valores obtidos com o modelo e os valores obtidos no ensaio

	Frequência (Hz)		Modo de Vibração	
	Modelo SAP	Ensaio	Modelo SAP	Ensaio
1	2,37	2,33	Vertical Simétrico	Vertical Simétrico
2	3,47	3,97	Translação em yy	Vertical Anti-simetrico
3	6,86	6,86	Torção	Torção

Os ensaios permitiram ainda determinar o coeficiente de amortecimento da estrutura, na medida em que, experimentalmente este coeficiente pode ser determinado pela indução de uma vibração na estrutura e registando-se a diminuição da amplitude de vibração com o tempo, neste sentido mediu-se a resposta da estrutura após se saltar sobre esta (Figura 3-18). Esta determinação do coeficiente de amortecimento assenta no conceito de que a energia total num sistema sem amortecimento é constante, porém num sistema com amortecimento a energia é decrescente devido à dissipação de energia, pelo que num sistema amortecido em vibração livre a amplitude dos deslocamentos diminui a cada ciclo de vibração, tal como diminui a frequência natural, porém esta diminuição da frequência é negligenciável para estruturas com baixo amortecimento ($\xi < 20\%$). No caso de sistemas com amortecimento viscoso, o decréscimo na amplitude da vibração pode ser relacionado com uma função exponencial, na forma $Ce^{-\xi\omega t}$, em que C corresponde a uma constante, ω a frequência, t o tempo e ξ o coeficiente de amortecimento, relação que permite que se determine o amortecimento da estrutura.

Realizaram-se quatro medições com saltos a $\frac{1}{2}$ vão, quer centrados e quer excêntricos obtendo-se os coeficientes de amortecimento apresentados na Tabela 3-10.

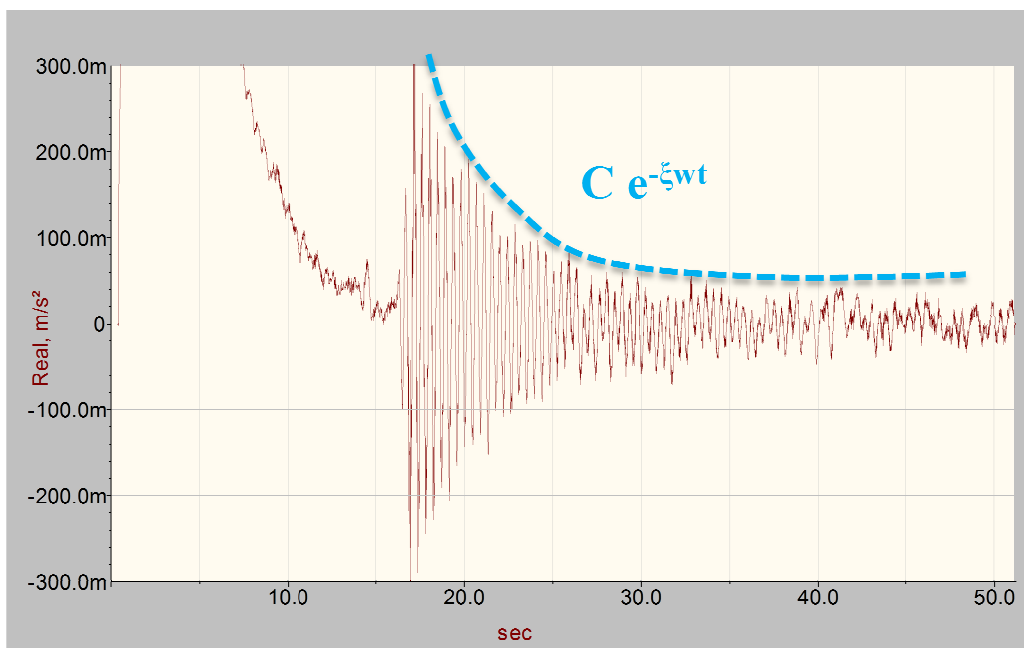


Figura 3-18 - Registo da aceleração a $\frac{1}{2}$ vão após salto

Tabela 3-10 – Coeficiente de amortecimento

	Coeficiente de amortecimento, ξ (%)	Coeficiente de amortecimento, $\xi_{médio}$ (%)
Run 00001- Salto ½ Vão centrado com registo a ½ vão	1,40	1,32
Run 00002- Salto ½ Vão centrado com registo a ½ vão	1,30	
Run 00003- Salto ½ Vão centrado com registo a ½ vão	1,25	
Run 00004- Salto ½ Vão excêntrico com registo a ½ vão	1,34	

Na Tabela 2-13 – Factores de amortecimento de acordo com as propriedades dos materiais de construção para vibrações elevadas [4]Tabela 2-13 apresentaram-se os valores sugeridos na bibliografia para os coeficientes de amortecimento dos diversos tipos de estruturas. Verifica-se que o valor experimental obtido não coincide com o valor médio indicado como característico das estruturas mistas, sendo muito mais próximo do valor indicado para as estruturas de betão armado. Acresce referir que os valores indicados na tabela são indicados para pontes do tipo “viga” o que não corresponde à estrutura da ponte em estudo. O facto da estrutura em estudo ser treliçada confere-lhe maior amortecimento que aquele que é característico das pontes em “viga” mistas.

Houve assim, necessidade de calibrar os modelos construídos em SAP, já que o valor do coeficiente de amortecimento utilizado nestes não correspondia ao valor real.

Realizaram-se também, diversas medições ao atravessamento de um peão de 500N em corrida, andamento acelerado e andamento normal de forma a verificar se as acelerações da estrutura se aproximam das que se verificam no respectivo modelo.

Os resultados obtidos com o modelo refere que as acelerações máximas surgem aproximadamente a meio vão, o que era esperado da simetria da estrutura. Já quanto às acelerações a ¼ vão verificou-se que são cerca de 80% das acelerações atingidas a ½ vão (Tabelas 3-11 a 3-14).

Constatou-se que as maiores acelerações ao invés de ocorrerem para a corrida, ocorrem para uma frequência de excitação próxima entre 2,30Hz e 2,50Hz, correspondente a uma corrida lenta ou jogging, o que pode ser explicado dada a proximidade desta frequência à frequência fundamental da ponte, fazendo aumentar as amplitudes de vibração.

Tabela 3-11 – Gráficos tempo – aceleração vertical obtidos

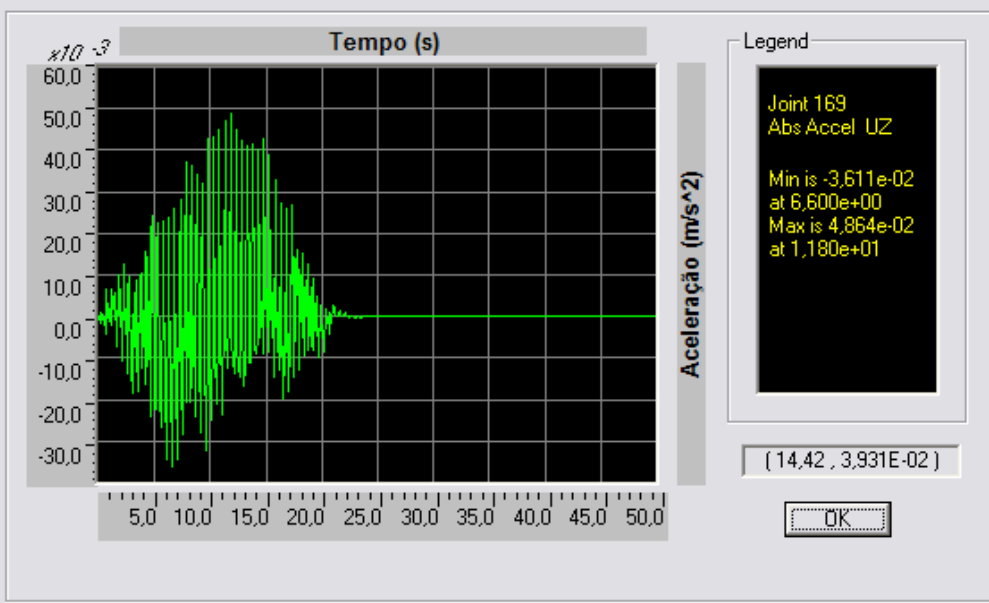
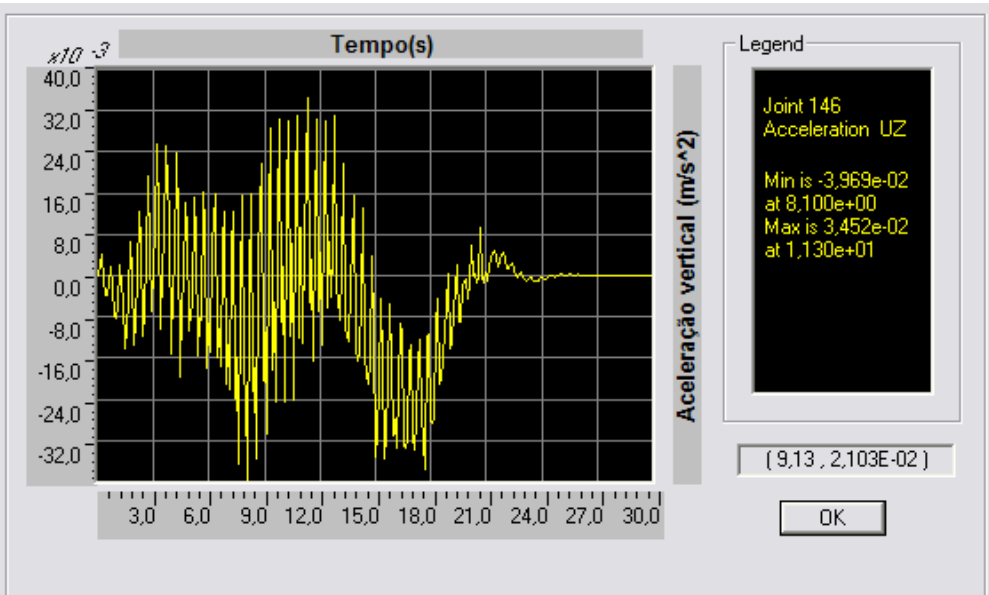
Posição	Andamento Normal (f=2,0Hz)
½ vão	
¼ vão	

Tabela 3-12 - Gráficos tempo – aceleração vertical obtidos para andamento acelerado

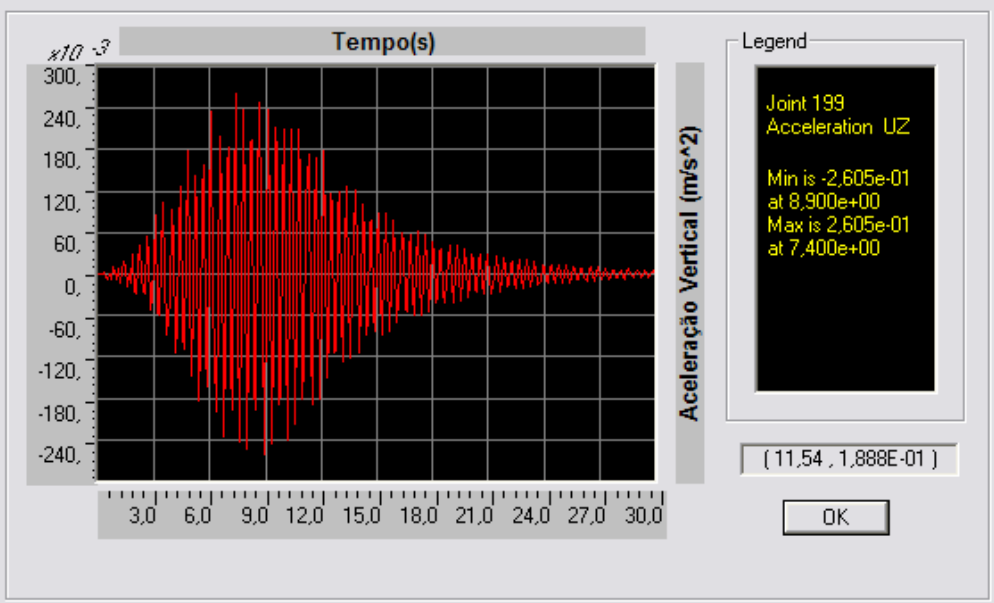
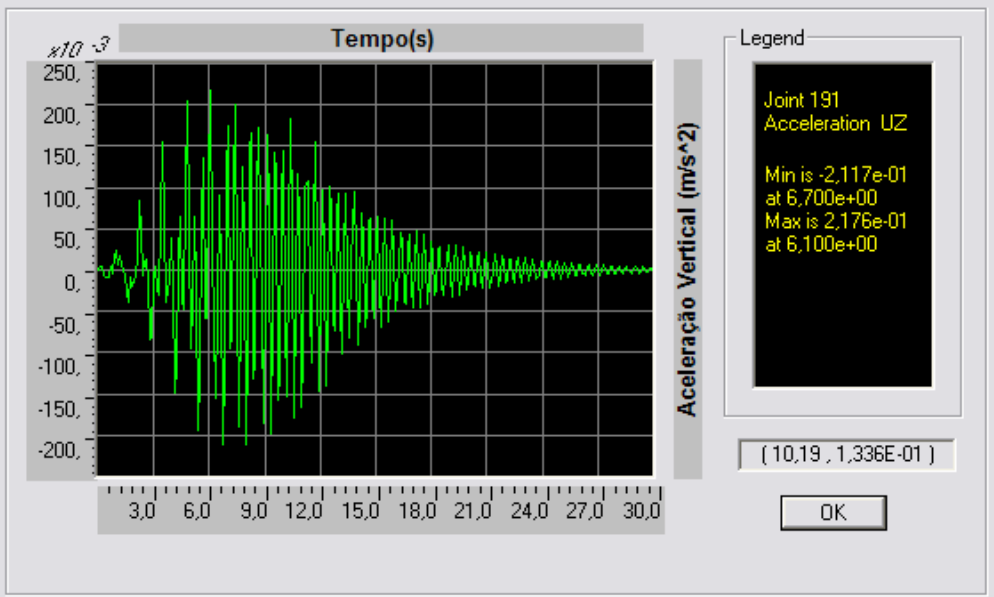
Posição	Andamento Acelerado (f=2,3Hz)
½ vão	
¼ vão	

Tabela 3-13 - Gráficos tempo – aceleração vertical obtidos para Jogging

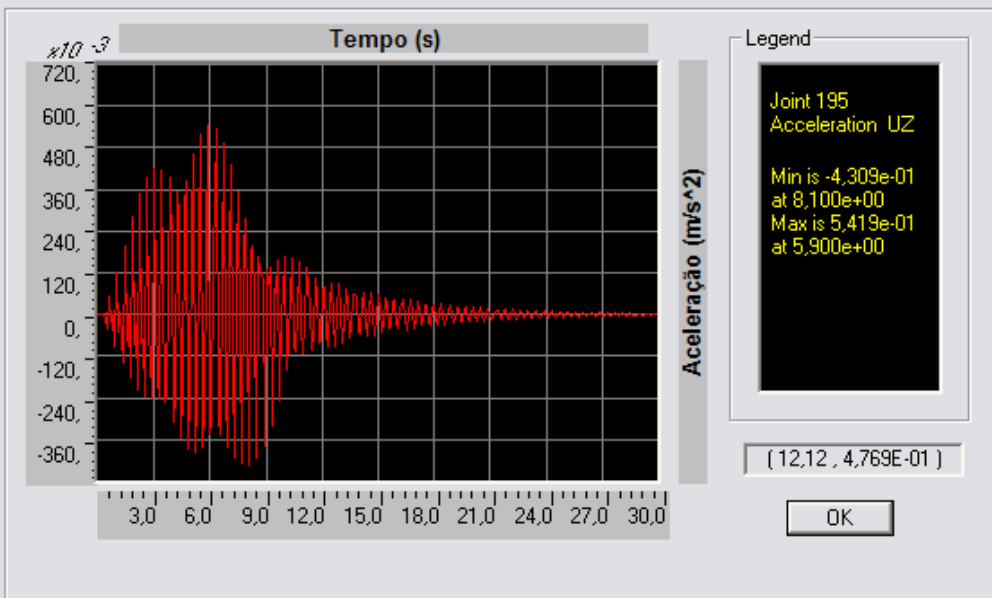
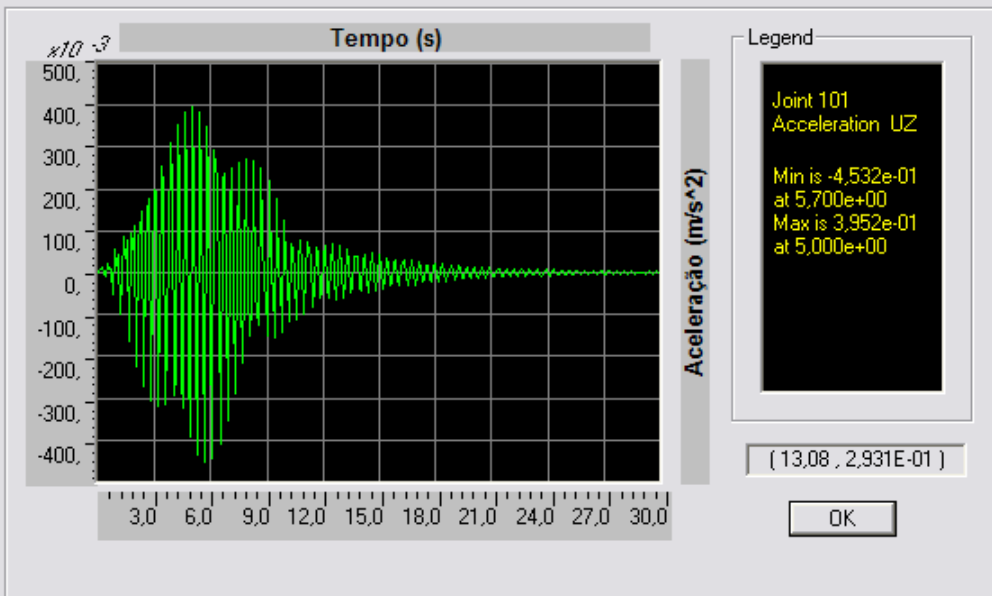
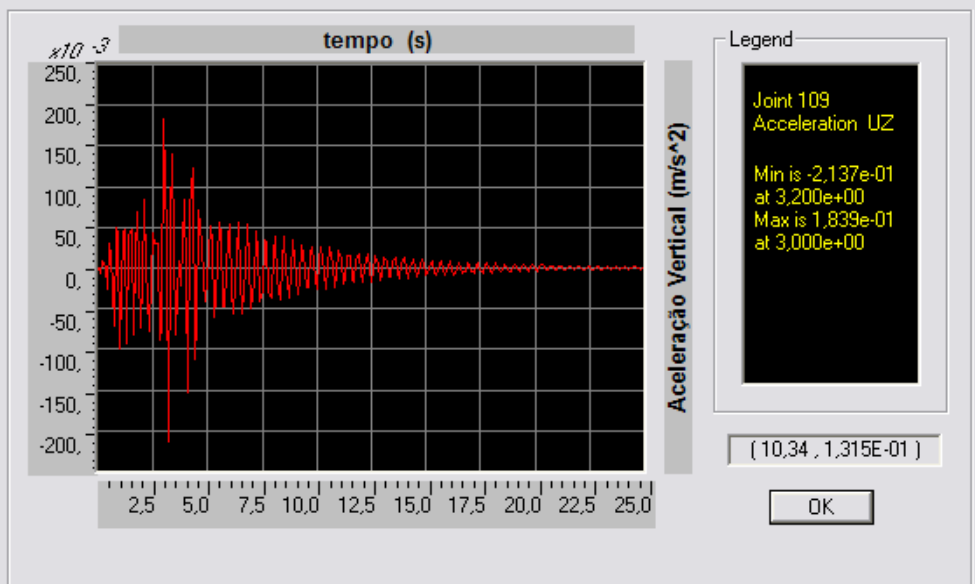
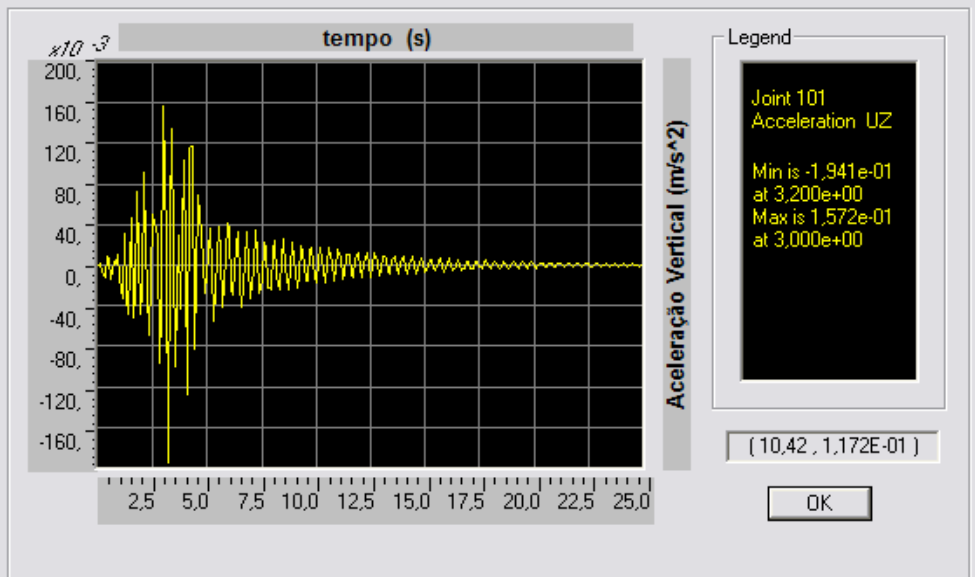
Posição	Jogging (f=2,5Hz)
½ vão	
¼ vão	

Tabela 3-14 - Gráficos tempo – aceleração vertical obtidos para corrida

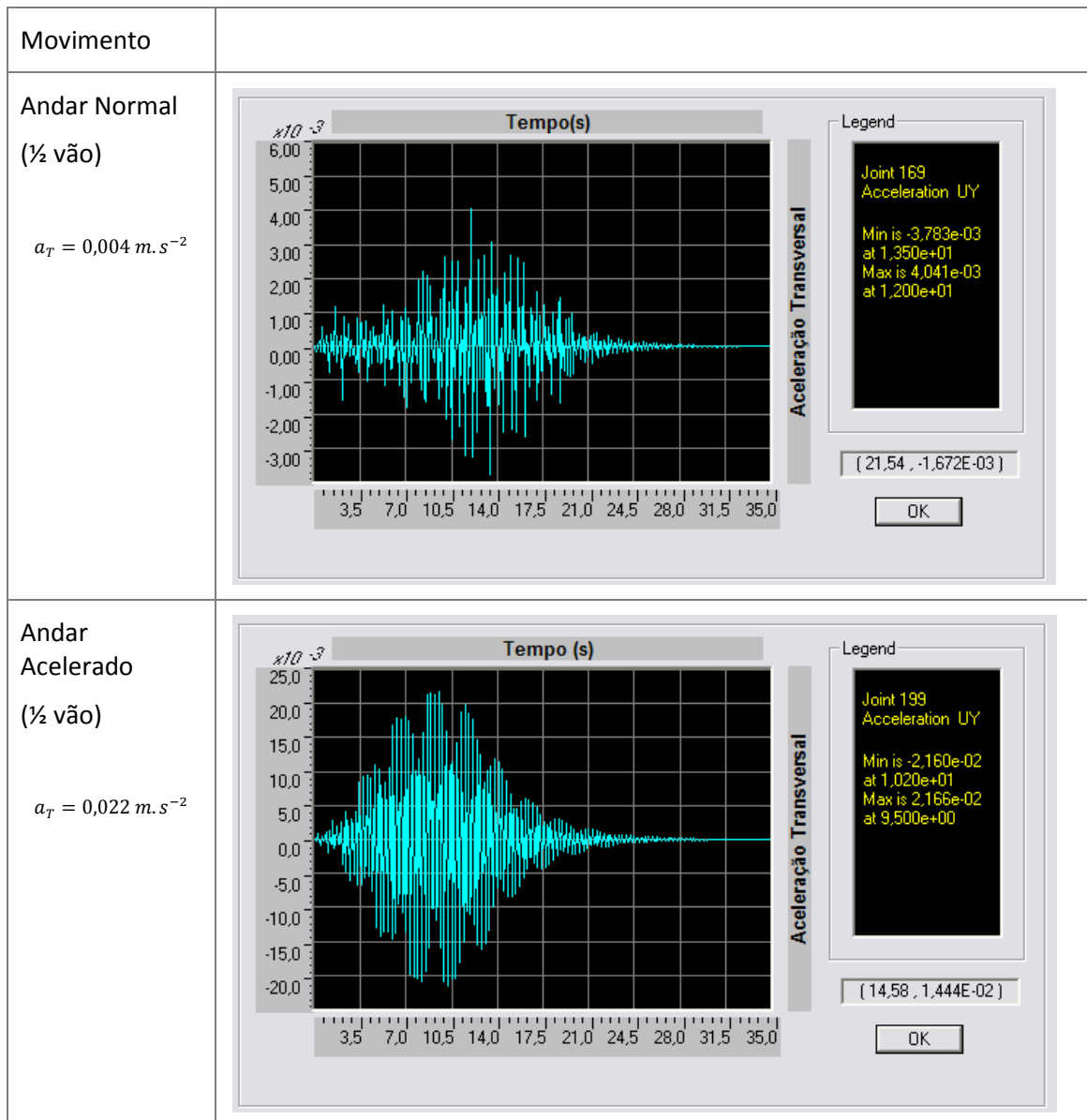
Posição	Corrida (f=3,2Hz)
½ vão	
¼ vão	

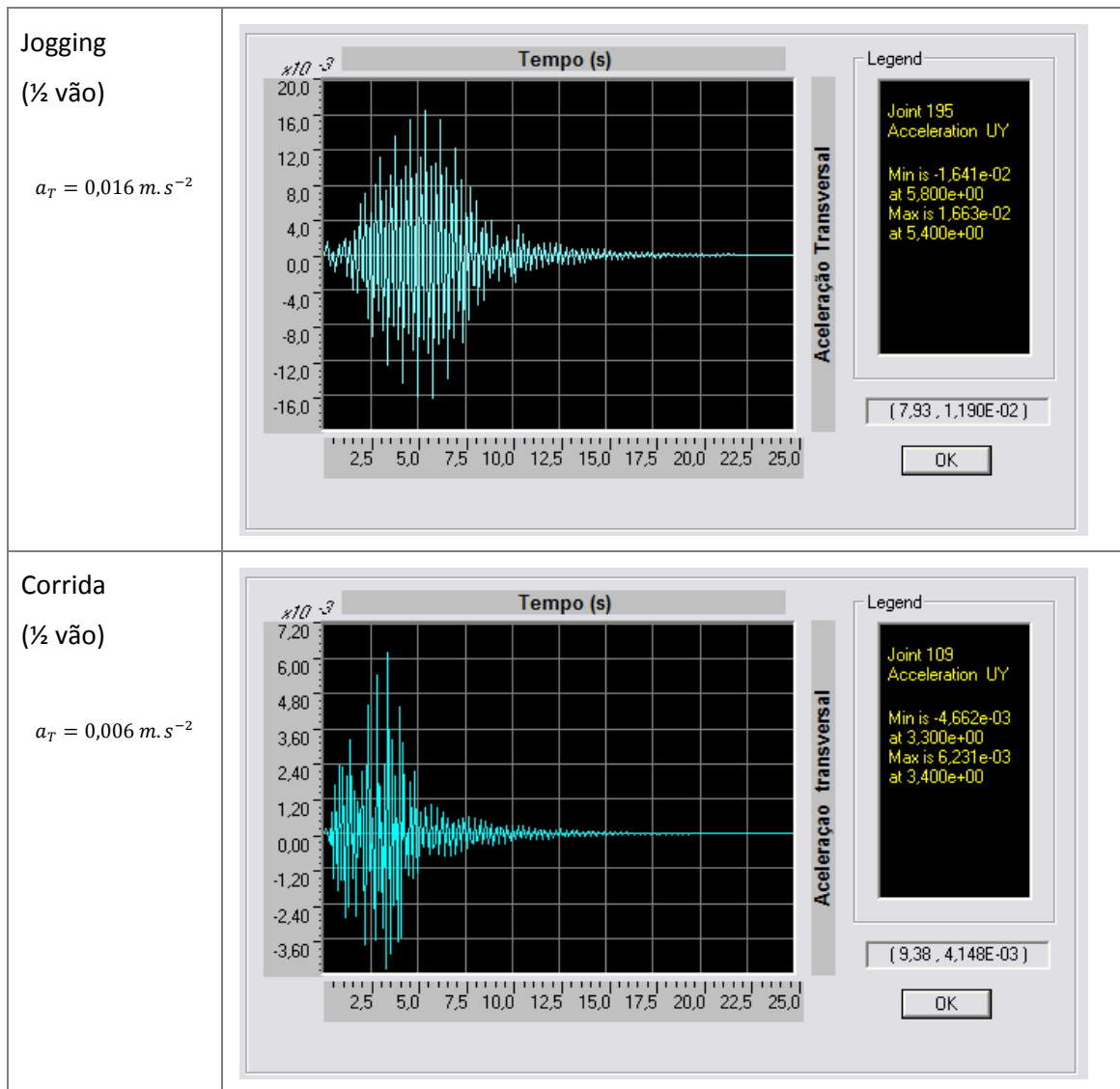
Comparando-se os valores da aceleração atingidos nas medições “in-situ”, verifica-se que de uma forma geral, estes atingem valores da ordem de 10^1 dos que surgem no modelo. Uma razão que fomenta esta disparidade relaciona-se com o facto das frequências de andamento no modelo não ter sido controlada, pelo que não se pode garantir a sua coincidência com aquelas que foram simuladas no modelo. Além disto, no modelo o peão tipo foi considerado como tendo 700N, pois este valor corresponde ao peso médio de uma pessoa comum, enquanto o peão utilizado nas medições tem um peso aproximado de 500N (Tabela 3-15).

Tabela 3-15 – Acelerações máximas obtidas no modelo e nas medições “in-situ”

Tipo de andamento	Acelerações a ½ vão (m/s ²)		Acelerações a ¼ vão (m/s ²)	
	Modelo	Medição	Modelo	Medição
Andamento Normal	0,049	0,753	0,035	0,392
Andamento acelerado	0,260	0,693	0,220	0,365
Jogging	0,540	0,430	0,400	0,334
Corrida	0,180		0,160	

Tabela 3-16 – Acelerações máximas na direcção transversal para cada um dos movimentos simulados





Na Tabela 3-16 apresentam-se os gráficos tempo-aceleração transversal obtidos no modelo. Para cada um dos movimentos simulados verificou-se que a componente transversal da aceleração é da ordem de 10^{-1} da componente vertical. A aceleração máxima verificou-se para o andamento acelerado, seguindo-se o jogging.

Caso de Estudo 2: Passagem Superior de Peões da Ligação em Via Expresso ao Porto do Funchal

Esta passagem de peões está integrada na Ligação em Via Expresso ao Porto do Funchal, tendo sido construída no ano corrente o que possibilitou que no âmbito deste trabalho se pudesse acompanhar a sua construção. Tal como a ponte anterior, a sua construção partiu da necessidade de restabelecimento dos acessos às habitações locais, interceptados pela Via Expresso (Figura 3-19).

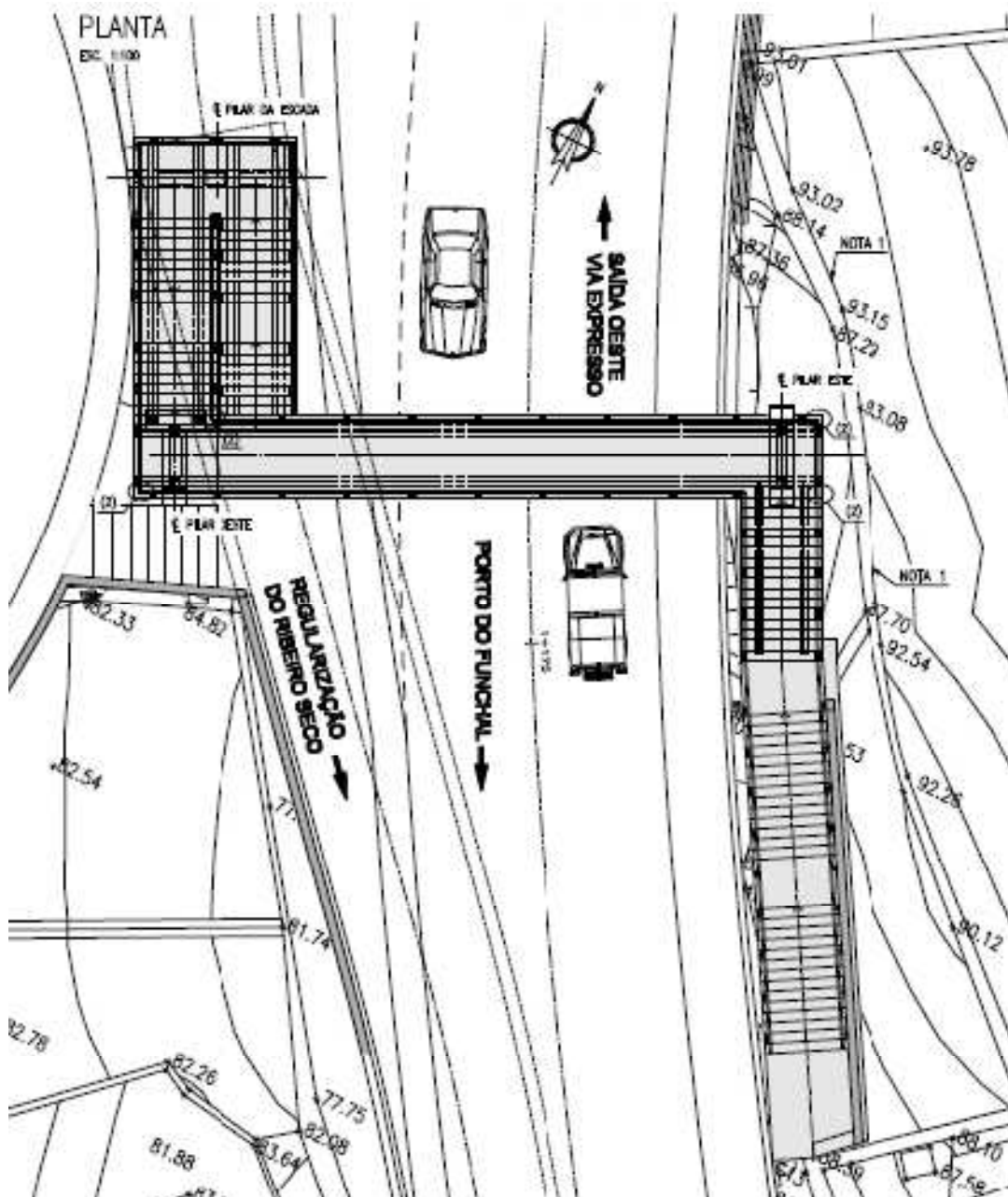


Figura 3-19 – Vista em planta da ponte pedonal

Geometria

A passagem pedonal tem um comprimento e largura totais de 19,90m e 2,40m, respectivamente, sendo a largura útil interior 2,0m.

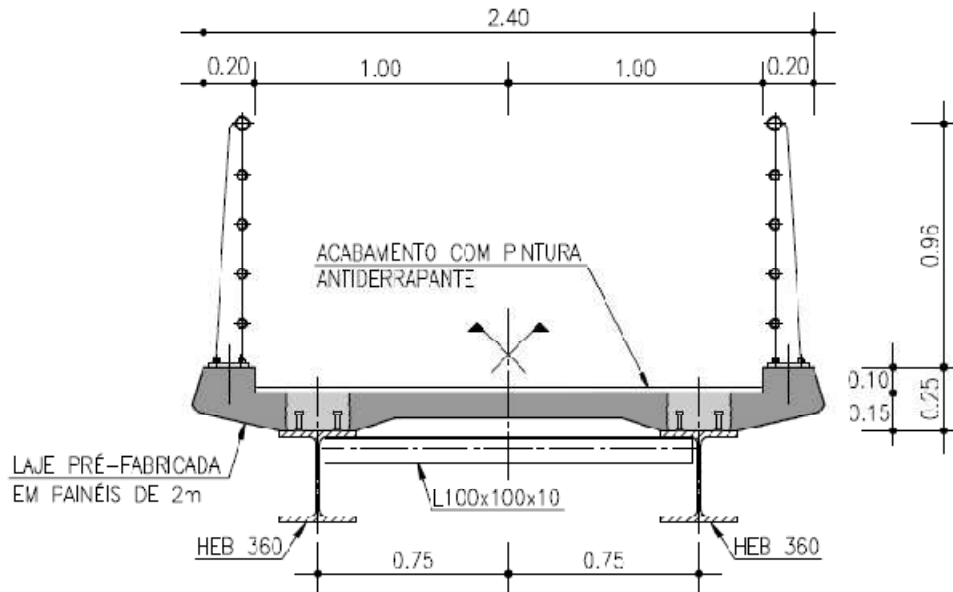


Figura 3-20 – Seção transversal tabuleiro

Quanto às ligações ao exterior, o tabuleiro é simplesmente apoiado, sendo o vão entre apoios de 17,70m. Assim, as extremidades do tabuleiro descarregam em pilares por intermédio de aparelhos de apoio em neoprene cintado (Tabela 3-17).

Tabela 3-17 – Especificações de projecto para os aparelhos de apoio

Localização	Tipo	N.º	V (kN)	Hx (kN)	Ux (mm)	θ (‰)	
Pilar Este - Tabuleiro	Neoprene cintado	2	150	20	-	16	
Pilar Oeste - Tabuleiro			150	-	10	16	
Pilar Oeste - Escada			100	-	10	12	

Ambos os pilares têm secção rectangular $0,70 \times 1,50 \text{m}^2$ com alargamento da parte superior de forma a suportar o apoio do tabuleiro e a escada de acesso.

O sistema estrutural adoptado para o tabuleiro foi o de uma estrutura mista aço-betão em que a estrutura metálica principal é constituída por dois perfis HEB360 dispostos de forma paralela, afastados 1,50m entre si (Figura 3-21), travados por perfis em L 100x100x10, formando uma estrutura do tipo “bi-viga”.

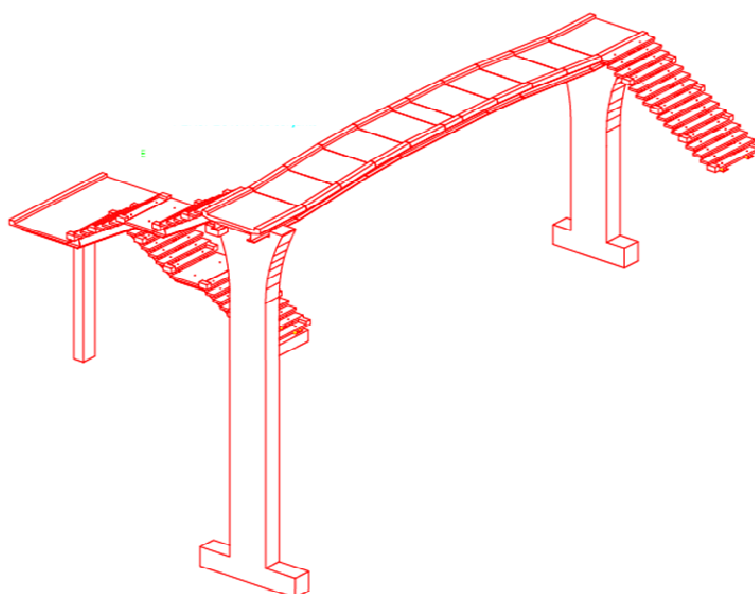


Figura 3-21 - Perspectiva de conjunto

Materiais Estruturais

Na estrutura metálica principal e nas guardas foi utilizado aço estrutural S275J0, respectivamente, e parafusos da classe 4.6. As lajetas pré-fabricadas são em betão C35/45 com armaduras ordinárias em A400NR.

Tabela 3-18- Características dos materiais utilizados

	Aço	Betão
Peso Específico (kN/m³)	77	27
Módulo de Elasticidade, (GPa)	210	34
Coefficiente de Poisson, ν	0,3	0,2
Coefficiente de expansão térmica, α (°C)	12×10^{-6}	10×10^{-6}

Construção

A construção da estrutura iniciou-se no mês de Março terminando no mês de Agosto. A construção foi dividida em duas partes, a construção dos elementos metálicos e os trabalhos em betão.

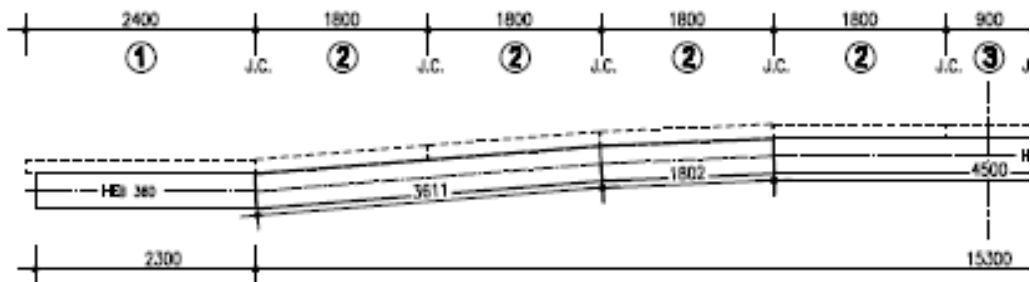


Figura 3-22 – Aproximação do traçado parabólico dos perfis principais por uma poligonal

Os trabalhos em oficina na parte metálica iniciaram-se, de acordo com o cronograma da Figura 3-23, com a preparação dos materiais e o estudo da adequabilidade de algumas alterações pontuais em elementos do projecto inicial. Por não existir na ilha um equipamento capaz de calandrar os HEB360, que suportam o tabuleiro, de acordo com a parábola do 2º grau prevista no projecto inicial optou-se pela aproximação desta parábola por uma poligonal (Figura3-22). Para tal localizou-se as juntas entre linhas poligonais de modo a que coincidisse com as juntas de montagem das lajes pré-fabricadas do tabuleiro adicionando-se ainda uma contraflecha de 100mm. Dado que a adopção de uma geometria poligonal aumenta o número de soldaduras topo a topo entre os perfis principais, as soldaduras foram inspeccionadas por penetração a todo o seu comprimento com ensaios de ultra-sons ou raios X.

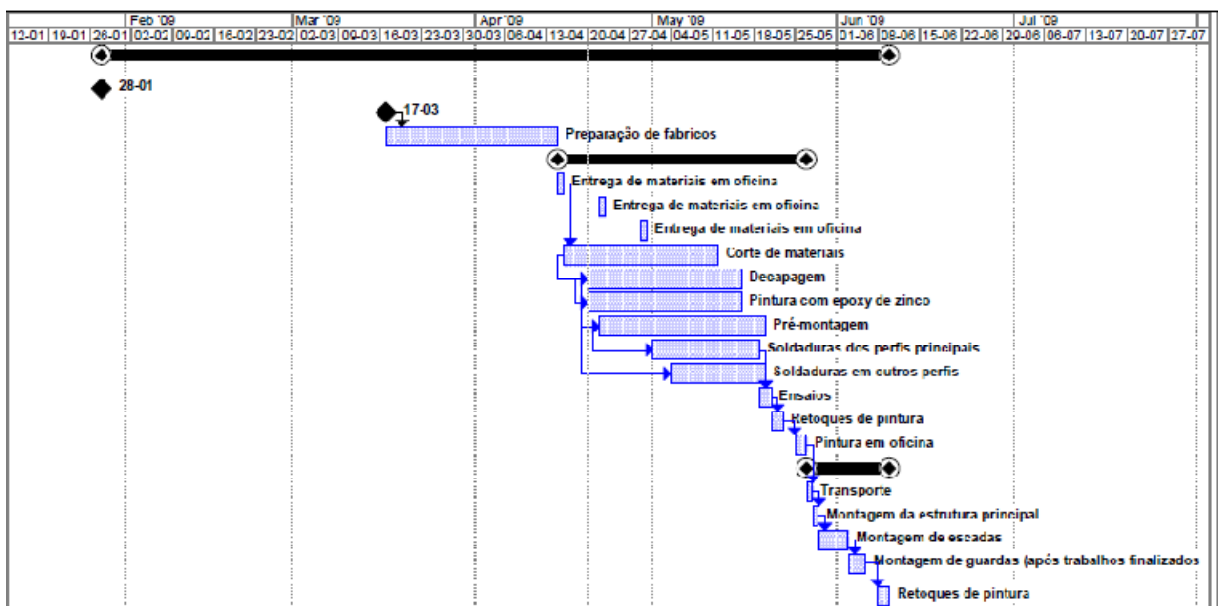


Figura 3-23 – Cronograma da construção da Passagem Superior de Peões

Os conectores metálicos Φ 16 inicialmente previstos foram, por razões construtivas substituídos por varão A400NR Φ 16 dobrados em forma de U (Figuras 3-24 e 3-25).

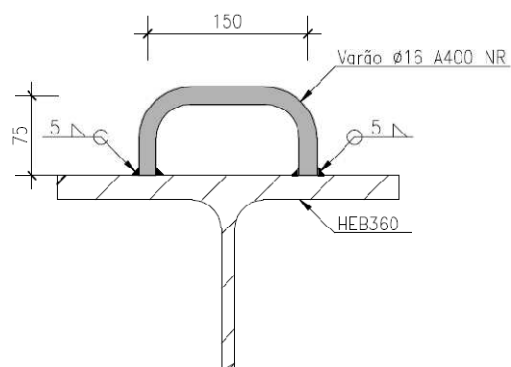


Figura 3-24 – Conector alternativo



Figura 3-25 - Conectores

Estabelecidas as alterações ao projecto inicial os trabalhos na estrutura metálica iniciaram-se com o corte dos perfis (Figuras 3-26 a 3-28) para a sua posterior decapagem a jacto de areia ao grau SA 2 1/2 areia (Figura 3-29), de forma a remover impurezas e a oxidação da superfície, seguido por metalização e projecção de zinco a quente.



Figura 3-26 – Corte dos perfis principais



Figura 3-27 – Corte dos perfis principais



Figura 3-28 – Corte dos perfis principais



Figura 3-29 - Pormenor dos perfis após decapagem

Após decapagem e metalização por projecção de zinco, iniciou-se a pré-montagem da estrutura seguida das ligações entre os perfis por soldadura (Figuras 3-30 a 3-32).



Figura 3-30 – Soldagem da estrutura metálica principal e dos electródes utilizados



Figura 3-31 – Pormenor das soldaduras dos perfis



Figura 3-32 – Soldaduras nos perfis

Na Tabela 3-19 apresenta-se o esquema de tratamento da superfície dos componentes da estrutura metálica que foi aplicado após a pré-montagem (Figuras 3-33 a 3-38).

Tabela 3-19 – Esquema mínimo a ser utilizado no tratamento das superfícies

Elementos Metálicos	Guardas Metálicas
Decapagem a jacto de areia ao grau SA 2 1/2	---
Metalização por projecção de zinco (50 µm)	Galvanização a quente (80 µm)
Primário com Amercoat 71 (50 µm)	
Intermédio epoxy com Amerlok 400C (125 µm)	
Acabamento a poliuretano com Amercoat 450 S (50 µm)	



Figura 3-33 – Materiais para tratamento da superfície metálica



Figura 3-34 – Estrutura metálica do tabuleiro e respectivas guardas



Figura 3-35 - Estrutura metálica do tabuleiro



Figura 3-36 – Pormenores da estrutura do tabuleiro

Paralelamente aos trabalhos na estrutura metálica principal decorreram em oficina os trabalhos de fabrico das escadas e guardas corpos. No local foram betonados os pilares e parte da escada Este (Figuras 3-37a. e 3-38 a.)



Figura 3-37 – a. Pilar b. Vista Geral da Estrutura metálica após montagem

Transportou-se para o local a estrutura dividida em 3 grandes conjuntos:

- A estrutura metálica principal, com 19,928m;
- A estrutura metálica da escada Este;
- A estrutura metálica da escada Oeste;

Uma vez no local, colaram-se os apoios em neoprene, seguindo-se os trabalhos de acerto e colocação de cada um dos troços da estrutura sobre os seus apoios, tarefa que foi realizada com auxílio de uma grua de 50t (Figuras 3-39 a 3-42).



Figura 3-38 – Montagem de ambas as escadas



Figura 3-39 – Colagem dos apoios em neoprene



Figura 3-40 – Montagem da estrutura metálica principal

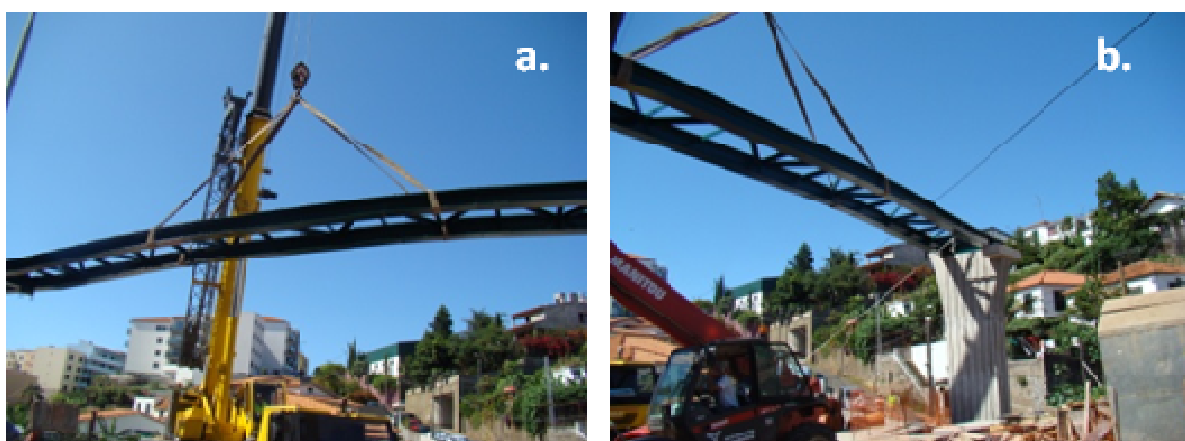


Figura 3-41 – Acerto da estrutura metálica principal sobre os pilares



Figura 3-42 – Acerto da estrutura metálica principal sobre os pilares

A estas tarefas seguiram-se os trabalhos de soldadura prevista no projecto, e o seu respectivo tratamento e finalização com uma demão de acabamento à base de poliuretano.

Em fase posterior da obra, realizou-se a montagem das lajes pré-fabricadas sobre o tabuleiro e escadas, e a montagem dos guarda-corpos, tal como se ilustra nas Figuras 3-43 a 3-46.



Figura 3-43 – a. Lajes de armado b. Início de montagem das lajes pré-fabricadas

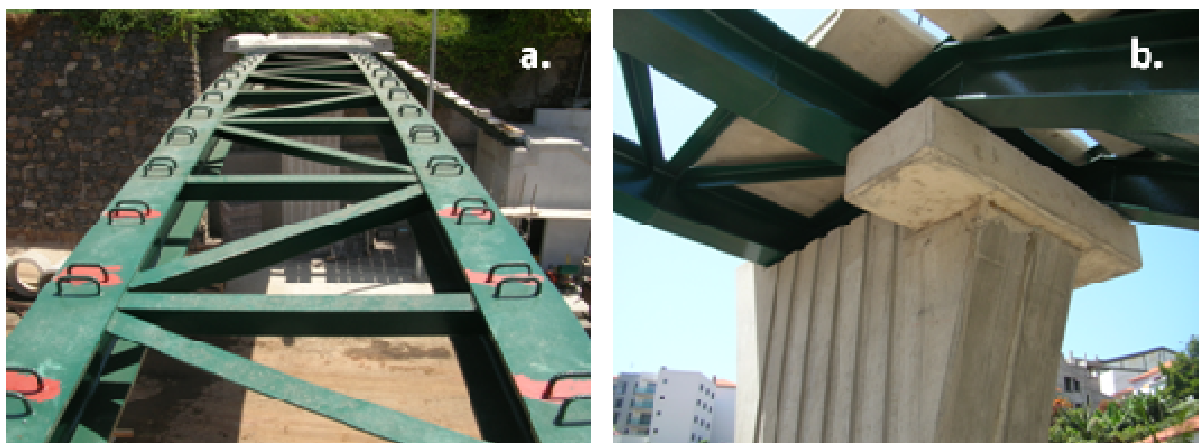


Figura 3-44 – Montagem das lajes pré-fabricadas: a. Vista Superior da estrutura metálica; b. Vista inferior sobre o pilar



Figura 3-45 – Montagem das lajes pré-fabricadas



Figura 3-46 – Ponte após finalização dos trabalhos

Interessa salientar características notórias destas estruturas, tais como o baixo impacto e a curta duração do processo construtivo. Como todas as partes do tabuleiro foram fabricadas em estaleiro, a duração dos trabalhos no local da obra diminuí possibilitando também e consequentemente a interferência com a via inferior, que neste caso também se encontrava em construção.

É inegável o baixo impacto visual e ambiental do tabuleiro após a conclusão dos trabalhos, aspecto que neste caso era de extrema importância já que a estrutura se encontra em meio urbano (Figura 3-46).

O modelo SAP

A construção do modelo da estrutura e respectiva simulação da acção pedonal foram realizadas à semelhança do modelo da primeira estrutura apresentada.

Simulou-se o tabuleiro através de uma laje com 0,165m, de forma a que se obtivesse a mesma inércia que a laje real, o que implicou que o peso volúmico do betão da laje fosse igualmente ajustado de forma a corresponder ao peso real.

Além do peso da própria estrutura, gerado pelo programa, incluíram-se as restantes cargas permanentes, correspondendo a um acabamento do piso com 10mm de espessura e peso específico de 24 kN/m³.

Após cálculo do seu peso real, os guarda-corpos foram simulados por forças concentradas.

O factor de amortecimento (*Modal Damping*) foi considerado como 0.5%, correspondendo ao valor médio do intervalo indicado para amortecimento característico de uma estrutura mista.

Frequências Próprias e Modos de Vibração

Após a respectiva análise no programa dos modelos, obtiveram-se 12 modos de vibração cujas frequências próprias estão listadas na Tabela 3-20.

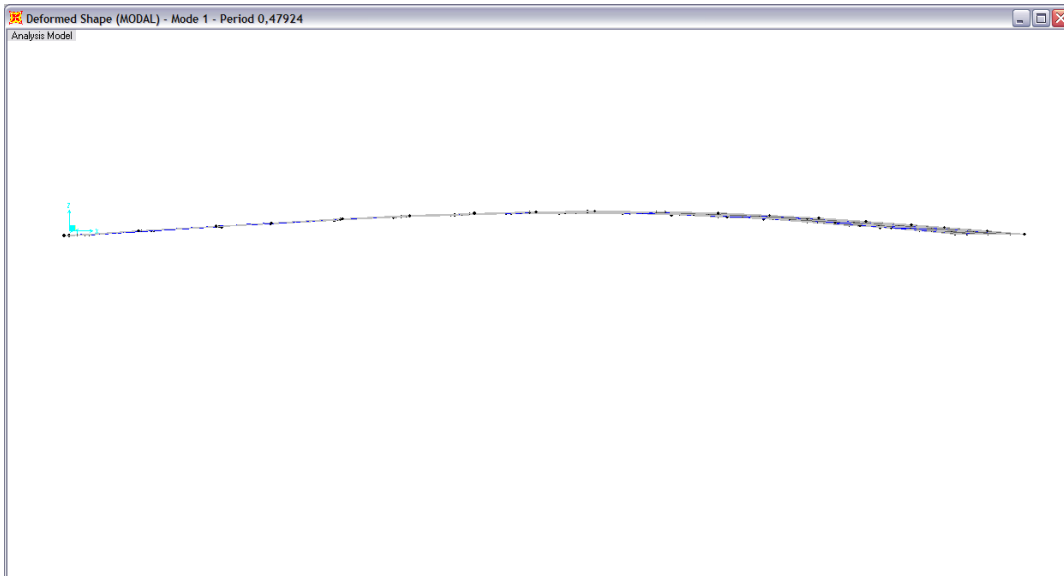
Tabela 3-20- Períodos e frequências dos vários modos de vibração no modelo

Modo	Período	Frequência	Frequência angular	Valor Próprio
1	0,479	2,0866	13,111	171,89
2	0,152	6,5619	41,229	1699,9
3	0,126	7,9535	49,973	2497,3
4	0,072	13,831	86,903	7552,1
5	0,068	14,621	91,869	8439,9
6	0,060	16,704	104,95	11015
7	0,042	24,073	151,25	22878
8	0,038	26,571	166,95	27872
9	0,031	32,551	204,53	41831
10	0,030	33,872	212,82	45293
11	0,026	38,398	241,26	58207
12	0,025	39,656	249,16	62083

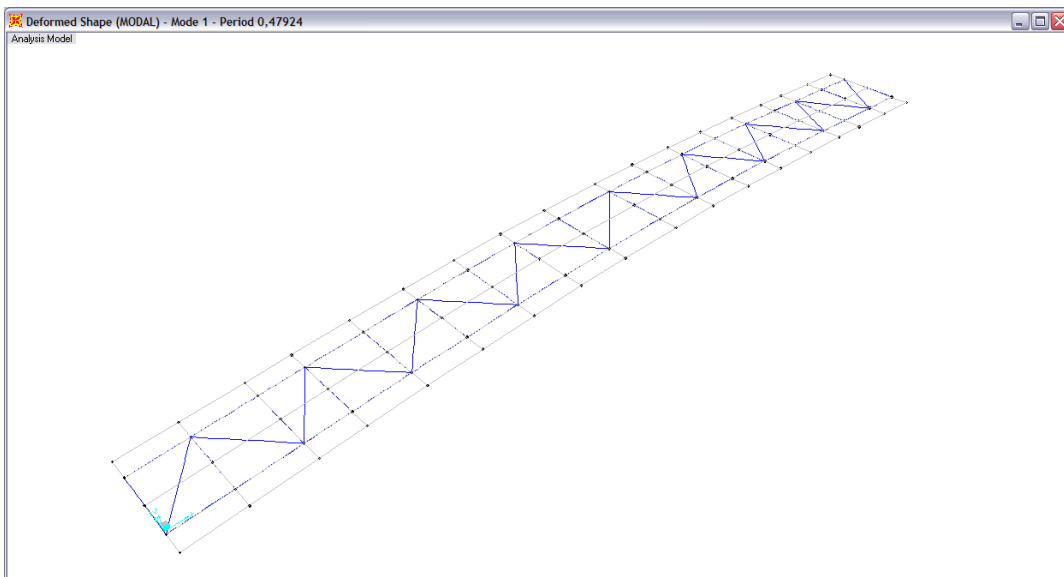
Verificou-se que apenas a frequência do primeiro modo de vibração pertence à gama de frequências excitáveis pelo andamento de uma pessoa, pelo que este é o único modo apresentado. Os restantes encontram-se no capítulo Anexos.

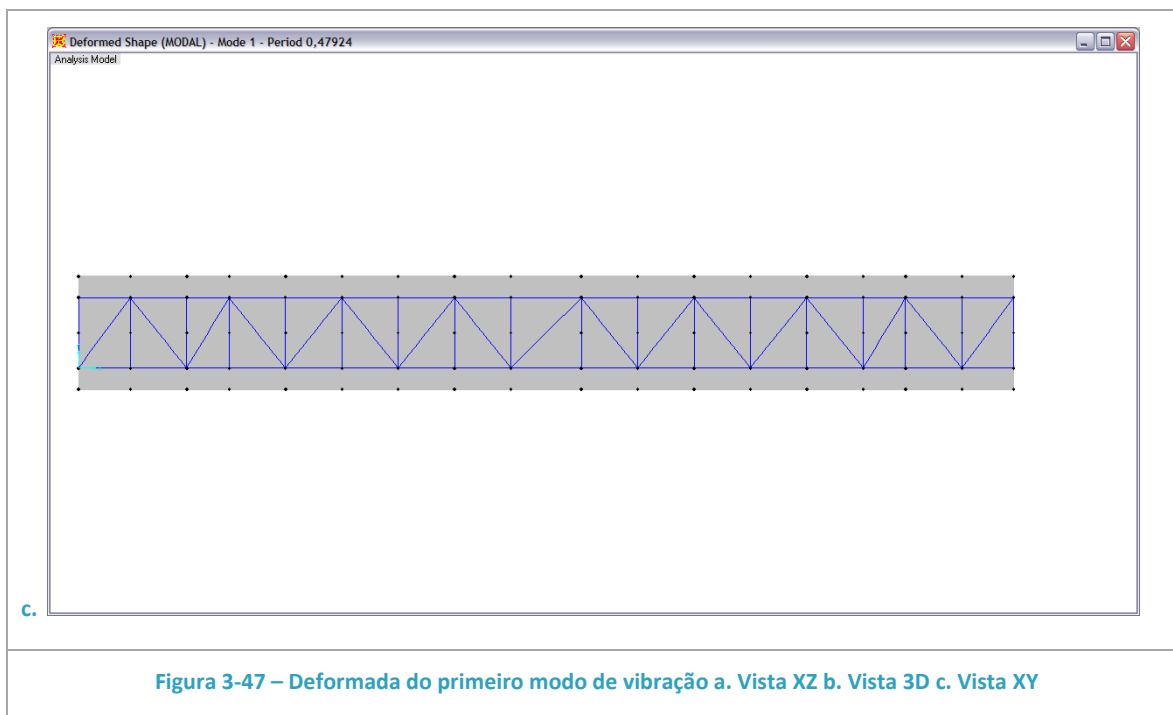
Modo de Vibração 1 ($f=2,087\text{Hz}$)

a.



b.





À semelhança do que acontece na primeira ponte estudada, este modo de vibração é caracterizado essencialmente por uma oscilação na vertical simétrica com uma participação de massa para o deslocamento segundo z de 72,7% (Tabela 3-21). Neste modo não são evidentes translações em x ou y ou torção (Figura 3-47).

Tabela 3-21 – Percentagens de participação de massa

Modo	Período (s)	U _x	U _y	U _z	R _x	R _y	R _z
1	0,479	0,20%	0,00%	72,68%	35,35%	55,58%	0,00%
2	0,152	0,00%	22,47%	0,00%	26,06%	0,00%	17,16%
3	0,126	0,59%	0,00%	0,00%	0,00%	9,42%	0,01%
4	0,072	0,00%	42,02%	0,00%	9,34%	0,00%	29,32%
5	0,068	0,00%	6,38%	0,00%	1,32%	0,00%	13,33%
6	0,060	2,30%	0,00%	4,50%	2,17%	3,59%	0,01%
7	0,042	0,01%	0,49%	0,00%	3,91%	0,00%	0,21%
8	0,038	8,74%	0,00%	0,10%	0,03%	1,09%	0,05%
9	0,031	60,30%	0,00%	0,90%	0,42%	0,03%	0,34%
10	0,030	0,09%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	1,12%
11	0,026	0,00%	0,62%	0,00%	0,21%	0,00%	3,04%
12	0,025	8,11%	0,00%	0,49%	0,24%	0,11%	0,03%

Tal como mostra a Tabela 3-22, as acelerações máximas obtidas no modelo ocorrem a meio vão, se explica dada a simetria da estrutura. As acelerações obtidas a ¼ vão são 70% a 85% das acelerações a ½ vão.

Tabela 3-22 – Acelerações máximas obtidas através do modelo

Tipo de andamento	Acelerações a ½ vão (m/s²)	Acelerações a ¼ vão (m/s²)
Andamento Normal	0,0859	0,0759
Andamento acelerado	0,1320	0,0959
Jogging	0,1671	0,1350
Corrida	0,0645	0,0475

Verificou-se que a aceleração máxima ocorreu para o movimento de Jogging seguido do movimento em andamento acelerado.

Tal como esperado, para corrida obtiveram-se as menores acelerações máximas, já que a frequência deste movimento é de todas as simuladas aquela que mais se afasta da frequência fundamental da estrutura.

Nas Tabelas de 3-23 a 3-26 apresentam-se os gráficos aceleração/tempo segundo a componente vertical para ½ vão e ¼ vão.

Tabela 3-23 - Acelerações na direcção vertical no modelo para andamento normal

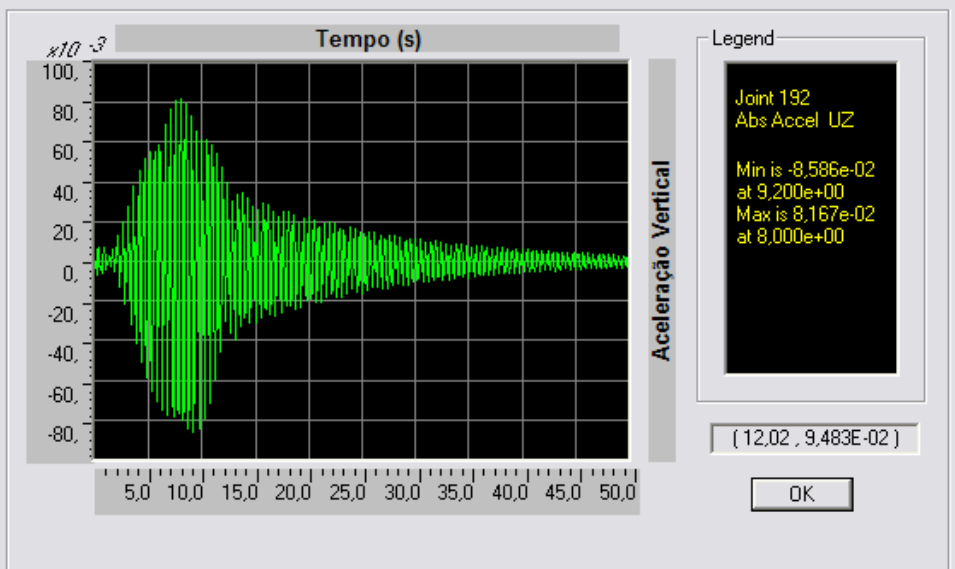
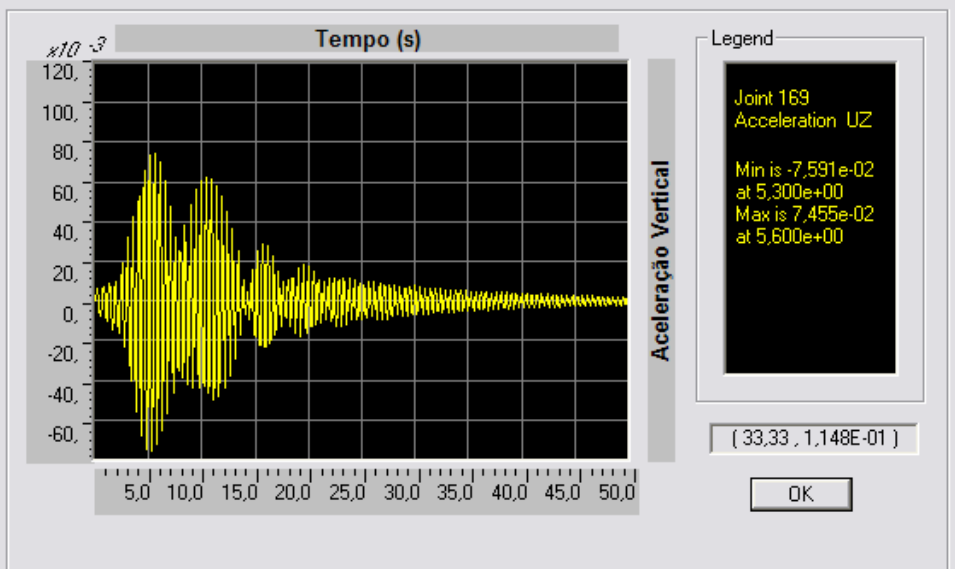
Posição	Andamento Normal (f=2,0Hz)
½ vão	
¼ vão	

Tabela 3-24 - Acelerações na direcção vertical no modelo para andamento acelerado

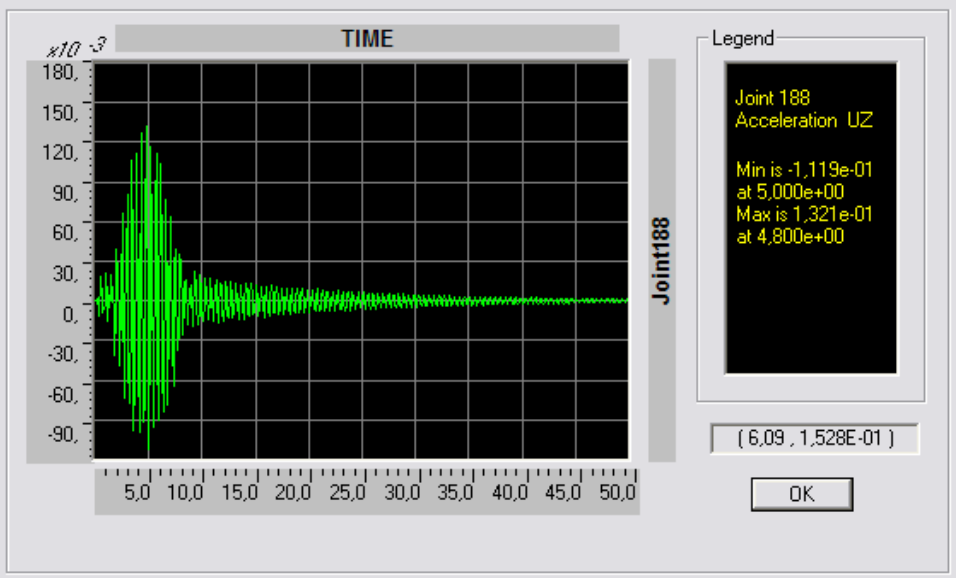
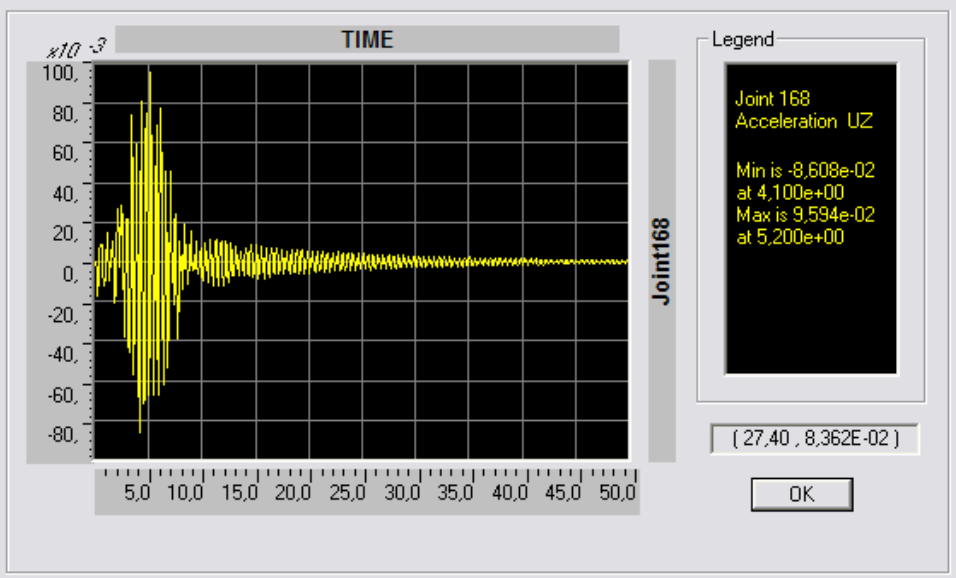
Posição	Andamento Acelerado (f=2,3Hz)
½ vão	
¼ vão	

Tabela 3-25 - Acelerações na direcção vertical no modelo para jogging

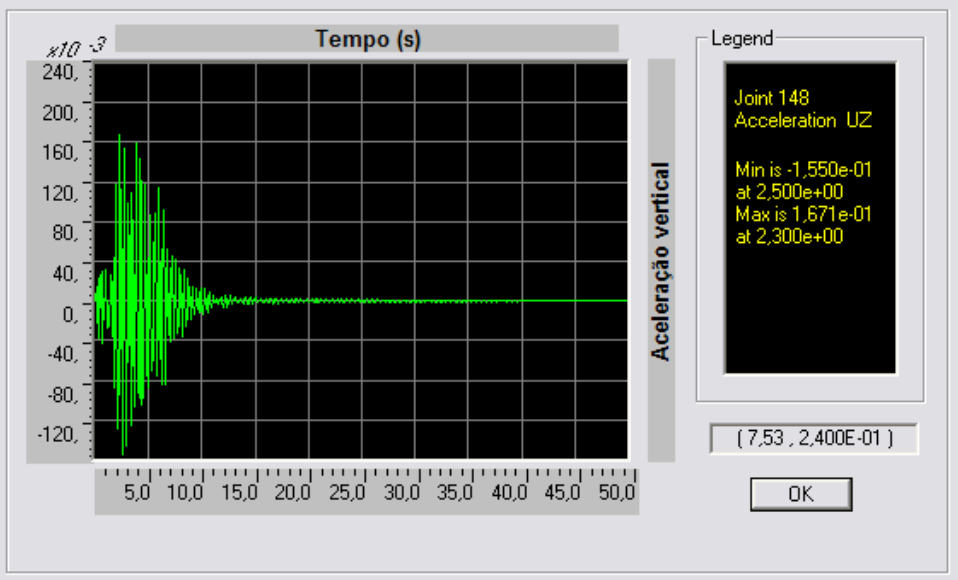
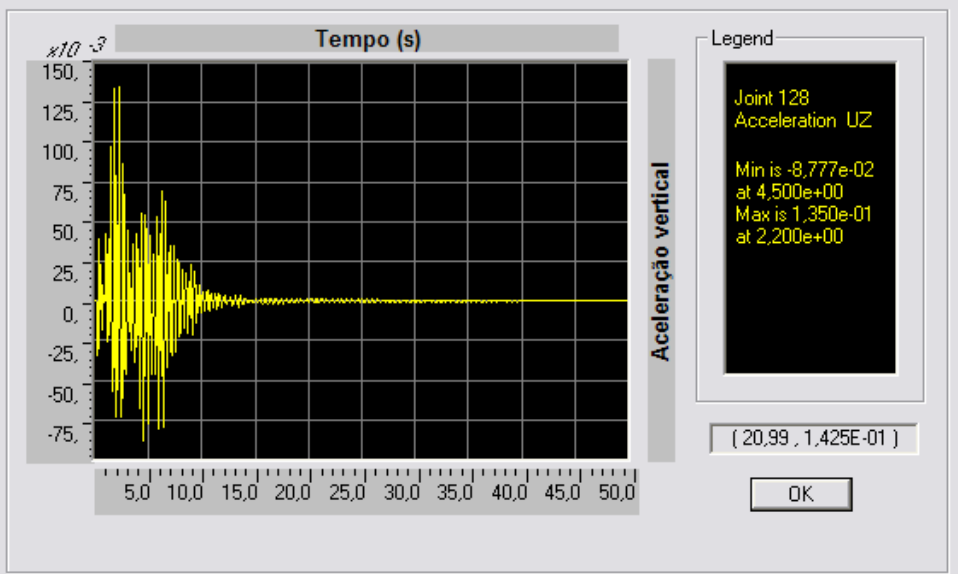
Posição	Jogging (f=2,5Hz)
½ vão	
¼ vão	

Tabela 3-26 - Acelerações na direcção vertical no modelo para corrida

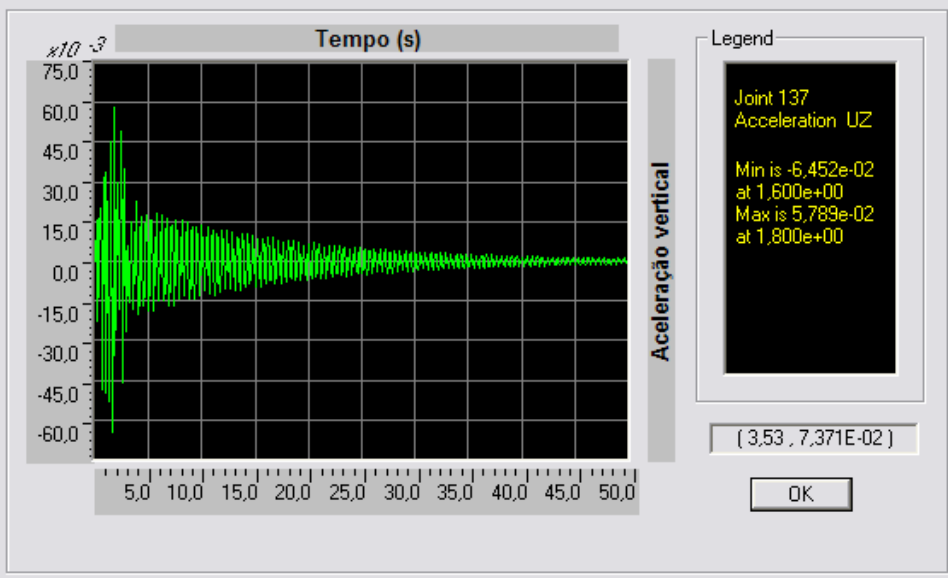
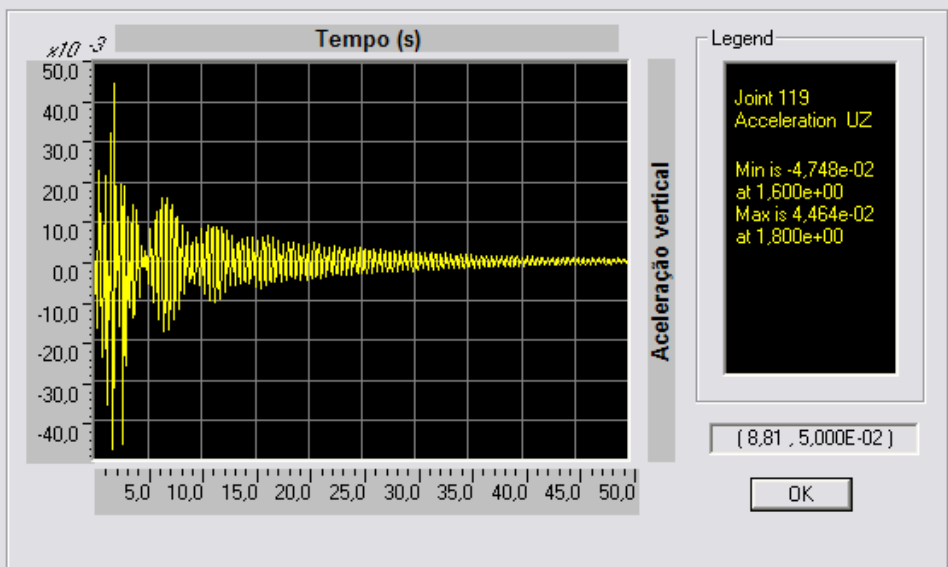
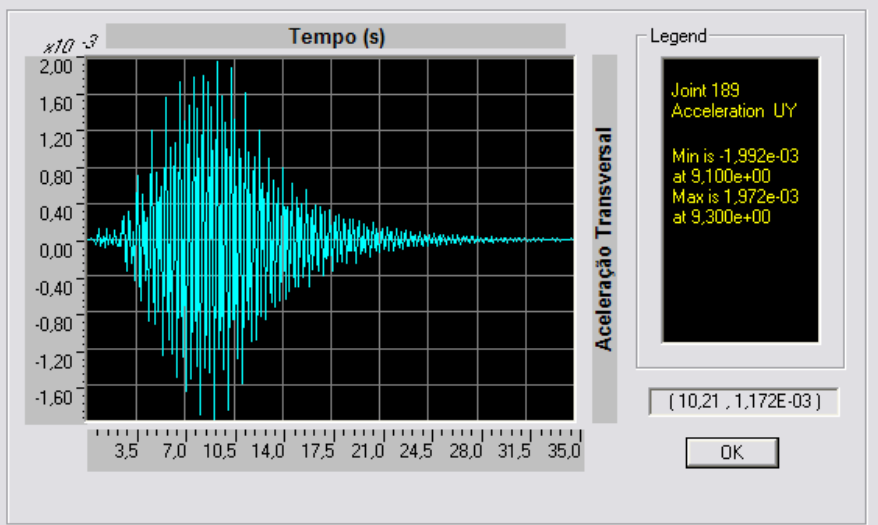
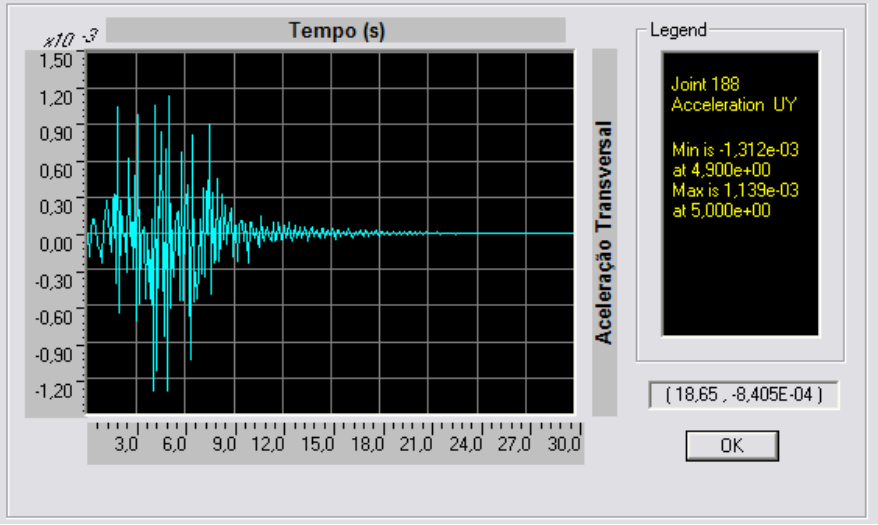
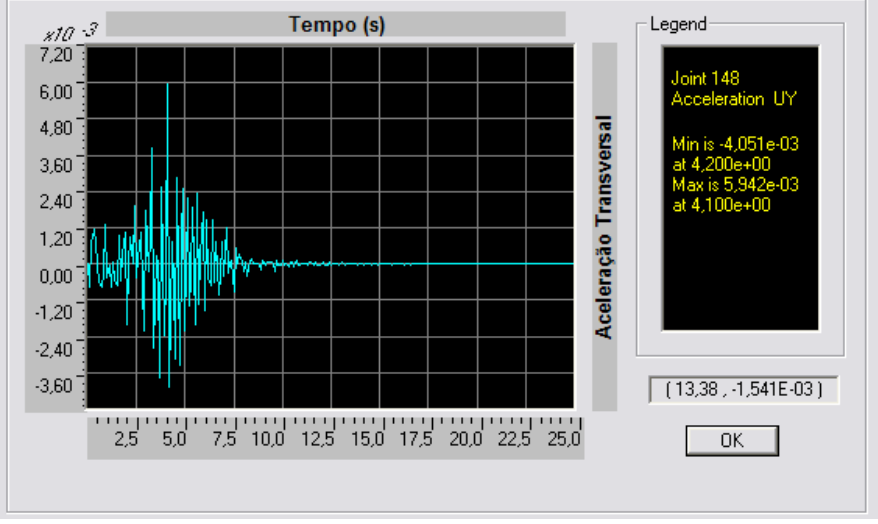
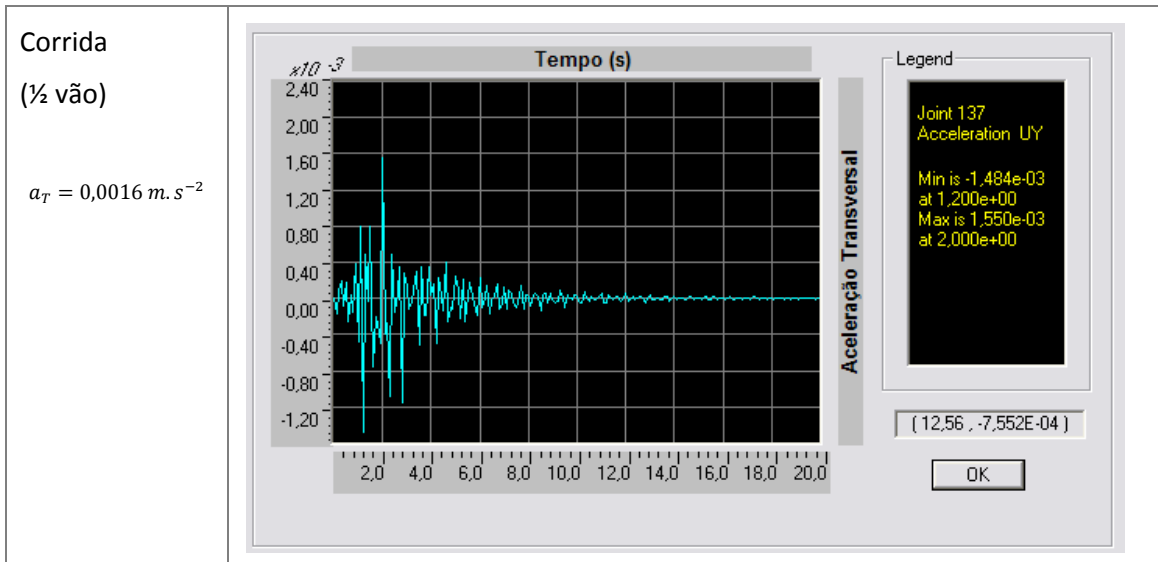
Posição	Corrida (f=3,2Hz)
½ vão	
¼ vão	

Tabela 3-27 – Acelerações máximas na direcção transversal para cada movimento

<p>Movimento</p>	
<p>Andar Normal (½ vão)</p> <p>$a_T = 0,0020 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$</p>	
<p>Andar Acelerado (½ vão)</p> <p>$a_T = 0,0011 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$</p>	
<p>Jogging (½ vão)</p> <p>$a_T = 0,0059 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$</p>	



Tal como mostra a Tabela 3-27, as acelerações, na direcção transversal, máximas ocorrem a meio vão, sendo as maiores para jogging Além disto, verifica-se que a sua ordem de magnitude é de 10^{-1} da componente vertical.

Comparação e análise de resultados

Relativamente ao primeiro caso em estudo, verifica-se que os valores das acelerações máximas obtidos no modelo não coincidem com os valores reais medidos *in-situ*, ficando na generalidade aquém destes. Para o modelo as acelerações verticais atingidas verificam os valores indicados pela maioria das normas, enquanto se verifica que as acelerações medidas excedem estes valores. Enquanto que no modelo a maior aceleração foi atingida para o movimento em corrida lenta, ou jogging, os valores medidos indicam que as acelerações máximas se atingem no caso em que o andamento tem uma frequência próxima dos 2Hz, excedendo os valores máximos indicados por todos os regulamentos referidos.

Acelerações Verticais Máximas

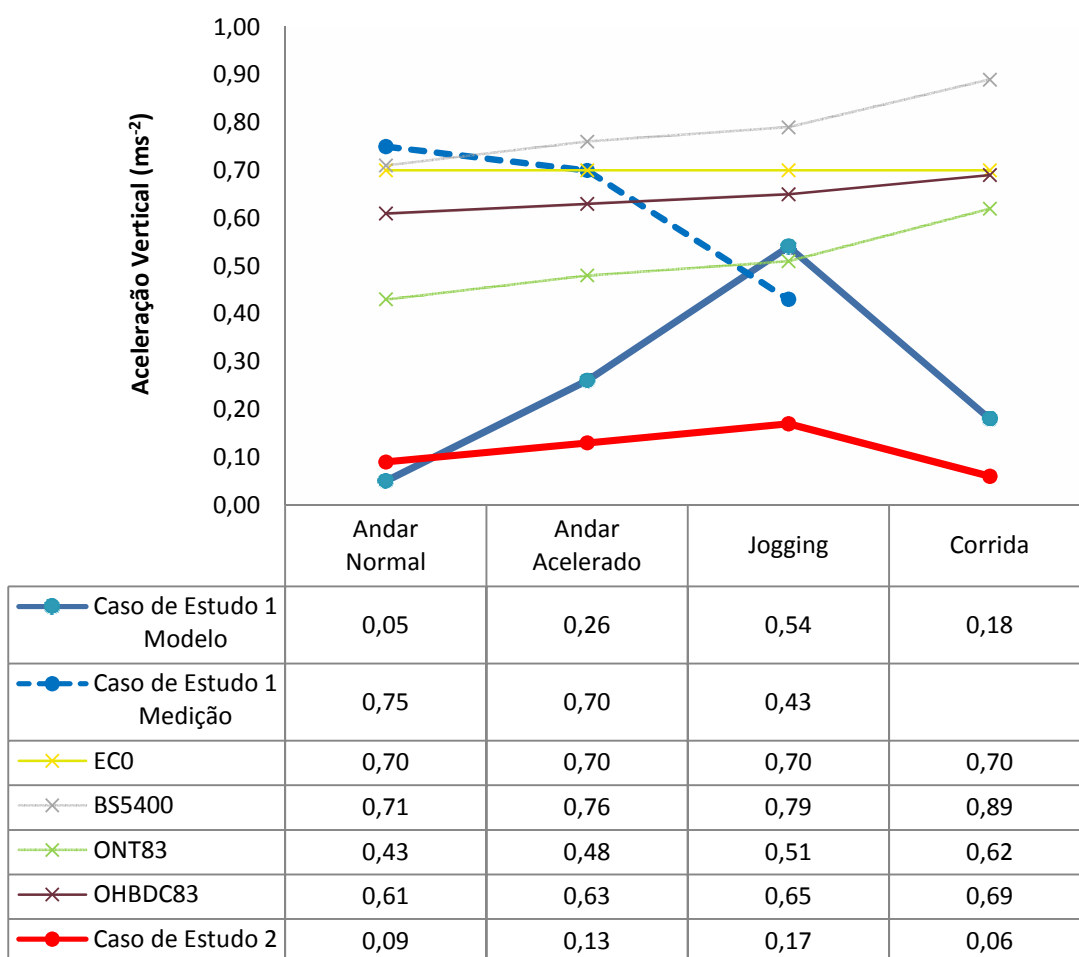


Figura 3-48 – Comparação das acelerações máximas na direcção vertical

Quanto à segunda estrutura em estudo verifica-se que as acelerações máximas do modelo não excedem os valores tidos como máximos em nenhum dos regulamentos. As acelerações são máximas para o caso do jogging ou corrida (Figura 3-48).

Para ambas as pontes em estudo as acelerações na direcção transversal ficaram aquém dos valores indicados nos regulamentos referidos, tal como mostra a Figura 3-49.

Acelerações Máximas na Direcção Transversal

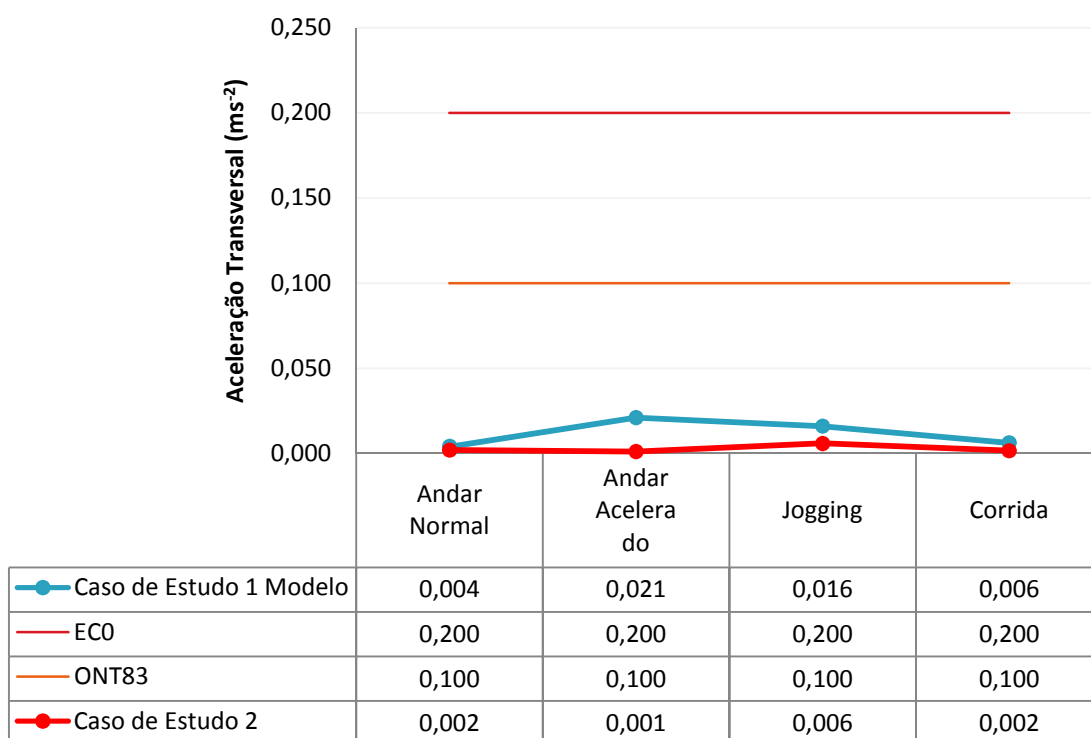


Figura 3-49 – Gráfico comparativo das acelerações na direcção transversal máximas

Comparando-se ambas as estruturas, sobressai o facto de que os valores globais das acelerações obtidos serem superiores aos obtidos para a segunda, o que pode ser explicado pela diferença de vão existente entre ambas.

No que concerne às frequências verticais verifica-se que de acordo com as indicações de projecto do Synpex [3], apresentadas no capítulo anterior, a frequência da primeira ponte enquadra-se na banda laranja que remete para um risco de ressonância médio e a frequência da segunda estrutura na banda vermelha correspondendo a um risco de ressonância elevado (Figura 3-50).

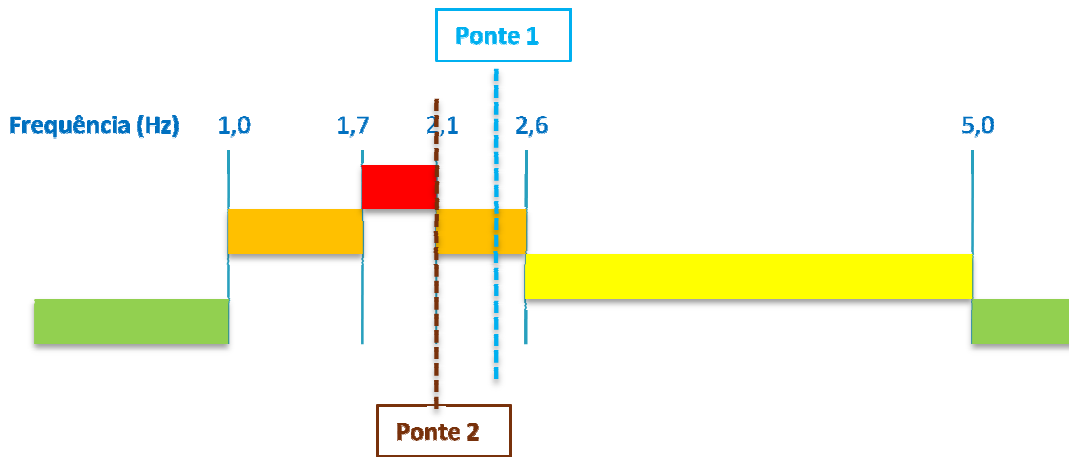


Figura 3-50 - Risco de Ressonância para as frequências verticais

De acordo com as frequências a partir das quais diversos regulamentos dispensam a verificação dinâmica da estrutura, no que concerne às frequências de vibração transversais, ambas as estruturas dispensam a análise dinâmica (Figura 3-51).

Tendo em conta as primeiras frequências de vibração vertical dos tabuleiros nenhuma das estruturas dispensa a análise dinâmica (Figura 3-52).

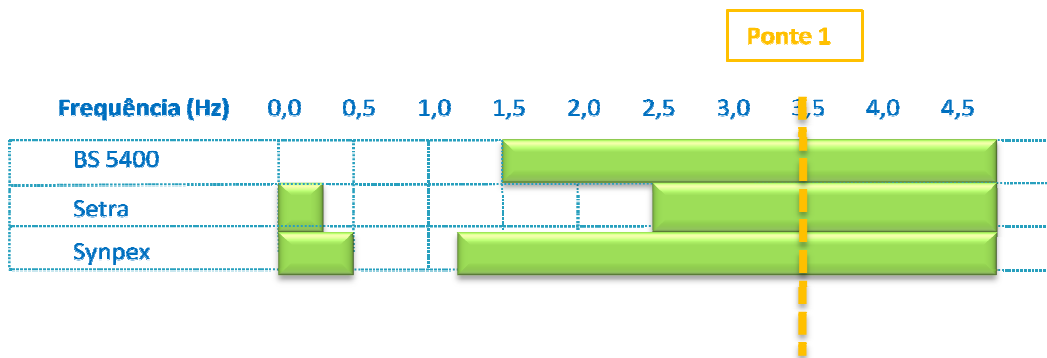


Figura 3-51 - Frequências de vibração transversal para as quais se dispensa uma análise dinâmica

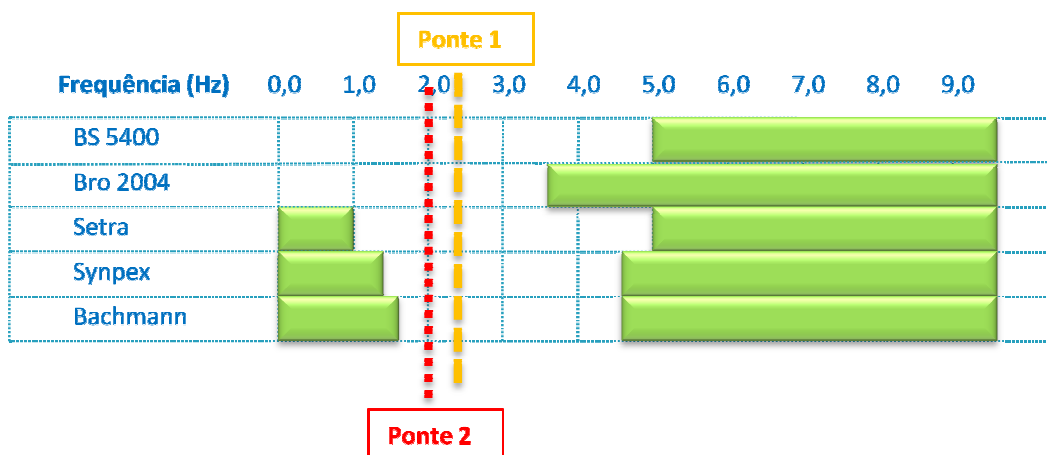


Figura 3-52 – Frequências de vibração vertical para as quais se dispensa uma análise dinâmica

Capítulo 4 – Conclusões

Este trabalho surge no âmbito de um estágio na empresa Estradas da Madeira S.A., propondo-se realizar uma análise dinâmica à acção pedonal de duas pontes pedonais mistas com configurações muito comuns actualmente na Ilha da Madeira em virtude do forte desenvolvimento da rede viária.

Teve como objectivos: 1) compreender a acção pedonal definir as suas características e formas de simular; 2) apresentar os critérios para avaliar o comportamento da acção pedonal, com base em diversos regulamentos e 3) estudar dois tabuleiros pedonais com configurações diversas, verificando a sua eficiência sob acção pedonal, com base nos valores limites indicados.

O facto de serem pontes mistas confere-lhes uma maior esbelteza, na medida em que são estruturas mais leves comparativamente às de betão e conseqüentemente com maiores problemas de vibração, apresentando frequências de vibração muito baixas, muitas vezes dentro da gama de frequências do peão.

Para a análise das estruturas em causa, criaram-se modelos de cada uma no programa de cálculo automático SAP2000, introduzindo-se várias correcções aos mesmos para que se comportassem de forma idêntica às estruturas reais. No que se refere às frequências de vibração obtidas com os modelos numéricos construídos, por comparação com as frequências medidas sobre a primeira estrutura, estas coincidem com as reais, validando o modelo para a primeira estrutura. Apesar de não ter sido possível ensaiar a segunda estrutura, uma vez que, o modelo foi construído de forma idêntica ao da primeira estrutura, afigura-se coerente julgar que as frequências do modelo estão de acordo com as reais.

As frequências fundamentais obtidas, respectivamente 2,56Hz e 2,09Hz, na primeira e segunda estruturas encontram-se na gama de frequências excitáveis pelo peão em andamento acelerado/jogging e andamento normal, evidenciando a importância do estudo do comportamento de ambas sob o movimento humano, já que existe o risco de ressonância.

A acção pedonal, além de complexa é capaz de provocar acelerações relevantes neste tipo de estrutura. Por ter características aproximadamente periódicas é correntemente, caracterizada por parâmetros como a frequência, a velocidade e o comprimento da passada, podendo ser simulada de forma eficaz através do desenvolvimento em série de Fourier. Estudando-se estas formas de simular a acção pedonal, introduziram-se as funções de carga, correspondentes a um ciclo dos quatro tipos de movimento a estudar, no programa de cálculo, aplicando-se estas funções em tantos pontos sobre o tabuleiro, quantos os passos necessários para o atravessamento da estrutura. Esta modelação além da aproximação considera nas coordenadas dos pontos de cada função de carga, é muito trabalhosa e poderia ser otimizada caso o programa possibilitasse a definição de cargas móveis com intensidade variável no tempo.

Relativamente ao valor do amortecimento proveniente das medições realizadas na primeira estrutura, não coincidiu com os valores indicados por diversos autores e regulamentos,

reforçando a importância da realização de medições em estruturas já existentes como forma de adquirir experiência e valores que permitam calibrar modelos de novas estruturas. Esta divergência explica-se pelo facto dos valores indicados na Tabela 2-12 se adequarem a pontes com secção em “viga” não se adequando à estrutura em análise. Assim, calibrou-se o respectivo modelo com o valor de coeficiente de amortecimento experimental.

Para a segunda estrutura utilizou-se o valor do coeficiente de amortecimento indicado na bibliografia, julgando-se válido na medida em que, a estrutura tem secção transversal do tipo “bi-viga”.

Comparando-se os valores de aceleração obtidos nas medições da primeira estrutura verificou-se que são superiores ao valores obtidos no modelo, pelo que o modelo não se mostrou conservativo, sendo pertinente em estudos futuros a procura de outras formas de simular esta mesma acção no mesmo programa. Afigura-se que as razões desta diferença são: 1) a massa “peão modelo” ser superior à massa do peão utilizado no ensaio, e que 2) as frequências de andamento nas medições não ter sido controlada, podendo assim divergir das frequências que figuram no modelo.

As acelerações verticais medidas excederam de um modo geral os limites de conforto apresentados no capítulo 2, em condições normais de utilização (isto é, no caso do andamento normal) indicando que os utilizadores da ponte podem ter sensibilidade às vibrações verticais aquando do seu atravessamento. Nesse sentido, em futuros estudos deve avaliar-se o interesse e viabilidade de introduzir dispositivos de amortecimento. No entanto, os valores obtidos nos modelos para as acelerações verticais, não excederem os limites regulamentarmente tabelados, apesar de não dispensam a necessidade de uma avaliação dinâmica das estruturas.

Atendendo ao que se verificou em casos como o da Ponte Millenium, os valores da componente transversal da aceleração devem ser também devidamente analisados. A componente transversal das acelerações não é tida em conta pela maioria dos regulamentos, pelo que se afigura importante que estes sejam revistos e esta componente estudada e caracterizada em maior pormenor. Para os casos estudados, os valores obtidos em ambos os modelos encontram-se abaixo dos valores limites apresentados no capítulo 2, já que os modos de vibração transversal apresentam frequências altas (acima dos 3,5 Hz).

Comparando-se ambas as estruturas, apesar de a segunda estrutura ser mais flexível obtiveram-se acelerações inferiores às da primeira ponte, já que esta tem um vão menor.

Deste modo, ambas as configurações das estruturas se mostraram eficazes no que respeita às vibrações na direcção transversal já que possuem modos de vibração transversal suficientemente afastados da gama excitável pela acção pedonal.

No que se refere à direcção vertical, ambas as pontes possuem frequências relativamente baixas e evidenciaram níveis de aceleração significativos, embora abaixo dos limites regulamentarmente estabelecidos.

Saliente-se, por fim, a necessidade de se assumir uma postura conservativa relativamente aos resultados dos modelos numéricos já que torna-se muitas vezes necessário serem “calibrados” para melhor se aproximarem do comportamento real das estruturas. Apesar disto, ambos os

modelos construídos se comportam da forma esperada, notando-se apenas que a forma de simular a acção pedonal apesar de ter mostrado bons resultados noutros estudos [5], no caso das pontes em estudo, conduziu sempre a resultados conservativos. Ainda assim, apesar de para a primeira estrutura as acelerações verticais medidas nem sempre coincidirem com os valores medidos, o comportamento da estrutura é o esperado, na medida em que as acelerações mais elevadas se verificaram para o caso de jogging (com frequência de 2,5Hz) que coincide com a frequência da estrutura, logo induzindo no tabuleiro um nível de aceleração mais elevado.

O acompanhamento da construção da ponte da Ligação em Via Rápida ao Porto do Funchal demonstrou vantagens construtivas dos tabuleiros mistos, tais como, a rapidez de montagem da estrutura, a diminuição do impacto do processo construtivo já que a estrutura é pré-fabricada e a sua montagem não interfere com a via inferior. Destacou-se ainda a forma como estes tabuleiros se integram no meio circundante dada a transparência, leveza e qualidades estéticas afirmando-os como meio de reduzir o impacto visual e ambiental.

No cômputo geral do que foi desenvolvido, considera-se que o presente trabalho constitui uma base ao estudo da acção pedonal em tabuleiros mistos em treliça espacial e “bi-viga”, para que muito contribui a parte experimental realizada.

Como proposta de desenvolvimentos futuros, sugere-se a elaboração de um estudo comparativo dos dois tipos de tabuleiro apresentados neste trabalho relacionando comprimento do vão com o custo da estrutura e comprimento do vão com as amplitudes de vibração, procurando as vantagens de cada uma das geometrias.

Outro aspecto importante a explorar seria, através da realização de medições in-situ ao tabuleiro do tipo “bi-viga”, verificação das suas frequências próprias e níveis de vibração reais, face à acção pedonal.

Teria igualmente interesse a análise da real necessidade e viabilidade da introdução de um dispositivo de amortecimento na primeira estrutura estudada.

Capítulo 5 - Bibliografia

- [1] Zivanovic et al. – “Human-Structure dynamic interaction in footbridges”, 2005
- [2] Hauksson, Fjalar – “Dynamic Behaviour of footbridges subjected to pedestrian-induced vibrations”, Master’s Dissertation in Structural Mechanics, Lund University, Sweden, 2005
- [3] Hivoss (Human induced Vibrations of Steel Structures) “Vibrações em Pontes Pedonais - Recomendações Técnicas de Projecto”, Setembro 2008
- [4] Hivoss, “Vibrações em Pontes Pedonais – Documento Base”, Setembro 2008
- [5] Chagas, Ana Cristina; “Análise Dinâmica de Pontes Pedonais – Caso de Estudo: Calatrava – Travessia Gare do Oriente, C.C. Vasco da Gama”, IST
- [6] Abreu, Eufrásio Manuel - “Dimensionamento de Sistemas de Controlo de Vibrações para Pontes Pedonais”, FEUP., Porto, 2008
- [7] Alves, Rui António Ferreira, Comportamento Dinâmico de Pontes sob a Acção Pedonal, FEUP, Porto, 2008
- [8] Modenesi, Paulo J. – “Soldabilidade dos Aços Transformáveis”, Belo Horizonte, Março 2004
- [9] Braz, João; “Tabuleiros de pontes em Treliça Mista”, IST
- [10] Cunha, Álvaro; Moutinho, Carlos; “Active Control of vibrations in pedestrian bridges”, FEUP
- [11] Martins, João Guerra et al. – “Betões de Elevado Desempenho”, 2003
- [12] Vasconcelos, Alexandre L. – “ Caracterização das construções mistas aço/concreto”, Artigo técnico, Revista Construção Metálica, 2006
- [13] Alva, Gerson Moacyr Sisniegas – “Sobre o projecto de edifícios em estrutura mista aço-concreto”, Universidade de S. Paulo, 2000
- [14] Costa, Cristina ; Arêde, António; Costa, Anibal – Caracterização dinâmica e análise sísmica da ponte da Lagoncinha – 6º Congresso Nacional de Sismologia, Engenharia Sísmica 2004

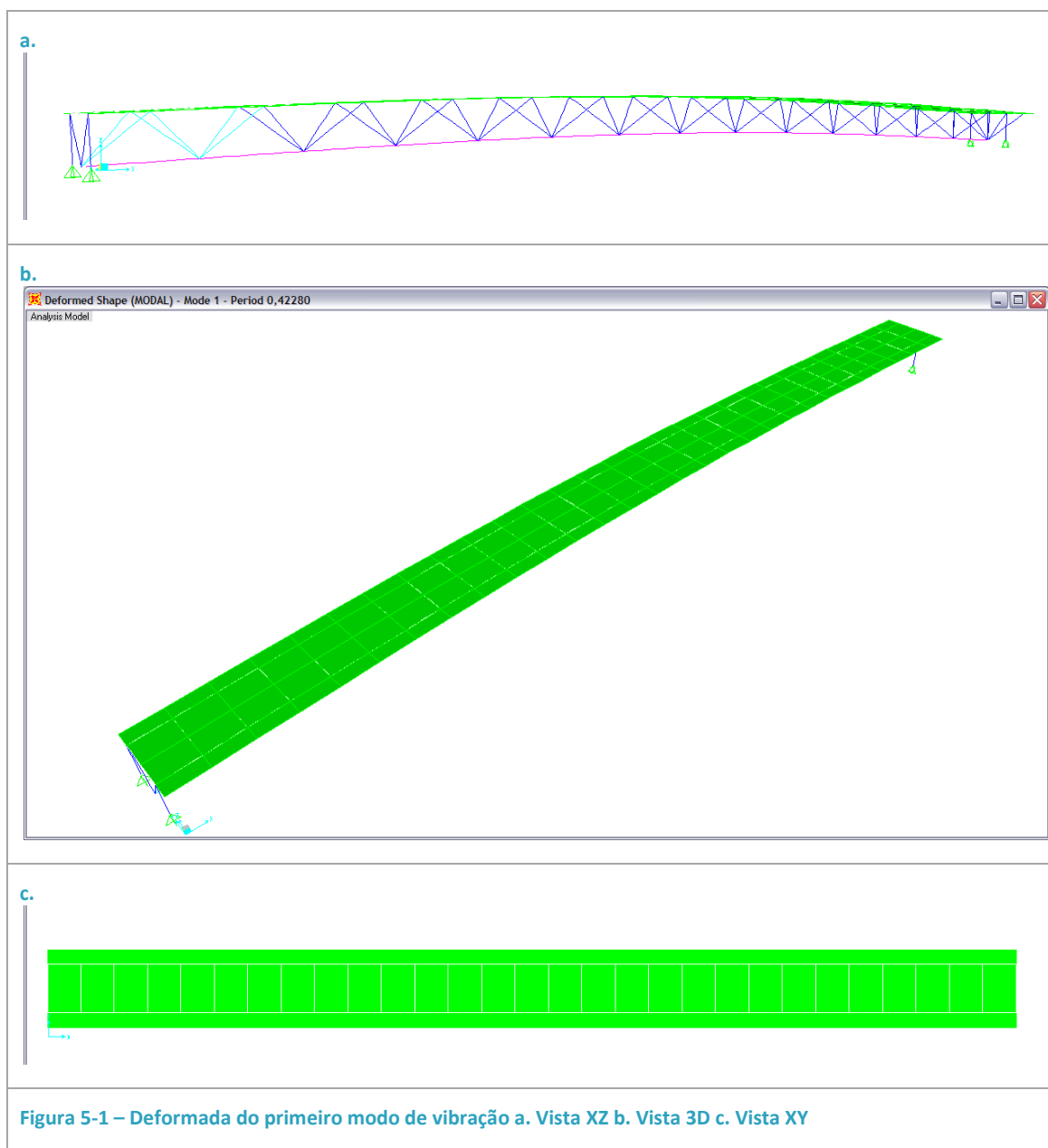
- [15] Caetano, Elsa; Cunha, Alvaro – “Modelação numérica e validação experimental do comportamento dinâmico de uma ponte pedonal” – FEUP 2004
- [16] Piedade, Moisés – “Funções de Transferência” , IST, Março 2002
- [17] “Eurocode 2 – Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings” EN1992 – 1-1, European Committee for Standardization, Brussels,2006
- [18] “Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 2: Steel Bridges ” EN1993 –2, European Committee for Standardization, Brussels, 2006
- [19] “Eurocode 4 – Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for building” EN1994 – 1-1, European Committee for Standardization, Brussels, 2004
- [20] Apontamentos de “Estruturas Mistas Aço-Betão”, DEC, Universidade de Coimbra
- [21] Reis, A. J.; Pedro, J. O.; Seia, João –“Tabuleiro de pontes em estrutura tubular mista”, 6º Encontro Nacional de Betão Estrutural, Lisboa 2008.
- [22] BSEN 10210 – 1: 2006 – Hot finished structural hollow sections of non-alloy and fine grain steels”
- [23] Tartaruga, Leonardo Alexandre; “Energética e mecânica da caminhada e corrida humana - com especial referência à locomoção em plano inclinado e efeitos da idade”- Tese de Doutoramento, Brasil 2008
- [24] Sousa, Andreia et al.; “Análise da marcha baseada numa correlação multifactorial”, Porto
- [25] Pinto, Susana; “A marcha humana em análise”, Unidade de neuromusculares, IMM-FMUL, 2007
- [26] Filho, Roberto Borges; “ Locomoção humana: diretrizes terapêuticas com base nos conhecimentos evolutivos”,2004

Anexos

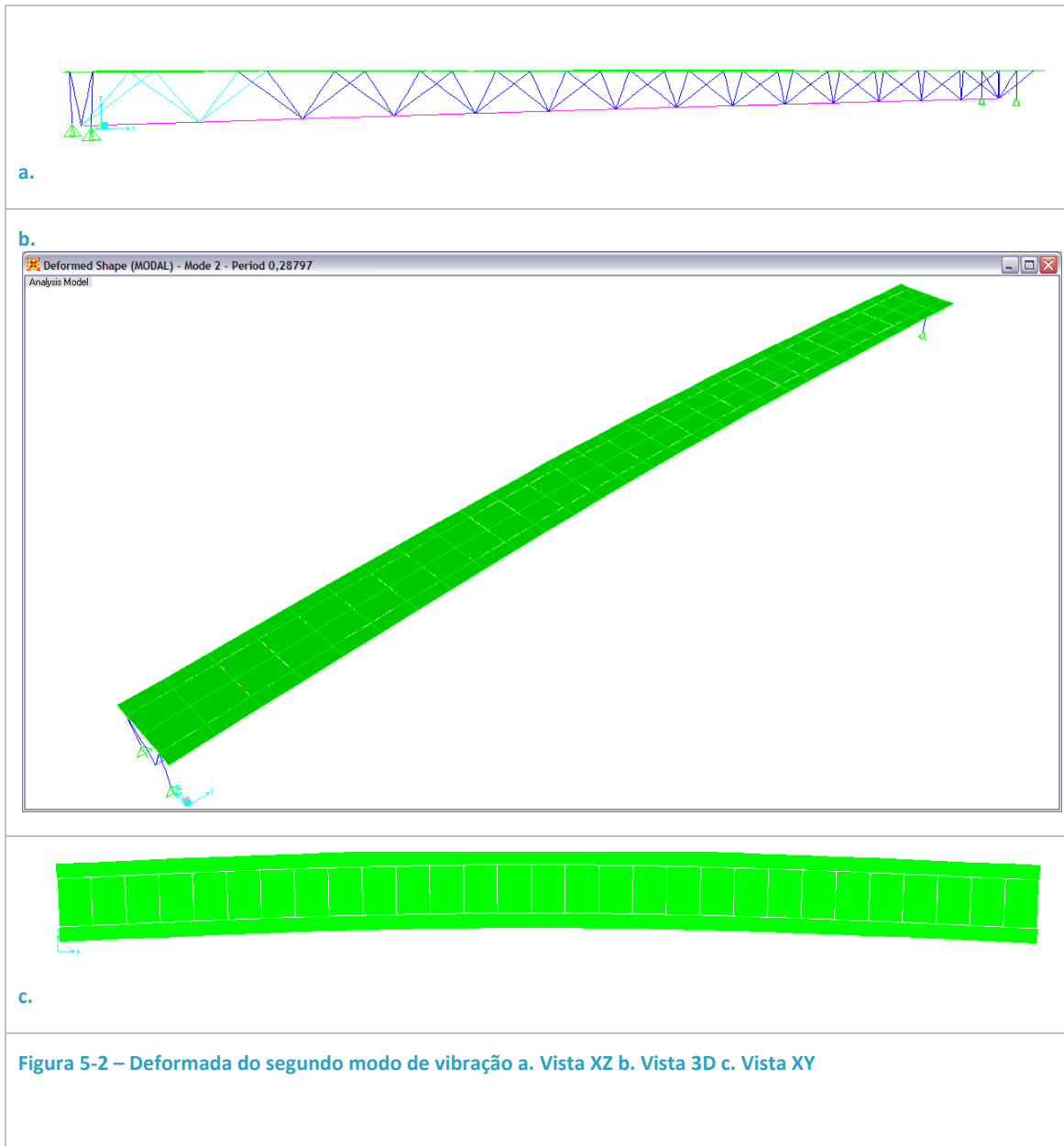
Frequências Próprias de Vibração

Ponte em treliça espacial mista – Modos de vibração

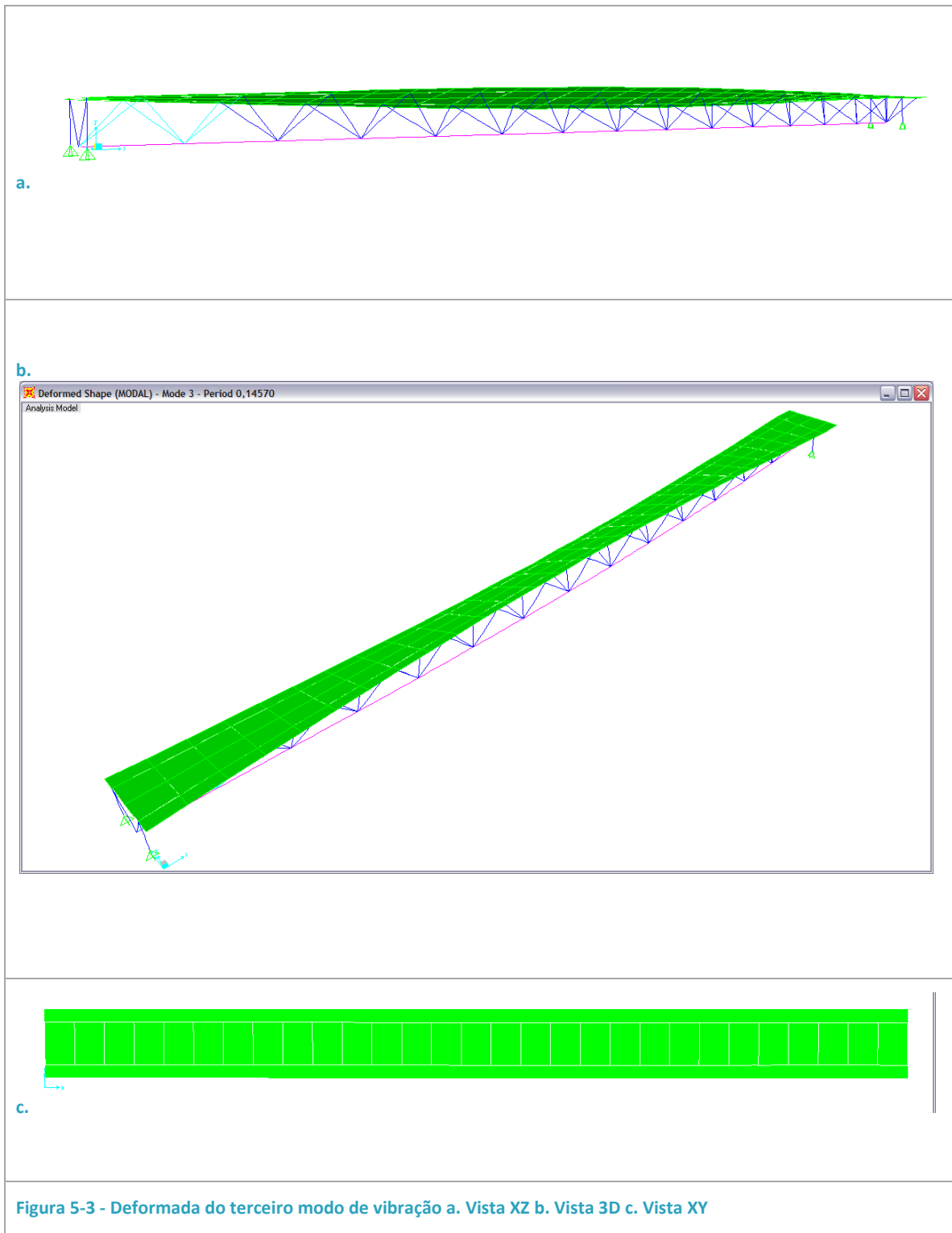
Modo de Vibração 1 ($f=2,365\text{Hz}$)



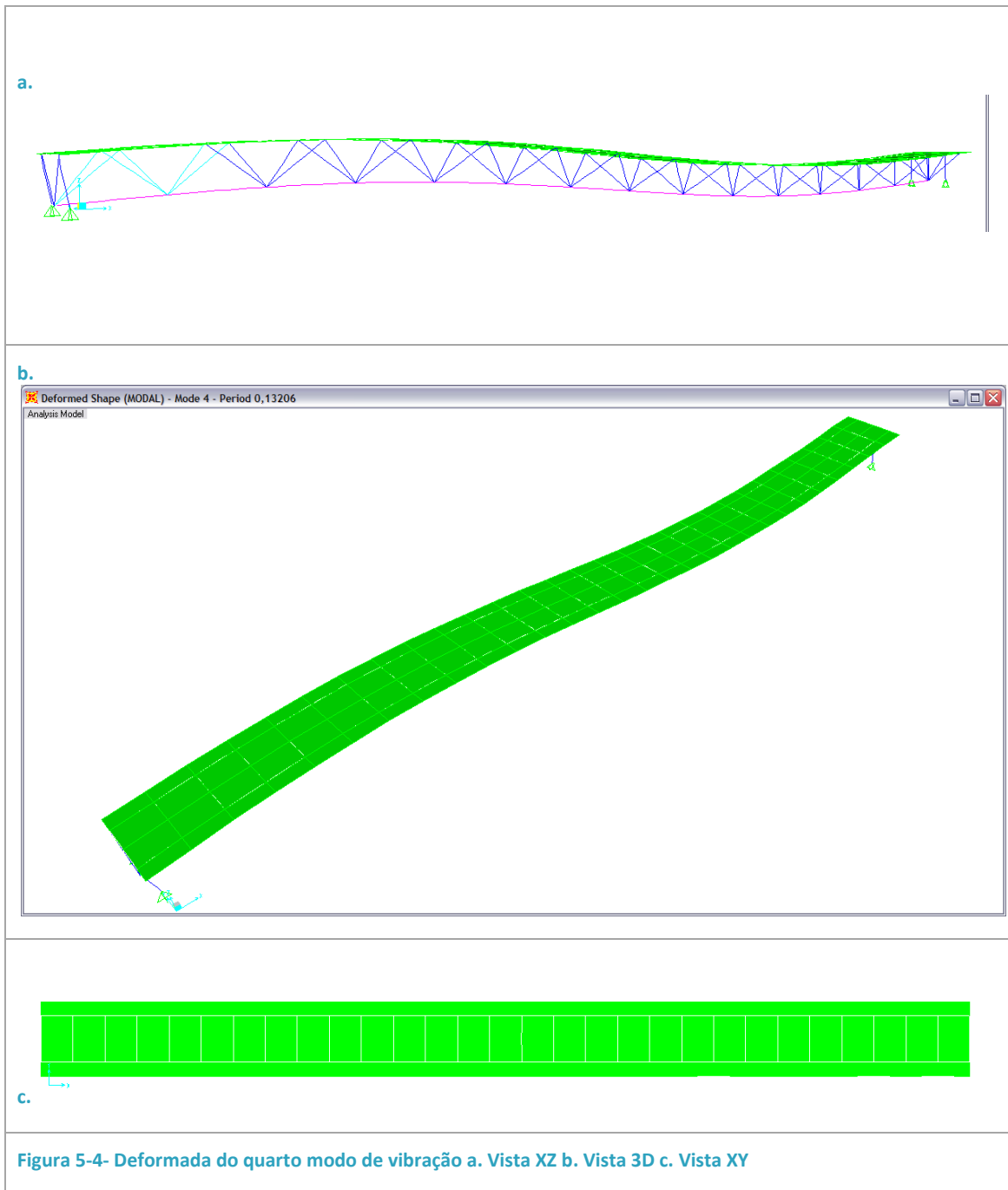
Modo de Vibração 2 ($f=3,473$ Hz)



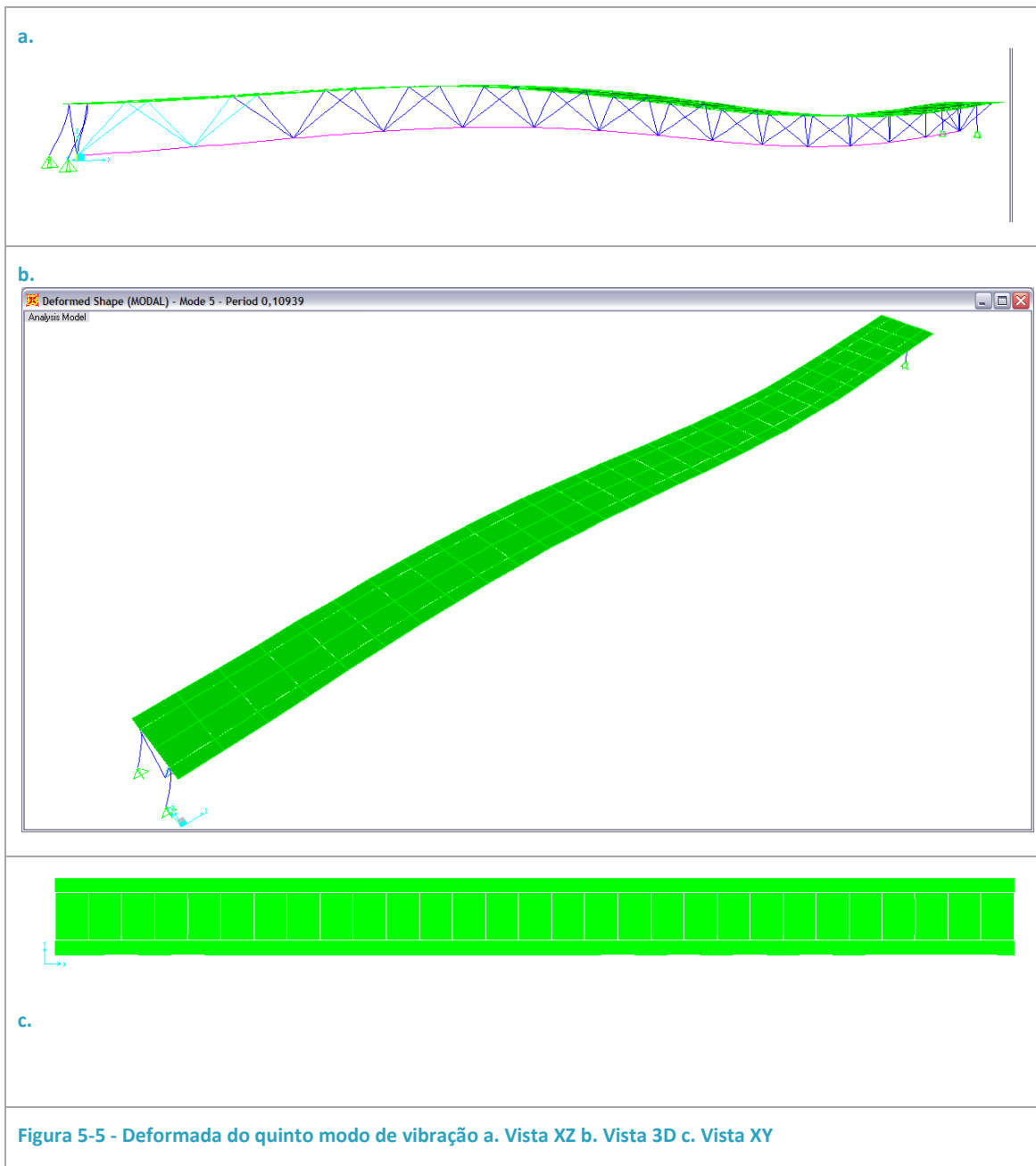
Modo de Vibração 3 ($f=6,864$ Hz)



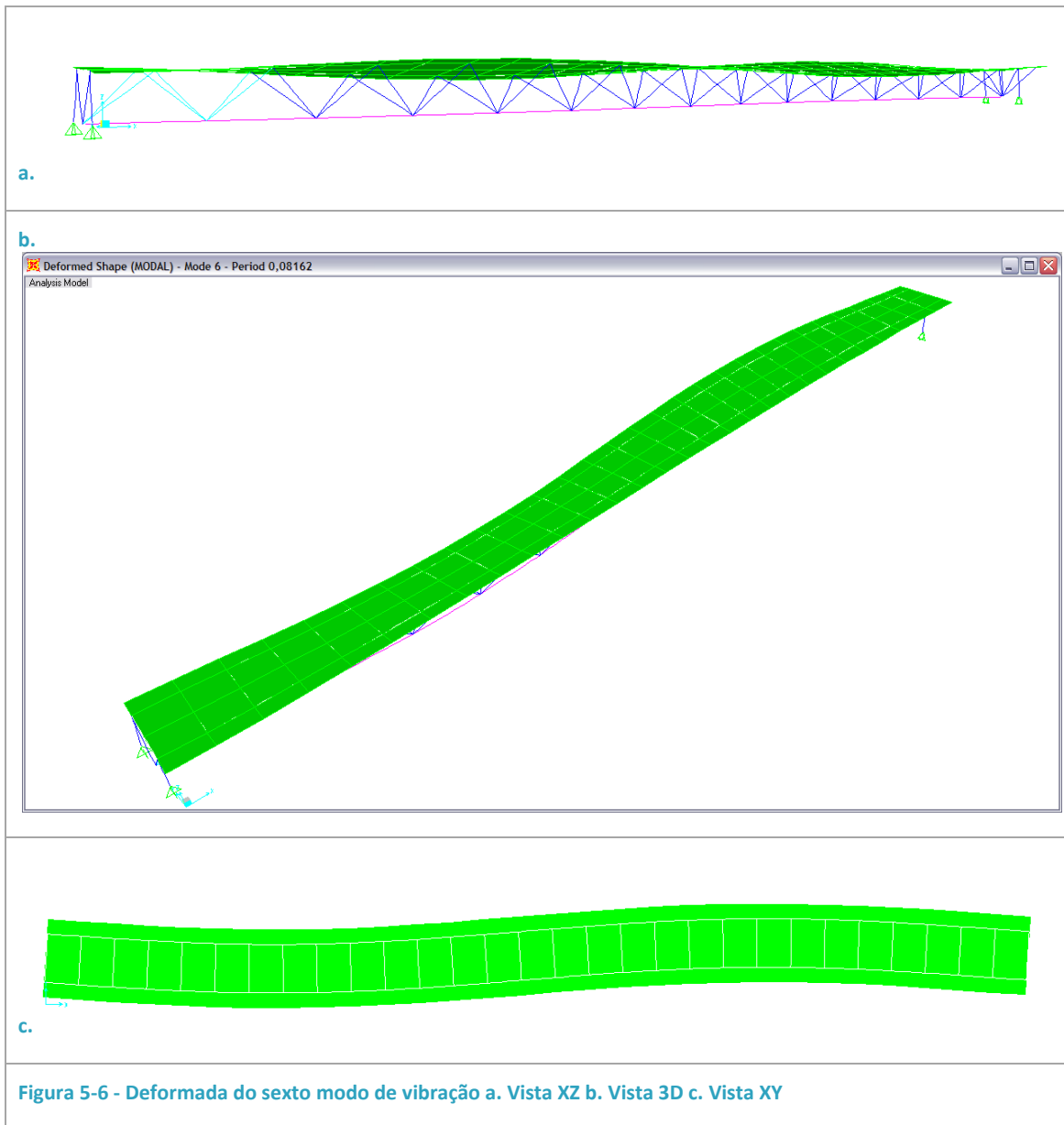
Modo de Vibração 4 ($f=7,572$ Hz)



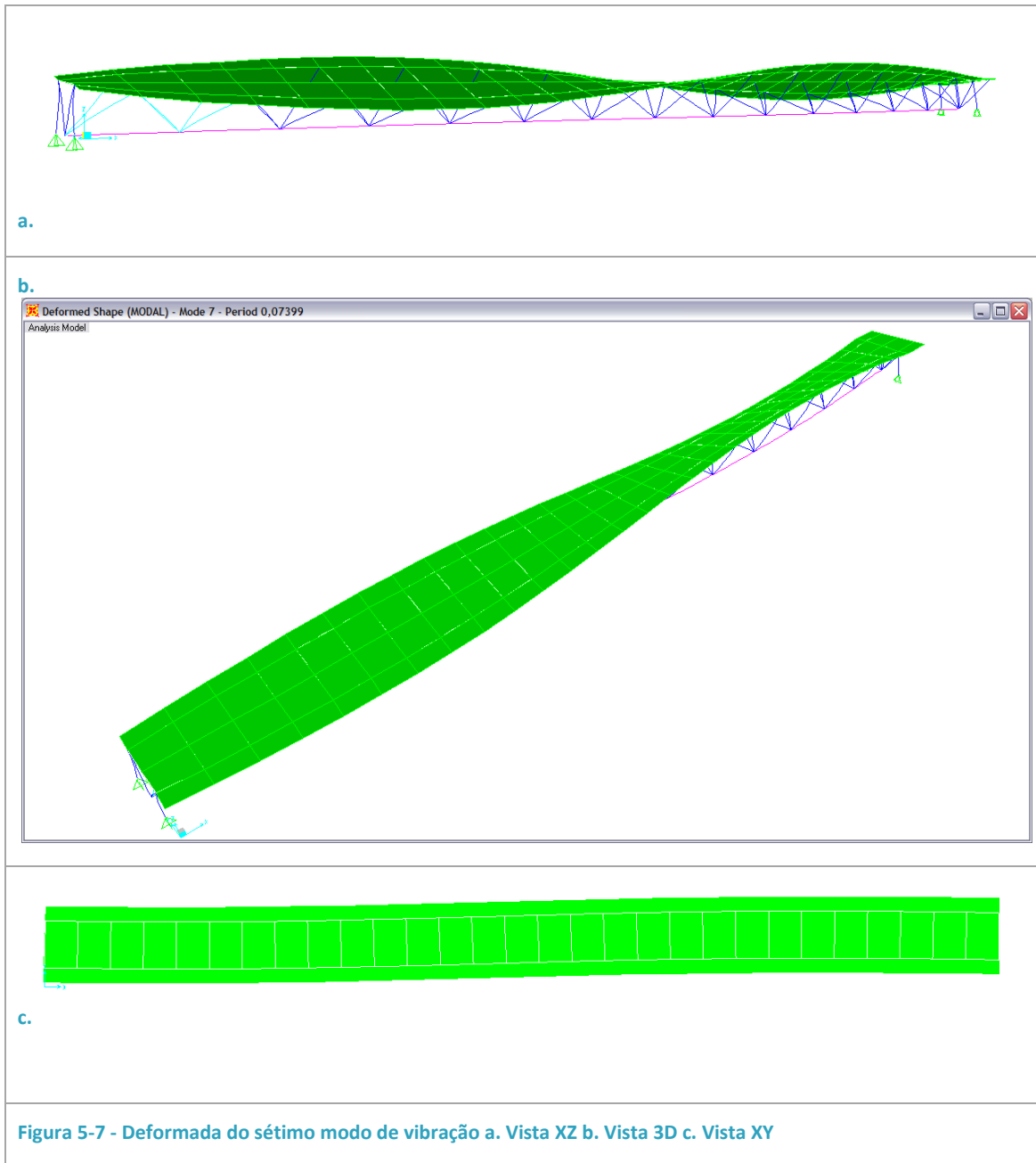
Modo de Vibração 5 ($f= 9,141$ Hz)



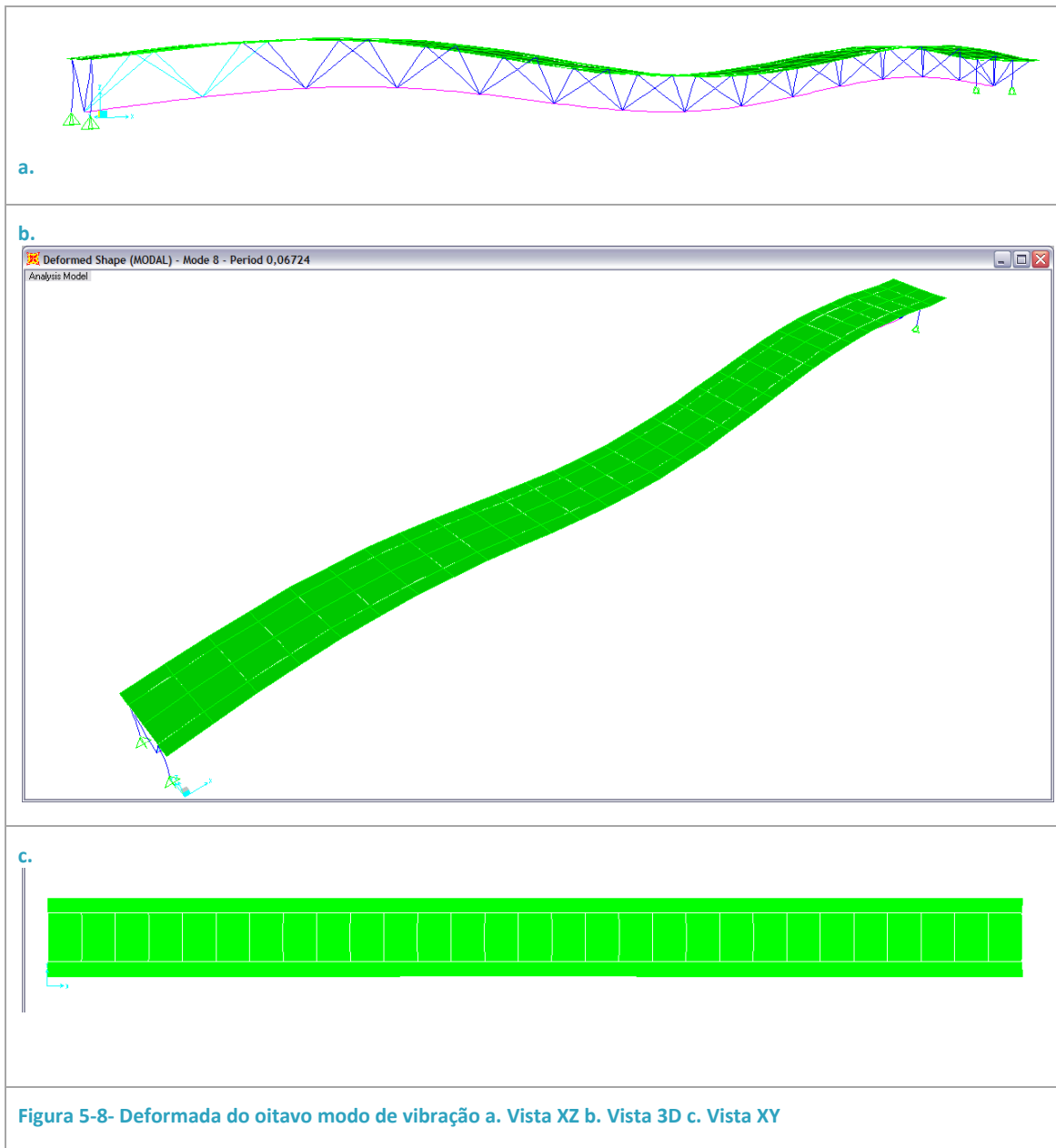
Modo de Vibração 6 ($f=12,252$ Hz)



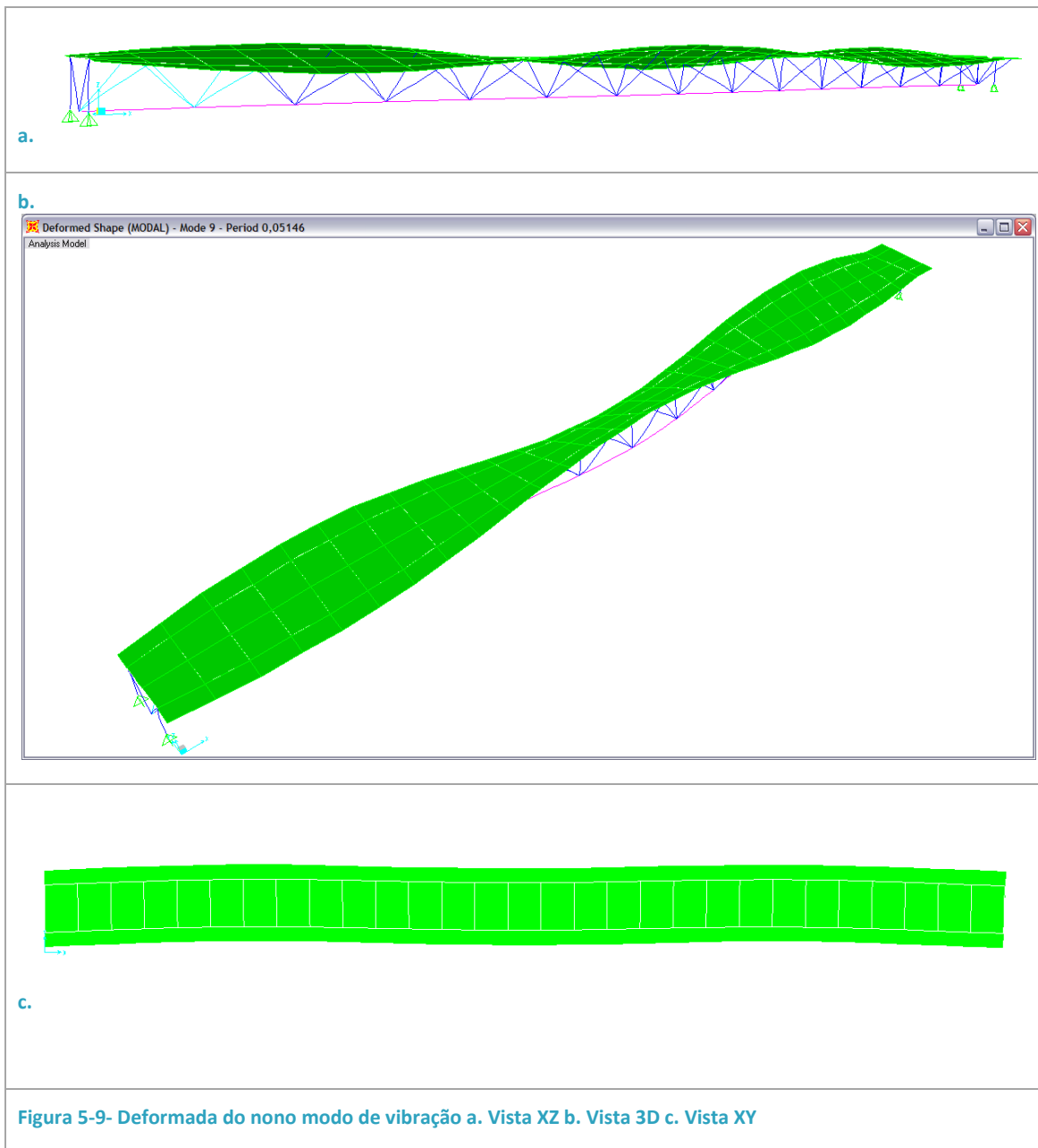
Modo de Vibração 7 ($f=13,514\text{Hz}$)



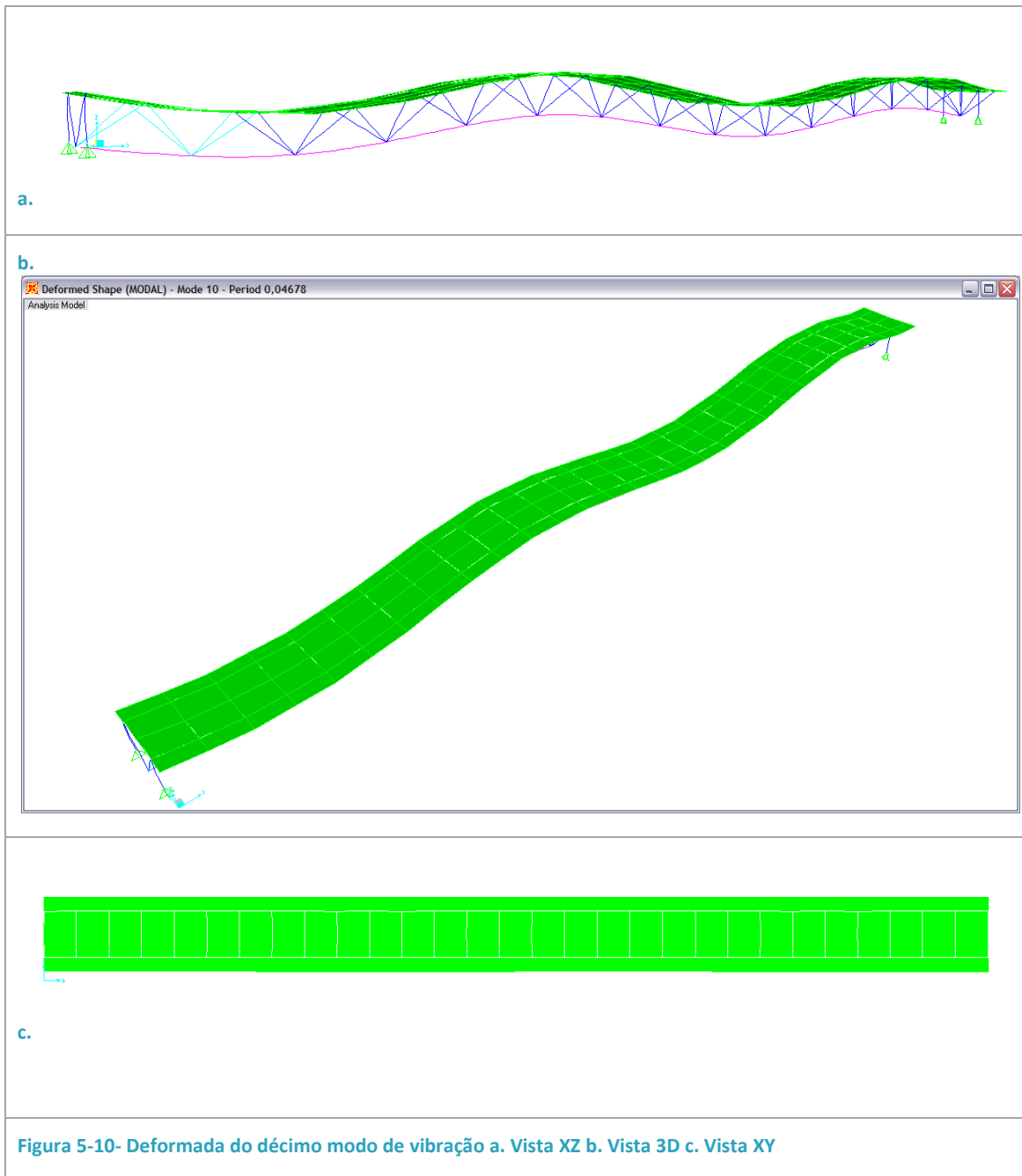
Modo de Vibração 8 ($f=14,872\text{Hz}$)



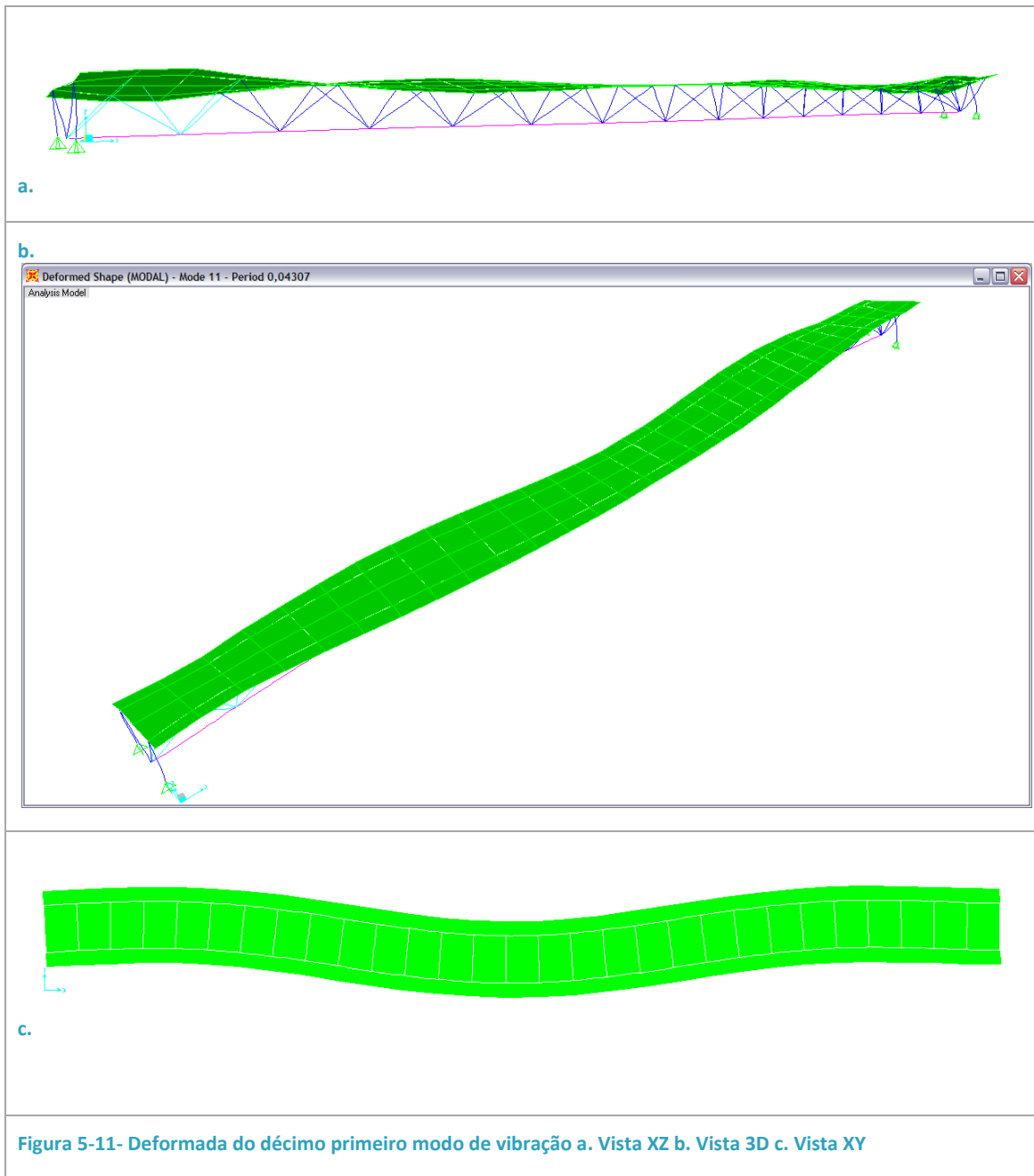
Modo de Vibração 9 ($f=19,433\text{Hz}$)



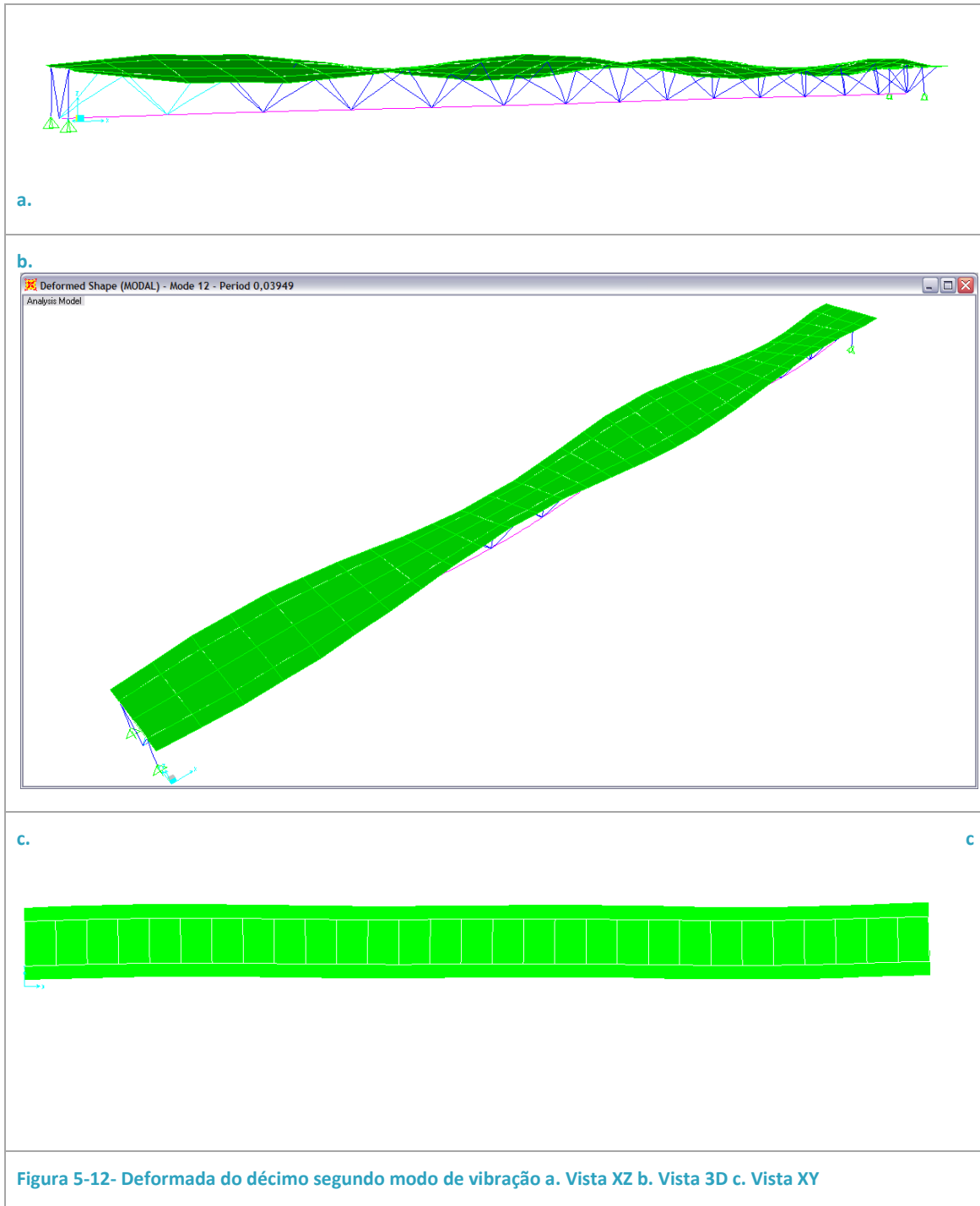
Modo de Vibração 10 ($f=21,375\text{Hz}$)



Modo de Vibração 11 ($f=23,218\text{Hz}$)

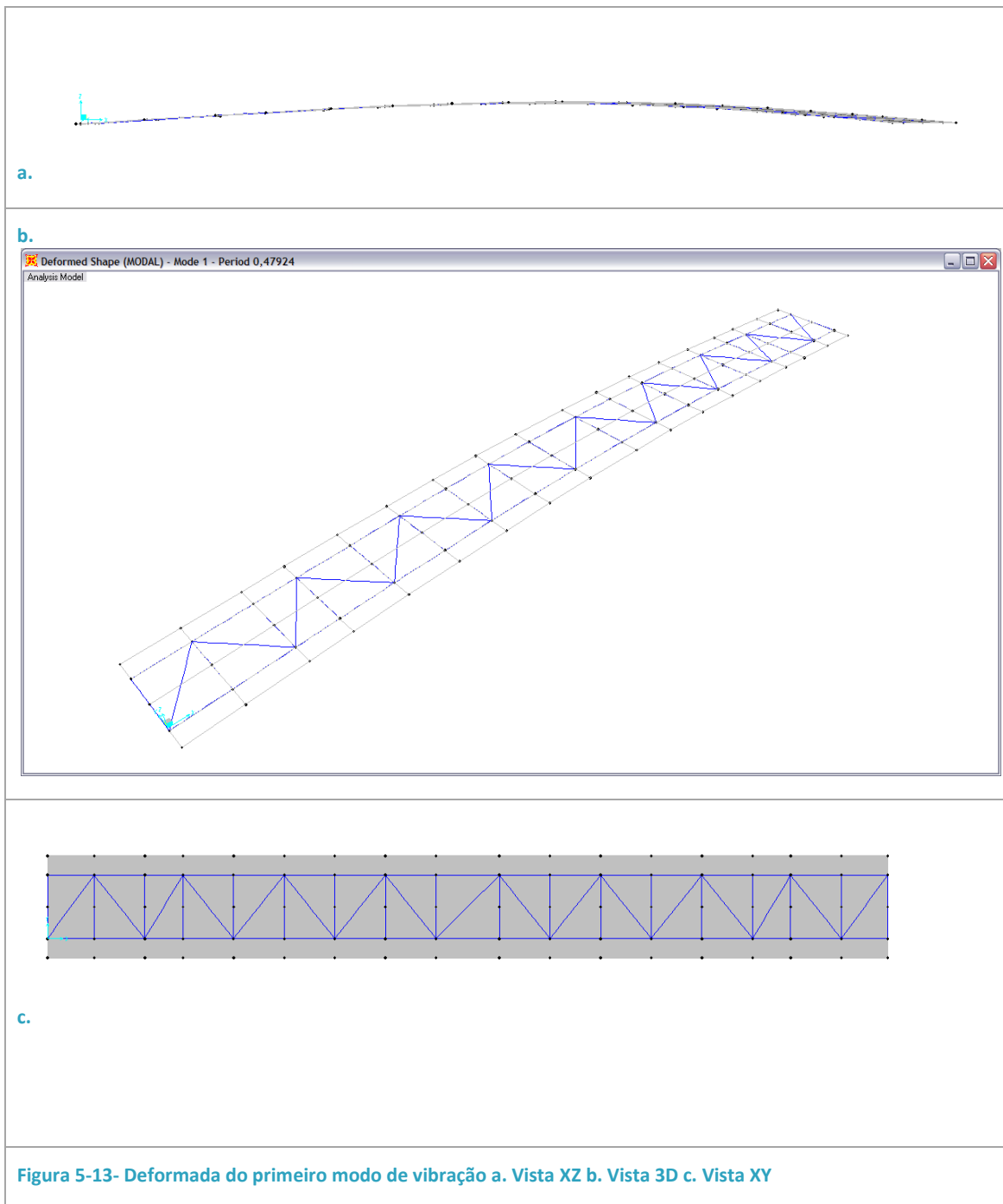


Modo de Vibração 12 ($f=25,324\text{Hz}$)

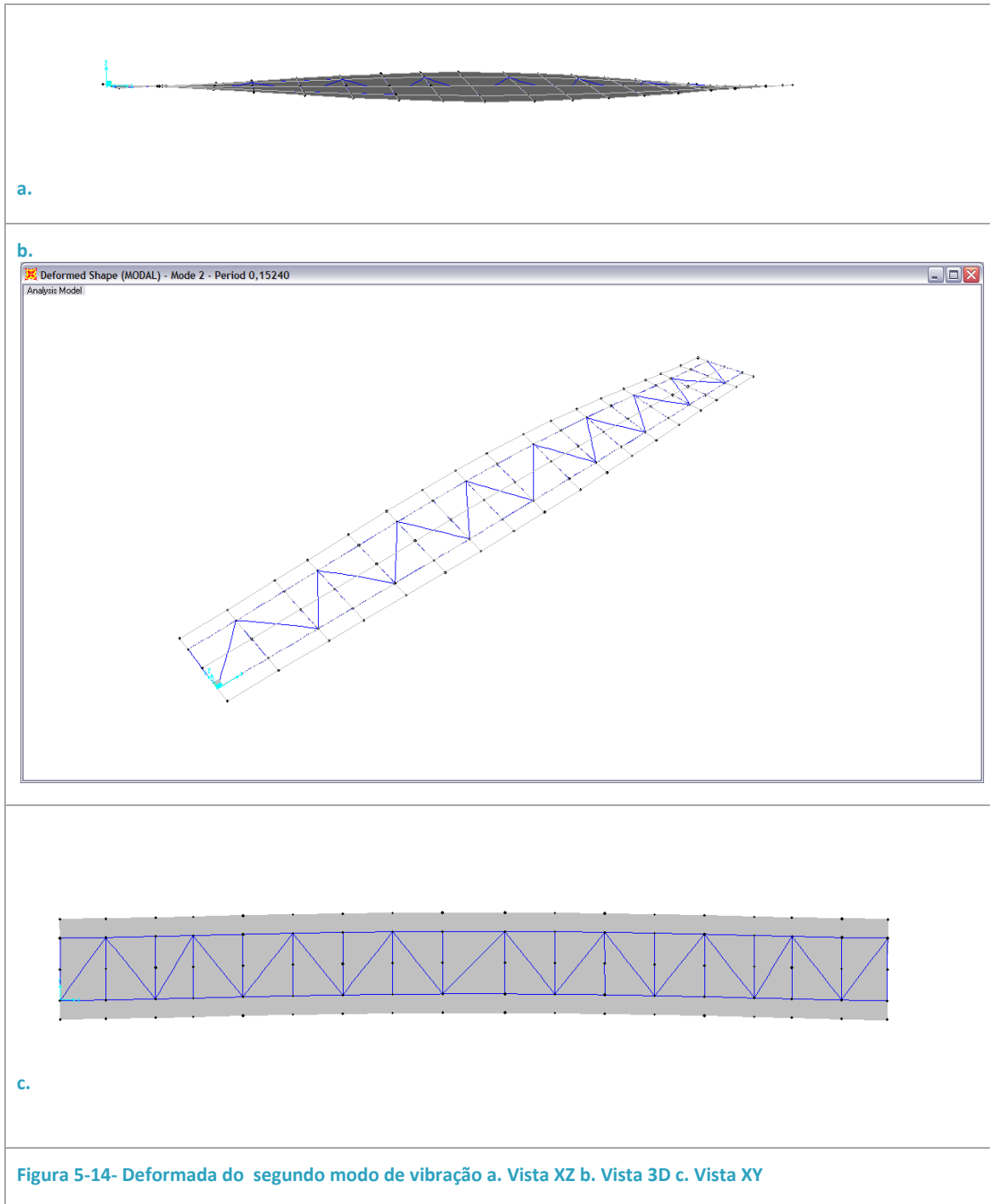


Tabuleiro em “bi-viga” mista – Frequências próprias de vibração

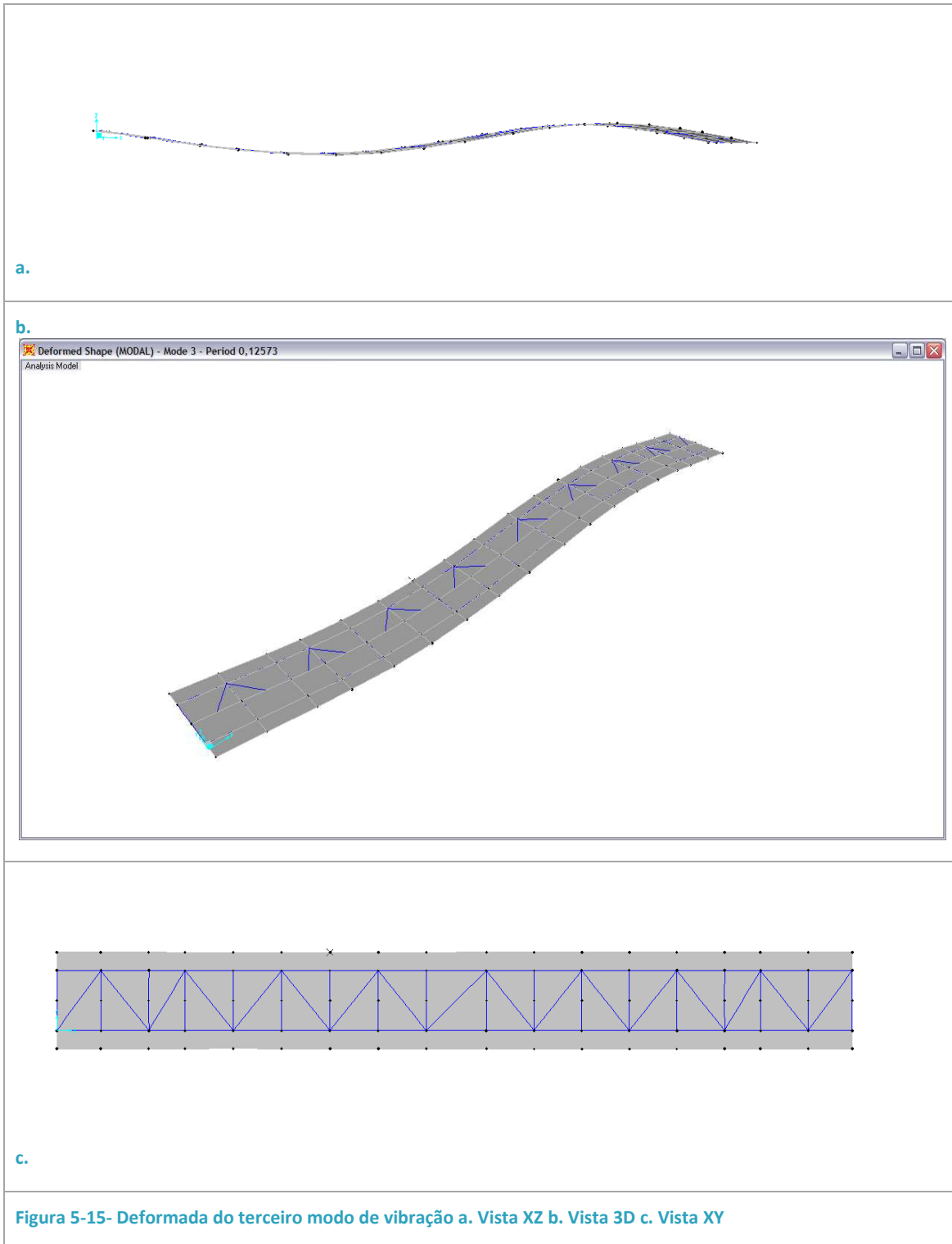
Modo 1



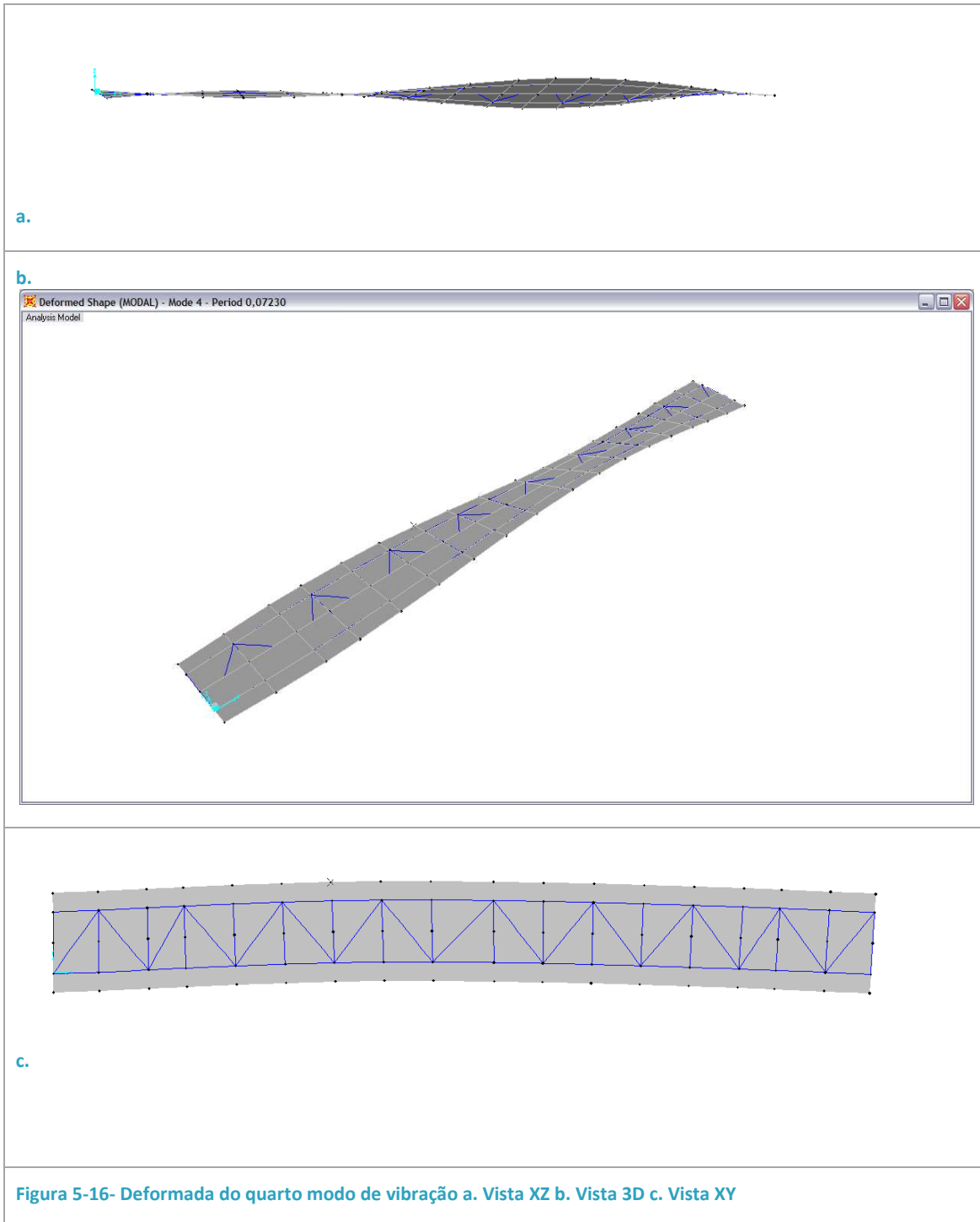
Modo 2



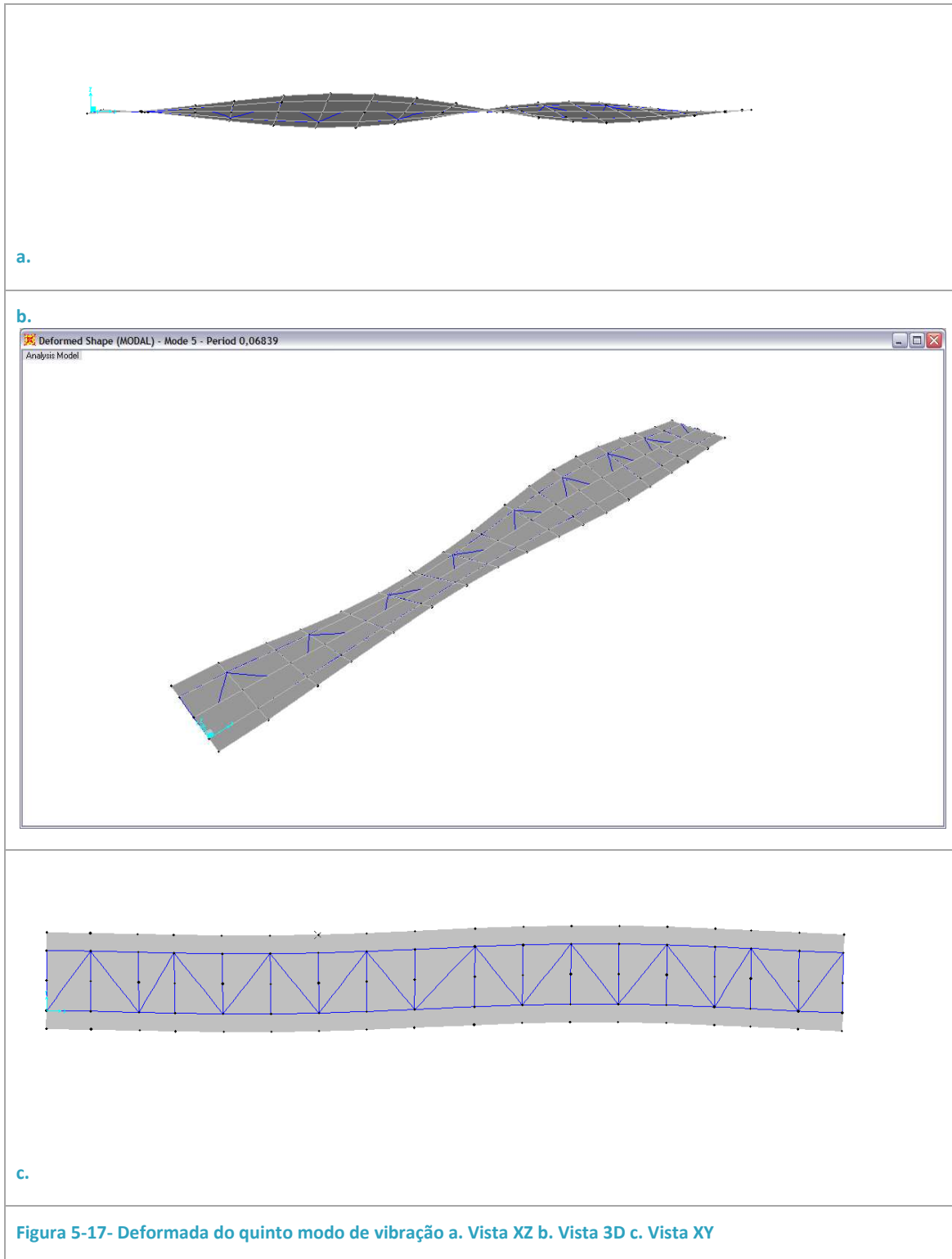
Modo 3



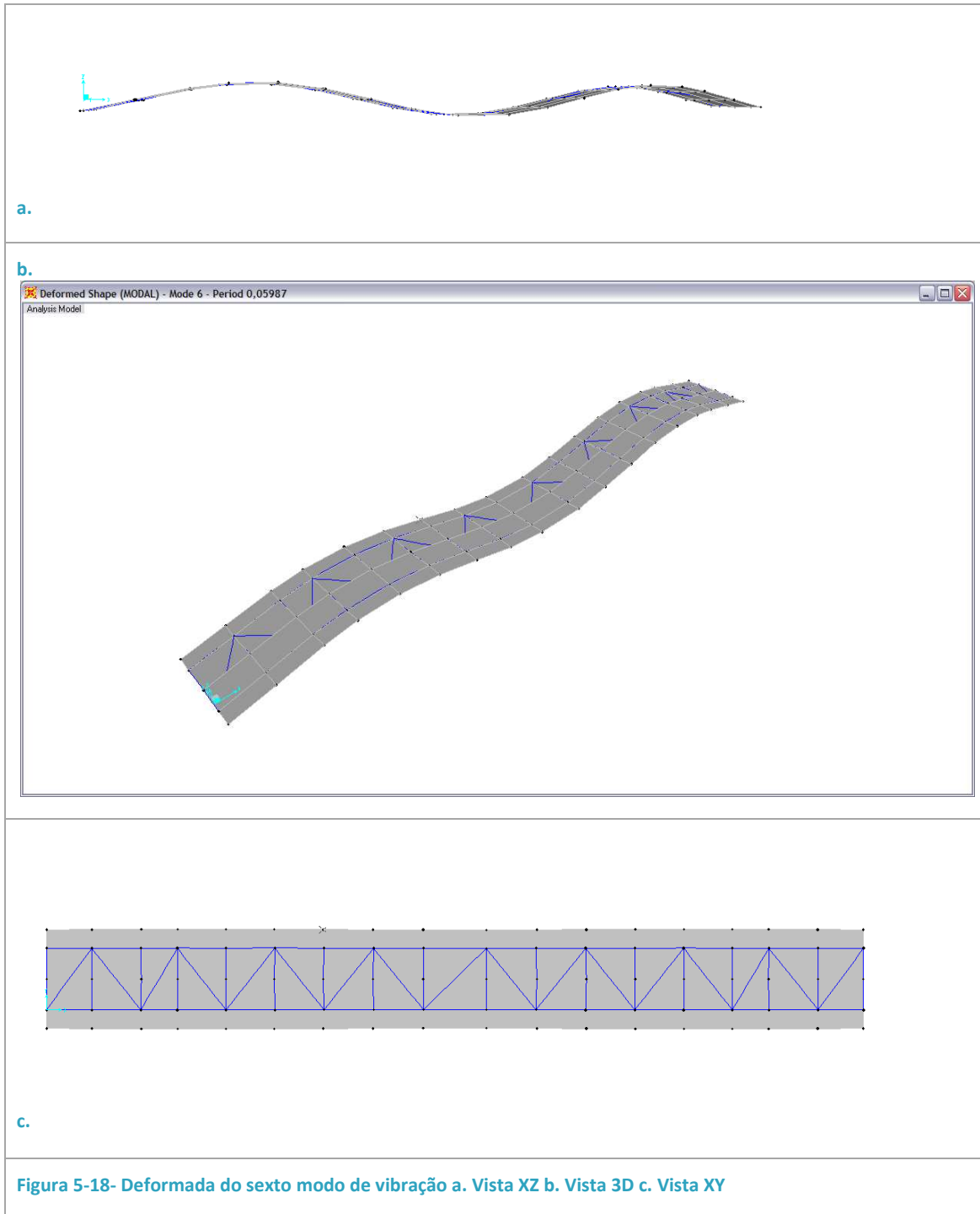
Modo 4



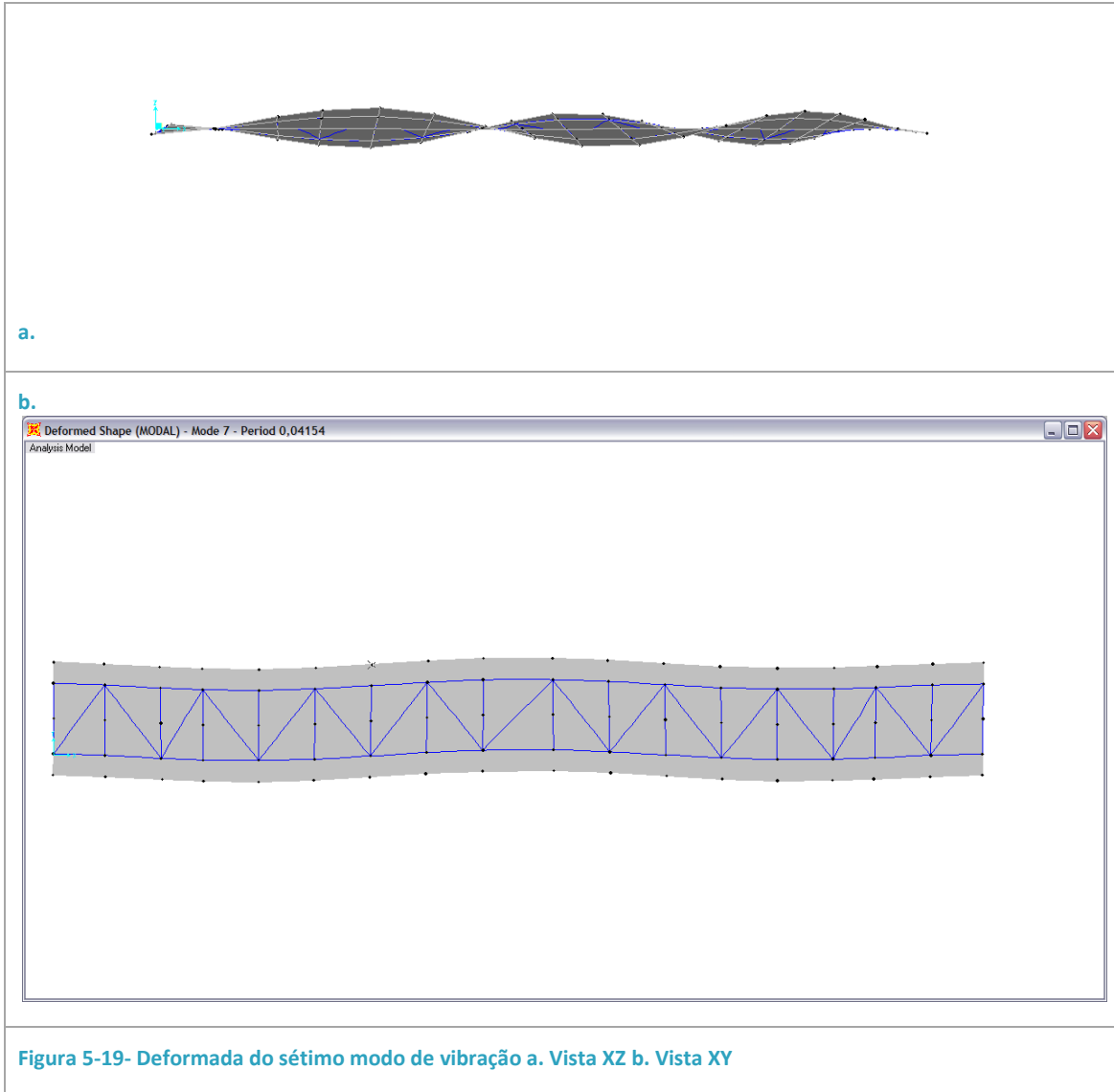
Modo 5



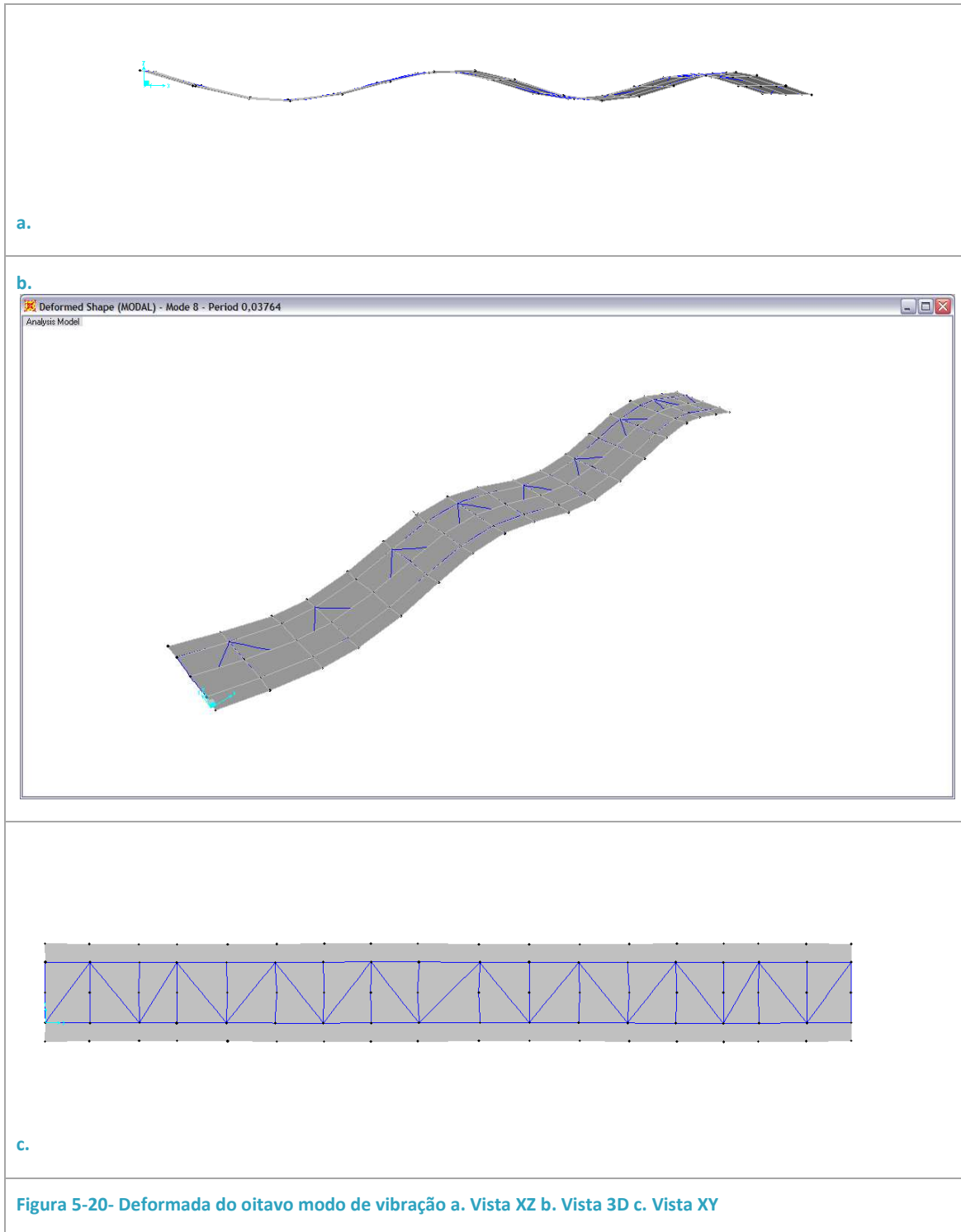
Modo 6



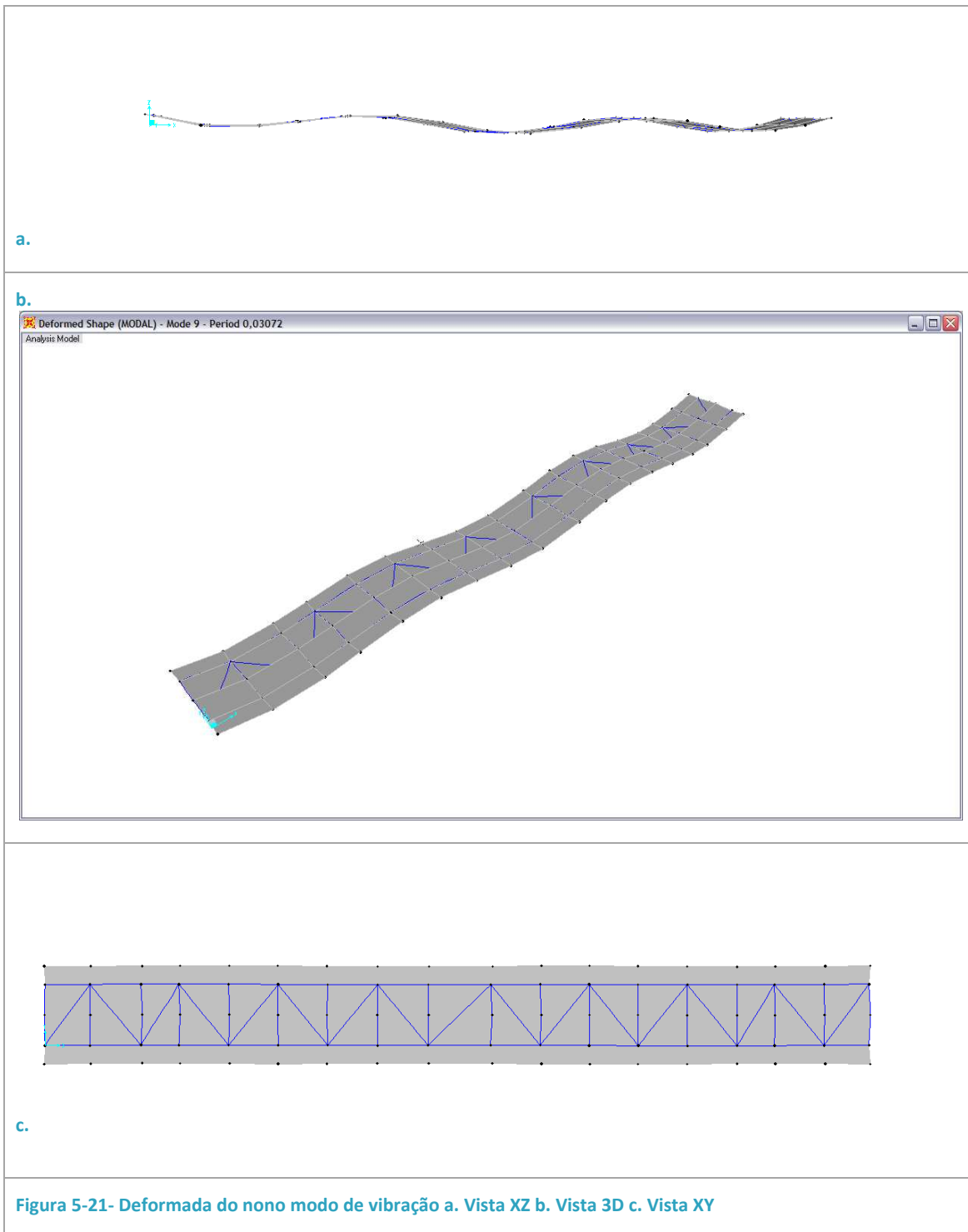
Modo 7



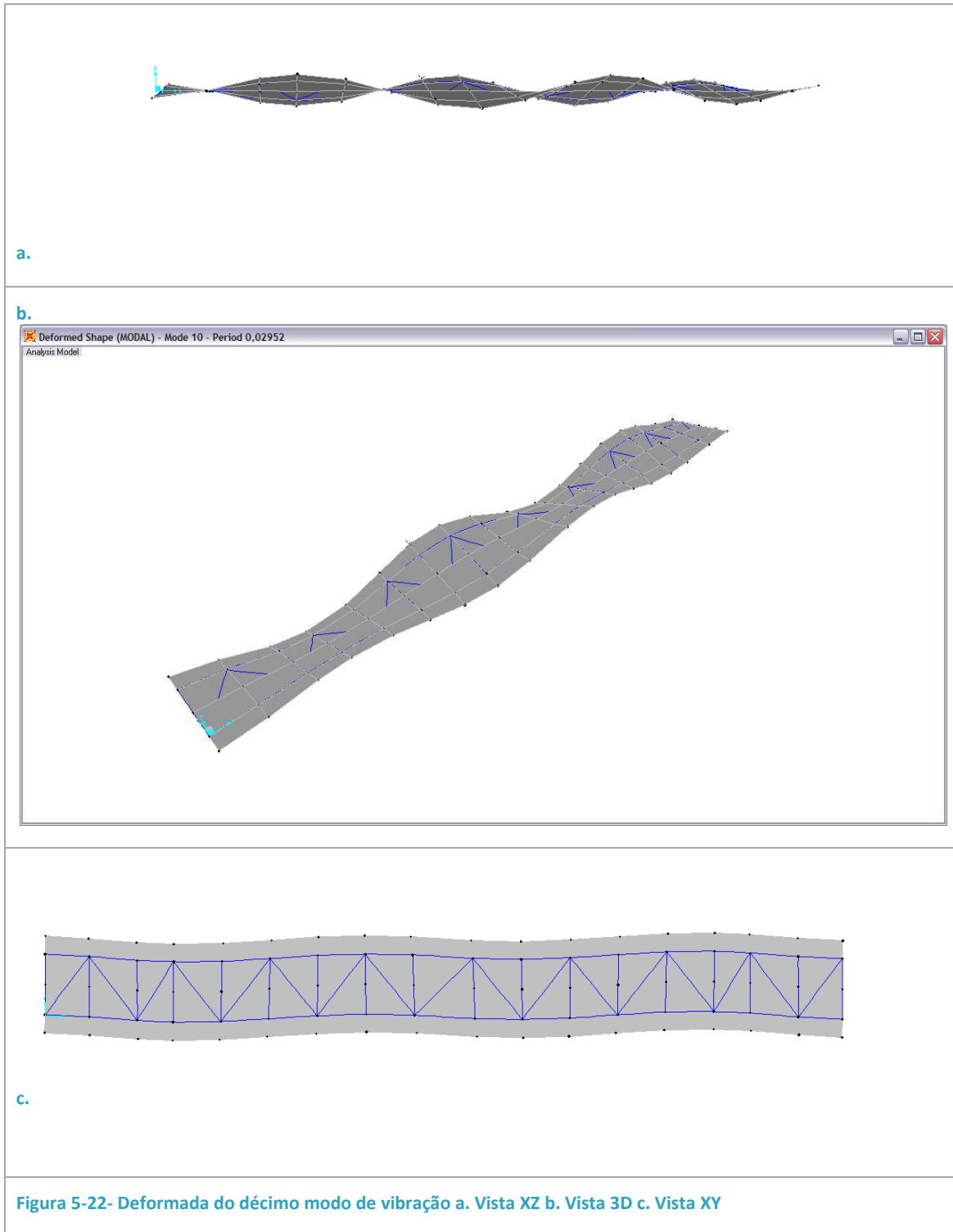
Modo 8



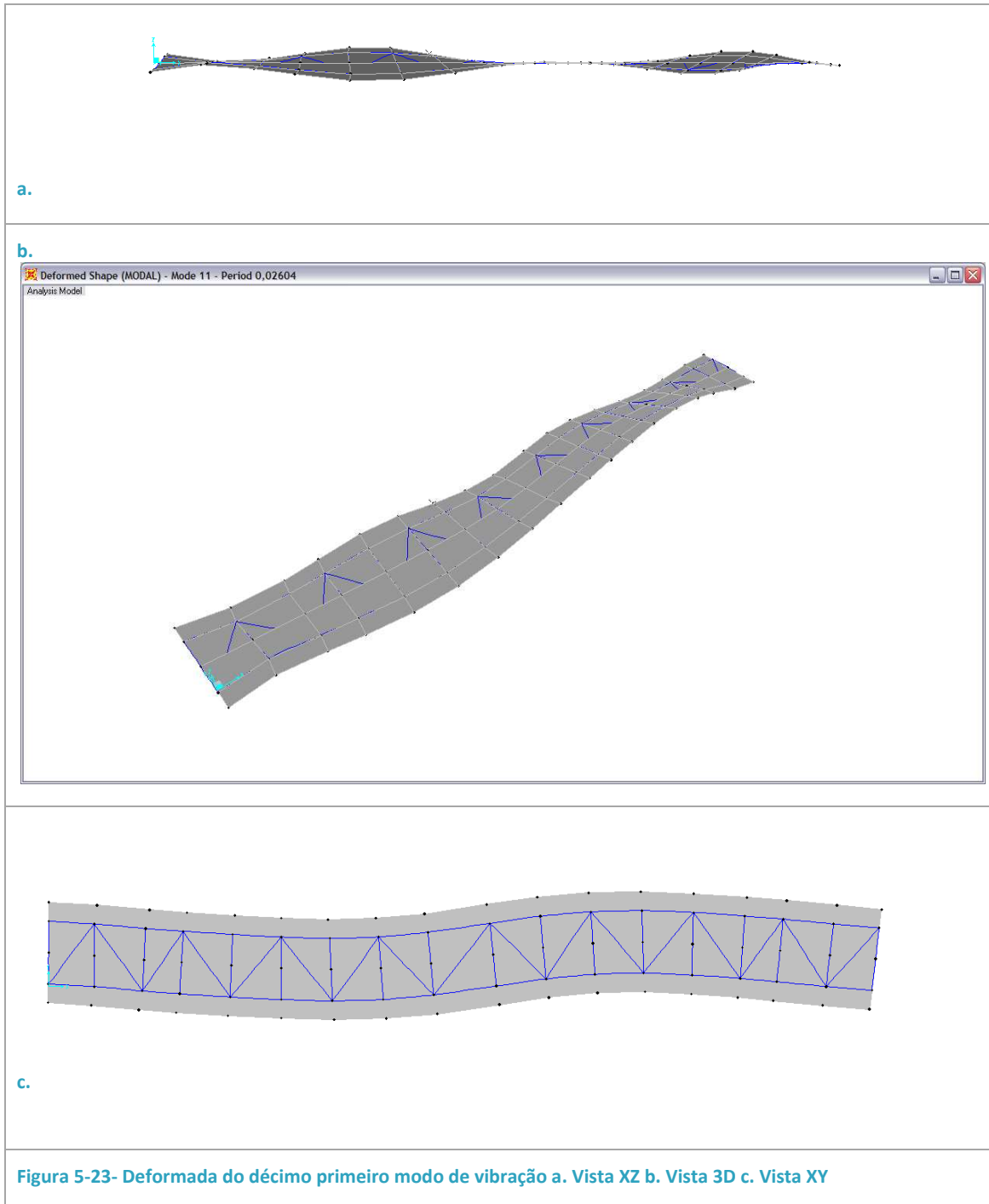
Modo 9



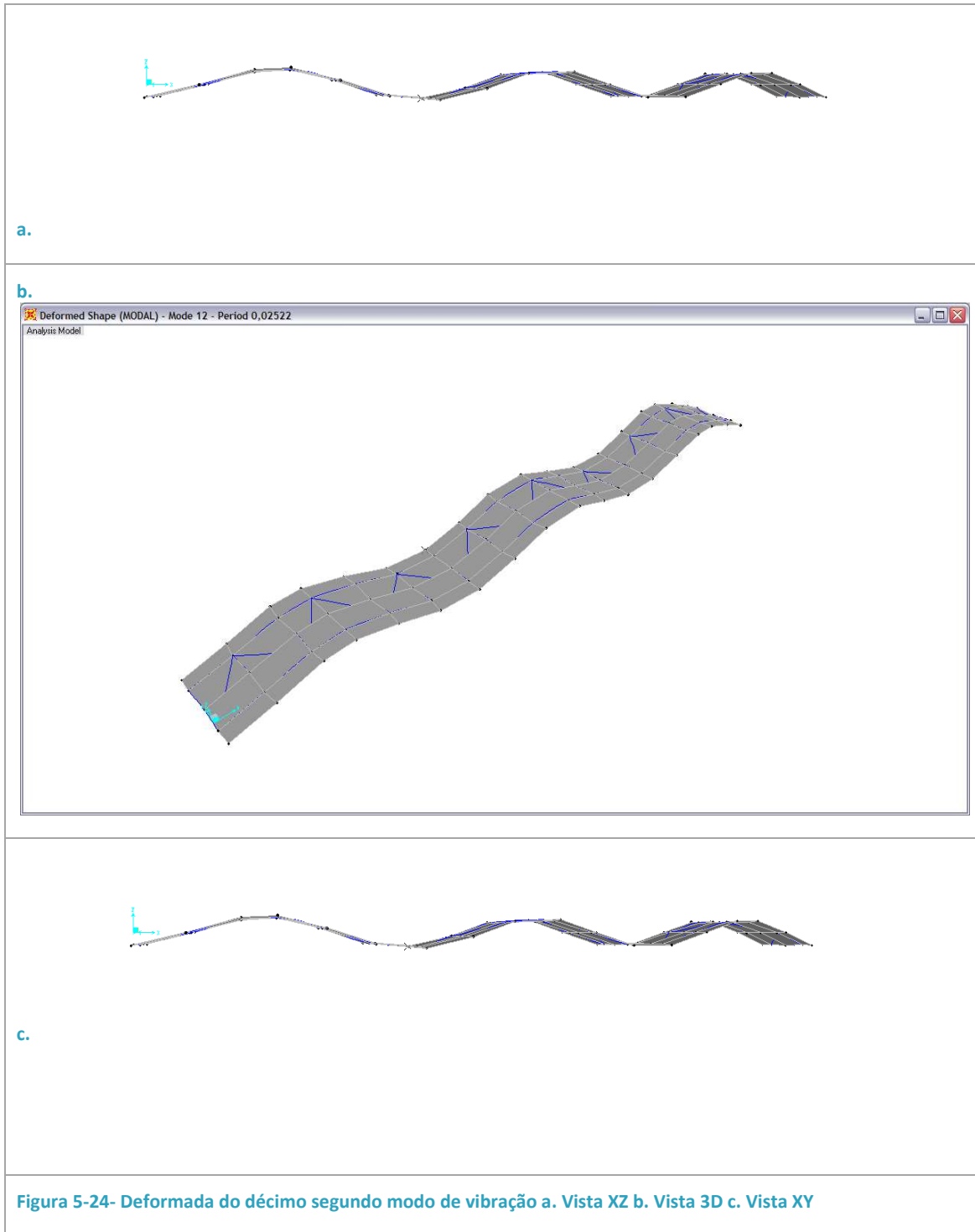
Modo 10



Modo 11



Modo 12



Dados provenientes das medições “in-situ”

Ensaio de ponte pedonal em Machico, Ilha da Madeira

Data: 26/6/2009

Realização: Elsa Caetano, Patrícia Escórcio

Vão medido da ponte pedonal: 29,40m

Equipamento utilizado:

2 acelerómetros piezoléctricos B& K modelo 4379 e unidades de condicionamento compatíveis;

1 analisador portátil de Fourier

Ensaios realizados:

Medição de espectros médios sob acção ambiental em pontos de $\frac{1}{4}$ vão e $\frac{1}{2}$ vão;

Construção de funções de transferência relacionando pontos de $\frac{1}{2}$ vão e $1/$ de vão;

Medição da resposta à acção de um peão nas condições supostas mais desfavoráveis

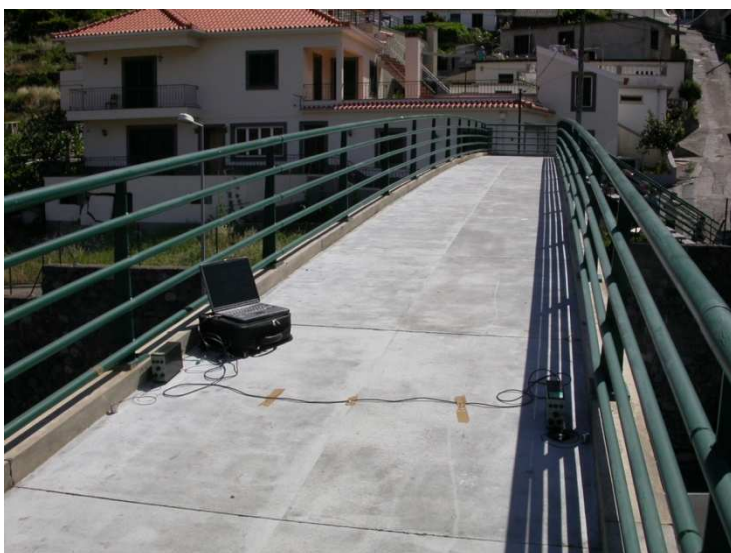


Figura 5-25



Figura 5-26



Figura 5-27

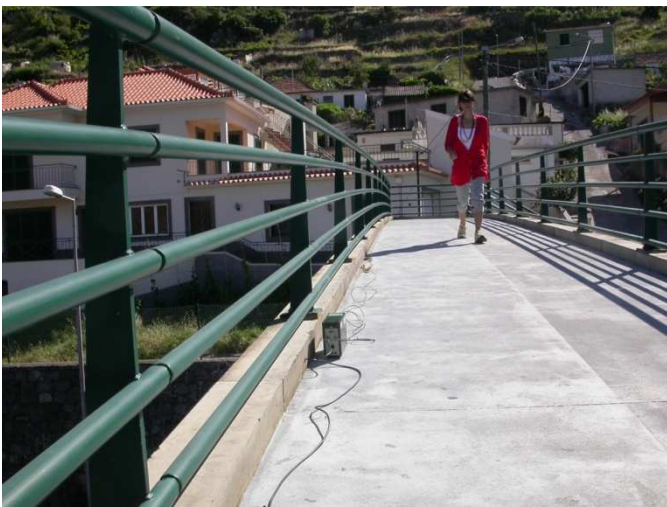


Figura 5-28

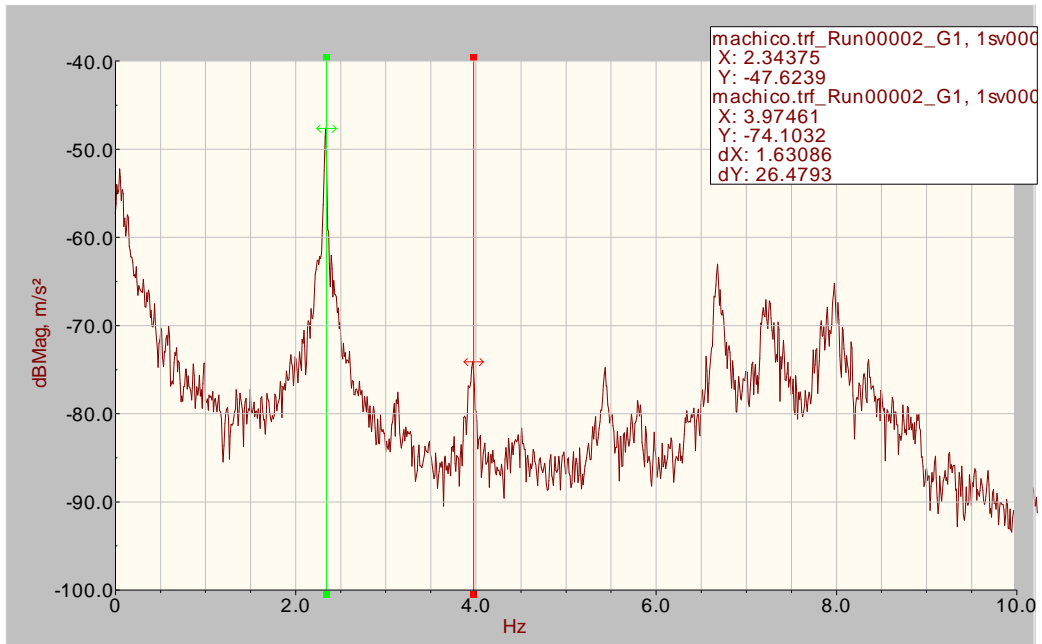
Descrição dos sinais colhidos:

Funções de transferência: Machico.trf

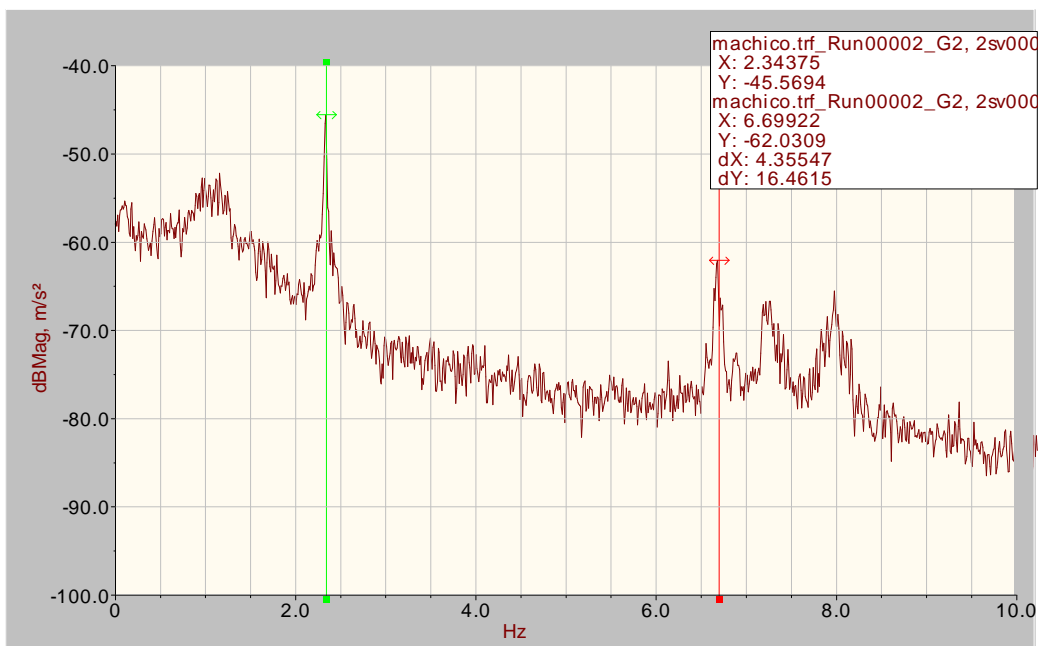
16h40 Run00002

Espectros médios

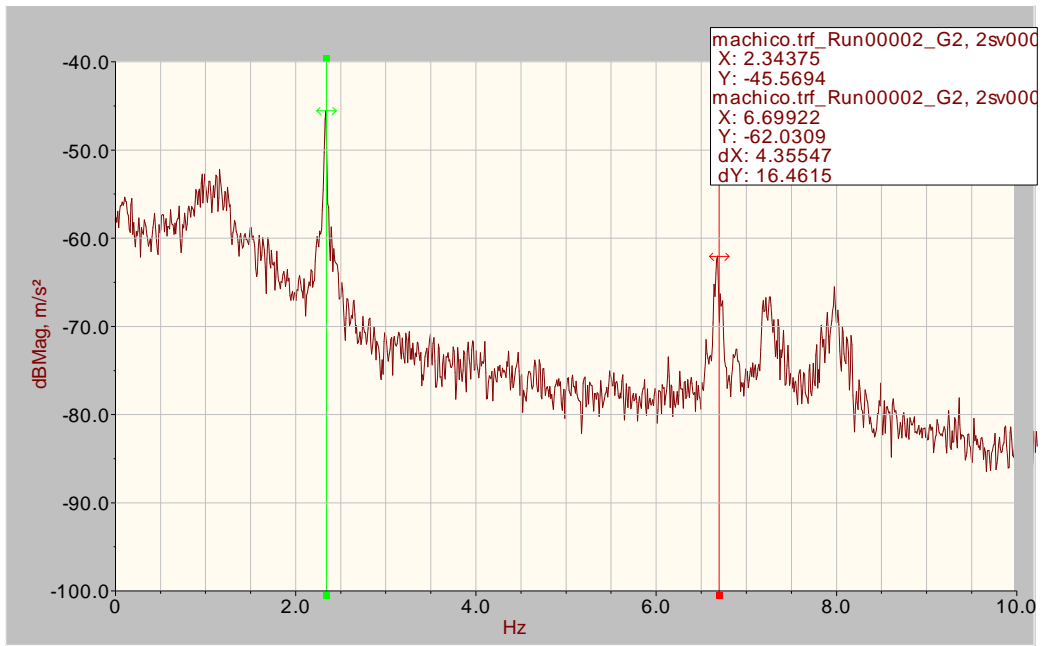
Canal 1: ¼ vão sul (secção junto acesso escadas)



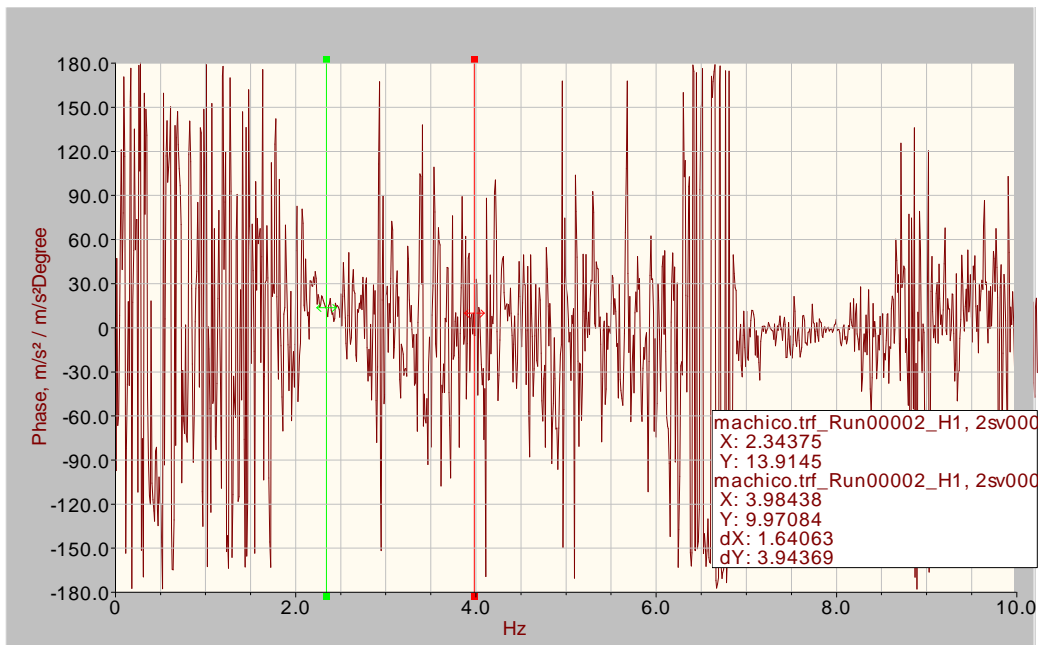
Canal 2: ¼ vão norte (secção junto acesso escadas)



Densidade espectral de potência cruzada:



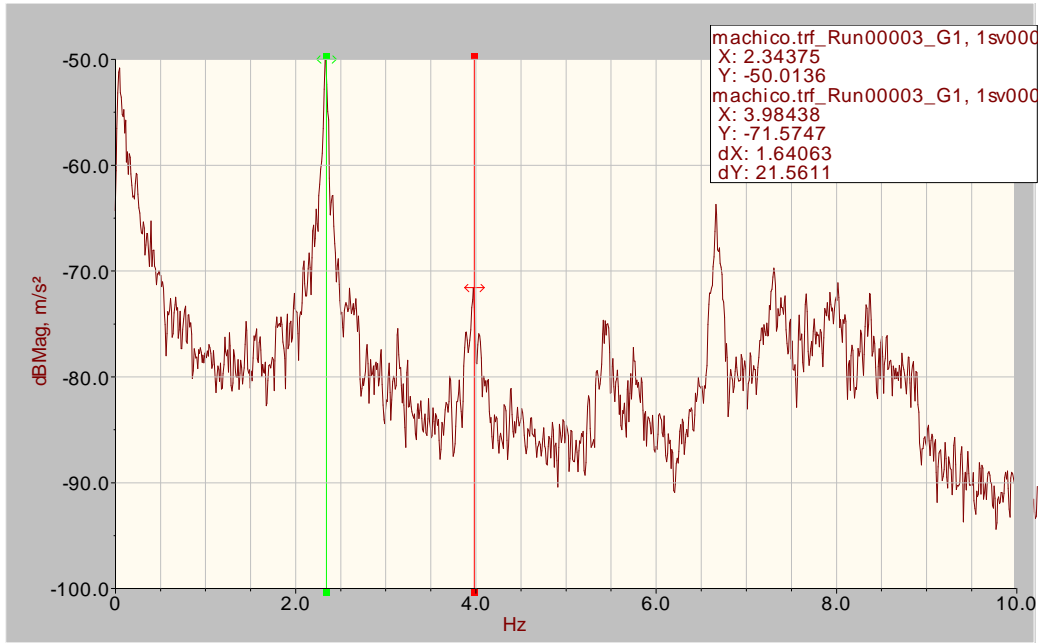
Função de transferência: fase



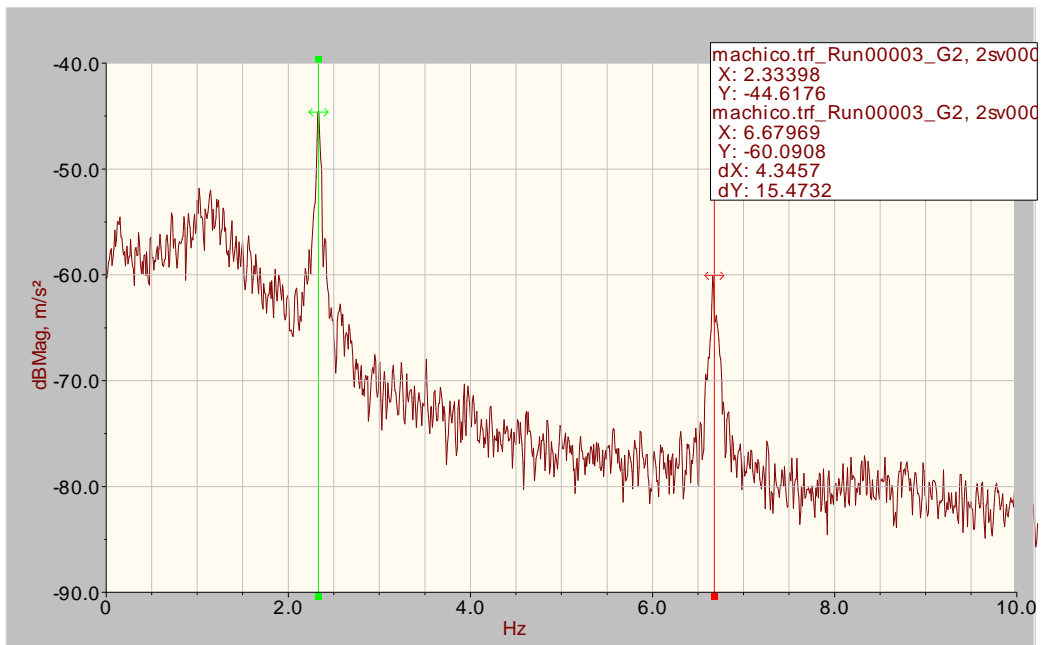
Frequências: 2.34Hz (fase); 3.98 Hz (fase); 6.82Hz (oposição de fase)

16h50 Run00003

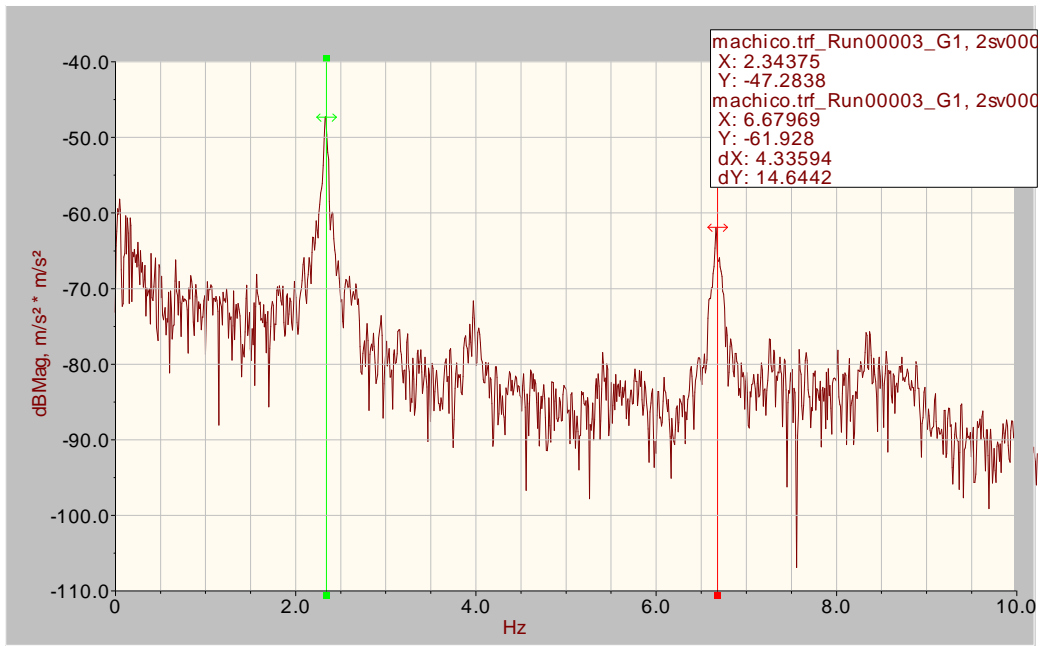
Canal 1: ¼ vão sul (secção junto acesso escadas)



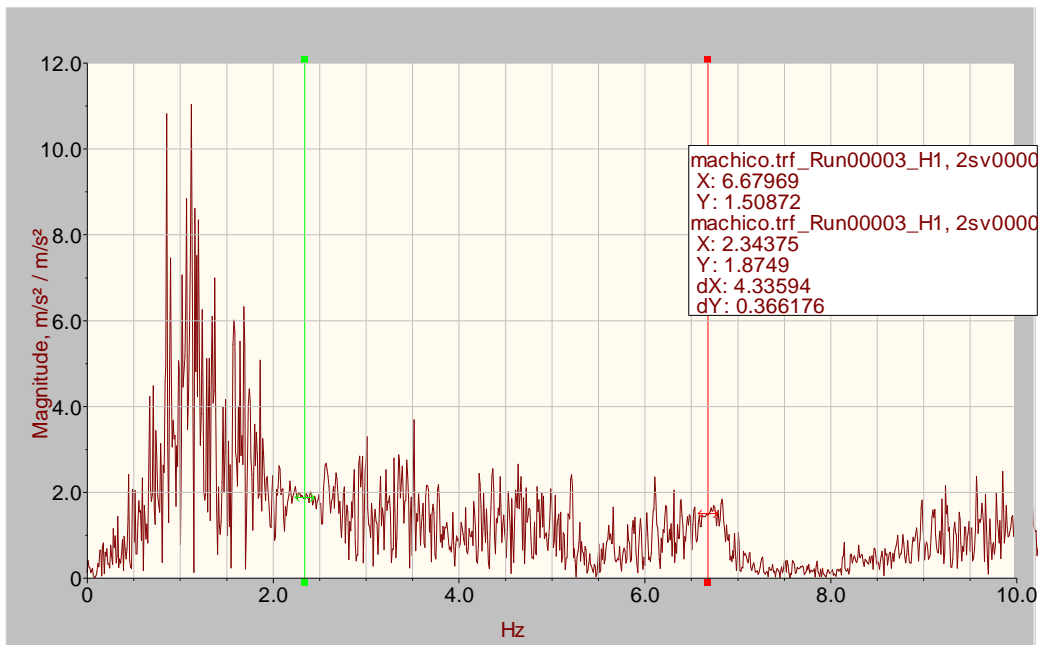
Canal 2: 1/2 vão sul



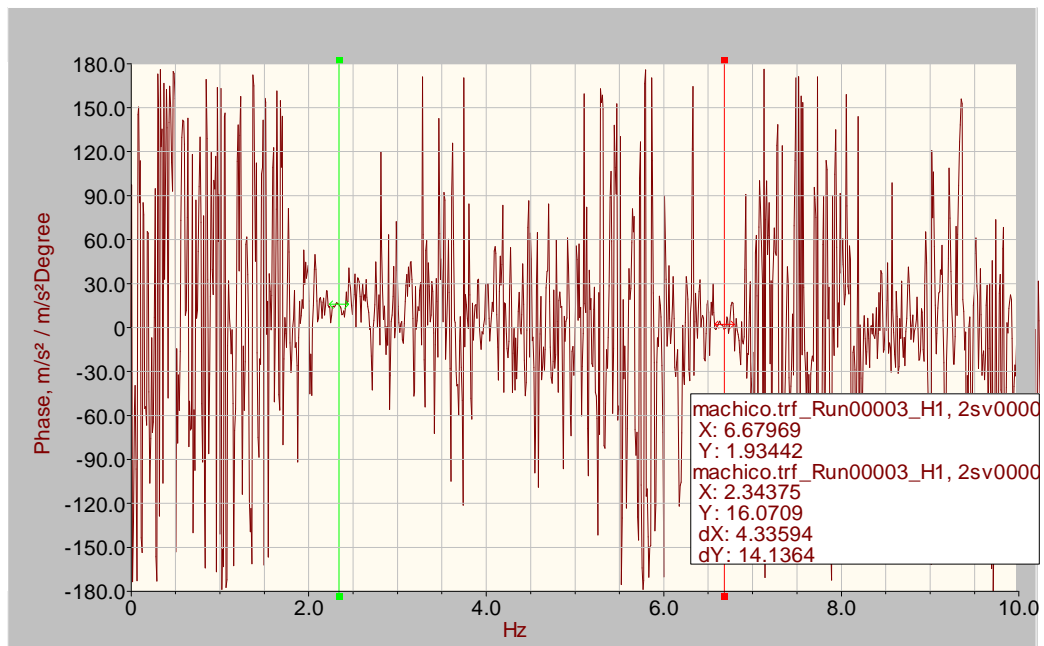
Densidade espectral de potência cruzada:



Função de transferência: amplitude



Função de transferência: fase



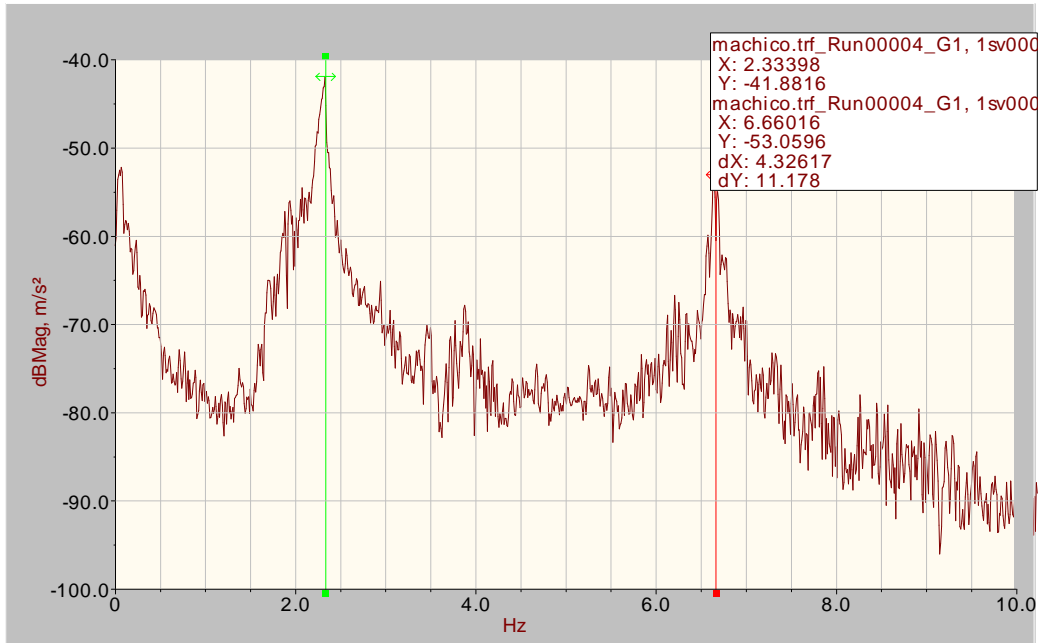
$$\Phi_{21}=1.87\Phi_{11} \text{ (freq=2.34Hz)}$$

$$\Phi_{21}=1.51\Phi_{11} \text{ (freq=6.68Hz)}$$

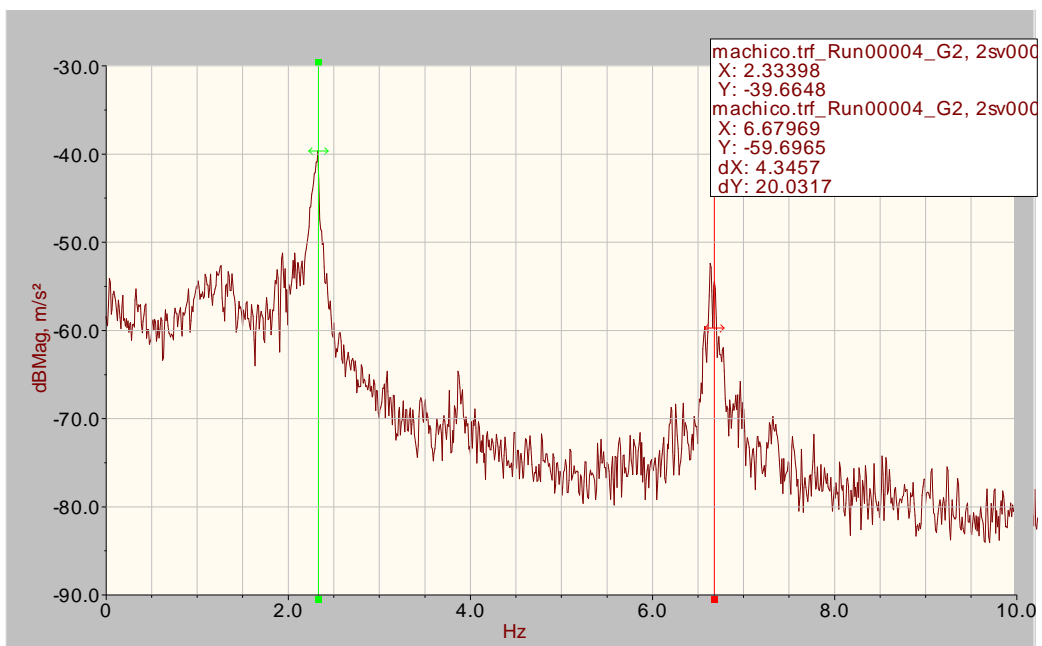
Φ_{21} - componente modal a $\frac{1}{2}$ vão; Φ_{11} - componente modal a $\frac{1}{4}$ vão

17h05 Run00004

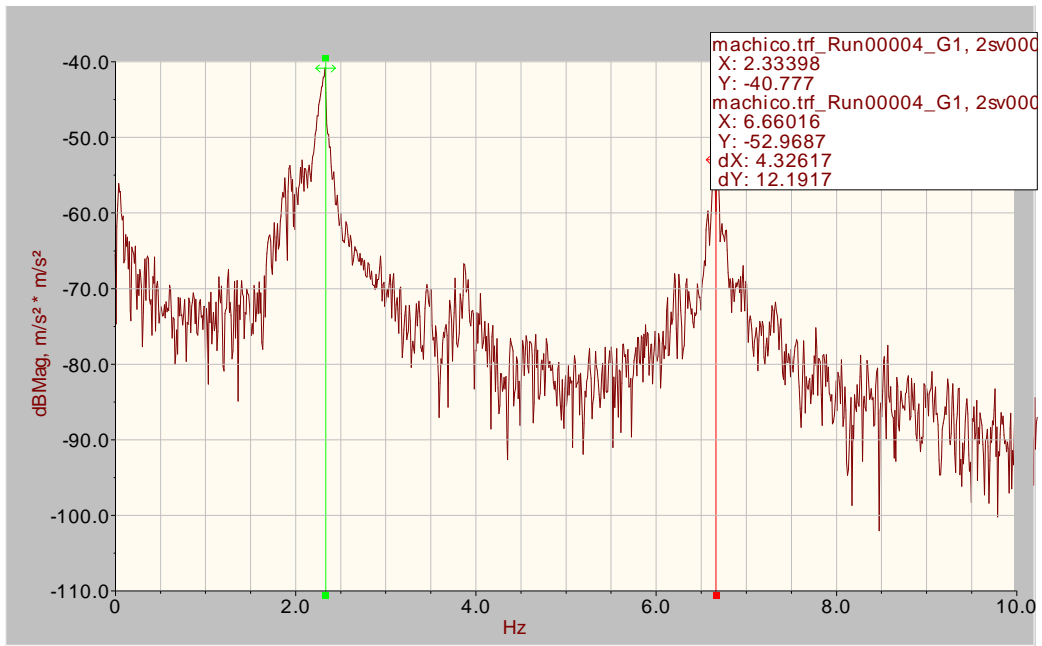
Canal 1: ½ vão sul



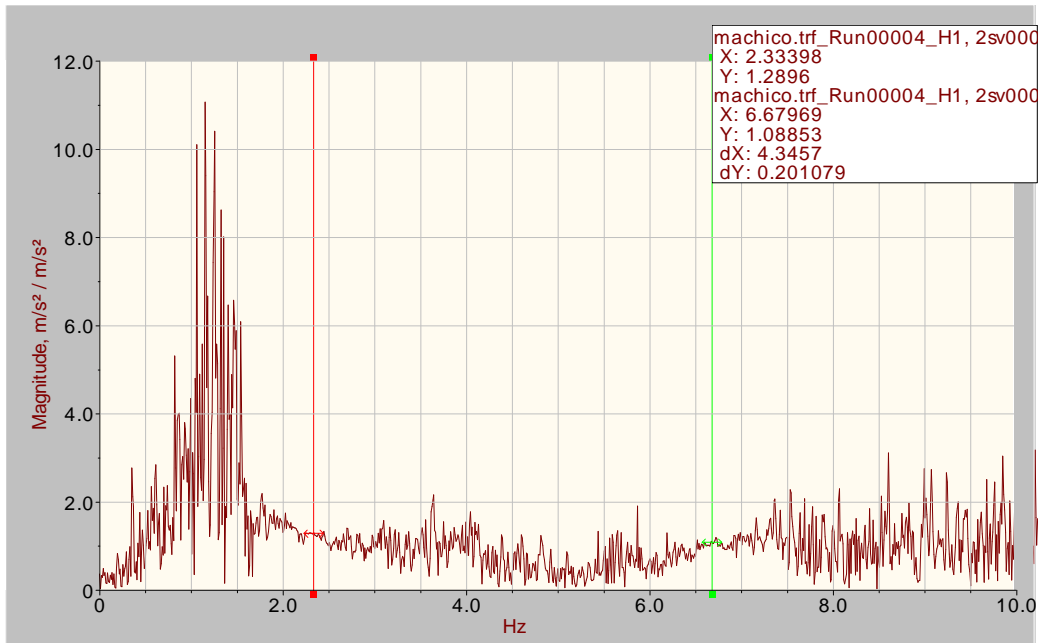
Canal 2: ½ vão norte



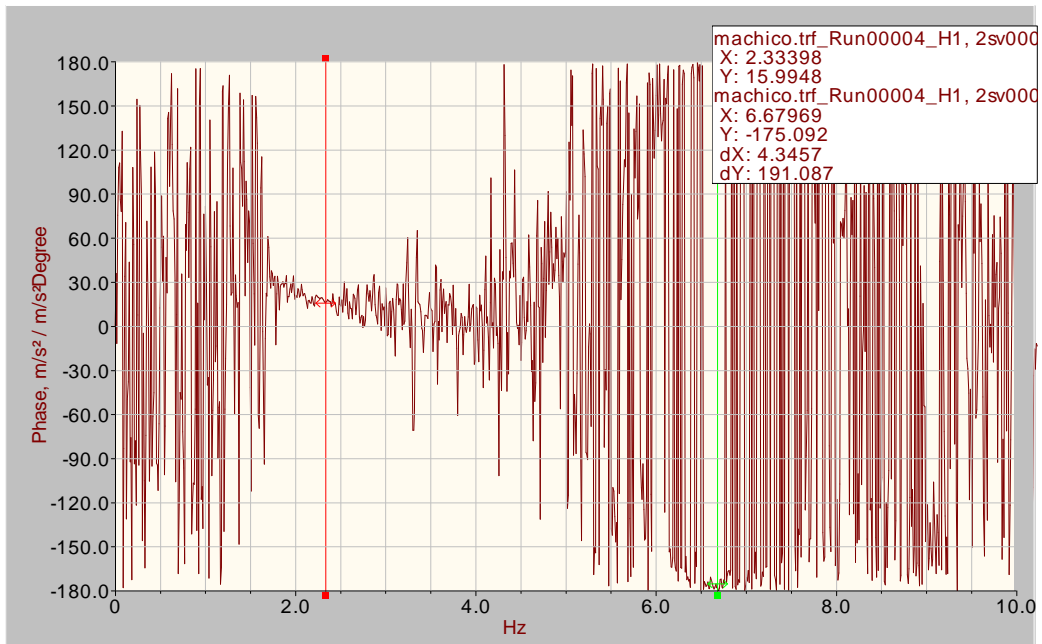
Densidade espectral de potência cruzada:



Função de transferência: amplitude



Função de transferência: fase



$$\Phi_{21}=1.29\Phi_{11} \text{ (freq=2.34Hz)}$$

$$\Phi_{21}=-1.08\Phi_{11} \text{ (freq=6.68Hz)}$$

Φ_{21} - componente modal a $\frac{1}{2}$ vão norte; Φ_{11} - componente modal a $\frac{1}{2}$ vão sul

Modo 1: flexão; Modo 2: Torção (1º modo torção)

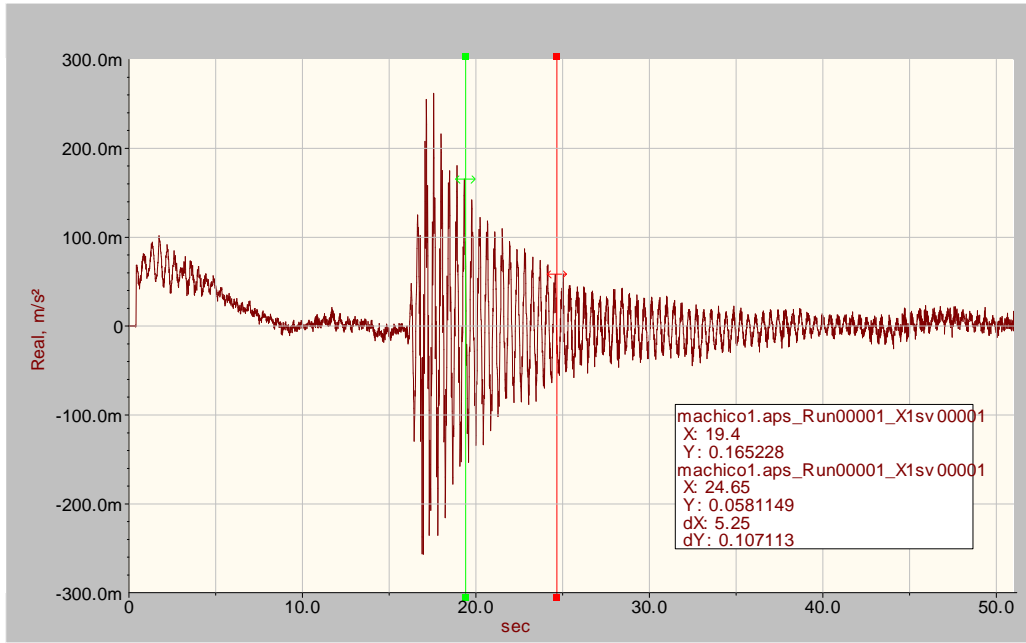
Resumo de frequências e modos:

- 1: f=2.33Hz, 1º modo de flexão vertical simétrico;
- 2: f=3.97Hz, 1º modo de flexão vertical anti-simétrico;
- 3: f=6.67Hz, 1º modo de torção

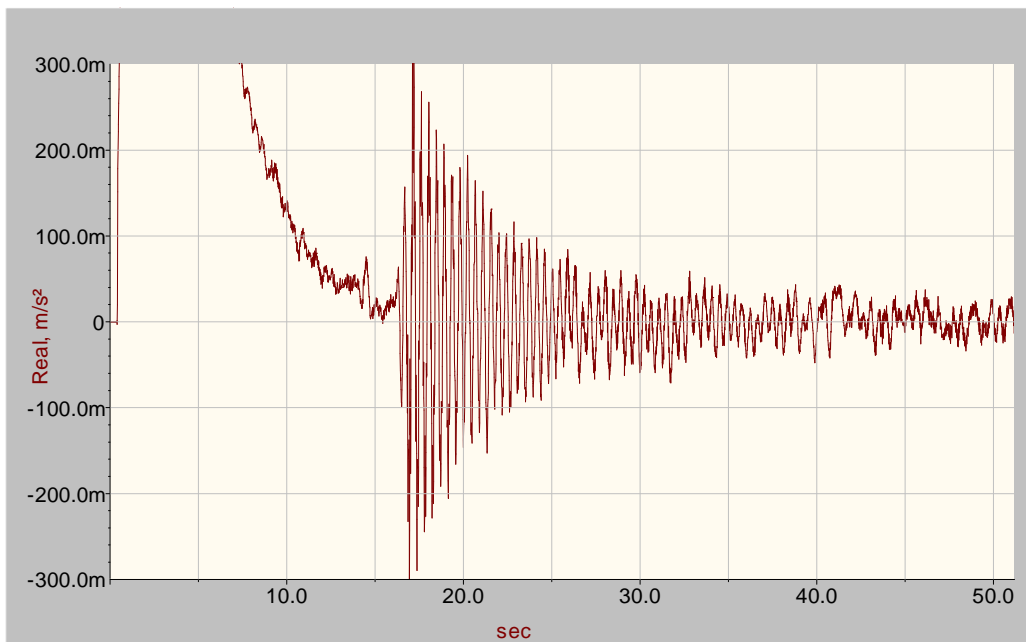
Registos temporais: Machico.aps

Run00001: Salto ½ vão, registo ½ vão

Canal 1: ½ vão norte



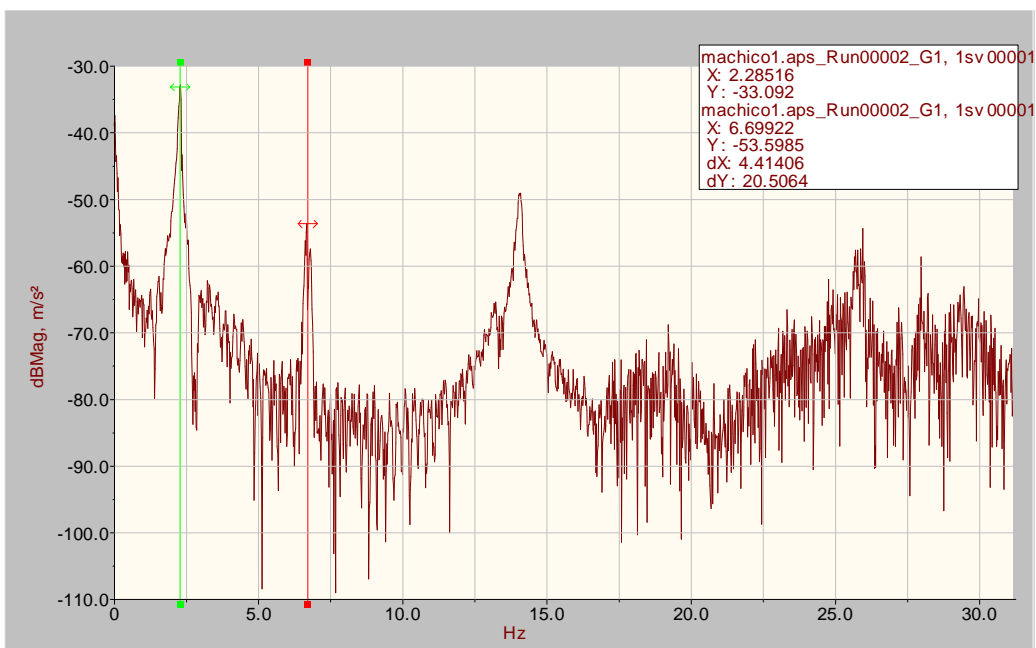
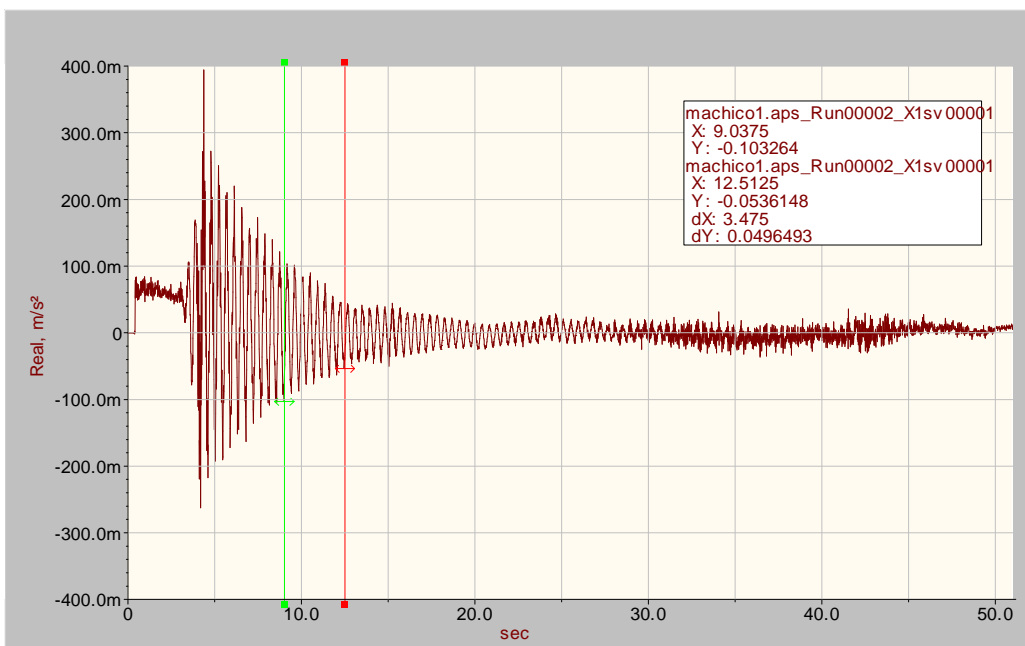
Canal 2: ½ vão sul



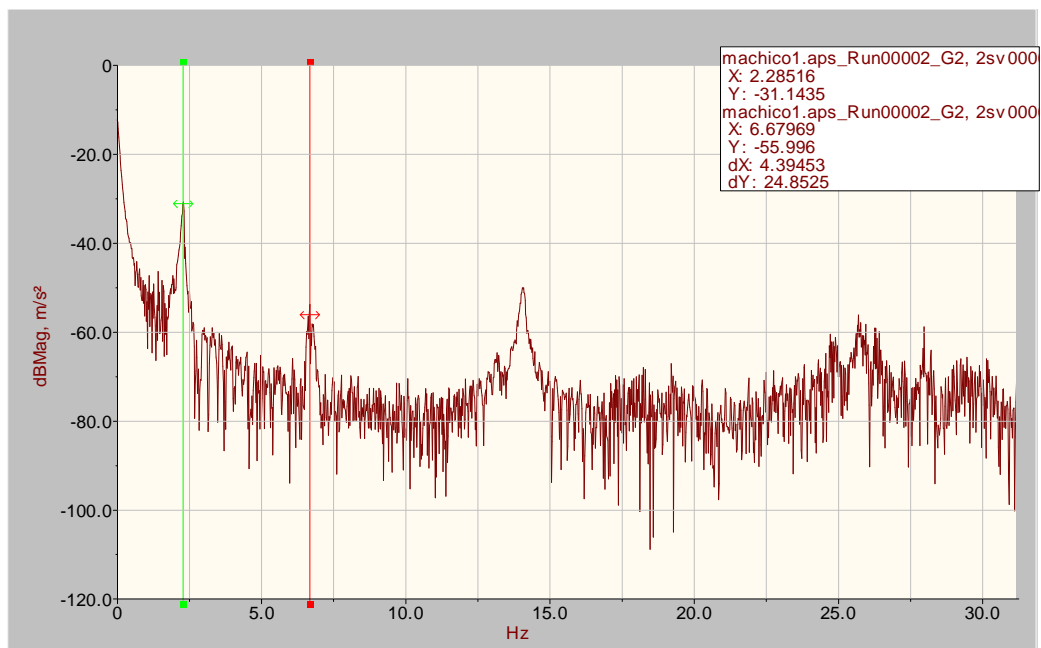
$\xi \approx 1.4\%$

Run00002: Salto ½ vão, registo ½ vão

Canal 1: ½ vão norte



Canal 2: ½ vão sul

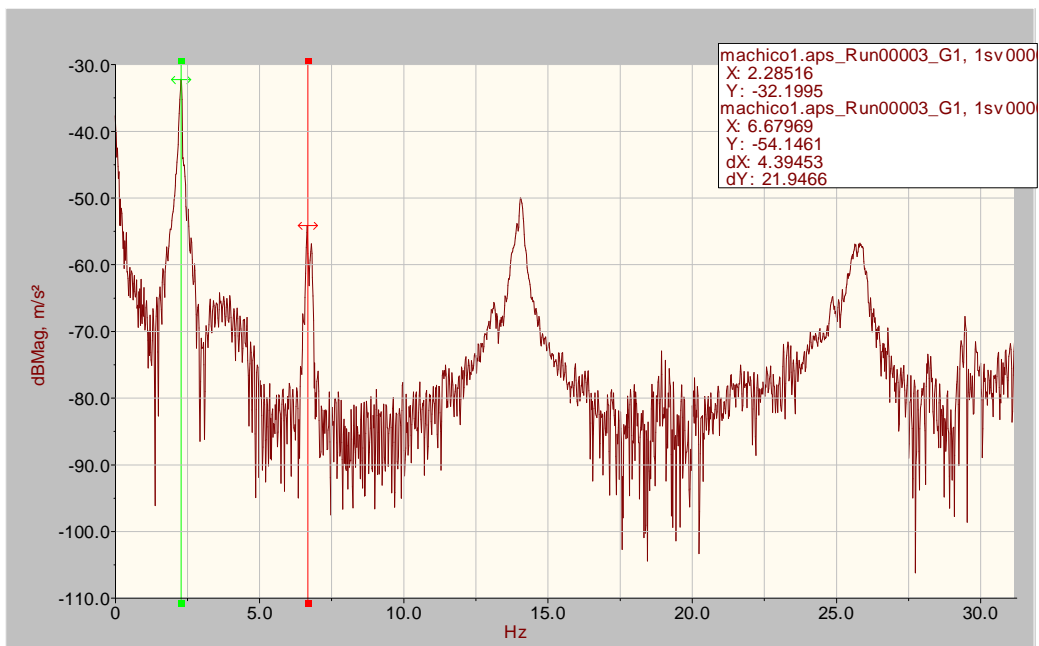
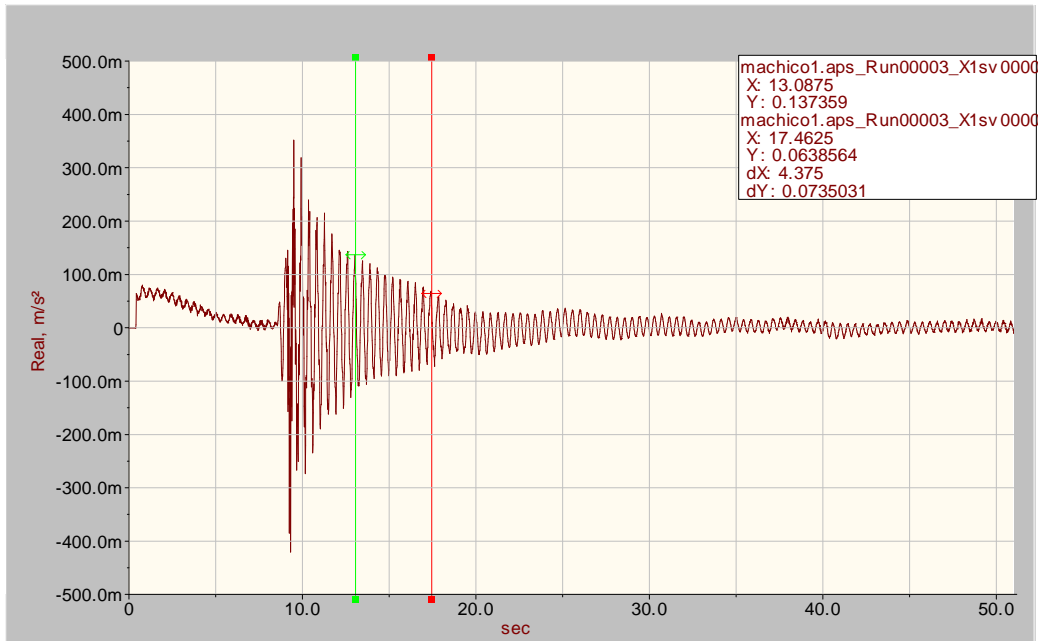


$\xi \cong 1.3\%$

17h25 Run00003

Salto ½ vão, registo ½ vão

Canal 1: ½ vão norte

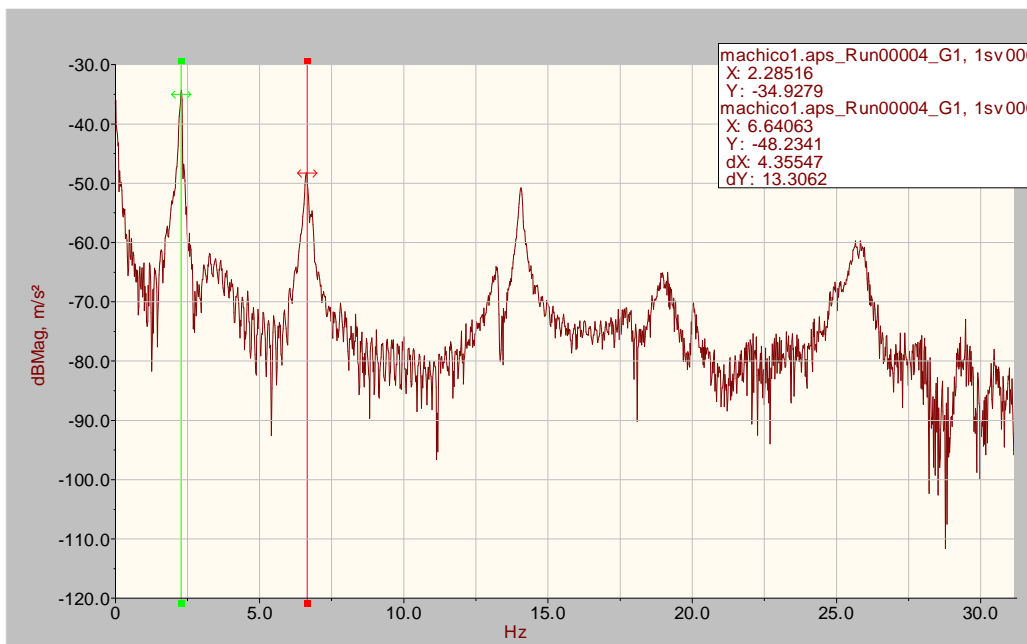
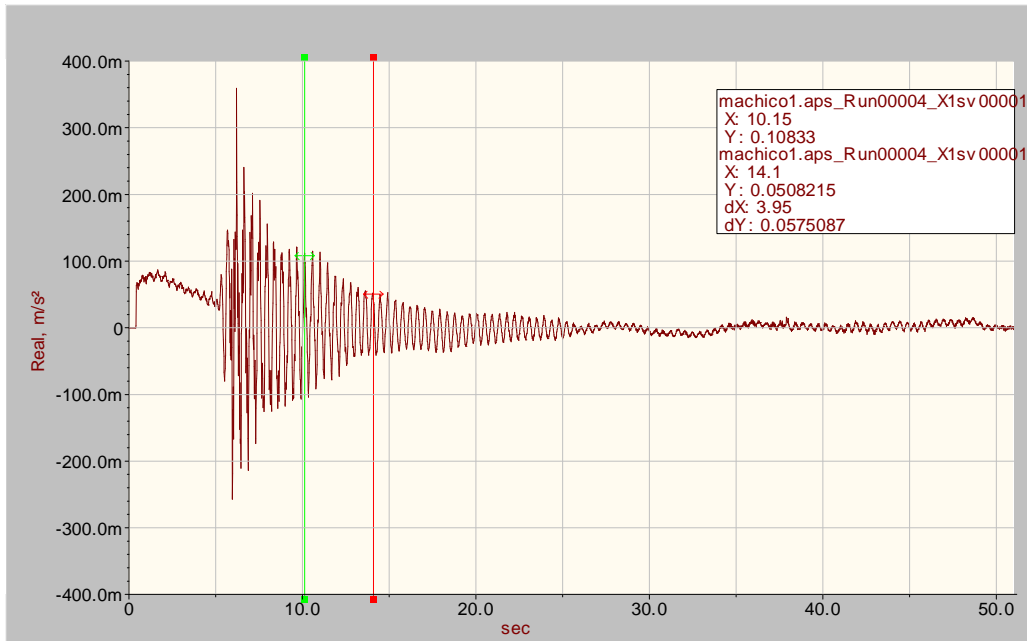


$\xi \cong 1.25\%$

Run00004

Salto ½ vão excêntrico, registo ½ vão

Canal 1: ½ vão norte

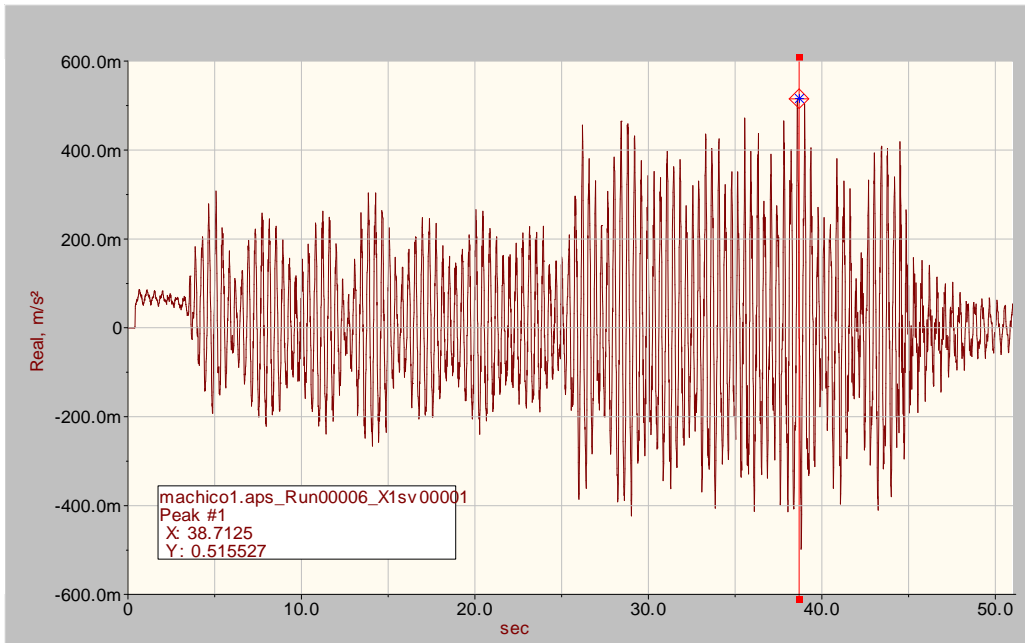


$\xi \cong 1.34\%$

Run00006

Salto contínuo para indução de resposta ressonante

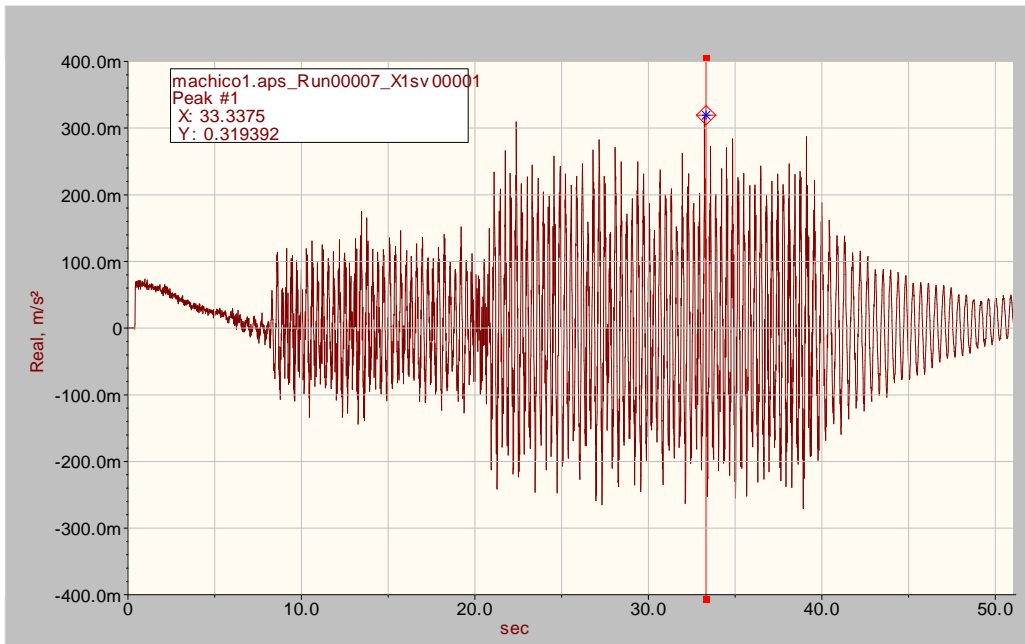
Canal 1: ½ vão norte



Run00007

Salto contínuo para indução de resposta ressonante

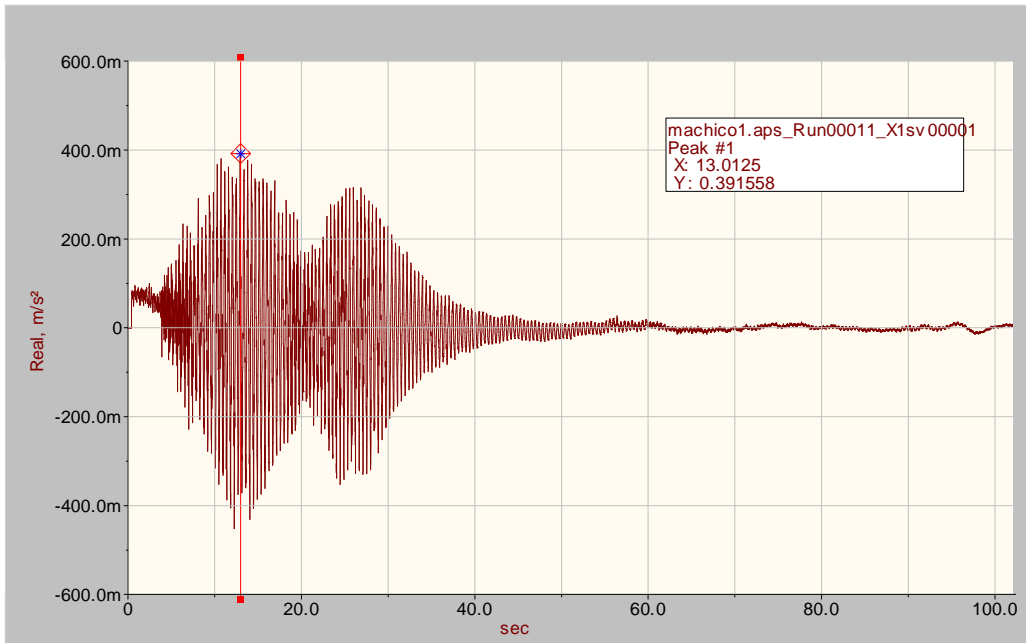
Canal 1: ½ vão norte



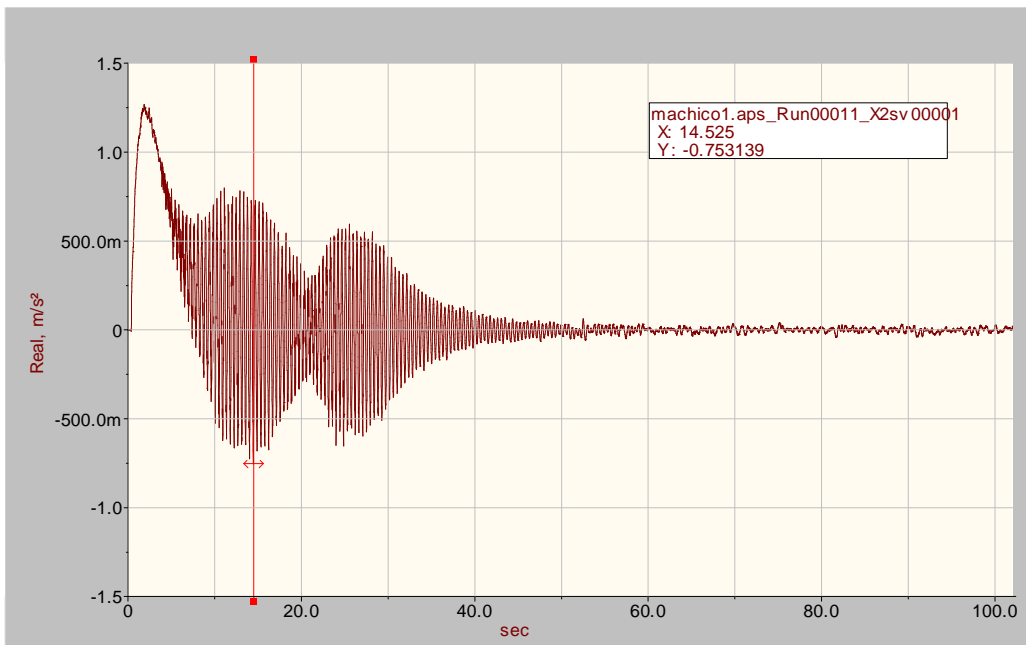
17h40 Run00011

Atravessamento Patrícia: subida + descida

Canal 1: ¼ vão sul



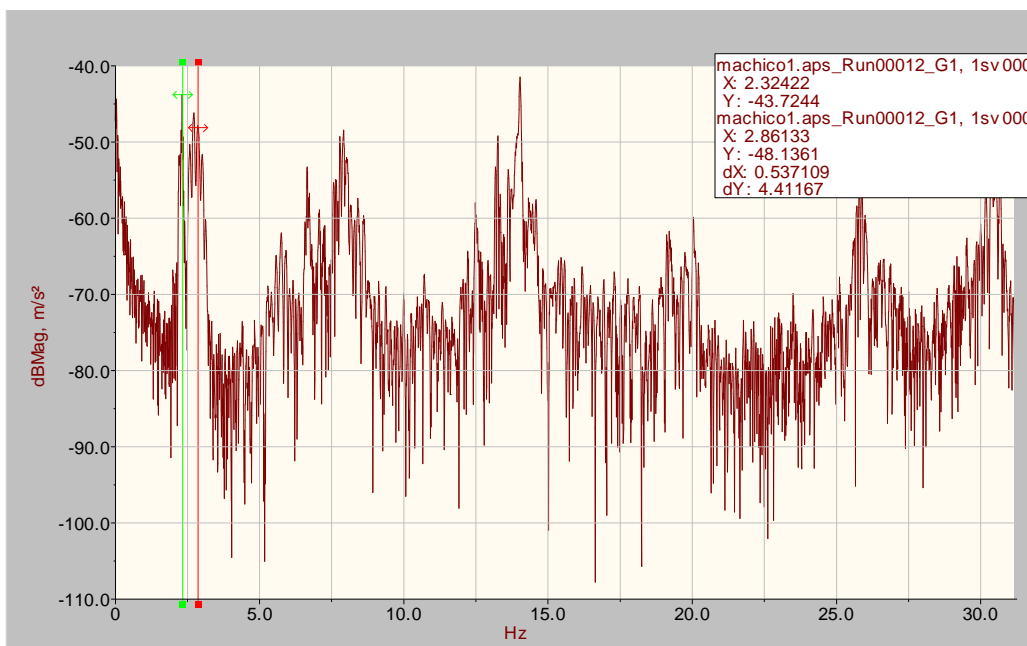
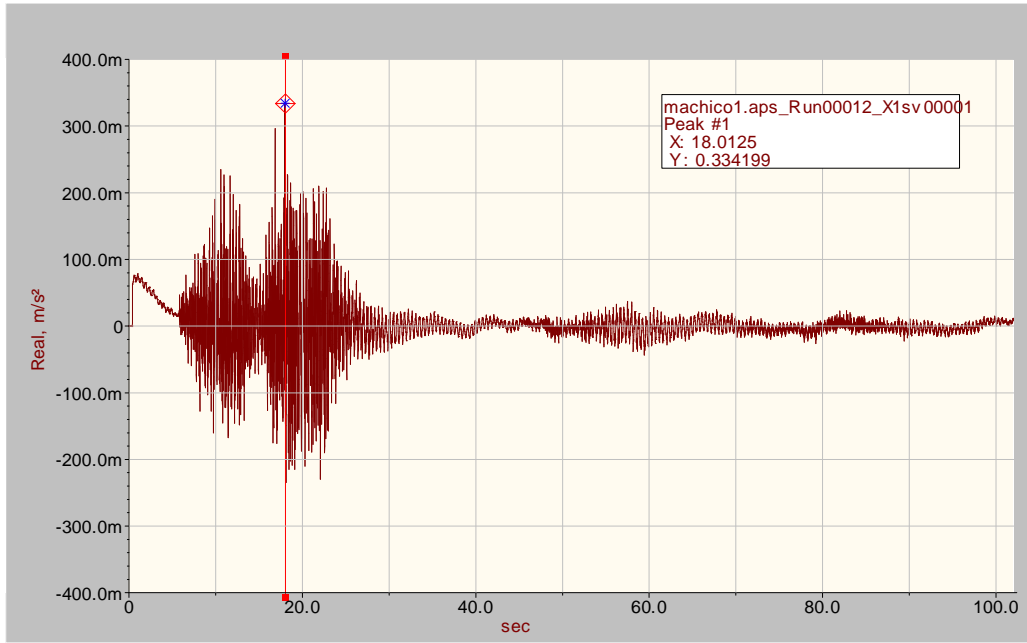
Canal 2: 1/2 vão sul



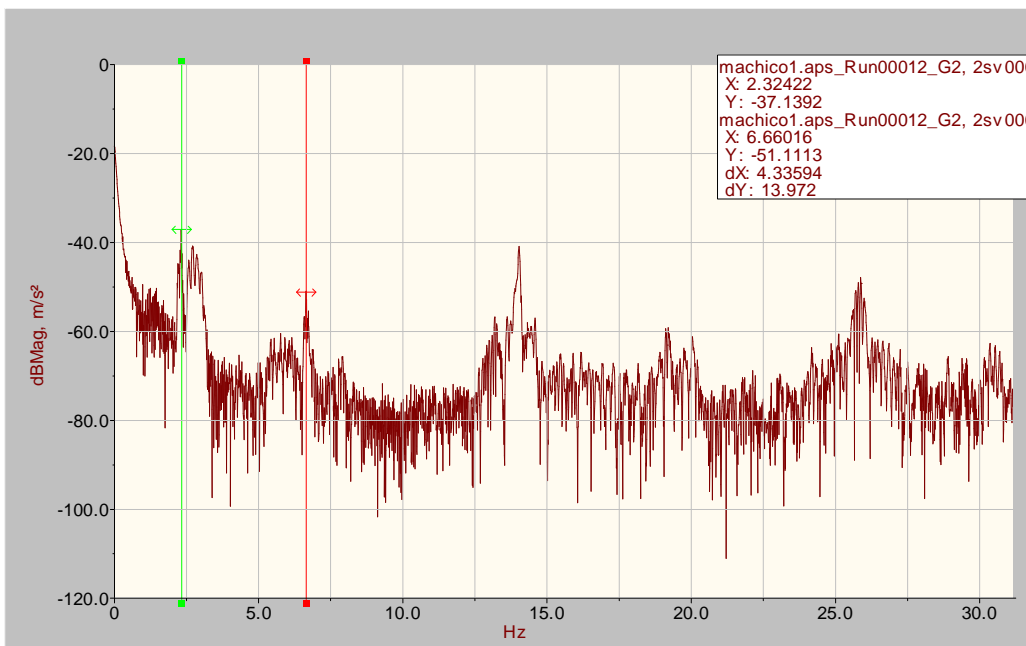
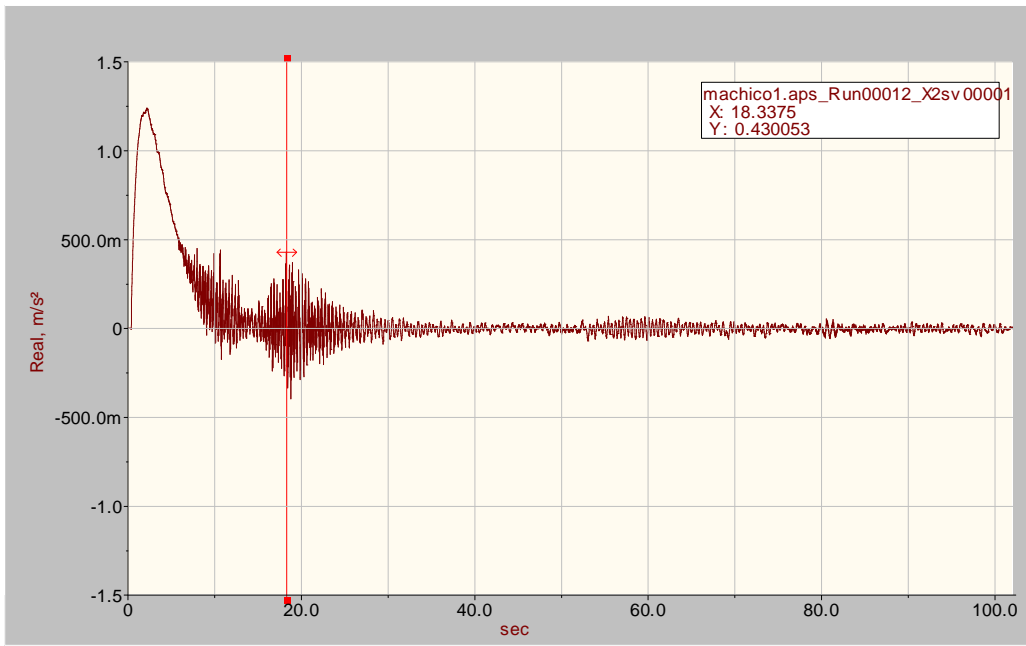
17h43 Run00012

Atravessamento em corrida, subida+ descida

Canal 1:1/4 vão sul



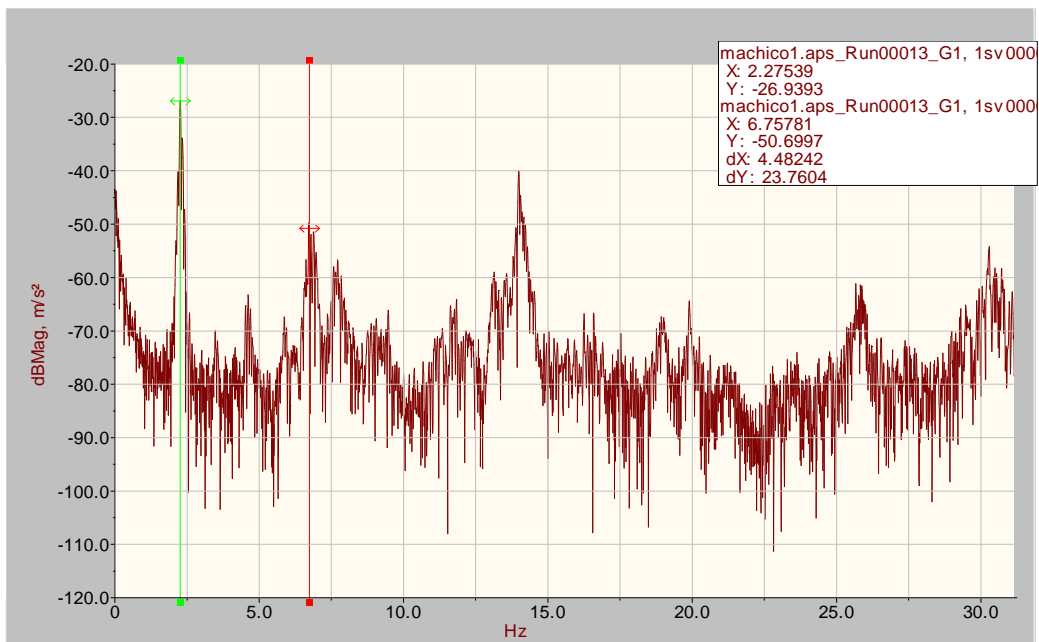
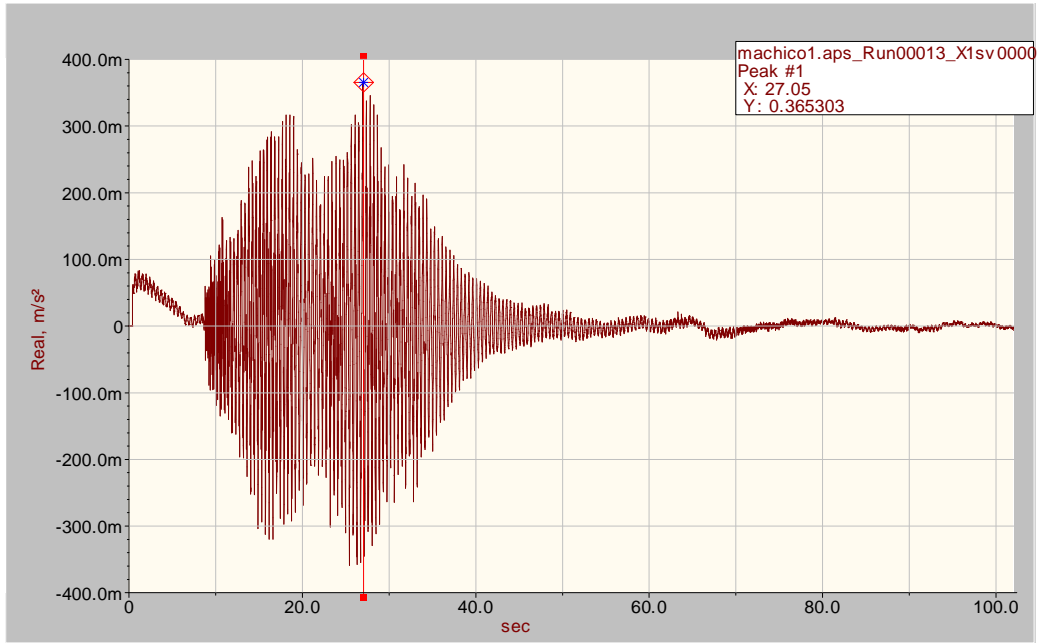
Canal 2: ½ vão sul



17h45 Run00013

Atravessamento em andamento acelerado, subida+ descida

Canal 1:1/4 vão sul



Canal 2: ½ vão sul

