U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

# ANÁLISE DINÂMICA DE UMA PONTE DE ALTA VELOCIDADE COM TABULEIRO PRÉ-FABRICADO DE BETÃO

## Análise da sensibilidade ao espaçamento entre vigas longitudinais

**CAROLINA PINHO LEITÃO**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS E GEOTECNIA**

Orientador: Professora Doutora Andreia Gomes Meixedo

Coorientador: Professor Doutor Diogo Ribeiro

JUNHO DE 2024

**MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2023/2024**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

✉ m.ec@fe.up.pt

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

✉ feup@fe.up.pt

http://www.fe.up.pt

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Engenharia Civil - 2023/2024 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2024*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais,

*“Todo o esforço é sempre recompensado”*

*Mahatma Gandhi*

**AGRADECIMENTOS**

Um agradecimento muito especial à minha orientadora Andreia Meixedo, por todo o acompanhamento e preocupação ao longo destes meses. Pelos conhecimentos transmitidos e pela motivação para a temática da Ferrovia e da Alta Velocidade.

Um agradecimento muito especial ao Professor Diogo Ribeiro, meu coorientador por se revelar um exemplo de sabedoria e interesse, dando sempre os melhores conselhos para o melhoramento desta dissertação.

Um agradecimento muito especial ao meu orientador na empresa, Miguel Ortega Cornejo, por toda a partilha de conhecimento, propondo-me tarefas desafiantes.

Um agradecimento muito especial à IDEAM, a empresa que me acolheu em Madrid nestes meses, que desde o primeiro dia me fizeram sentir em casa, estando sempre disponíveis a ajudar-me em qualquer situação. Um agradecimento ao Kevin Crespo e Carlos Colmenarejo sempre prontos a ajudar no que necessitava.

Um agradecimento muito especial aos meus amigos, que estiveram sempre presentes para me apoiar, ensinar, acompanhar e motivar nesta aventura de cinco anos.

Um agradecimento muito especial aos meus pais por todo o apoio que me deram ao longo do desenvolvimento desta dissertação, durante estes últimos 5 anos, e principalmente encorajamento neste grande desafio de mudança de país e mudança da zona de conforto.

Por fim, entre todos, um agradecimento muito especial à Maria João Freitas, a minha supervisora na IDEAM, pelo valioso apoio, orientação e dedicação incansável ao longo destes meses. A partilha do seu conhecimento e experiência foram fundamentais tanto para o trabalho desenvolvido como para o meu crescimento a nível profissional. Ficará para sempre na minha memória a disponibilidade constante e a paciência demonstrada nas inúmeras dúvidas e questões que surgiram, abordando sempre de uma maneira atenciosa e encorajadora. A conclusão deste trabalho fica em parte a dever-se ao seu espírito de sacrifício, entreajuda e companheirismo que desde o princípio caracterizaram a sua postura.

## RESUMO

Este trabalho tem como objetivo realizar uma análise dinâmica do tramo de betão de uma ponte de alta velocidade localizada em Totana, no sudeste de Espanha. O foco do estudo é o viaduto que atravessa a autoestrada A-7, parte integrante do Projeto de Construção da Plataforma do Corredor Mediterrâneo de alta velocidade, na secção entre Múrcia e Almería, conhecida como Seção Totana-Totana.

Primeiramente, é abordada a importância das linhas de alta velocidade, um dos aspetos fundamentais da sociedade contemporânea, visto que a deslocação é parte integrante do nosso quotidiano.

Para construir uma linha de alta velocidade, um dos aspetos cruciais é a análise dinâmica do viaduto, particularmente no que diz respeito ao impacto da passagem de comboios de alta velocidade, com o objetivo de garantir a segurança e o conforto dos passageiros.

Esta dissertação tem com objetivo primordial implementar uma análise dinâmica que permita compreender o comportamento da estrutura ao ser sujeita a diferentes espaçamentos entre vigas longitudinais.

Inicialmente, esta análise é realizada de forma analítica, usando equações diferenciais para comparar com um modelo de barras criado nos programa Sofistik, a fim de confirmar a precisão dos resultados antes de prosseguir para o modelo real do viaduto em estudo.

Após a validação da abordagem analítica, a estrutura do viaduto é modelada para confirmação através de equações diferenciais, garantindo a precisão da análise. Com a validação do modelo do viaduto, a dissertação segue o seu objetivo que é examinar o efeito do espaçamento entre vigas longitudinais.

Esta análise resultará na comparação das acelerações de modo a determinar qual a tipologia de seção transversal, isto é, qual a distância entre as vigas, que apresenta menores valores de aceleração no eixo da via.


PALAVRAS-CHAVE: betão, alta-velocidade, análise dinâmica, espaçamento, Sofistik.

## ABSTRACT

This work aims at carrying out a dynamic analysis of the concrete section of a high-speed railway bridge located in Totana, in the south-east of Spain. The focus of the study is the viaduct that crosses the A-7 freeway, an integral part of the High Speed Mediterranean Corridor Platform Construction Project, in the section between Murcia and Almería, known as Totana-Totana section.

Firstly, the importance of high-speed lines is discussed, one of the fundamental aspects of contemporary society since travel is an integral part of our daily lives.

To build a high-speed railway line, one of the crucial aspects is the dynamic analysis of the viaduct, particularly with regard to the impact of the passage of high-speed trains, in order to guarantee the safety and comfort of passengers.

This dissertation focuses on a dynamic analysis to better understand the behavior of the structure when subjected to different spacings between longitudinal beams.

Initially, this analysis is carried out analytically, using differential equations to compare with a bar model created in the Sofistik, Teddy programs, in order to confirm the accuracy of the results before proceeding to the real model of the viaduct under study.

After validating the analytical approach, the viaduct structure is modeled for confirmation using differential equations, ensuring the accuracy of the analysis.

With the validation of the viaduct model, the dissertation follows its objective, which is to examine the effect of the spacing between longitudinal beams.

This analysis will result in a comparison of the accelerations, determining which cross-section, meaning the distance between the beams, has the lowest accelerations on the track axis. The aim is to understand which configuration is the most suitable for this project.

**ÍNDICE GERAL**

**AGRADECIMENTOS** ..... I
**RESUMO** ..... II
**ABSTRACT** ..... IV
**ÍNDICE DE FIGURAS** ..... IX
**ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)** ..... XIII
**SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS** ..... XV

# 1. INTRODUÇÃO ..... 1
**1.1. ENQUADRAMENTO GERAL** ..... 1
**1.2. OBJETIVOS** ..... 4
**1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE** ..... 4

# 2. VERIFICAÇÕES REGULAMENTARES SOBRE EFEITOS DINÂMICOS NAS PONTES FERROVIÁRIAS ..... 6
**2.1. INTRODUÇÃO** ..... 6
**2.2. AÇÕES DE CÁLCULO** ..... 6
2.2.1. EFEITOS ESTÁTICOS ..... 6
2.2.1.1. Modelo de carga LM71 ..... 6
2.2.1.2. Modelos de carga SW/0 e SW/2 ..... 7
2.2.1.3. Modelo do comboio sem carga ..... 8
2.2.2. EFEITOS DINÂMICOS ..... 8
2.2.2.1. Fator dinâmico ..... 8
2.2.2.2. Verificação da necessidade da realização de uma análise dinâmica ..... 9
2.2.2.3. Modelos de tráfego ferroviário a utilizar em análises dinâmicas ..... 11
**2.3. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA** ..... 14
2.3.1. SEGURANÇA ESTRUTURAL (ELU) ..... 14
2.3.2. ESTABILIDADE DA VIA ..... 15
2.3.3. CONFORTO DOS PASSAGEIROS ..... 16

# 3. METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA ..... 18
**3.1. INTRODUÇÃO** ..... 18
**3.2. METODOLOGIAS DE ANÁLISE ANALÍTICA** ..... 19

3.2.1.1. Solução para uma carga pontual com n modos de vibração sem amortecimento - Método 1 ..... 20

3.2.1.2. Solução para uma carga pontual única com apenas o primeiro modo de vibração considerando o amortecimento - Método de Yang, Yau e Hsu - Método 2 ..... 21

3.2.1.3. Solução para um comboio apenas com o primeiro modo de vibração, considerando o amortecimento - Método de Yang, Yau e Hsu – Método 3 ..... 23

**3.3. METODOLOGIAS DE ANÁLISE NUMÉRICA ..... 24**

3.3.1. ANÁLISE DINÂMICA REALIZADA ATRAVÉS DE CARGAS MOVÉIS ..... 24

3.3.2. EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO ..... 25

3.3.2.1. Método de Newmark ..... 27

3.3.2.2. Método da sobreposição modal ..... 28

3.3.2.3. Método Hughes-Alpha/Wilson ..... 28

3.3.2.4. Método de Wilson- θ ..... 29

**4. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA EM ESTUDO ..... 30**

**4.1. VIADUTO SOBRE A A-7 SEÇÃO TOTANA-TOTANA ..... 30**

4.1.1. TRAMOS MISTOS ..... 31

4.1.2. TRAMOS DE BETÃO ..... 32

**4.2. DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS ..... 32**

**4.3. SUBESTRUTURA ..... 33**

**5. ANÁLISE DINÂMICA DE UM MODELO DE BARRAS SIMPLIFICADO ..... 35**

**5.1. INTRODUÇÃO ..... 35**

**5.2. ESTUDO DO MODELO DE UMA VIGA SIMPLESMENTE APOIADA ..... 35**

5.2.1. CARGAS ..... 35

5.2.1.1. Peso próprio ..... 35

5.2.1.2. Ações permanentes ..... 35

5.2.2. PARÂMETROS A CONSIDERAR ..... 36

**5.3. ANÁLISE DINÂMICA ANALÍTICA ATRAVÉS DA FOLHA DE CÁLCULO DESENVOLVIDA ..... 37**

**5.4. ANÁLISE DINÂMICA ATRAVÉS DO PROGRAMA DE CÁLCULO SOFISTIK ..... 38**

**5.5. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS PARA VALIDAÇÃO DO MODELO EM SOFSITIK ..... 40**

5.5.1. RESULTADOS EM FLEXÃO ..... 41

5.5.2. RESULTADOS PARA A TORÇÃO ..... 47

# 6. CALIBRAÇÃO DO MODELO REFERENTE AO VIADUTO SOBRE A A-7, LINHA ALTA VELOCIDADE MÚRCIA-ALMERÍA, SECÇÃO TOTANA-TOTANA ..... 49

**6.1. PROGRAMA DESENVOLVIDO ..... 49**

**6.2. VERIFICAÇÕES DO MODELO ..... 54**

**6.3. VALIDAÇÃO DO MODELO ..... 58**

# 7. ANÁLISE DA SENSIBILIDADE AO ESPAÇAMENTO ENTRE VIGAS LONGITUDINAIS ..... 60

**7.1. INTRODUÇÃO ..... 60**

**7.2. ANÁLISE ESTÁTICA ..... 62**

**7.3. ANÁLISE DINÂMICA ..... 65**

**7.4. ANÁLISE DINÂMICA REAL ..... 66**

# 8. CONSIDERAÇÕES FINAIS ..... 68

**8.1. CONCLUSÕES ..... 68**

**8.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS ..... 69**

# 9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS ..... 71

## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 - Rede europeia de alta velocidade e projeção para as próximas décadas [12] ..... 3

Fig. 2 – a) Linha de alta velocidade Porto-Lisboa b) Mapa com as Linhas de alta-velocidade prevista em Portugal [26] ..... 4

Fig. 3 - Modelo de carga LM71 [1] ..... 7

Fig. 4 - Modelo de cargas SW/0 e SW/2 [1] ..... 7

Fig. 5 - Fluxograma para determinar a necessidade de uma análise dinâmica [1] ..... 9

Fig. 6 - Limites da frequência natura da ponte $n0$ (hz) em função do $L$ (m) [2] ..... 11

Fig. 7 - Comboio convencional da Rede Ferroviária Europeia de Alta Velocidade ..... 11

Fig. 8 - Comboio articulado da Rede Ferroviária Europeia de Alta Velocidade ..... 12

Fig. 9 - Comboio regular da Rede Ferroviária Europeia de Alta Velocidade ..... 12

Fig. 10 - HSLM-A [1] ..... 12

Fig. 11 - HSLM-B [1] ..... 13

Fig. 12 - Gráfico para a determinação de *N* e *d* em função de *L* ..... 13

Fig. 13 - Deflexão vertical máxima δ , em pontes ferroviárias com três ou mais vãos simplesmente apoiados, em função da velocidade, para um nível de conforto $b'v$ (m/s2) = 1.0 ..... 17

Fig. 14 - Modos de vibração VSA ..... 19

Fig. 15 – Esquema de uma massa a uma certa velocidade ..... 20

Fig. 16 - Representação da função de forma para a aplicação das cargas por eixo no nó K do carril [6] ..... 25

Fig. 17 - Localização viaduto sobre a A-7 [21] ..... 30

Fig. 18 - Vista em planta do viaduto sobre a A-7 [15] ..... 31

Fig. 19 - Perfil longitudinal viaduto sobre a A-7 [15] ..... 31

Fig. 20 - Secção transversal tramo do misto [15] ..... 32

Fig. 21 - Secção transversal do tramo de betão [15] ..... 32

Fig. 22 - Secção tipo do fuste [15] ..... 33

Fig. 23 - Vista lateral e frontal dos encontros [15] ..... 34

Fig. 24 – Esquema de uma massa a uma certa velocidade ..... 37

Fig. 25 - Dados de entrada folha total Excel ..... 37

Fig. 26 - Exemplo da folha de cálculo para a flexão ..... 38

Fig. 27 - Exemplo dos resultados referentes à folha de cálculo total ..... 38

Fig. 28 - Exemplo de resultados das folhas de cálculo convertidos em gráficos a) flechas b) velocidades c) acelerações ..... 38
Fig. 29 - Secção transversal caixão (VSA) ..... 39
Fig. 30 – Sofistik: Geometria Viga Simplesmente apoiada (VSA) ..... 39
Fig. 31 - Resultados retirados Sofistik ..... 40
Fig. 32 - Comparação das flechas para o método 1 ..... 41
Fig. 33 - Comparação das flechas para o método 2 ..... 41
Fig. 34 - Comparação das flechas para o método 3 ..... 42
Fig. 35 - Comparação das acelerações para o método 2 - Newmark ..... 43
Fig. 36 - Comparação das acelerações para o método 2 - Hughes Alpha ..... 43
Fig. 37 - Comparação das acelerações para o método 2 - Wilson ..... 43
Fig. 38 - Comparação das acelerações para o método 3 - Newmark ..... 44
Fig. 39 - Comparação das acelerações para o método 3 - Hughes Alpha ..... 44
Fig. 40 - Comparação das flechas para o método 2 - Step 0.0015 ..... 45
Fig. 41 - Resultados das acelerações para o método 2 - Step 0.0015 ..... 45
Fig. 42 - Comparação das flechas para o método 3 - Step 0.0015 ..... 46
Fig. 43 - Comparação das acelerações para o método 3 - Step 0.0015 ..... 46
Fig. 44 - Comparação resultados acelerações - Step 0.0015 ..... 47
Fig. 45 - Comparação das flechas para o método 3 - Torção ..... 47
Fig. 46 - Comparação das acelerações para o método 3 - Torção ..... 48
Fig. 47 - Seção transversal Modelo Barra ..... 50
Fig. 48 - Modelo de barras com barras fictícias de como ficaria a laje ..... 50
Fig. 49 – Modelo numérico de barras desenvolvido no programa Sofistik ..... 51
Fig. 50 – LC1 ..... 52
Fig. 51 – LC2: HSLM-A1 ..... 52
Fig. 52 - LC3 ..... 52
Fig. 53 - LC4 ..... 53
Fig. 54 - LC5 ..... 53
Fig. 55 - Resultados retirados Sofistik ..... 54
Fig. 56 - Reações nos apoios para o esquema de cargas LC3 ..... 54
Fig. 57 – Flechas para o esquema de cargas LC3 ..... 55
Fig. 58 - Reações nos apoios para o esquema de cargas LC4 ..... 55

Fig. 59 - Flechas para o esquema das cargas LC4 ..... 55
Fig. 60 - Reações nos apoios para o esquema de cargas LC5 ..... 56
Fig. 61 - Flechas para o esquema de cargas LC5 ..... 56
Fig. 62 - Reações nos apoios para o esquema de cargas LC2 ..... 57
Fig. 63 - Esforços transversos para o esquema de cargas LC2 ..... 57
Fig. 64 - Momentos torsores para o esquema de cargas LC2 ..... 58
Fig. 65 - Gráfico de flechas para validação do modelo de barras ..... 59
Fig. 66 - Gráfico de acelerações para validação do modelo de barras ..... 59
Fig. 67 - Secção transversal do modelo 1 ..... 60
Fig. 68 - Secção transversal do modelo 1' ..... 61
Fig. 69 - Secção transversal do modelo 2 ..... 61
Fig. 70 - Secção transversal do modelo 3 ..... 61
Fig. 71 - Secção transversal do modelo 3' ..... 61
Fig. 72 - Carga aplicada com excentricidade no modelo 1' ..... 62
Fig. 73 - Flechas devido à carga aplicada com excentricidade no modelo 1' ..... 63
Fig. 74 - Carga aplicada com excentricidade no modelo 2 ..... 63
Fig. 75 - Flechas devido à carga aplicada com excentricidade no modelo 2 ..... 64
Fig. 76 - Carga aplicada com excentricidade no modelo 3 ..... 64
Fig. 77 - Flechas devido à carga aplicada com excentricidade no modelo 3 ..... 65
Fig. 78 - Acelerações respetivas aos modelos 1', 2 e 3 ..... 65
Fig. 79 - Acelerações respetivas aos modelos 1, 2 e 3' ..... 66

## ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Tabela 1 - Valores característicos para as cargas verticais dos modelos de carga SW/0 e SW/2 [1] ... 7
Tabela 2 – Parâmetros respetivos HSLM-A [1] ... 13
Tabela 3 - Aplicação de HSLM [1] ... 14
Tabela 4 - Valores indicativos de aceleração máxima nas carruagens para três níveis de conforto ... 16
Tabela 5 - Carga relativa às outras ações permanentes ... 36
Tabela 6 - Parâmetros Viga Simplesmente apoiada ... 36
Tabela 7 - Parâmetros a introduzir na folha de cálculo ... 37
Tabela 8 - Relação entre máximos e mínimos referentes ao do gráfico da Fig. 39 ... 44
Tabela 9 - Relação entre máximos e mínimos referentes ao do gráfico da Fig. 40 ... 44
Tabela 10 - Relação entre máximos e mínimos referentes ao do gráfico da Fig. 44 ... 46
Tabela 11 - Relação entre máximos e mínimos Fig.18 ... 47
Tabela 12 - Relação entre máximos e mínimos referentes ao do gráfico da Fig. 46 ... 47
Tabela 13 - Relação entre máximos e mínimos referentes ao do gráfico da Fig. 47 ... 48
Tabela 14 - Valores do coeficiente $\beta = a*/a$ ... 51
Tabela 15 - Propriedade relativas aos diferentes modelos estruturais ... 62
Tabela 16 – Máximo absoluto referente ao modelo 1', 2 e 3 ... 65
Tabela 17 - Máximo absoluto das acelerações referentes aos modelos 1, 2 e 3' ... 67

## SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

DEC - Departamento de Engenharia Civil

PIB - Produto Interno Bruto

Ref - Referência

Dept - Departamento

Tab -Tabela

Fig - Figura

K - coeficiente de transmissão térmica [W/m$^{2o}$K]

E - módulo de elasticidade [GPa] ou [t/m2]

M - Momento fletor

$L$ - Vão [m]

ν -Velocidade [Km/h]

m - Massa [t/m]

I - Inércia [m4]

It - Inércia à torção [m4]

Ipm - Inércia polar mássica [t*m2/m]

Exc - Excentricidade dos carris [m]

Excv - Excentricidade da via [m]

$\xi$ - Amortecimento [%]

ν - Coeficiente de Poisson

nº - Numero

$\phi$ - Fator dinâmico

$L_\phi$ - Comprimento crítico [m]

$n_0$ - Frequência natural [Hz]

$n_T$ - Frequência natural correspondente ao primeiro modo de vibração de torção [Hz]

$V$ - Velocidade máxima [Km/h]

**D** - comprimento das carruagens [m]

**N** - número de carruagens intermédias

**D** - distância entre os eixos do mesmo bogie [m]

**P** - carga por eixo [KN]

$\varphi$ - fator de amplificação dinâmica

$b'_v$ - Aceleração vertical [m/s2]

δ - Valor máximo do deslocamento vertical [m]

$\phi i$ - Modos próprios de vibração

$\omega$ - Frequência angular [rad/s]

$A$ - Amplitude da oscilação

$\omega_n$ - Frequência angular modal [rad/s]

$\omega_{Dn}$ - Frequência angular modal amortizada [rad/s]

$\omega_P$ - Frequência angular da carga [rad/s]

$K_n^*$ - Rigidez generalizada associada ao primeiro modo de vibração

$Pk$ - valor do k-ésimo elemento do comboio

$dk$ - distância do k-ésimo elemento da cabeceira do comboio de cargas [m]

$t$ - instante de tempo [s]

$M$ - matriz de massa

$C$ - matriz de amortecimento

$K$ - matriz de rigidez

$\Delta t$ - intervalo de tempo [s]

$F(t)$ - Forças externas [KN]

$F_i(t)$ - Forças de inércia

$F_a(t)$ - Forças de amortecimento

$F_e(t)$ - Forças elásticas

VSA - Viga simplesmente apoiada

MB - Modelo de barra

LC - Load case (Caso de carga)

Eq - Equação

# 1
# INTRODUÇÃO

## 1.1. ENQUADRAMENTO GERAL

Atualmente, o conceito de mercado global está cada vez mais enraizado na economia e sociedades europeias, pelo que a presença de infraestruturas de transporte eficazes é crucial para facilitar a movimentação de pessoas e mercadorias de forma rápida e eficiente. O transporte ferroviário, especialmente o de alta velocidade, desempenha um papel fundamental nesse contexto, contribuindo para os objetivos de integração e desenvolvimento sustentável dos países, tanto em termos de crescimento económico quanto de desenvolvimento social.

O historial de linhas de alta velocidade na Europa remonta à década de 1980, quando França inaugurou a sua primeira linha de TGV (Train à Grande Vitesse) entre Paris e Lyon. Esta linha pioneira, construída entre 1981 e 1983, estendia-se por 410 km e foi projetada para atingir uma velocidade máxima de 270 km/h. Desde então, o conceito de alta velocidade ferroviária ganhou impulso, expandindo-se para além das fronteiras francesas. Países como Alemanha, Itália, Espanha, Holanda, Bélgica e Reino Unido adotaram este modelo de transporte eficiente, construindo as suas próprias redes de alta velocidade.

As exigências impostas às soluções estruturais de pontes ferroviárias em vias de alta velocidade diferem substancialmente das aplicadas em pontes convencionais. Estas infraestruturas enfrentam desafios únicos devido aos efeitos dinâmicos significativos causados pela passagem de comboios em alta velocidade, especialmente em relação aos fenómenos de ressonância observados em velocidades superiores a 200 km/h. Para enfrentar esses desafios, normas europeias introduziram diretrizes específicas para o dimensionamento e a análise de pontes ferroviárias de alta velocidade. Estas diretrizes abrangem uma variedade de aspetos, incluindo segurança estrutural, com considerações sobre amplificações dinâmicas e fadiga, segurança da via e conforto dos passageiros. Esta abordagem visa garantir a integridade estrutural das pontes, bem como a segurança e o conforto dos utilizadores, num ambiente ferroviário de alta velocidade em constante evolução.

O transporte ferroviário de alta velocidade é uma forma de deslocação que combina conforto, segurança, flexibilidade e sustentabilidade ambiental. Este modo de transporte oferece desempenho ambiental e benefícios socioeconómicos que contribuem para os objetivos da política de coesão e de transportes da UE. Desde 2000, a UE disponibilizou 23,7 mil milhões de euros em cofinanciamento para apoiar investimentos em infraestruturas ferroviárias de alta velocidade. [20]

Em 2019, o automóvel de passageiros continuou a ser o meio de transporte dominante, representando 79,5% do total de passageiros-quilómetro percorridos. As outras modalidades motorizadas tiveram as seguintes participações: 9,0% para autocarros e autocarros de turismo, 7,8% para comboios, 2,1% para motociclos e 1,6% para elétricos e metro. Comparativamente a 2000, as quotas de transporte por carro e por comboio aumentaram, enquanto a de autocarros e autocarros de turismo diminuiu. [20]

Em 2020, a pandemia de COVID-19 resultou numa diminuição significativa (-21%) do transporte terrestre em comparação com 2019, nomeadamente -46% no transporte ferroviário. Para o transporte ferroviário, o maior crescimento foi observado no comboio de alta velocidade, onde os passageiros-quilómetro percorridos mais do que duplicaram entre 2000 e 2019 (crescimento de 125%, de 59 para 132 bilhões de passageiros-quilómetro).[20]

Ao adentrar o mundo do turismo, o transporte ferroviário de alta velocidade revela-se como um elemento transformador. Ao conectar diversas cidades e regiões, proporciona aos viajantes a oportunidade de explorar novos destinos de forma rápida e eficiente. Acessibilidade é a palavra-chave, permitindo aos turistas desfrutar ao máximo de cada local visitado, enriquecendo assim a experiência turística e impulsionando o desenvolvimento do setor a nível local e regional.

No que diz respeito à ecologia, o transporte ferroviário de alta velocidade é amplamente reconhecido como uma alternativa sustentável. Os comboios de alta velocidade produzem baixas emissões de gases nocivos para o ambiente, em comparação com outras formas de transporte, contribuindo assim para a redução do impacto ambiental. Além disso, ocupam menos espaço territorial do que as autoestradas, o que os torna uma opção mais amiga do ambiente em termos de ocupação do solo.

A rapidez na movimentação de bens e pessoas é uma das características distintivas do transporte ferroviário de alta velocidade. Ao encurtar significativamente os tempos de viagem entre cidades e regiões, promove a mobilidade e a conectividade, tornando-se assim uma escolha atrativa para viagens de negócios e lazer. A capacidade de transportar grandes volumes de passageiros e mercadorias de forma rápida e eficiente contribui para a dinamização das economias locais e regionais.

A segurança é outra vantagem significativa do transporte ferroviário de alta velocidade. Em comparação com outras formas de transporte, como o transporte rodoviário, regista um reduzido número de acidentes. A infraestrutura ferroviária moderna e os rigorosos protocolos de segurança garantem uma viagem segura e tranquila para os passageiros.

Do ponto de vista económico, o transporte ferroviário de alta velocidade é vantajoso tanto para os operadores como para os passageiros. Consumindo menos energia por passageiro do que os meios de transporte convencionais, resulta em reduzidos gastos energéticos e menores custos de transporte.

Embora as redes ferroviárias de alta velocidade estejam a expandir-se, o objetivo da Comissão de 2011, que visava triplicar o número de quilómetros até 2030, não será alcançado: atualmente, existem 9 000 km de linhas em utilização e, em 2017, estavam em construção aproximadamente 1 700 km de novas linhas. Em média, são necessários cerca de 16 anos desde o início dos trabalhos até à entrada em funcionamento das novas linhas de alta velocidade.

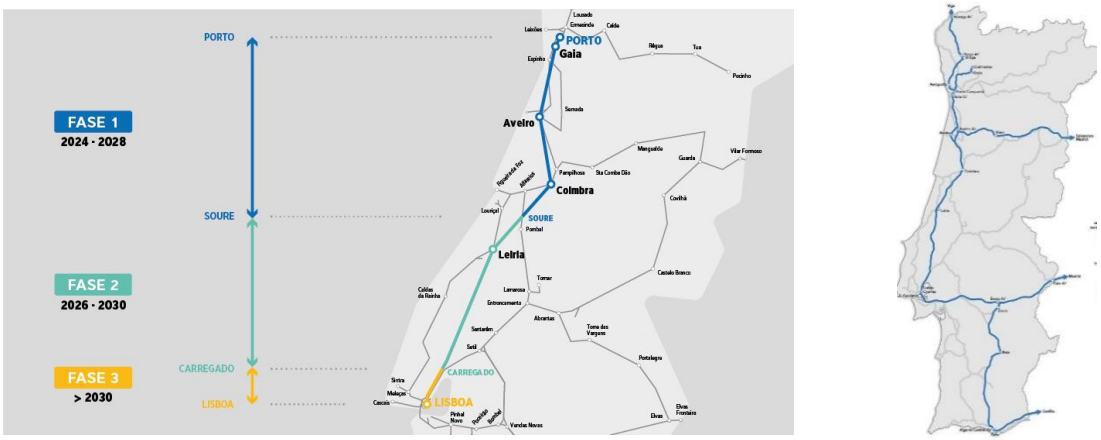
Assim, a Fig. 1 ilustra a rede ferroviária de alta velocidade existente na União Europeia. Esta figura proporciona uma visualização da extensão das infraestruturas operacionais e dos projetos futuros, permitindo uma compreensão clara do progresso e do planeamento estratégico do transporte ferroviário de alta velocidade na UE. Esta representação geográfica é essencial para avaliar os avanços realizados até agora e os desafios que ainda precisam ser enfrentados para alcançar uma rede ferroviária eficiente e integrada.




Fig. 1 - Rede europeia de alta velocidade e projeção para as próximas décadas [12]

A nível nacional, Portugal está a realizar investimentos significativos para a construção da sua primeira linha de alta velocidade, que ligará Lisboa ao Porto. A linha Lisboa-Porto, com cerca de 300 km, permitirá velocidades até 300 km/h, reduzindo o tempo de viagem para aproximadamente 1 hora e 15 minutos, em comparação com as atuais 2 horas e 50 minutos no serviço Alfa Pendular. Este projeto, com um investimento estimado em cerca de 4,5 mil milhões de euros, contará com financiamento da União Europeia. A construção está prevista para começar em 2024, com conclusão estimada para 2030. A linha de alta velocidade entre Lisboa e Porto é crucial devido ao volume de passageiros e mercadorias entre as duas maiores cidades do país, e espera-se que impulsione o crescimento econômico, melhore a conectividade e reduza as emissões de carbono.

Além da linha Lisboa-Porto, há planos futuros para estender a rede de alta velocidade até Madrid, criando uma conexão rápida e eficiente entre as capitais de Portugal e Espanha. Esta expansão fortalecerá a integração de Portugal com as redes de alta velocidade europeias, promovendo o turismo e o comércio transfronteiriço. A ligação Lisboa-Madrid representará um avanço significativo na conectividade internacional e contribuirá para a coesão económica e social da Península Ibérica. Ao melhorar o transporte ferroviário entre as duas cidades, espera-se que esta linha reduza a dependência do transporte rodoviário e aéreo, oferecendo uma alternativa mais sustentável e eficiente. O custo estimado para a linha Lisboa-Madrid é de cerca de 8 mil milhões de euros, com a construção prevista para começar após a conclusão da linha Lisboa-Porto, sendo que o troço de Évora-Caia (fronteira) já avançou e está em fase de conclusão.




a) b)

Fig. 2 – a) Linha de alta velocidade Porto-Lisboa b) Mapa com as Linhas de alta-velocidade prevista em Portugal [26]

## 1.2. OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho consiste na análise dinâmica do tramo de betão de uma ponte ferroviária de alta velocidade localizada em Totana, no sudeste de Espanha. A estrutura é constituída por vários vãos isostáticos de 30 m de betão pré-fabricado e um tramo contínuo misto. No tramo em estudo (betão), a solução adotada em projeto consiste numa seção transversal com laje betonada in-situ e duas vigas longitudinais de betão pré-esforçado pré-fabricado, que se colocam a uma distância muito reduzida, mas sem uma união física entre elas.

Com este trabalho pretende-se estudar a sensibilidade da resposta dinâmica da estrutura a diferentes espaçamentos entre as vigas longitudinais e também à união entre as mesmas. A comparação entre as várias soluções tem como objetivo compreender qual das soluções possui o melhor comportamento face às normas regulamentares para pontes ferroviárias de alta velocidade. Este estudo pode ser também relacionado com o custo benefício deste tipo de pontes de alta velocidade.

## 1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE

A presente dissertação está dividida em oito capítulos, nos quais são apresentadas as evidências científicas atualizadas sobre os temas tratados.

No segundo capítulo apresenta-se uma série de verificações e critérios regulamentares utilizados para avaliar a resposta dinâmica de estruturas, garantindo a segurança e o desempenho adequado durante a passagem dos comboios de alta velocidade.

No terceiro capítulo é realizada uma introdução à análise dinâmica, onde se explicam diferentes metodologias, com enfoque nas metodologias analíticas e numéricas, sendo estas aplicadas no caso de estudo desta dissertação.

No quarto capítulo é apresentada uma descrição detalhada da ponte, proporcionando uma visão geral do problema tratado. Além disso, é feito o enquadramento do tramo estudado no contexto do projeto total, permitindo uma compreensão mais abrangente do objeto de estudo.

No quinto capítulo, detalha-se o cálculo dinâmico implementado para uma estrutura simplificada, sobre a qual se tem maior controlo, antes de passar para a análise da estrutura real, mais complexa. Esta estrutura simplificada é uma viga simplesmente apoiada, e são demonstrados os cálculos das equações diferenciais utilizando vários métodos. Posteriormente, esses resultados são comparados com os obtidos através do programa de cálculo desenvolvido no Sofistik.

No sexto capítulo, passa-se ao cálculo da estrutura real através de um modelo de barras mais complexo. São apresentadas várias verificações ao modelo e, em seguida, é realizada uma análise de resultados para comprovar a precisão e a validade deste mesmo modelo.

Por fim, no sétimo capítulo, após a validação do modelo real, é realizado um estudo sobre o espaçamento transversal entre as vigas, apresentando-se um estudo paramétrico que permite comparar vários modelos com vista a definir a solução mais vantajosa.

No oitavo capítulo, é feita uma breve conclusão sobre toda a investigação realizada.

# 2

# VERIFICAÇÕES REGULAMENTARES SOBRE EFEITOS DINÂMICOS EM PONTES FERROVIÁRIAS

## 2.1. INTRODUÇÃO

O desenvolvimento do setor da ferrovia e a evolução dos comboios, desde as locomotivas a vapor até aos sistemas de alta velocidade modernos, destacaram a importância dos efeitos dinâmicos no comportamento estrutural de pontes e viadutos.

Esta secção pretende abordar os principais aspetos regulamentares relacionados com o dimensionamento de pontes e viadutos. As extensas investigações conduzidas nesta área, especialmente após a introdução dos comboios de alta velocidade, culminaram na elaboração das normas EN1991-2 [1] e EN1990-A2 [2], que tratam do comportamento dinâmico das estruturas ferroviárias.

Neste capítulo, são sistematizados os principais aspetos a considerar no dimensionamento de pontes ferroviárias, conforme previsto nas normas referidas

## 2.2. AÇÕES DE CÁLCULO

### 2.2.1. EFEITOS ESTÁTICOS

Os efeitos estáticos provocados pelo tráfego ferroviário são definidos na norma EN1991-2, [1] por meio de quatro modelos de carga distintos: o modelo de carga LM71, os modelos de carga SW/0 e SW/2, e o modelo referente ao comboio sem carga ("unloaded train"). Nos seguintes subcapítulos, serão caracterizados cada um desses modelos de carga e indicados os seus campos de aplicação específicos.

#### 2.2.1.1. Modelo de carga LM71

O modelo de carga LM71 foi desenvolvido para representar os efeitos estáticos do tráfego ferroviário comum. A sua introdução no dimensionamento de pontes ferroviárias trouxe uma simplificação significativa nos cálculos, pois permitiu traduzir os efeitos estáticos de um conjunto de comboios reais que são considerados representativos do tráfego ferroviário sobre pontes. Os esquemas de carga dos seis comboios reais usados para criar o LM71 estão detalhados na ficha UIC 776-1R [25].

Este modelo de carga consiste em quatro cargas concentradas (Qvk) de 250 kN e cargas uniformemente distribuídas (qvk) de 80 kN/m, conforme ilustrado na Fig. 3. O objetivo principal do LM71 é simular os efeitos das cargas ferroviárias em elementos de pequeno vão usando as cargas concentradas, e em elementos de grande vão utilizando as cargas uniformemente distribuídas.

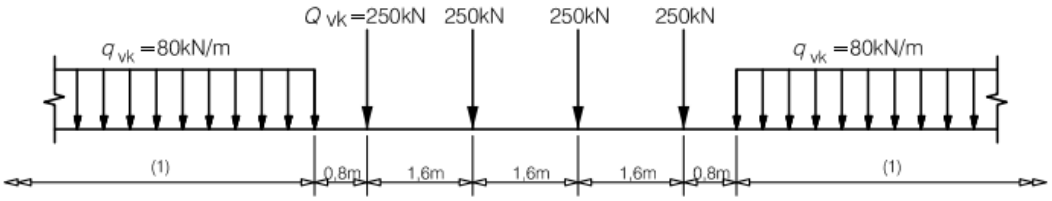



Fig. 3 - Modelo de carga LM71 [1]

Os valores característicos das cargas apresentados na Fig. 3 devem ser multiplicados por um fator α quando o tráfego na linha for predominantemente mais leve ou mais pesado em comparação com o tráfego normal considerado. Nestes casos, as cargas são então designadas como cargas classificadas. O fator α pode assumir valores como 0,75, 0,83 ou 0,91 se o tráfego for mais leve, e valores como 1,10, 1,21, 1,33 ou 1,46 se o tráfego for mais pesado.

#### 2.2.1.2. Modelos de carga SW/0 e SW/2

Os modelos de cargas SW/0 e SW/2 são opções alternativas ao modelo de cargas LM71 em situações específicas. O modelo de cargas SW/0 é utilizado para representar os efeitos estáticos do tráfego ferroviário normal em pontes contínuas, enquanto o modelo de cargas SW/2 representa os efeitos estáticos do tráfego ferroviário pesado. Os esquemas de carga correspondentes a esses modelos estão ilustrados na Fig. 4, e os valores característicos das cargas verticais, juntamente com os parâmetros geométricos, são detalhados na Tabela 1.

No caso do modelo de cargas SW/0, deve-se aplicar um fator α quando se verifica qualquer uma das condições descritas na seção 3.2.1.1.

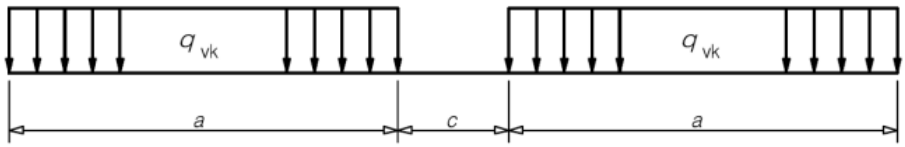



Fig. 4 - Modelo de cargas SW/0 e SW/2 [1]

Tabela 1 - Valores característicos para as cargas verticais dos modelos de carga SW/0 e SW/2 [1]

| Modelo de Carga | $q_{vk}$ (KN/m) | a (m) | c (m) |
|---|---|---|---|
| SW/0 | 133 | 15 | 5,3 |
| SW/2 | 150 | 25 | 7,0 |

#### 2.2.1.3. Modelo do comboio sem carga

Este modelo adota uma carga uniformemente distribuída verticalmente com uma intensidade característica de 10 kN/m. A sua aplicação é especialmente direcionada para verificações específicas, como a avaliação da estabilidade lateral de uma ponte quando exposta a forças laterais, como a ação do vento.

### 2.2.2. EFEITOS DINÂMICOS

As vibrações geradas pelo tráfego ferroviário provocam deslocamentos ou esforços na estrutura que tendem a ser mais significativos do que aqueles que ocorreriam com um carregamento estático. Estas vibrações resultam principalmente de três fatores:

1. A rápida aplicação de carga devido à velocidade dos comboios.

2. A passagem regular de grupos de eixos, que em certas situações pode levar a fenómenos de ressonância ou vibração excessiva no tabuleiro, especialmente quando a frequência da excitação coincide com as frequências naturais da ponte ou seus submúltiplos.

3. A variação das cargas aplicadas à ponte devido a irregularidades na via ou defeitos nos veículos.

Estes efeitos devem ser considerados no dimensionamento da estrutura, especialmente na análise de esforços, deslocamentos, acelerações, entre outros parâmetros.

A magnitude desses efeitos depende de vários fatores, como a velocidade dos comboios, o comprimento do vão da ponte e a deformabilidade do elemento estrutural, a massa e o amortecimento da estrutura, as frequências naturais da ponte, o número, espaçamento e cargas por eixo dos comboios, as irregularidades na via e defeitos nos veículos, entre outros.

#### 2.2.2.1. Fator dinâmico

O fator dinâmico é um coeficiente que é aplicado a análises estáticas, por forma a majorar esses resultados para ter em conta o efeito dinâmico. Este fator permite incorporar os efeitos dinâmicos inerentes à passagem do tráfego ferroviário normal, especialmente os efeitos dinâmicos provocados pelos seis comboios-tipo usados na definição do modelo LM71.

O valor deste fator dinâmico é estabelecido para dois níveis de manutenção da via, nomeadamente via de manutenção corrente ($\phi_3$) e via de manutenção cuidada ($\phi_2$), e varia em função do comprimento crítico do elemento estrutural em análise ($L_\phi$).

Importa destacar que esses fatores foram inicialmente definidos para vãos isostáticos de comprimento $L$, mas sua aplicação foi generalizada para qualquer elemento estrutural utilizando o mencionado comprimento de referência ($L_\phi$).

Assim, no caso de a via estar em condição de manutenção corrente, o fator dinâmico ($\phi_3$) é determinado pela relação:

$$\phi_3 = \frac{2{,}16}{\sqrt{L_\phi} - 0{,}2} + 0{,}73 \qquad (1)$$

onde $1{,}00 \leq \phi_3 \leq 2{,}00$.

Por outro lado, se a via estiver em condição de manutenção cuidada, deve-se considerar o fator dinâmico ($\phi_2$) definido por:

$$\phi_2 = \frac{1{,}44}{\sqrt{L_\phi} - 0{,}2} + 0{,}82 \qquad (2)$$

onde $1{,}00 \leq \phi_2 \leq 1{,}67$.

2.2.2.2. Verificação da necessidade da realização de uma análise dinâmica

A realização de uma análise dinâmica da estrutura, além da análise estática, é uma necessidade destacada na norma EN1991-2 [1], representada através de um fluxograma. Os resultados das análises dinâmicas são essenciais no dimensionamento da estrutura, particularmente na determinação dos esforços e nas verificações de segurança da via e do conforto dos passageiros. Como indicado na Fig. 5, o fluxograma orienta as diferentes abordagens possíveis durante a análise de estruturas projetadas para velocidades elevadas, superiores a 200 km/h.

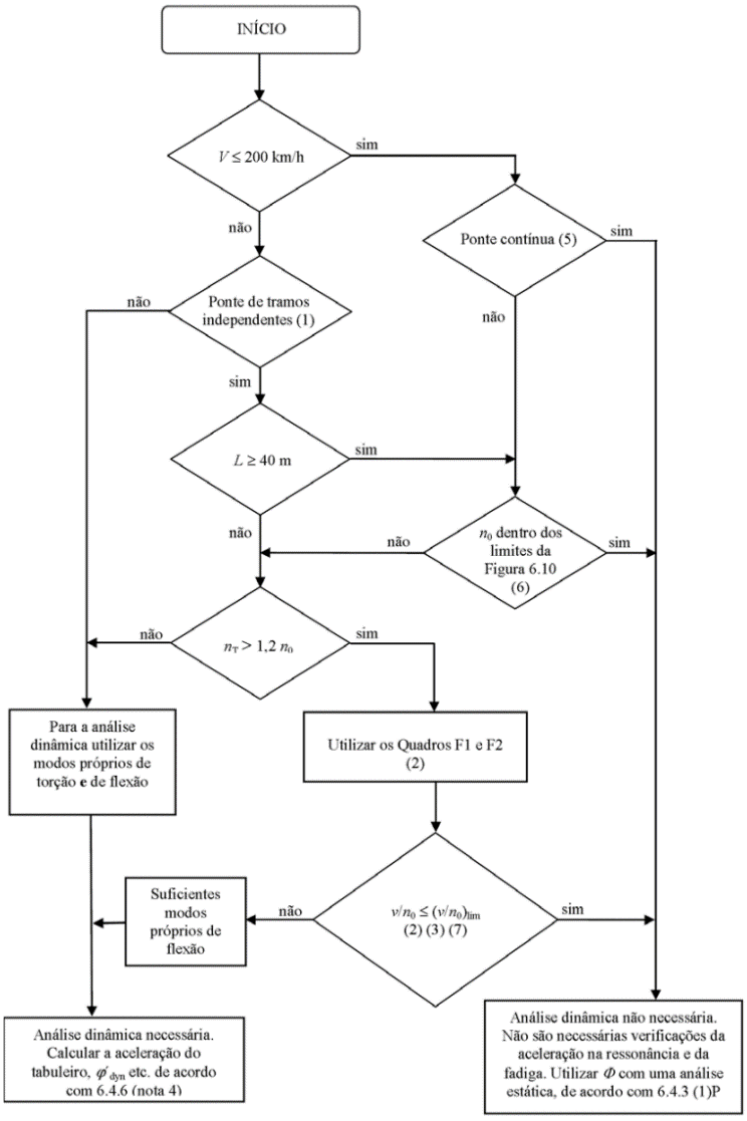



Fig. 5 - Fluxograma para determinar a necessidade de uma análise dinâmica [1]

Na Fig. 5, $V$ representa a velocidade máxima na linha na localização da ponte (km/h), v é a velocidade nominal máxima (km/h), ou seja, a velocidade máxima alcançada pelos comboios reais na ponte, $L$ é o comprimento do vão (m), $n_0$ é a frequência natural correspondente ao primeiro modo de vibração de flexão vertical (Hz), $n_T$ é a frequência natural correspondente ao primeiro modo de vibração de torção (Hz) e (v / $n_0$) são limites indicados no Anexo F da EN1991-2 [1].

A análise do fluxograma da Fig. 5 permite concluir que a dispensa da realização de uma análise dinâmica ocorre para as seguintes situações principais:

- Quando $V$ é menor ou igual a 200 km/h e a ponte é contínua, desde que sejam cumpridos os requisitos para um nível de conforto muito bom dos passageiros, conforme especificado na EN1990-prAnnexA2;
- Quando $V$ é menor ou igual a 200 km/h e a ponte não é contínua, desde que n0 esteja dentro dos limites especificados na Fig. 6;
- Quando $V$ é superior a 200 km/h, a ponte tem um comportamento semelhante ao de uma viga ou laje simplesmente apoiada, com vão L superior a 40 m e n0 dentro dos limites especificados na Fig. 6.

Nos casos acima mencionados, uma análise estática baseada no modelo de cargas verticais apropriados, multiplicando os resultados pelo fator dinâmico é suficiente. Nestas circunstâncias, dispensa-se a verificação do estado limite de aceleração do tabuleiro e a verificação da fadiga em situações de ressonância.

As tabelas F1 e F2 do Anexo F da EN1991-2 [1] resultaram de um estudo detalhado de pontes simplesmente apoiadas, onde foram definidos limites para a relação v / $n_0$ em função das características de massa, amortecimento e vão. Estes limites indicam os casos em que os efeitos dinâmicos devido a fenómenos de ressonância não são significativos, permitindo assim a dispensa da análise dinâmica. Importa notar que estes limites não foram estabelecidos de acordo com os novos conceitos de interoperabilidade da rede transeuropeia de alta velocidade (TSI, 2002), para os quais o dimensionamento é exigido com base nos esquemas do *High Speed Load Model* (HSLM).

Na Fig. 6, são apresentados os limites superior e inferior para a frequência fundamental da ponte mencionada no fluxograma da Fig. 5, em função do vão. O limite superior de $n_0$ (curva (1) da Fig. 6) está relacionado com os efeitos dinâmicos devido às irregularidades da via, sendo dado por:

$$n_0 = 94{,}76 * L^{-0{,}748} \tag{3}$$

O limite inferior de n0 (curva (2) da Fig. 6) está relacionado com as amplificações dinâmicas, sendo dado por:

$$n_0 = \begin{cases} \dfrac{80}{L} & ,4m \leq L \leq 20\,m \\ 23{,}58 * L^{-0{,}592} & ,20\,m \leq L \leq 100\,m \end{cases} \tag{4}$$

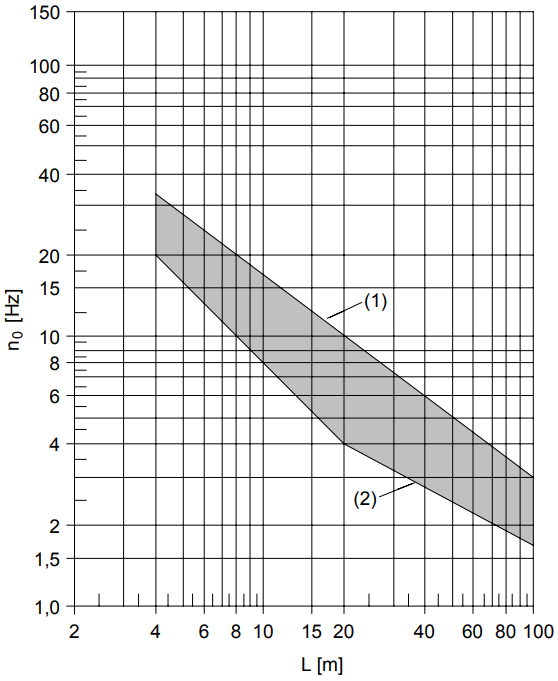



Fig. 6 - Limites da frequência natura da ponte $n_0$ (hz) em função do $L$ (m) [2]

2.2.2.3. Modelos de tráfego ferroviário a utilizar em análises dinâmicas

A análise dinâmica de uma ponte ferroviária de alta velocidade é um processo que visa compreender o comportamento da estrutura em resposta às forças dinâmicas geradas pelo tráfego de comboios em movimento. Esta análise é crucial para garantir a segurança e a eficiência operacional da ponte.

Durante as análises dinâmicas devem ser consideradas as características dos comboios europeus de alta velocidade, isto é, as cargas por eixo e o espaçamento entre eixos. Atualmente existem no continente europeu três tipos diferentes de comboios de alta velocidade em circulação:

- Convencionais: Estes comboios têm carruagens com dois bogies, cada um equipado com dois eixos (Fig. 7). Exemplos incluem os comboios ICE2, ETR-Y e VIRGIN e Alfa Pendular.

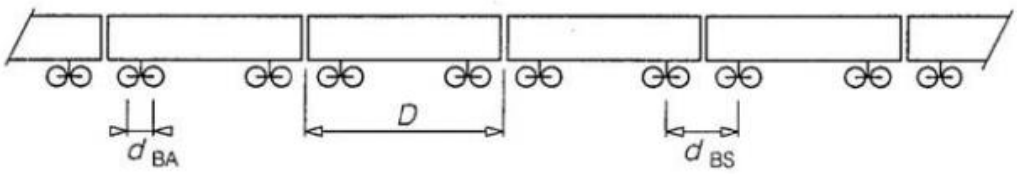



Fig. 7 - Comboio convencional da Rede Ferroviária Europeia de Alta Velocidade

- Articulados: Neste tipo, as carruagens possuem um bogie de dois eixos em cada extremidade, compartilhado com a carruagem adjacente e centrado na articulação entre elas (Fig. 8). Exemplos como os comboios Thalys 2, EUROSTAR e TGV.

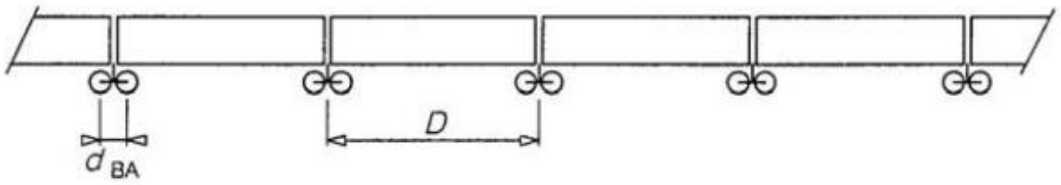



Fig. 8 - Comboio articulado da Rede Ferroviária Europeia de Alta Velocidade

- Regulares: As carruagens são igualmente articuladas, com a articulação apoiada não num bogie, mas sim num único eixo entre duas carruagens (Fig. 9). Um exemplo é o comboio TALGO-AVE2.

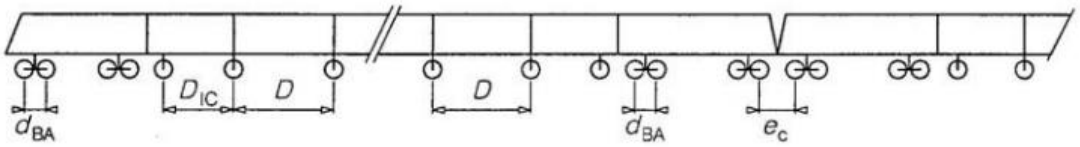



Fig. 9 - Comboio regular da Rede Ferroviária Europeia de Alta Velocidade

Para pontes localizadas em linhas internacionais onde o dimensionamento precisa de seguir as normas de interoperabilidade (TSI, 2002), as análises dinâmicas devem incluir o modelo de cargas HSLM. Este modelo, desenvolvido pela comissão de especialistas ERRI D 214/RP 9 [17], abrange duas formas distintas: o HSLM-A e o HSLM-B.

O modelo HSLM-A consiste em dez tipos diferentes de comboios com configurações detalhadas na Fig. 10 e características especificadas na Tabela 2.

Neste contexto, *D* representa o comprimento das carruagens, *N* denota o número de carruagens intermédias, *d* é a distância entre os eixos do mesmo bogie, e *P* refere-se à carga por eixo.

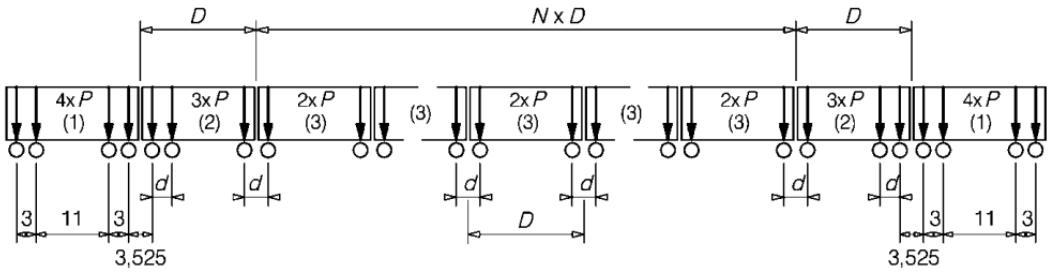



Fig. 10 - HSLM-A [1]

Tabela 2 – Parâmetros respetivos HSLM-A [1]

| **Comboio universal** | **Número de carruagens intermédias N** | **Comprimento das carruagens D(m)** | **Distância entre eixos do bogie d(m)** | **Força concentrada P(KN)** |
|---|---|---|---|---|
| Al | 18 | 18 | 2,0 | 170 |
| A2 | 17 | 19 | 3,5 | 200 |
| A3 | 16 | 20 | 2,0 | 180 |
| A4 | 15 | 21 | 3,0 | 190 |
| AS5 | 14 | 22 | 2,0 | 170 |
| A6 | 13 | 23 | Do | 180 |
| A7 | 13 | 24 | 2,0 | 190 |
| A8 | 12 | 25 | 25 | 190 |
| A9 | 1 | 26 | 2,0 | 210 |
| A10 | 11 | 27 | 2,0 | 210 |

No que refere à complexidade do modelo HSLM-A em lidar com os efeitos dinâmicos causados pelos comboios reais em diferentes comprimentos de onda de excitação ($\lambda = v / n_0$), especialmente para $\lambda <$ 4,5 m e $L <$ 7 m em pontes simplesmente apoiadas, tornou-se necessário introduzir o modelo HSLM-B para superar essa limitação.

O HSLM-B consiste em *N* cargas concentradas uniformemente espaçadas de *d* (Fig. 11). Os valores de *N* e *d* estão especificados na Fig. 12, dependendo do vão (*L*) da ponte em análise.

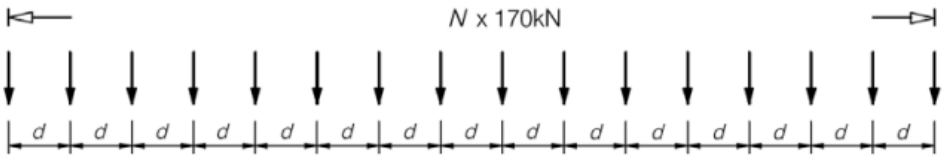



Fig. 11 - HSLM-B [1]

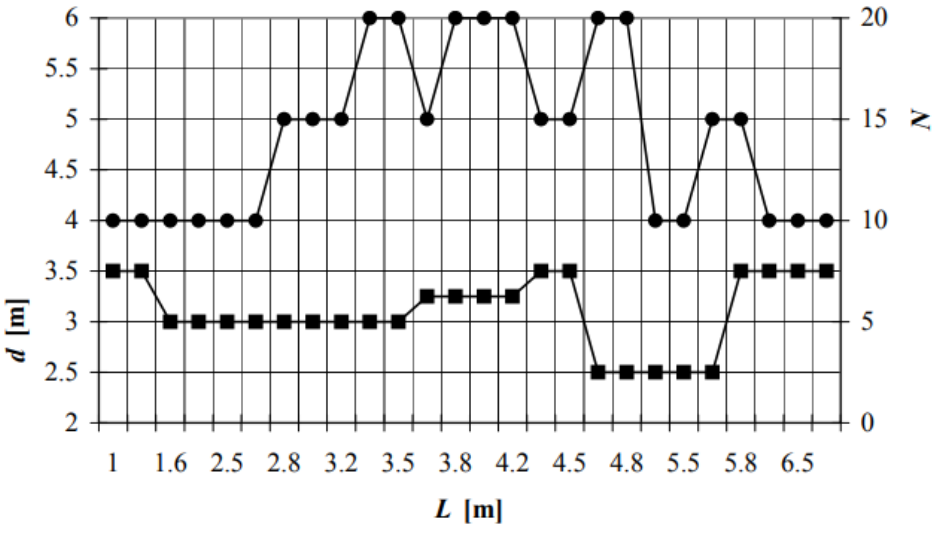



Fig. 12 - Gráfico para a determinação de *N* e *d* em função de *L*

As condições de aplicação dos modelos de carga HSLM-A e HSLM-B, em função do tipo estrutural e do vão da ponte, são detalhadas na Tabela 3.

Tabela 3 - Aplicação de HSLM [1]

| Configuração estrutural | Vão | |
|---|---|---|
| | L < 7 m | L > 7 m |
| Vão simplesmente apoiado | HSLM-B | HSLM-A |
| Estrutura contínua<br>ou<br>Estrutura complexa | HSLM-A<br>Comboios A1 a A10 inclusive | HSLM-A<br>Comboios A1 a A10 inclusive |

## 2.3. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

### 2.3.1. SEGURANÇA ESTRUTURAL (ELU)

Para fins de dimensionamento estrutural, e quando se faz necessária uma análise dinâmica, a EN1991-2 [1] que os valores dos esforços e deslocamentos devem ser calculados com base no cenário mais desfavorável dentre os seguintes:

$$(1 + \varphi'_{dyn} + \frac{\varphi''}{2}) \times \begin{pmatrix} HSLM \\ ou \\ RT \end{pmatrix} \tag{5}$$

$$\phi\times(LM71''+''SW/0) \tag{6}$$

sendo que $\varphi'_{dyn}$ representa o fator de amplificação dinâmica, obtido através da equação:

$$\varphi'_{dyn} = max\left|\frac{y_{dyn}}{ystat}\right| - 1 \tag{7}$$

onde $y_{dyn}$ representa o valor máximo da resposta dinâmica num ponto específico da estrutura devido à passagem dos comboios reais ou do modelo HSLM, enquanto $ystat$ é o valor máximo da resposta estática.

Caso não seja necessária a realização de uma análise dinâmica, particularmente para velocidades de circulação inferiores a 200 km/h e frequências fundamentais acima do limite inferior imposto na Fig. 6, a norma EN1991-2 [1] adota os fatores de amplificação dinâmica já contemplados na ficha UIC 776-1R, expressos como $1 + \varphi'$, onde o valor de $\varphi'$ é determinado pela seguinte expressão:

$$\varphi' = \begin{cases} \dfrac{K}{1-K-K^4} & para\ K < 0{,}76 \\ 1{,}325 & para\ K \geq\ 0{,}76 \end{cases} \tag{8}$$

sendo:

$$K = \frac{v}{2L_\phi n_0} \tag{9}$$

O parâmetro '$\varphi'$ representa o acréscimo dos efeitos dinâmicos devido às irregularidades da via e das rodas dos veículos. O seu valor é obtido por aplicação da expressão:

$$\varphi'' = \frac{a}{100}\left(56e^{-(\frac{t_p}{10})^2} + 50\left(\frac{L_\phi n_0}{80} - 1\right)e^{-(\frac{t_p}{20})^2}\right) \tag{10}$$

sendo:

$$a = \begin{cases} \dfrac{v}{22} & para\ v \leq 22\ m/s \\ 1 & para\ v >\ 22\ m/s \end{cases} \tag{11}$$

A EN1991-2 [1] permite a utilização de 0,5*$\varphi''$ se a via estiver em excelente estado de manutenção. Para vias com manutenção normal, deve-se utilizar o valor $\varphi''$ nos cálculos dinâmicos.

Assim, com base nos resultados, a expressão adotada para $\varphi''$correspondeu às exigências atuais. No entanto, em estruturas onde a frequência fundamental supera o limite superior estabelecido na Fig. 6, e quando o comboio atravessa uma série de vãos simplesmente apoiados, essa expressão não se aplica. Nesses casos, é necessário realizar análises dinâmicas específicas.

#### 2.3.2. Estabilidade da Via

As normas europeias estabelecem um conjunto de verificações destinadas a garantir a segurança da via e do tráfego ferroviário:

- Aceleração vertical do tabuleiro;
- Torção do tabuleiro;
- Deformação vertical do tabuleiro;
- Deformação e vibração transversal do tabuleiro.

No entanto, nesta dissertação, será abordada apenas a aceleração vertical do tabuleiro.

A EN1990-prAnnexA2 estabelece limites específicos para os picos de aceleração vertical das pontes ferroviárias:

- 3,5 m/s² (aproximadamente 0,35g) para pontes com via balastrada.
- 5 m/s² (aproximadamente 0,50g) para pontes onde a via é fixada diretamente ao tabuleiro, ou seja, para uma via não balastrada.

Estes valores regulamentares incorporam um fator de segurança de 2,0.

Outro aspeto importante refere-se ao intervalo de frequências a ser considerado para obter a resposta dinâmica em termos de acelerações. Segundo a EN1990-prAnnexA2, devem ser consideradas frequências até ao máximo de:

- 30 Hz;
- 1,5 vezes a frequência do primeiro modo de vibração do elemento estrutural a ser analisado, incluindo no mínimo os três primeiros modos de vibração.

### 2.3.3. CONFORTO DOS PASSAGEIROS

O conforto dos passageiros depende das acelerações que as carruagens experimentam quando o comboio atravessa uma ponte. Para esse fim, a norma EN1990-prAnnexA2 estabelece valores indicativos para o pico da aceleração vertical dentro das carruagens ($b'_v$) , classificados em três níveis de conforto: muito bom, bom e aceitável. (Tabela 4)

Tabela 4 - Valores indicativos de aceleração máxima nas carruagens para três níveis de conforto

| Nível de conforto | Aceleração vertical $b'_v$ (m/s2) |
|---|---|
| Muito bom | 1,0 |
| Bom | 1,3 |
| Aceitável | 2,0 |

A avaliação do conforto dos passageiros requer uma análise dinâmica que leve em conta a interação entre a ponte e o comboio para determinar as acelerações nas carruagens e compará-las com os limites especificados. Para pontes compostas por tramos simplesmente apoiados ou com continuidade, e que não apresentem variações significativas nos vãos ou rigidez dos seus elementos estruturais, com vãos inferiores a 120 m, a verificação do conforto dos passageiros pode ser simplificada ao limitar o deslocamento vertical do tabuleiro.

Os valores limite da relação L / δ , onde L é o vão e δ é o valor máximo do deslocamento vertical do tabuleiro sob a carga da via, utilizando o modelo de cargas LM71 ajustado pelo coeficiente dinâmico correspondente ϕ, são apresentados em função do vão e da velocidade para pontes com tabuleiros compostos por três ou mais tramos simplesmente apoiados, assumindo $b'_v$ = 1,0 m/s² (consultar Fig. 13).

Para outros níveis de conforto, os valores limite da relação L / δ devem ser divididos por $b'_v$ . No caso de tabuleiros com um número menor de tramos, os valores limite devem ser multiplicados por 0,7. Em tabuleiros com três ou mais tramos com continuidade, os valores limite devem ser multiplicados por 0,9.

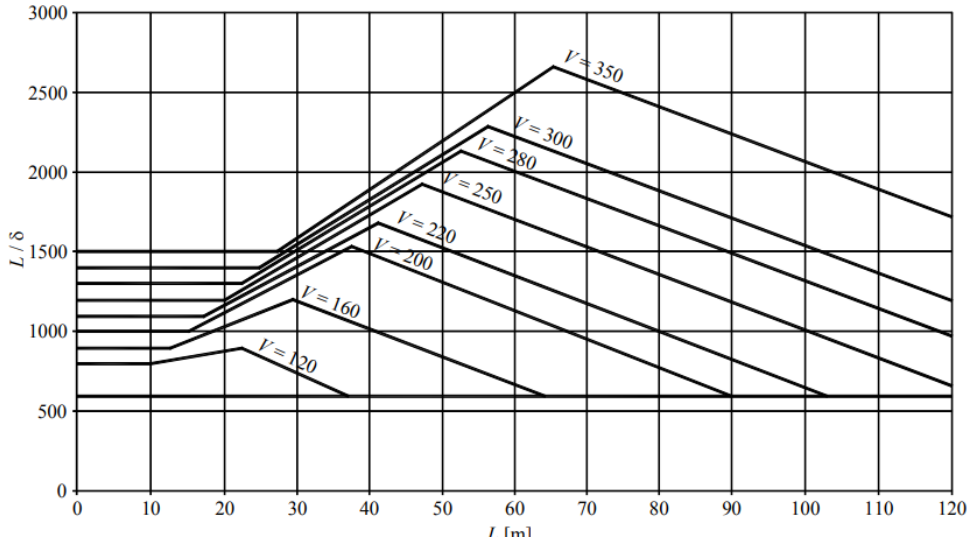



Fig. 13 - Deflexão vertical máxima δ , em pontes ferroviárias com três ou mais vãos simplesmente apoiados, em função da velocidade, para um nível de conforto $b'_v$ (m/s2) = 1.0

# 3

# METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA

## 3.1. INTRODUÇÃO

A análise da resposta dinâmica de uma ponte devida à passagem de um comboio requer a consideração dos efeitos de uma estrutura móvel, o comboio, sobre outra estrutura imóvel, a ponte. Diversas abordagens têm sido desenvolvidas para a análise dinâmica do sistema ponte-comboio, incluindo metodologias analíticas, numéricas, simplificadas e empíricas.

As metodologias analíticas incorporam os princípios fundamentais que regem a resposta dinâmica do sistema. No entanto, apesar de resultarem em análises altamente complexas, têm um campo de aplicação limitado, geralmente abordando apenas estruturas e problemas muito simples, como os casos clássicos de passagem de uma ou várias cargas sobre uma viga simplesmente apoiada.

As metodologias de análise numérica são metodologias que permitem analisar o comportamento dinâmico de estruturas e problemas complexos como por exemplo, o método dos elementos finitos. No entanto, o principal inconveniente é o tempo de cálculo, devido ao número de análises dinâmicas necessárias, o que pode limitar a análise de soluções estruturais variadas e, consequentemente, a otimização do dimensionamento. No entanto, é importante destacar que, atualmente, a capacidade de processamento dos computadores está em constante evolução, o que tende a mitigar este inconveniente.

As metodologias empíricas resultam do tratamento de medições em pontes específicas para a passagem de determinados comboios de alta velocidade. Por conseguinte, o seu uso é restrito às pontes e comboios testados.

Por outro lado, as metodologias simplificadas são fundamentadas nas abordagens analíticas, porém são aplicáveis apenas a vigas simplesmente apoiadas, nas quais o primeiro modo de vibração vertical é suficiente para caracterizar a resposta dinâmica. Este tipo de metodologia não requer análises complexas, mas sim gera respostas com base em séries harmônicas que produzem um envelope de resultados. Nesse sentido, uma análise simplificada pode ser conduzida utilizando o método DER (Decomposição da Excitação em Ressonância) ou o método LIR (Linha de Influência Residual), ambos apresentados na tese de Ribeiro [7].

Neste trabalho serão abordadas aprofundadamente as metodologias analíticas e numéricas, que posteriormente serão aplicadas num caso prático.

### 3.2. METODOLOGIAS DE ANÁLISE ANALÍTICA

Conforme discutido na introdução, as metodologias analíticas incorporam os princípios fundamentais que governam a resposta dinâmica do sistema, sendo apenas utilizadas em estruturas e problemas simples, como os casos clássicos de passagem de uma ou várias cargas sobre uma viga simplesmente apoiada. De seguida, seguem-se três soluções que serão posteriormente aplicadas neste trabalho.

A viga apoiada é uma estrutura simples para a qual é possível calcular e definir manualmente as constantes do cálculo dinâmico, sem a necessidade de recorrer a um software de elementos finitos. Inicialmente, os modos próprios de vibração $\phi i\ (x)$ da estrutura são determinados pela seguinte expressão:

$$\emptyset i = \sin\left(\frac{i\,\pi\,x}{L}\right) \tag{12}$$

correspondendo $i$ ao modo que estamos a utilizar, $x$ à posição em que se encontra e L ao comprimento do vão da estrutura.

Desta forma, os primeiros 5 modos próprios seriam ilustrados graficamente através da Fig. 14:

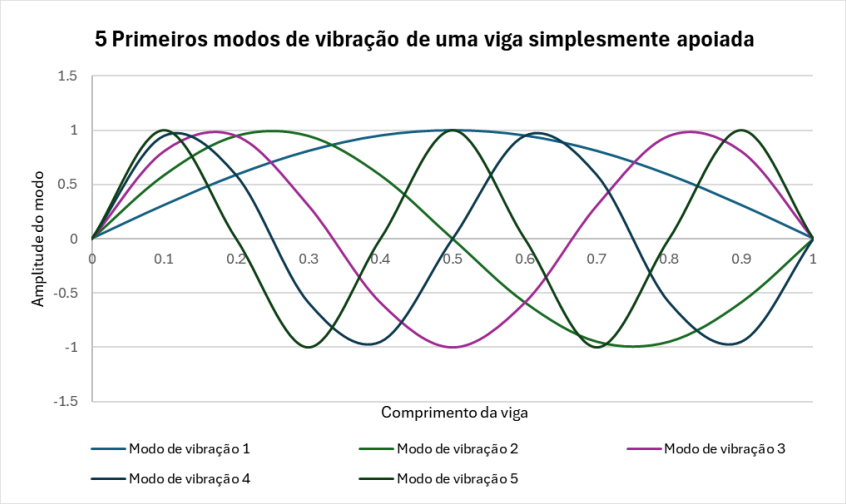



Fig. 14 - Modos de vibração VSA

A fórmula para a primeira frequência natural da viga é:

$$f_1 = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{K_1^*}{M_1^*}} = \frac{\pi}{2L^2}\sqrt{\frac{EI}{m}} \tag{13}$$

correspondendo E ao modulo de elastecidade da estrutura, I a inércia da seção e m a massa da estrutura.

#### 3.2.1.1. Solução para uma carga pontual com n modos de vibração sem amortecimento - Método 1

Inicialmente, examinou-se a seguinte solução para o caso de uma viga biapoiada com massa e rigidez constantes sujeita a uma carga pontual com velocidade constante (Fig. 15). Essa solução permite a inclusão de tantos modos próprios quantos desejados, mas não contempla a consideração do amortecimento no problema [8].

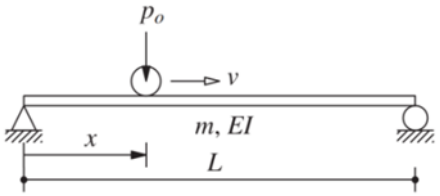



Fig. 15 – Esquema de uma massa a uma certa velocidade

A expressão da deformação da viga em cada instante de tempo e em cada posição é dado por:

$$y(x,t) = \frac{PL^3}{48EI}\frac{96}{\pi^4}\sum_{i=1}^{\infty}\frac{1}{i^4\left(1-\frac{a^2}{i^2}\right)}\left(\sin\left(i\frac{\pi v}{L}\right)-\frac{a}{i}\sin(\omega_i t)\right)\sin\left(\frac{i\pi x}{L}\right) \tag{14}$$

Onde as frequências angulares e o parâmetro $a$ são definidos como:

$$\omega_i = \left(\frac{i\pi}{L}\right)^2\sqrt{\frac{EI}{m}} \tag{15}$$

$$a = \frac{\pi v}{\omega_1 L} \tag{16}$$

Na expressão (14), para além das variáveis explicadas em equações anteriores, a variável P representa a carga aplicada.

A solução mencionada é aplicável apenas durante o intervalo de tempo em que a carga atua sobre a viga. Após a remoção da carga, a viga continua a vibrar com uma oscilação livre não amortecida, com base nas condições iniciais de movimento determinadas pelas coordenadas e velocidades modais dos diferentes modos quando a carga deixa a estrutura.

$$t_T = \frac{L}{v} \tag{17}$$

Assim, a vibração livre do sistema é definida, ao considerar um único modo de vibração (geralmente considerado suficientemente representativo da oscilação do sistema), da seguinte forma:

$$y(x,t) = A\sin(\omega_1 t + \varphi)\sin(\frac{\pi x}{L}) \quad (18)$$

onde os valores da amplitude da oscilação $A$ e do desfasamento $\varphi$ são derivados ao aplicar as condições iniciais à equação da oscilação livre:

$$\varphi = tan^{-1}\left(\frac{\omega_0 y_T}{\acute{y}_T}\right) - \omega_1 t_T \quad (19)$$

$$A = \frac{}{\sin(\omega_1 t_T + \varphi)} \quad (20)$$

e as condições iniciais são:

$\acute{y}_T$ – Coordenada modal do primeiro modo de vibração no instante da saída da carga

$y_T$ – Velocidade da coordenada modal do primeiro modo de vibração no instante de saída da carga

3.2.1.2. Solução para uma carga pontual única com apenas o primeiro modo de vibração considerando o amortecimento - Método de Yang, Yau e Hsu - Método 2

A solução a seguir representa a integração da equação diferencial do movimento para uma carga pontual no mesmo problema, porém incluindo o amortecimento estrutural da viga. Esta solução aborda apenas um modo de vibração. No entanto, como mencionado anteriormente, no caso de vigas biapoiadas, geralmente é suficiente descrever a resposta dinâmica da estrutura considerando apenas o primeiro modo de vibração. De seguida são apresentadas várias expressões em que essas variavéis são necessárias para a equação final (18):

Frequência angular modal (nº=1):

$$\omega_n = (\frac{\pi}{L})^2\sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (21)$$

Frequência angular modal amortizada:

$$\omega_{Dn} = \omega_n\sqrt{1-\xi^2} \quad (22)$$

Frequência angular da carga:

$$\omega_P = \frac{\pi v}{L} \tag{23}$$

Tempo que leva a carga a passar por toda a viga:

$$\Delta t = \frac{L}{v} \tag{24}$$

Rigidez generalizada associada ao primeiro modo de vibração:

$$K_n^* = \frac{\pi^4 EI}{2L^3} \tag{25}$$

Outros parâmetros adicionais:

$$\beta_n = \frac{\omega_P}{\omega_n} \tag{26}$$

$$C1 = \frac{2\xi\beta_n}{(1-\beta_n^2)^2 + (2\xi\beta_n)^2} \times \frac{P}{K_n^*} \tag{27}$$

$$C2 = \frac{\frac{\beta_n}{\sqrt{1-\xi^2}}(2\xi^2 + {\beta_n}^2 - 1)}{(1-\beta_n^2)^2 + (2\xi\beta_n)^2} \times \frac{P}{K_n^*} \tag{28}$$

A expressão seguinte fornece a deformação $y(x,t)$ da viga biapoiada, representada exclusivamente pelo primeiro modo próprio, para diferentes posições $x$ e momentos de tempo $t$, sob a ação de uma carga que se desloca a uma velocidade constante.

$$
\begin{aligned}
y(x,t) = \sin\left(\frac{\pi}{L}x\right) \Bigg[ & e^{-\xi\omega_n t}[C1\cos(\omega_{Dn}t) + C2sin(\omega_{Dn}t)] \\
& + \frac{\left(1-{\beta_n}^2\right)\sin(\omega_P t) - 2\xi\beta_n cos(\omega_P t)}{\left(1-{\beta_n}^2\right) + (2\xi\beta_n)^2} \times \frac{P}{K_n^*} \\
& + H(t_\Delta t)\Bigg[e^{-\xi\omega_n(t-\Delta t)}[C1\cos(\omega_{Dn}(t-\Delta t)) + C2sin(\omega_{Dn}(t-\Delta t))] \\
& + \frac{\left(1-{\beta_n}^2\right)\sin(\omega_P(t-\Delta t)) - 2\xi\beta_n cos(\omega_P(t-\Delta t))}{\left(1-{\beta_n}^2\right) + (2\xi\beta_n)^2} \times \frac{P}{K_n^*}\Bigg]\Bigg]
\end{aligned}
\tag{29}
$$

A função de Heaviside $H$ anula o efeito do termo correspondente na expressão para aqueles instantes de tempo em que a carga atua sobre a estrutura, e assume o valor unitário quando essa carga ainda não entrou ou já saiu da viga biapoiada.

$$
\begin{cases} H(t-\Delta t) = 1 & quando, (t-\Delta t) \geq 0 \\ H(t-\Delta t) = 0 & quando, (t-\Delta t) < 0 \end{cases}
\tag{30}
$$

### 3.2.1.3. Solução para um comboio apenas com o primeiro modo de vibração, considerando o amortecimento - Método de Yang, Yau e Hsu – Método 3

O método de Yang, Yau e Hsu também permite modelar a deformação da viga biapoiada para um único modo de vibração amortecido sob a ação de um comboio de cargas. O comboio de cargas é representado pela sequência de pares de valores $Pk$ e $dk$ que definem a k-ésima carga do comboio, onde:

- $Pk$: valor do k-ésimo elemento do comboio;

- $dk$: distância do k-ésimo elemento da cabeceira do comboio de cargas.

Assim, sendo $v$ a velocidade constante de passagem do comboio de cargas, os instantes de tempos que as sucessivas cargas levam para chegar é dado por:

$$
t_k = \frac{d_k}{v}
\tag{31}
$$

Deste modo, e considerando que o método possui apenas um modo de vibração, os parâmetros que definem a solução são mantidos em relação à seção anterior. A expressão que define o comportamento da viga é:

$$v(x,t) = \frac{\sin\left(\frac{\pi x}{L}\right)}{K_n^*}\left[\sum_{k=1}^{KP} P_k \frac{H(t-\Delta t)A_{1k}(t) + H(t-t_k\Delta t)B_{1k}(t)}{\left(1-{\beta_n}^2\right)+(2\xi\beta_n)^2}\right] \quad (32)$$

Sendo necessários alguns valores adicionais:

$$A_{1k}(t) = A_{1,1k}(t) + A_{2,1k}(t) \quad (33)$$

$$B_{1k}(t) = B_{1,1k}(t) + B_{2,1k}(t) \quad (34)$$

$$A_{1,1k}(t) = (1-\beta^2)\sin\left(\omega_p(t-t_k)\right) - 2\,\xi\,\beta_n\cos(w_p(t-t_k)) \quad (35)$$

$$A_{2,1k}(t) = e^{-\xi\, w_1(t-t_k)}\,(2\,\xi\,\beta_n\,\cos\left(\omega_{D1}(t-t_k)\right) + \frac{\beta_n}{\sqrt{1-\xi^2}}\,(2\,\xi^2+\beta_n^2\,-1)\,\sin\left(w_{Dn}(t-t_k)\right) \quad (36)$$

$$A_{2,1k}(t) = e^{-\xi\, w_1(t-t_k)}\,(2\,\xi\,\beta_n\,\cos\left(\omega_{D1}(t-t_k)\right) + \frac{\beta_n}{\sqrt{1-\xi^2}}\,(2\,\xi^2+\beta_n^2\,-1)\,\sin\left(w_{Dn}(t-t_k)\right) \quad (37)$$

$$B_{2,1k}(t) = e^{-\xi\, w_1(t-t_{k-\Delta t})}\,(2\xi\,\beta_n\cos\left(\omega_{D1}(t-t_k-\Delta t)\right) + \frac{\beta_n}{\sqrt{1-\xi^2}}\,(2\,\xi^2+\beta_n^2-1)\,\sin\left(w_{Dn}(t-t_k-\Delta t)\right) \quad (38)$$

## 3.3. METODOLOGIAS DE ANÁLISE NUMÉRICA

### 3.3.1. ANÁLISE DINÂMICA REALIZADA ATRAVÉS DE CARGAS MOVÉIS

A análise da resposta dinâmica de pontes sujeitas ao tráfego ferroviário geralmente pode ser realizada de maneira simplificada, considerando o comboio como um conjunto de cargas móveis em movimento. Além disso, esta abordagem analítica oferece a grande vantagem de reduzir significativamente o tempo de cálculo e é mais facilmente implementada nos programas.

O uso de cargas móveis implica a aplicação de um conjunto de forças verticais constantes em pontos específicos, especialmente nos carris, quando se modela a via, para simular as cargas por eixo dos comboios que atravessam a ponte. Na prática, a inclusão das cargas móveis no problema dinâmico é realizada por meio da definição de funções de carga temporais nos nós ao longo do trajeto das cargas. Em cada instante de tempo, o valor dessas funções representa a força nodal equivalente às cargas móveis. Para determinar essas funções de carga temporais, o primeiro passo é identificar os nós que compõem o trajeto das cargas móveis. Em seguida, é possível calcular a posição da carga $r$ no instante de tempo $t$ através da equação:

$$x_r(t) = x_{r,inicial} + v * t \quad (39)$$

sendo, $x_{r,inicial}$ a posição entre o eixo $r$ e o primeiro eixo do comboio e é dado por:

$$x_{r,inicial} = x_{inicial} - d_r \tag{40}$$

sendo $d_r$ a dsitância entre o eixo $r$ e o primeiro eixo do comboio cuja posição inicial é $x_{inicial}$.

Identificadas as posições das cargas, é necessário converter as cargas do comboio em forças nodais equivalentes para cada instante de tempo. Essas forças são calculadas utilizando a função de forma (3), conforme ilustrado na Fig. 16.

$$N_{r,k}(t) = \begin{cases} \dfrac{x_r - x_{k-1}}{x_k - x_{k-1}}, & para\ x_{k-1} \le x_r(t) \le x_k \\ \dfrac{x_{k+1} - x_r}{x_{k+1} - x_k}, & para\ x_k \le x_r(t) \le x_{k+1} \\ 0, & para\ x_r(t) \notin [x_{k-1}, x_{k+1}[ \end{cases} \tag{41}$$

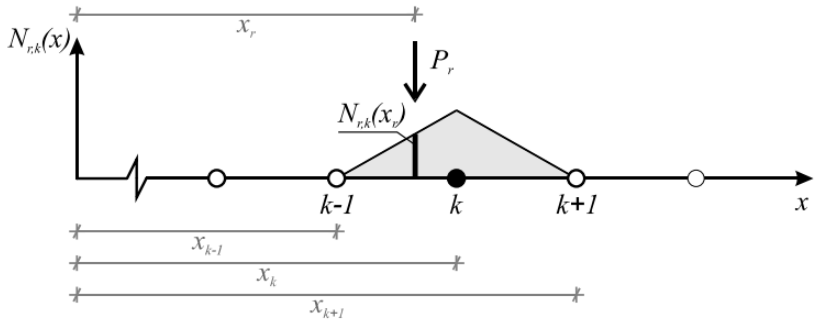



Fig. 16 - Representação da função de forma para a aplicação das cargas por eixo no nó K do carril [6]

Nas expressões indicadas na equação (41), $x_r$ representa a coordenada longitudinal do eixo do comboio, $x_k$ corresponde ao nó em análise, $x_{k-1}$ e $x_{k+1}$ representam os nós anterior e seguinte, respetivamente. Dessa forma, é possível calcular, para cada nó e em um dado instante de tempo, a força devida a cada um dos eixos através da equação:

$$f_k(t) = \sum_{r=1}^{R} N_{r,k}(t) P_r \tag{42}$$

onde $R$ é o número de eixos e $P_r$ é a carga exercida pelo eixo $r$.

No caso do modelo que representa o veículo ferroviário ser tridimensional, em vez dos eixos, consideram-se as rodas.

### 3.3.2. EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO

As equações de equilíbrio dinâmico representam o equilíbrio das forças associadas a cada grau de liberdade da estrutura. Em cada ponto e a cada instante, existem quatro tipos de forças presentes:

1. forças externas $F(t)$;
2. forças de inércia $F_i(t)$;
3. forças de amortecimento $F_a(t)$;
4. forças elásticas $F_e(t)$.

O equilíbrio é estabelecido pela seguinte equação:

$$F_i(t) + F_a(t) + F_e(t) = F(t) \tag{43}$$

As forças de inércia são definidas por $F_i = M\,\ddot{u}$, onde $M$ é a matriz de massa e $\ddot{u}$ é o vetor de acelerações. As forças de amortecimento são dadas por $F_a = C\,\dot{u}$, em que $C$ é a matriz de amortecimento e $\dot{u}$ é o vetor de velocidades. As forças elásticas são determinadas por$F_e = K\,u$, onde $K$ é a matriz de rigidez e $u$ é o vetor de deslocamentos.

A equação seguinte pode então ser expressa da seguinte maneira:

$$M\,\ddot{u}\,(t) + C\,\dot{u}\,(t) + K\,u\,(t) = F(t) \tag{44}$$

Sendo as seguintes variáveis as matrizes de massa ($M$), de amortecimento ($C$) e de rigidez ($K$) da estrutura no referencial global são obtidas a partir da dispersão das matrizes elementares correspondentes. A matriz de amortecimento utilizada em problemas de análise dinâmica é frequentemente considerada uma matriz de amortecimento de Rayleigh, expressa como uma combinação linear das matrizes de massa e rigidez:

$$C = c_1 * M + c_2 * K \tag{45}$$

Sendo $c_1$ e $c_2$ constantes cujos valores são determinados pela expressão:

$$\begin{Bmatrix} c_1 \\ c_2 \end{Bmatrix} = 2\frac{\omega_m \omega_n}{\omega_n^2 - \omega_m^2} \begin{bmatrix} \omega_n & -\omega_n \\ -\frac{1}{\omega_n} & \frac{1}{\omega_m} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \xi_m \\ \xi_n \end{Bmatrix} \tag{46}$$

na qual $\omega_n$ e $\omega_m$ são as frequências angulares correspondentes aos modos de vibração n-ésimo e m-ésimo da estrutura, e $\xi_n$ e $\xi_m$ são os coeficientes de amortecimento correspondentes.

O vetor das forças externas $F(t)$ é também obtido a partir da dispersão das forças nodais elementares. A metodologia para obter as forças nodais a partir do conjunto de cargas móveis correspondentes aos eixos do comboio será descrita na próxima secção.

A equação de equilíbrio dinâmico pode ser resolvida utilizando diversos métodos. Neste trabalho, serão detalhados dois desses métodos: o método de integração direta de Newmark e o método de sobreposição modal, que serão abordados nos capítulos 3.3.2.1 e 3.3.2.2, respetivamente.

#### 3.3.2.1. Método de Newmark

O método de Newmark é uma abordagem implícita para a integração direta das equações diferenciais do equilíbrio dinâmico do sistema. Este método utiliza os parâmetros γ e β para controlar a estabilidade e precisão do processo computacional.

O método torna-se incondicionalmente estável para valores de γ maiores ou iguais a 1/2. Para alcançar máxima eficiência em termos de dissipação algorítmica, é recomendado que se escolham os parâmetros de acordo com Hughes, onde $\beta = (\gamma + 1/2)\text{^}2$ . Esta combinação garante tanto a estabilidade quanto a eficiência máxima durante as simulações numéricas.

Por outro lado, observa-se que o método de Newmark demonstra precisão de segunda ordem somente quando $\gamma \geq 1/2$, o que equivale a escolher $\beta = 1/4$.

$$\gamma \geq \frac{1}{2} \tag{47}$$

$$\beta = \left(\gamma + \frac{1}{2}\right)^2 /4 \tag{48}$$

A determinação do incremento de tempo (Δt) pelo qual a solução avança no domínio do tempo é crucial para garantir uma representação adequada dos primeiros modos de vibração, que tipicamente contribuem de forma mais significativa para a resposta dinâmica do sistema.

Os critérios para a escolha do Δt indicam que deve ser considerado o mínimo dos seguintes valores:

1. O primeiro critério garante que um ciclo do movimento sinusoidal de maior frequência seja representado por pelo menos oito pontos:

$$\Delta t = \frac{1}{8\, fmax} \tag{49}$$

sendo $fmax$ a frequência de vibração mais alta que se pretende considerar .na resposta

2. O segundo critério assegura que o step deve ser suficientemente preciso para capturar a excitação, considerando que o tempo para uma carga que se desloca à velocidade máxima sobre a estrutura deve ser discretizado em 4n intervalos:

$$\Delta t = \frac{L}{4\, n\, vmax} \tag{50}$$

em que $L$ é o vão, $n$ é o número de modos que se pretende incluir na resposta e $vmax$ a velocidade máxima do comboio.

#### 3.3.2.2. Método da sobreposição modal

O método da sobreposição modal oferece uma alternativa aos métodos de integração direta do sistema de equações diferenciais de equilíbrio dinâmico. Este método consiste em desacoplar as equações diferenciais transformando as coordenadas iniciais em coordenadas modais. Isso resulta na criação de um sistema de equações linearmente independente, onde cada modo de vibração pode ser estudado de forma isolada. Esta abordagem simplifica significativamente a resolução das equações dinâmicas, pois cada equação diferencial de um grau de liberdade pode ser tratada separadamente por métodos de integração direta, como o método de Newmark.

Após resolver todas as equações independentes, é possível combinar os efeitos de cada modo para obter a resposta total da estrutura.

Uma das principais vantagens desse método é a capacidade de atribuir diferentes amortecimentos para cada modo de vibração. Dessa forma, as equações de equilíbrio geralmente expressas em termos de coordenadas gerais (u) são transformadas em equações de equilíbrio dinâmico desligadas, ou seja, uma equação de equilíbrio para cada modo, resultando em coordenadas modais ($\gamma_i$) Assim, a equação desligada referente ao modo de vibração i é representada por:

$$M_n\ddot{y}_n(t) + C_n\dot{y}_n(t) + K_n y_n(t) = F_n(t) \tag{51}$$

onde $M_n$, $C_n$ , $K_n$ são as matrizes de massa, amortecimento e rigidez modais respetivamente, e $F_n(t)$ representa o vetor de deslocamentos modais para o modo i.

Após resolver as equações de equilíbrio para determinar todas as coordenadas modais ($\gamma_i$), os efeitos de cada modo na resposta são sobrepostos para calcular o vetor final de deslocamentos de cada grau de liberdade (u), utilizando a seguinte equação:

$$u(t) = \sum_{n=1}^{N} \phi_n \, y_n(t) \tag{52}$$

Para determinar acelerações ou velocidades, é simplesmente fazer a respetiva derivada de todas as equações.

#### 3.3.2.3. Método Hughes-Alpha/Wilson

O Método de Hughes-alpha é mais um método de integração numérica, introduzindo um parâmetro α para controlar a dissipação numérica, para alem do γ e β utilizados no método de Newmark.

Os valores destes parâmetros são dados pelas seguintes equações:

$$\beta = \frac{1}{4}(1 - \alpha)^2 \tag{53}$$

$$\gamma = \frac{1}{2} - \alpha \tag{54}$$

com $\alpha \left[-\frac{1}{3}, 0\right]$.

O Método de Hughes-alpha é incondicionalmente estável para certos valores desses parâmetros, permitindo controlar a dissipação numérica e amortecer modos de alta frequência sem afetar modos de baixa frequência.

#### 3.3.2.4. Método de Wilson- θ

O Método de Wilson-θ é uma técnica de integração numérica usada para resolver problemas de dinâmica estrutural, particularmente em análise de resposta transiente. Introduz um parâmetro θ para melhorar a estabilidade do método.

No Método de Wilson-θ, as equações de movimento são integradas para um ponto futuro ($t$ + θ $\Delta t$), onde θ é um fator maior que 1.

Comumente, θ é escolhido como 1.4, proporcionando um bom equilíbrio entre precisão e estabilidade. A integração envolve uma etapa de correção, onde se calcula a resposta estrutural em um ponto avançado no tempo e depois se ajusta essa resposta para o intervalo atual de tempo.

Assim, o Método de Wilson- θ é um método robusto e estável para integração numérica em problemas de dinâmica estrutural, adequado para sistemas complexos e de alta frequência, com a desvantagem de ser mais computacionalmente intensivo.

# 4

# DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA EM ESTUDO

## 4.1. VIADUTO SOBRE A A-7 SEÇÃO TOTANA-TOTANA

Este estudo incide no viaduto sobre a A-7,parte do Projeto de Construção da Plataforma do Corredor Mediterrâneo de alta velocidade Múrcia-Almería, na seção Totana-Totana. Na Fig. 17 é possível visualizar a localização deste projeto no mapa, proporcionando uma melhor compreensão da sua situação geográfica e contexto regional.

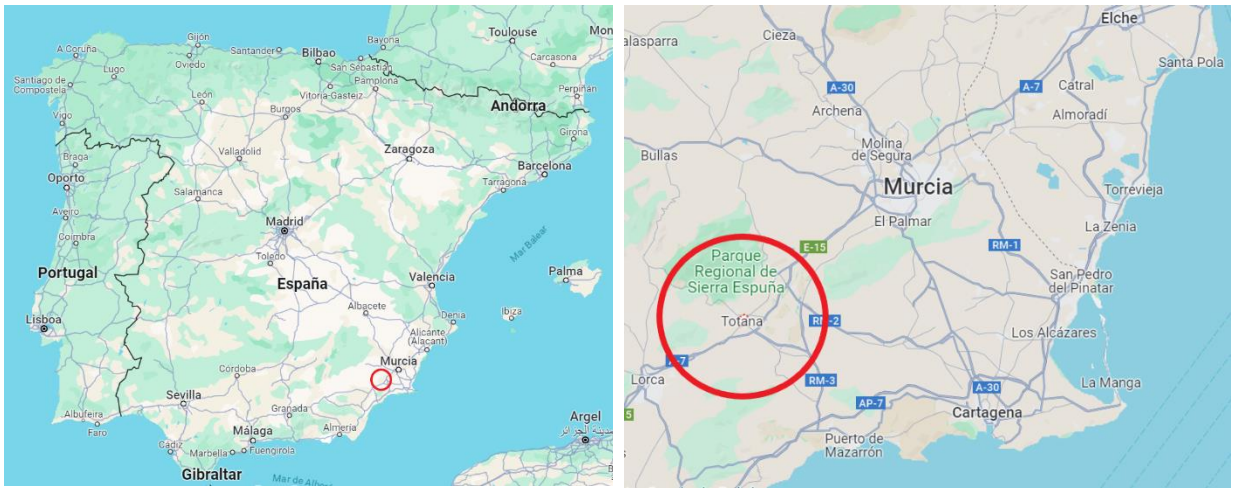



Fig. 17 - Localização viaduto sobre a A-7 [21]

De seguida, na Fig. 18 está representada a vista em planta, e na Fig. 19 o perfil longitudinal para uma melhor compressão visual do projeto.

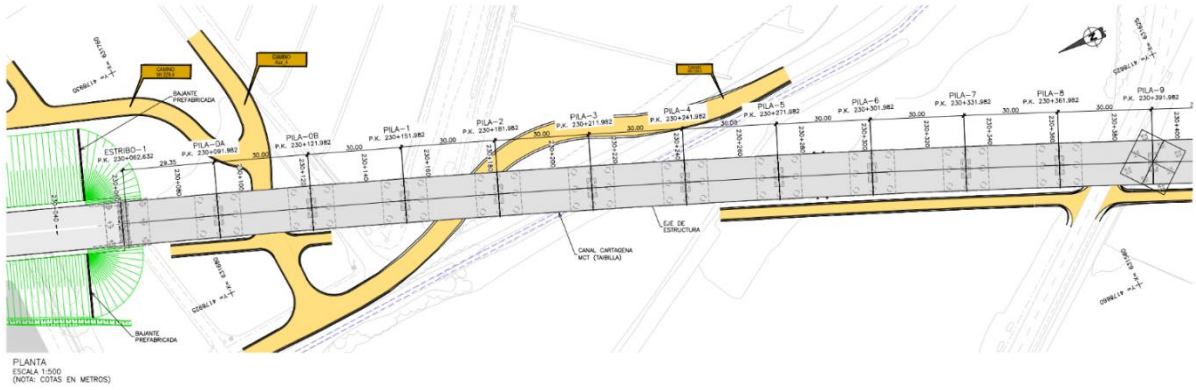



Fig. 18 - Vista em planta do viaduto sobre a A-7 [15]

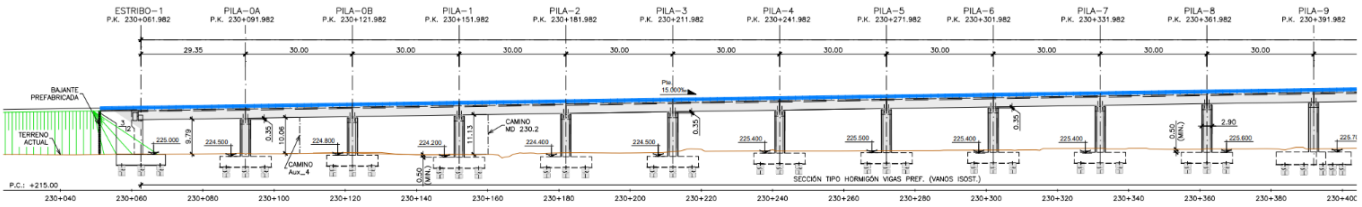



Fig. 19 - Perfil longitudinal viaduto sobre a A-7 [15]

Esta estrutura tem um comprimento de tabuleiro entre eixos de pilares de 954,0 m divididos em 28 vãos de 30x3 + 42 +60 +42 +32x3 + 30x3 + 42 +60 +42 +30x13 m.

A largura do tabuleiro é constante e igual a 14,00 m, o que permite alojar o troço de plataforma da via segundo a regulamentação ADIF para via dupla com balastro e bitola standard europeia.

O tabuleiro apresenta duas soluções diferentes. Os dois troços formados por vãos de 42 m + 60 m + 42 m apresentam uma solução hiperestática mista constituída por uma caixa metálica e uma laje superior de betão (Fig. 20),sendo que os restantes vãos apresentam uma solução isostática de betão formada por duas vigas pré-fabricadas assimétricas e uma laje de topo executada “in situ” através da utilização de pré-lajes treliçadas (Fig. 21).

Relativamente ao estudo desta dissertação, a análise foca-se na seção de betão. Esta escolha deve-se ao facto de como existem tramos mistos (caixão metálico), os tramos de betão necessitam de se conectar a estes tramos mistos mantendo a largura, por uma razão estética. Por este motivo, o projeto foi concebido com as vigas pré-fabricadas espaçadas a 0,05 m, garantindo que estas seções se encaixem adequadamente quando conectadas às seções mistas. No entanto, após a realização do projeto mantiveram-se dúvidas sobre qual a seção transversal a que a estrutura reagiria melhor.

### 4.1.1. TRAMOS MISTOS

A solução estrutural consiste num tabuleiro misto aço-betão com caixão metálico com profundidade constante de 2,20 m e consolas nos pilares centrais onde atinge a profundidade máxima de 4,70 m.

A laje superior tem espessura máxima de 0,45 m e bombeamento de 2%. O caixão metálico possui seção trapezoidal com largura superior de 6.5 m e largura inferior 5.5 m.

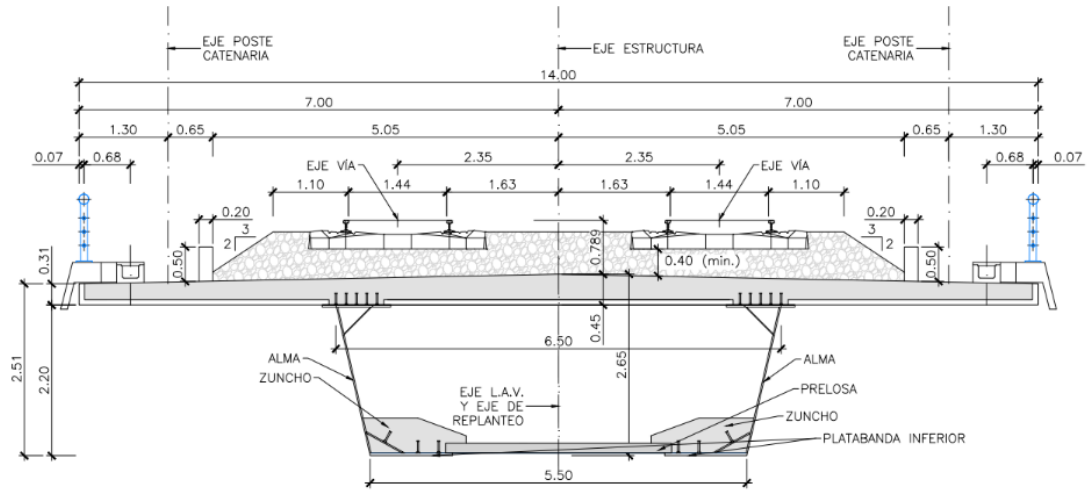



Fig. 20 - Secção transversal tramo do misto [15]

### 4.1.2. TRAMOS DE BETÃO

Os vãos de 30 e 32 m medidos entre os eixos das estacas são resolvidos através de uma solução isostática formada por duas vigas pré-fabricadas de betão pré-esforçado. Sobre estas vigas são dispostas pré-lajes treliçadas, permitindo assim a betonagem "in situ" de uma laje superior. As vigas têm profundidade de 2,26 m e a laje superior tem espessura máxima de 0,39 m e apresenta uma inclinação de 2% (seção transversal).

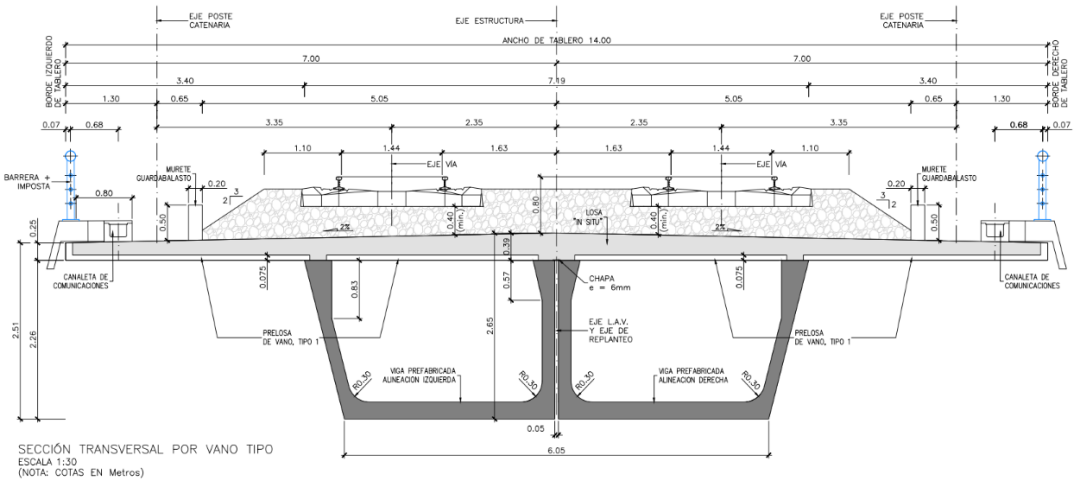



Fig. 21 - Secção transversal do tramo de betão [15]

## 4.2. DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS

Relativamente aos materiais utilizados na estrutura em estudo, nas vigas pré-fabricadas foi utilizado betão C60/75 com um módulo de elasticidade (E) de 39 GPa. Para a laje superior betonada in situ, foi utilizado betão C30/37 com um módulo de elasticidade (E) de 33 GPa. Estes tipos de betão foram

selecionados para garantir uma vida útil de 100 anos, sendo que a execução foi realizada com um nível de intensidade elevado. Os coeficientes parciais de segurança aplicados a estes materiais são de 1,5.

### 4.3. SUBESTRUTURA

Os pilares tipo apresentam um fuste retangular oco de 6,0 x 2,9 m² com uma espessura de parede de 0,4 m (Fig. 22). Nos pilares centrais dos tramos mistos, a dimensão longitudinal do fuste é aumentada para 4,2 m, mantendo-se a dimensão transversal e a espessura das paredes. A fundação dos pilares é profunda, com um maciço de encabeçamento de 6 estacas de 1,8 m de diâmetro. No caso dos pilares centrais dos tramos mistos, o maciço de encabeçamento é composto por 12 estacas de 1,8 m de diâmetro. De acordo com o relatório geotécnico, e para a carga máxima em situação de serviço e sísmica mencionada neste documento, a profundidade das estacas é de 30,0 m nos pilares tipo e de 36,0 m nos pilares centrais dos tramos mistos.

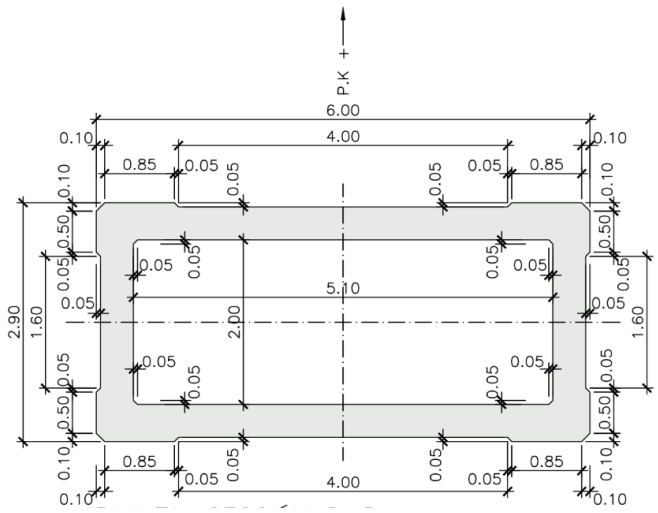



Fig. 22 - Secção tipo do fuste [15]

Os encontros são fechados com muros em volta e possuem fundação profunda composta por 9 estacas de 1,8 m de diâmetro (Fig. 23). De acordo com o relatório geotécnico, e considerando a carga máxima em situação de serviço e sísmica, a profundidade das estacas é de 33,0 m.

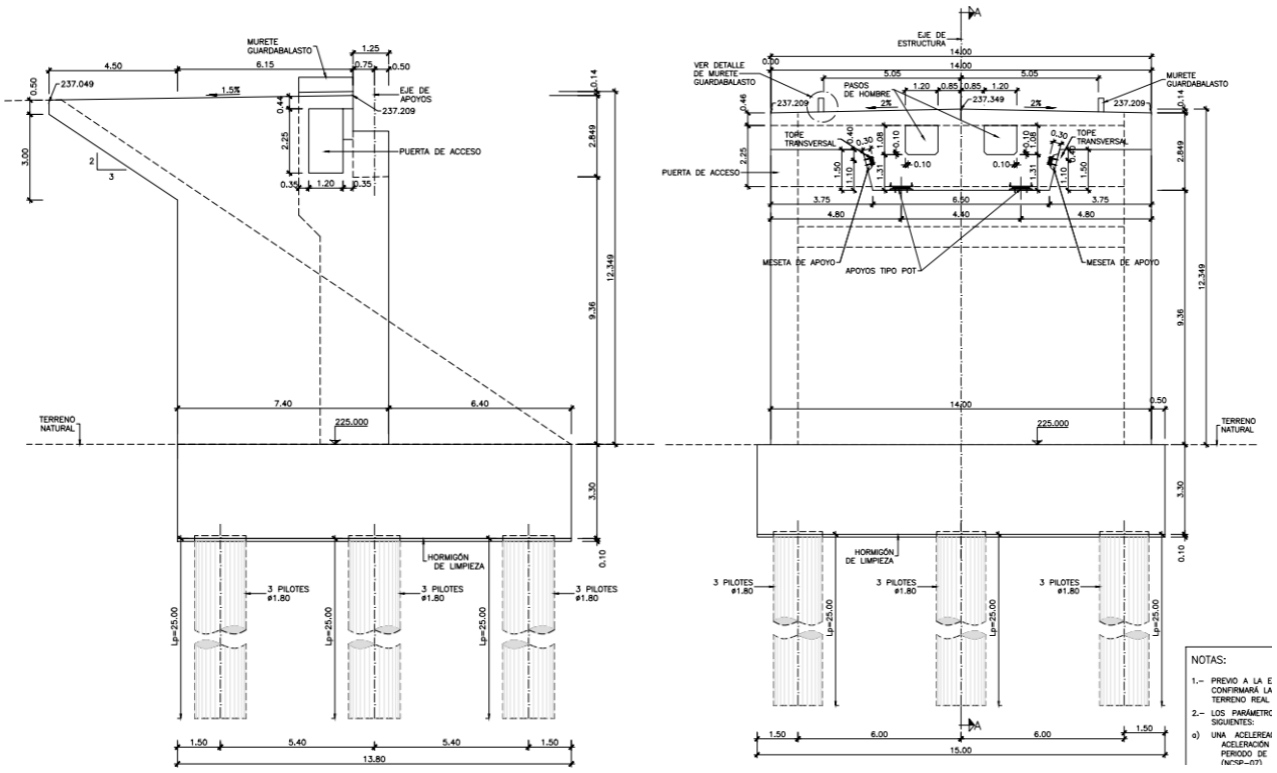



Fig. 23 - Vista lateral e frontal dos encontros [15]

# 5

# ANÁLISE DINÂMICA DE UM MODELO DE BARRAS SIMPLIFICADO

## 5.1. INTRODUÇÃO

Como mencionado anteriormente, neste capítulo é realizado um cálculo dinâmico de uma estrutura simplificada, sobre a qual se tem maior controlo, antes de passar para a análise da estrutura real, que é mais complexa. Para este modelo ser verificado, é realizada uma comparação entre uma análise analítica e uma análise numérica. Relativamente ao cálculo analítico, são utilizadas as equações diferenciais através de uma folha de cálculo. Em seguida, esses resultados são comparados com aqueles obtidos através do programa de cálculo desenvolvido no Sofistik.

## 5.2. ESTUDO DO MODELO DE UMA VIGA SIMPLESMENTE APOIADA

Para a realização de um modelo de viga simplesmente apoiada que simplifica a ponte em estudo, com vista a facilitar a interpretação dos resultados, é necessário analisar a estrutura e identificar as suas propriedades para aplicação no modelo. Essa simplificação é importante para permitir comparações futuras com a estrutura real.

### 5.2.1. CARGAS

#### 5.2.1.1. Peso próprio

Para iniciar a análise, foi necessário calcular as cargas associadas à estrutura. Começámos pelo peso próprio. A área da secção transversal é de 7.1046 m², e o peso volumétrico do betão é de 25 kN/m³. Assim, obtém-se uma massa linear de 177.6 KN/m o que equivale a 18 123,98 kg/m.

#### 5.2.1.2. Ações permanentes

Relativamente às cargas permanentes da estrutura, que incluem elementos não estruturais que exercem pressão sobre a mesma, foram seguidas diretrizes estabelecidas nas normas indicadas.

Estas cargas estão resumidas na Tabela 5.

.

Tabela 5 - Carga relativa às outras ações permanentes

| **Outras ações permanentes** | **Carga (KN/m)** |
|---|---|
| Balasto | 138.6 |
| Vias | 2.4 |
| 2 Travessas | 10.4 |
| Muro de guardabalasto | 5 |
| Condutas para cabos | 6 |
| Impostas, barreiras, passeios | 16.3 |
| **TOTAL** | **178.7** |

Assim, as ações permanentes da estrutura equivalem a 178,7 kN/m, o que corresponde a 18.232,526 kg/m.

### 5.2.2. PARÂMETROS A CONSIDERAR

Esta viga apresenta uma rigidez e massa linear constante no vão e sujeita a cargas de velocidade constante. Para tal, foi necessário homogeneizar o betão devido à utilização de composições diferentes nas vigas e lajes.

Assim, esta análise é definida pelos parâmetros indicados na Tabela 6.

Tabela 6 - Parâmetros Viga Simplesmente apoiada

| **Parâmetros VSA** | |
|---|---|
| L(m) | 30 |
| v(Km/h) | 250 |
| m(t/m) | 363.565 |
| E(t/m2) | 33000000000 |
| I(m4) | 6.64 |
| It(m4) | 9.3 |
| Ipm(t*m2/m) | 320 |
| Exc(m) | 2.35 |
| Excv(m) | 2.35 |
| $\xi$(%) | 5 |
| $\nu$ | 0.3 |
| nº | 1 |

### 5.3. ANÁLISE DINÂMICA ANALÍTICA ATRAVÉS DA FOLHA DE CÁLCULO DESENVOLVIDA

Para o cálculo analítico das equações diferenciais, explicadas no capítulo 3.2, foram criadas folhas de cálculo para automatizar o processo, uma vez que calcular estas fórmulas manualmente é muito demorado. Foram desenvolvidas três folhas de cálculo: uma para análise da flexão, outra para análise da torção e uma terceira para o efeito combinado dessas duas ações. A folha para o efeito combinado dessas duas ações é designada por folha total, e é nela que existe um campo referente aos dados de entrada (Fig. 25), permitindo que, ao alterar apenas esses dados, o Excel atualize e realize os cálculos automaticamente. Na Fig. 26 está representado o formato da folha de calculo respetiva á flexão, com as variáveis definidas em cinzento com formulas automáticas associadas e logo em baixo os respetivos resultados. Para a folha da torção a configuração é a mesma, mas em vez P(t) respetivo à Carga de cada eixo do comboio, é calculado automático o M(t) que é o P(t) vezes a excentricidade. Por fim, na Fig. 27 encontra-se a junção dos resultados á flexão e torção, e os respetivos gráficos associados a esses resultados (Fig. 28).

Os dados de entrada (Tabela 7) incluem diversas informações cruciais para o modelo em análise. Os valores precisos destes dados de entrada são fundamentais para a precisão dos resultados, possibilitando uma análise mais eficiente e garantindo que as mudanças necessárias sejam facilmente incorporadas sem ter de refazer cálculos complexos manualmente.

Tabela 7 - Parâmetros a introduzir na folha de cálculo

| **Dados de entrada:** | |
|---|---|
| Vão | L(m) |
| Velocidade | v(Km/h) |
| Massa Inércia | m(t/m) |
| Inércia à torção | E(t/m2) |
| Inércia polar mássica | I(m4) |
| Excentricidade carris | It(m4) |
| Excentricidade via | Ipm(t*m2/m) |
| Carga | Exc(m) |
| Distância à 1ªcarga | Excv(m) |
| Amortecimento | ξ (%) |
| Coeficiente de Poisson | ν |
| Nº de modos | nº |

Relativamente ao Excel, nas Fig. 26, Fig. 27 e Fig. 28 estão representadas amostras da folha de cálculo, para uma melhor compreensão visual do seu funcionamento.

| Parâmetros de entrada: | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Exc(m) | Ex via(m) | L(m) | v(Km/h) | m (t/m) | E (t/m2) | I (m4) | ξ | n |
| 2.35 | 2.35 | 30 | 250 | 36.356 | 3.30E+06 | 6.64 | 0.02 | 1 |
| Ipm (t-m2/m) | ν | It (m4) | | | | | | |
| 320 | 0.2 | 9.3 | | | | | | |

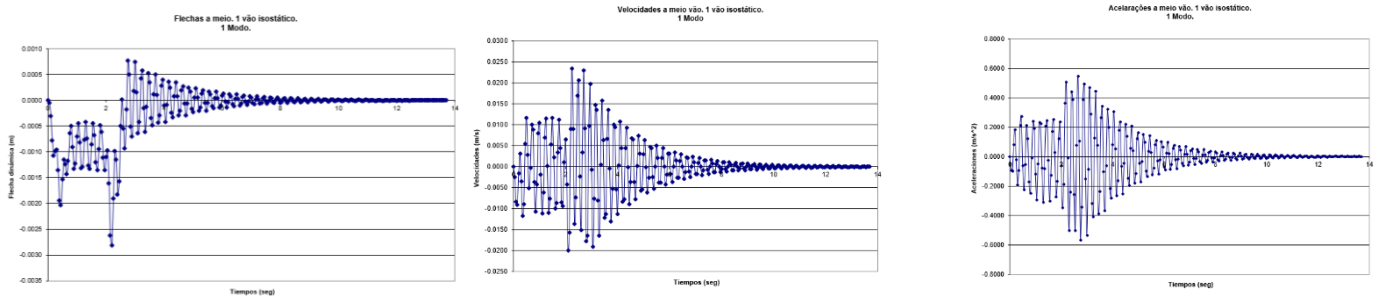
Fig. 25 - Dados de entrada folha total Excel

| | t1 | t2 | t3 | t4 | t5 | t6 | t7 | t8 | t9 | t10 | t11 | t12 | t13 | t14 | t15 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ti seg =di/v | 0.000 | 0.043 | 0.202 | 0.245 | 0.296 | 0.324 | 0.544 | 0.573 | 0.803 | 0.832 | 1.062 | 1.091 | 1.321 | 1.350 | 1.581 |
| P (t) | -17.000 | -17.000 | -17.000 | -17.000 | -17.000 | -17.000 | -17.000 | -17.000 | -17.000 | -17.000 | -17.000 | -17.000 | -17.000 | -17.000 | -17.000 |
| di (m) | 0.000 | 3.000 | 14.000 | 17.000 | 20.525 | 22.525 | 37.763 | 39.763 | 55.763 | 57.763 | 73.763 | 75.763 | 91.763 | 93.763 | 109.763 |
| An | 1.252E-04 | 1.252E-04 | 1.252E-04 | 1.252E-04 | 1.252E-04 | 1.252E-04 | 1.252E-04 | 1.252E-04 | 1.252E-04 | 1.252E-04 | 1.252E-04 | 1.252E-04 | 1.252E-04 | 1.252E-04 | 1.252E-04 |
| Bn | -5.407E-06 | -5.407E-06 | -5.407E-06 | -5.407E-06 | -5.407E-06 | -5.407E-06 | -5.407E-06 | -5.407E-06 | -5.407E-06 | -5.407E-06 | -5.407E-06 | -5.407E-06 | -5.407E-06 | -5.407E-06 | -5.407E-06 |
| z(L/v) | -8.798E-05 | -8.798E-05 | -8.798E-05 | -8.798E-05 | -8.798E-05 | -8.798E-05 | -8.798E-05 | -8.798E-05 | -8.798E-05 | -8.798E-05 | -8.798E-05 | -8.798E-05 | -8.798E-05 | -8.798E-05 | -8.798E-05 |
| z' (L/v) | 4.904E-03 | 4.904E-03 | 4.904E-03 | 4.904E-03 | 4.904E-03 | 4.904E-03 | 4.904E-03 | 4.904E-03 | 4.904E-03 | 4.904E-03 | 4.904E-03 | 4.904E-03 | 4.904E-03 | 4.904E-03 | 4.904E-03 |
| Cn | 1.804E-04 | 1.804E-04 | 1.804E-04 | 1.804E-04 | 1.804E-04 | 1.804E-04 | 1.804E-04 | 1.804E-04 | 1.804E-04 | 1.804E-04 | 1.804E-04 | 1.804E-04 | 1.804E-04 | 1.804E-04 | 1.804E-04 |
| Dn | -8.798E-05 | -8.798E-05 | -8.798E-05 | -8.798E-05 | -8.798E-05 | -8.798E-05 | -8.798E-05 | -8.798E-05 | -8.798E-05 | -8.798E-05 | -8.798E-05 | -8.798E-05 | -8.798E-05 | -8.798E-05 | -8.798E-05 |
| (seg) | (m) | (m) | (m) | (m) | (m) | (m) | (m) | (m) | (m) | (m) | (m) | (m) | (m) | (m) | (m) |
| t | Z(t) | Z(t) | Z(t) | Z(t) | Z(t) | Z(t) | Z(t) | Z(t) | Z(t) | Z(t) | Z(t) | Z(t) | Z(t) | Z(t) | Z(t) |
| 0 | 0.000E+00 | | | | | | | | | | | | | | |

Fig. 26 - Exemplo da folha de cálculo para a flexão

| | Passeio de cargas verticais | | | Passeio Torsores | | | TOTAL cargas verticais + torsor | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | TOTAL | TOTAL | TOTAL | TOTAL | TOTAL | TOTAL | TOTAL | TOTAL | TOTAL |
| (seg) | (m) | (m/seg) | (m/seg^2) | (m) | (m/seg) | (m/seg^2) | (m) | (m/seg) | (m/seg^2) |
| t | Z(t) | Z'(t) | Z''(t) | Z(t)*escV=flecah bajo via | Z'(t)*exc V=Veloc bajo via | Z''(t)*excV=Aceleración Bajo via | Z(t) | Z'(t) | Z''(t) |
| 0 | 0.000E+00 | 4.337E-19 | -6.505E-19 | 0.000E+00 | 6.370E-20 | 4.379E-19 | 0.000E+00 | 4.974E-19 | -2.126E-19 |
| 0.05 | -4.240E-05 | -2.412E-03 | -9.295E-02 | -1.640E-05 | -6.450E-04 | -5.524E-03 | -5.880E-05 | -3.057E-03 | -9.847E-02 |
| 0.1 | -3.083E-04 | -8.285E-03 | -1.000E-01 | -4.923E-05 | -5.271E-04 | 8.443E-03 | -3.575E-04 | -8.812E-03 | -9.157E-02 |
| 0.15 | -7.812E-04 | -9.079E-03 | 8.100E-02 | -7.026E-05 | -4.194E-04 | -1.515E-03 | -8.515E-04 | -9.499E-03 | 7.949E-02 |
| 0.2 | -1.070E-03 | -1.573E-03 | 1.840E-01 | -8.694E-05 | -1.390E-04 | 9.184E-03 | -1.157E-03 | -1.712E-03 | 1.932E-01 |
| 0.25 | -9.865E-04 | 3.175E-03 | -2.092E-02 | -1.034E-04 | -6.258E-04 | -4.900E-03 | -1.090E-03 | 2.549E-03 | -2.583E-02 |
| 0.3 | -9.581E-04 | -3.442E-03 | -1.917E-01 | -1.296E-04 | -2.225E-04 | 1.001E-02 | -1.088E-03 | -3.665E-03 | -1.817E-01 |
| 0.35 | -1.357E-03 | -1.167E-02 | -9.410E-02 | -1.526E-04 | -9.346E-04 | -1.221E-02 | -1.509E-03 | -1.260E-02 | -1.063E-01 |
| 0.4 | -1.937E-03 | -8.911E-03 | 2.107E-01 | -1.782E-04 | 2.914E-04 | 2.503E-02 | -2.115E-03 | -8.619E-03 | 2.358E-01 |
| 0.45 | -2.039E-03 | 5.432E-03 | 2.732E-01 | -1.664E-04 | -2.469E-04 | -2.159E-02 | -2.205E-03 | 5.185E-03 | 2.516E-01 |
| 0.5 | -1.539E-03 | 1.165E-02 | -6.248E-02 | -1.705E-04 | 4.516E-04 | 1.432E-02 | -1.710E-03 | 1.211E-02 | -4.816E-02 |
| 0.55 | -1.146E-03 | 2.769E-03 | -2.233E-01 | -1.500E-04 | 2.591E-04 | -2.860E-03 | -1.296E-03 | 3.028E-03 | -2.262E-01 |
| 0.6 | -1.242E-03 | -5.163E-03 | -5.259E-02 | -1.368E-04 | 2.511E-04 | -2.703E-03 | -1.379E-03 | -4.912E-03 | -5.530E-02 |
| 0.65 | -1.435E-03 | -2.057E-04 | 2.118E-01 | -1.182E-04 | 5.461E-04 | -3.319E-03 | -1.553E-03 | 3.404E-04 | 2.084E-01 |
| 0.7 | -1.172E-03 | 9.963E-03 | 1.206E-01 | -1.019E-04 | 1.133E-04 | -4.503E-03 | -1.274E-03 | 1.008E-02 | 1.161E-01 |
| 0.75 | -6.405E-04 | 8.830E-03 | -1.702E-01 | -8.783E-05 | 4.277E-04 | -8.177E-03 | -7.284E-04 | 9.258E-03 | -1.783E-01 |
| 0.8 | -4.919E-04 | -3.636E-03 | -2.487E-01 | -8.999E-05 | -3.538E-04 | 1.283E-02 | -5.819E-04 | -3.990E-03 | -2.359E-01 |

Fig. 27 - Exemplo dos resultados referentes à folha de cálculo total




a) b) c)

Fig. 28 - Exemplo de resultados das folhas de cálculo convertidos em gráficos a) flechas b) velocidades c) acelerações

## 5.4. ANÁLISE DINÂMICA ATRAVÉS DO PROGRAMA DE CÁLCULO SOFISTIK

Durante o desenvolvimento do programa, várias etapas foram seguidas para criar um modelo dinâmico utilizando o software Sofistik. O processo é dividido em três fases principais: pré-processamento, cálculo e pós-processamento.

**Fase de Pré-Processamento:**

Nesta etapa, foi criado um ficheiro no Sofistik contendo todos os dados necessários para o problema dinâmico. A criação deste ficheiro envolveu diversos passos:

1. Definição da Geometria

Introduziram-se os parâmetros referidos anteriormente utilizados no cálculo analítico, como o material e as propriedades da secção transversal, incluindo área, inércia, inércia à torção e inércia polar mássica indicadas na Fig. 29.

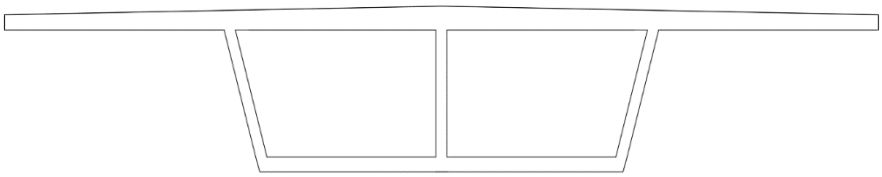


Fig. 29 - Secção transversal caixão (VSA)

O vão de 30 metros, foi inicialmente criado com 11 nós, mas posteriormente expandido para 61 nós para testar a precisão, resultando numa diferença muito pouco significativa à primeira vista, mas que para resultados futuros será um ponto importante. Com os nós definidos, criaram-se as barras (60) aplicando as condições de apoio necessárias e as propriedades anteriormente mencionadas.

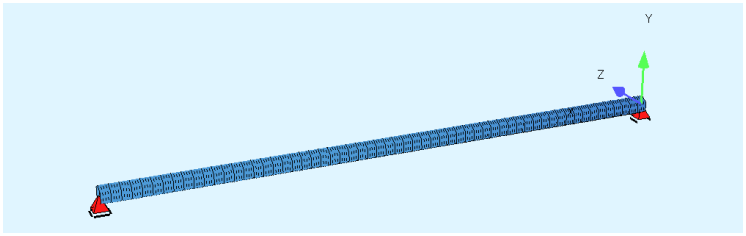



Fig. 30 – Sofistik: Geometria Viga Simplesmente apoiada (VSA)

2. Definição do Percurso de Carga

Dado que o estudo envolve análises de flexão e torção, foram estabelecidos dois eixos de carga distintos: um para flexão, alinhado com o eixo principal, e outro para torção, paralelo ao primeiro, mas com uma excentricidade de 2,35 metros, representando a distância do comboio à estrutura.

3. Geração dos Casos de Carga

Três casos de carga foram criados:

- O LC1, correspondente à massa da estrutura, aplicado como peso nas barras.
- O LC2, representando a carga do comboio.
    1. No Método 1 e Método 2, é uma carga pontual móvel de 1000 kN;

2. No Método 3, é um comboio real, HSLM-A1, combinação de cargas pontuais movéis de 170 KN com o espaçamento entre elas indicado na norma (comboio indicado para uma análise dinâmica) [1];

- O LC3, consistindo numa carga pontual de 1000 kN no centro do vão, utilizada para análise da rigidez da estrutura.

4. Seleção dos Métodos de Integração

Com os dados básicos estabelecidos, foi necessário selecionar os métodos de integração para simular a dinâmica do sistema. Como explicado anteriormente, foram utilizados vários métodos de integração, como o método de Newmark, Hughes-Alpha e Wilson.

**Fase de Cálculo:**

Nesta fase, os ficheiros gerados durante o pré-processamento foram executados no Sofistik para obtenção dos resultados desejados.

**Fase de Pós-Processamento:**

A fase de pós-processamento consistiu na gravação dos resultados do cálculo dinâmico, incluindo grandezas como deslocamentos, velocidades e acelerações. Os dados foram registados ao longo do tempo para cada nó definido no código, permitindo uma análise completa da resposta dinâmica da ponte. Estes resultados foram gravados em ficheiros do tipo .txt, (Fig. 31) e são extraídos em duas colunas, a DYNA_HIST respetiva ao tempo (s) e a coluna a-z respetiva ás acelerações. Estes ficheiros têm como objetivo ser transferidos para as folhas de cálculo para que se possa proceder á comparação e validação do modelo.

| DYNA-HIST | a-Z | 62 |
|---|---|---|
| 0.0000000 | 0.0000000E+00 | |
| 0.0010000 | 5.4101060E-05 | |
| 0.0020000 | 7.1543001E-04 | |
| 0.0030000 | 4.3793842E-03 | |
| 0.0040000 | 1.7001450E-02 | |
| 0.0050000 | 4.8817605E-02 | |
| 0.0060000 | 1.1202233E-01 | |
| 0.0070000 | 2.0356435E-01 | |
| 0.0080000 | 2.6438442E-01 | |
| 0.0090000 | 1.7557274E-01 | |
| 0.0100000 | -1.1774988E-01 | |
| 0.0110000 | -4.5941287E-01 | |
| 0.0120000 | -5.7397014E-01 | |
| 0.0130000 | -3.6200631E-01 | |
| 0.0140000 | -2.7567733E-02 | |
| 0.0150000 | 1.1512049E-01 | |

Fig. 31 - Resultados retirados Sofistik

## 5.5. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS PARA VALIDAÇÃO DO MODELO EM SOFSITIK

Ao analisar os resultados dos cálculos referentes a cada método, várias complicações surgiram ao longo do processo. Todas estas análises foram realizadas a meio vão da viga para garantir consistência nos dados obtidos. Obtiveram-se resultados primeiro só em flexão, analisando os resultados no eixo da estrutura, e, de seguida com o contributo da torção retirando os resultados no eixo da via.

### 5.5.1. RESULTADOS EM FLEXÃO

Inicialmente, foram analisadas as flechas referentes a cada método, sendo que os resultados se mostraram bastante plausíveis, como se observa nas Fig. 32, Fig. 33 e Fig. 34, em que o resultado das equações diferenciais praticamente coincide com o resultado retirado do Sofistik.

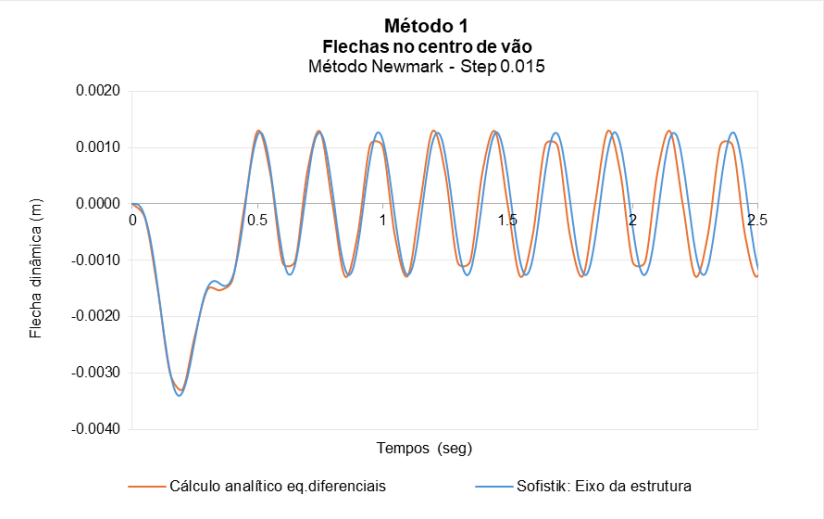



Fig. 32 - Comparação das flechas para o método 1

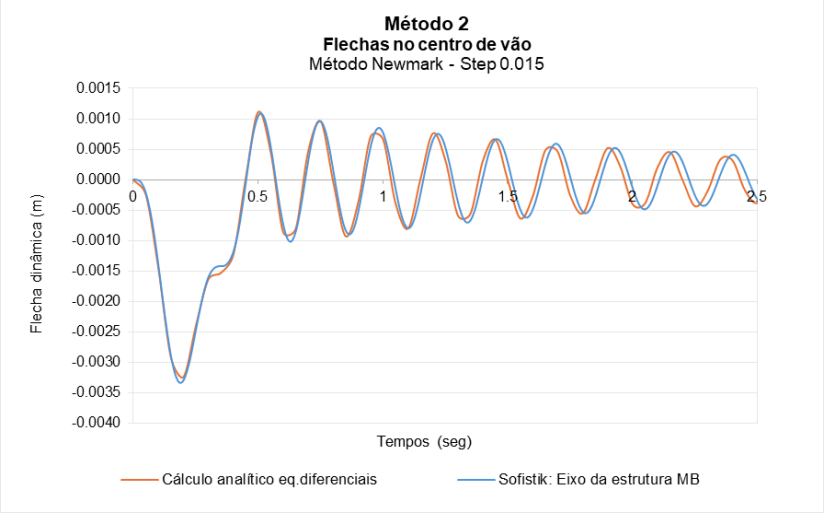



Fig. 33 - Comparação das flechas para o método 2

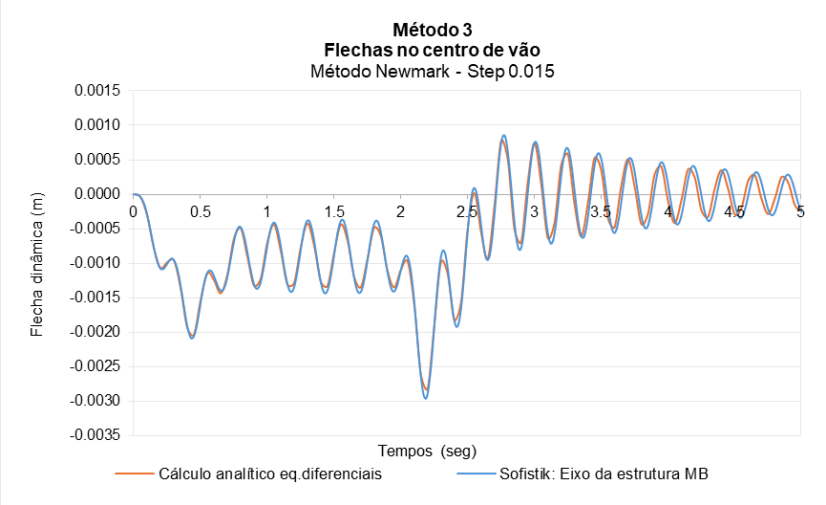



Fig. 34 - Comparação das flechas para o método 3

Após esta etapa, avançou-se para a análise das velocidades e, em seguida, das acelerações. Foi na última fase que surgiram problemas. Os gráficos das acelerações apresentavam picos irregulares e inesperados, o que não era suposto acontecer, uma vez que as acelerações são essencialmente uma dupla derivada das flechas (Fig. 35 e Fig. 38).

Para tentar corrigir o problema, decidiu-se experimentar diferentes métodos de integração. Por padrão, o Sofistik usa o método de Newmark, mas outros métodos, como Hughes-Alpha e Wilson, foram testados para verificar se conseguiriam resolver a questão dos picos. A mudança para estes métodos parecia promissora, uma vez que os picos desapareceram dos gráficos, dando a impressão de que seria a solução ideal.

No entanto, após uma análise mais detalhada, descobriu-se que os valores máximos e mínimos dos gráficos, apesar de visualmente mais alinhados com os cálculos analíticos, eram menos conservadores em comparação com o método de Newmark. Por esta razão, optou-se por manter o método de Newmark, mesmo com os problemas iniciais.

Os gráficos de seguida apresentados mostram os resultados das acelerações no centro do vão. Nas Fig. 35, Fig. 36 e Fig. 37 estão representados os gráficos relativos ao método 2, enquanto nas Fig. 38 e Fig. 39 são mostrados os gráficos referentes ao método 3. A análise do método 3 é mais detalhada, uma vez que este se assemelha mais à realidade, por serem várias cargas móveis que simula um comboio. Portanto, este método apresenta tabelas correspondentes aos valores máximos e mínimos das acelerações.

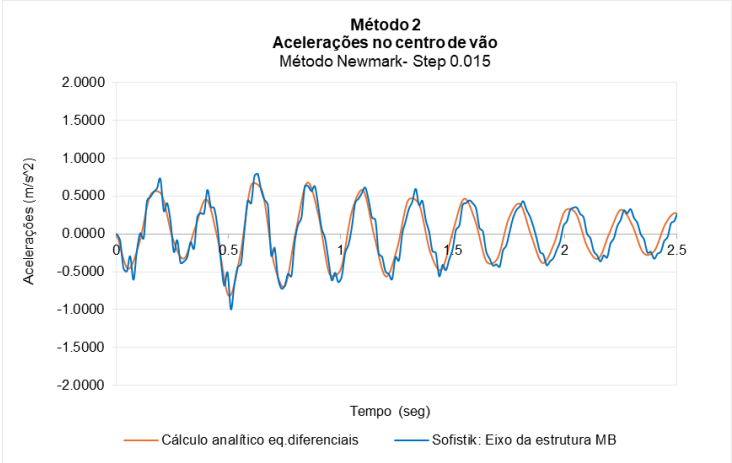



Fig. 35 - Comparação das acelerações para o método 2 - Newmark

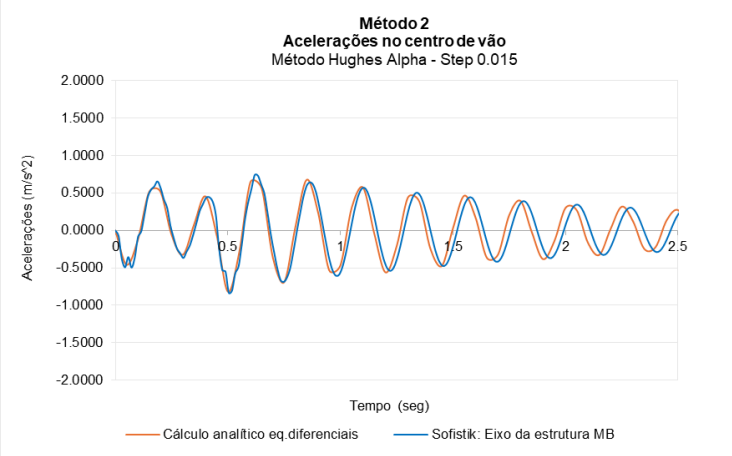



Fig. 36 - Comparação das acelerações para o método 2 - Hughes Alpha

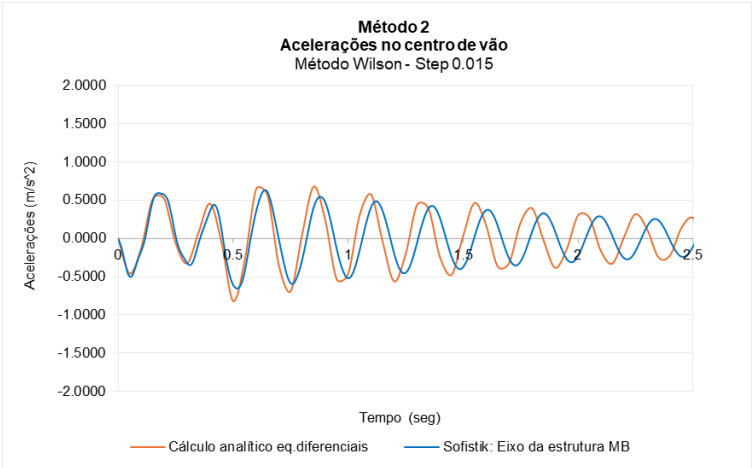



Fig. 37 - Comparação das acelerações para o método 2 - Wilson

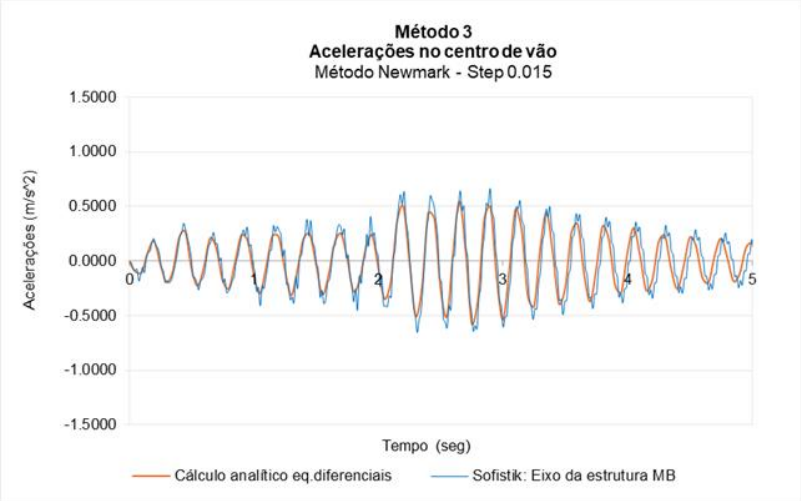



Fig. 38 - Comparação das acelerações para o método 3 - Newmark

Tabela 8 - Relação entre máximos e mínimos referentes ao do gráfico da Fig. 38

| | Sofistik: Eixo da via MB | Cálculo analíticos eq. diferenciais |
|---|---|---|
| MAX | 0.665841 | 0.546952 |
| MIN | -0.649848 | -0.566217 |

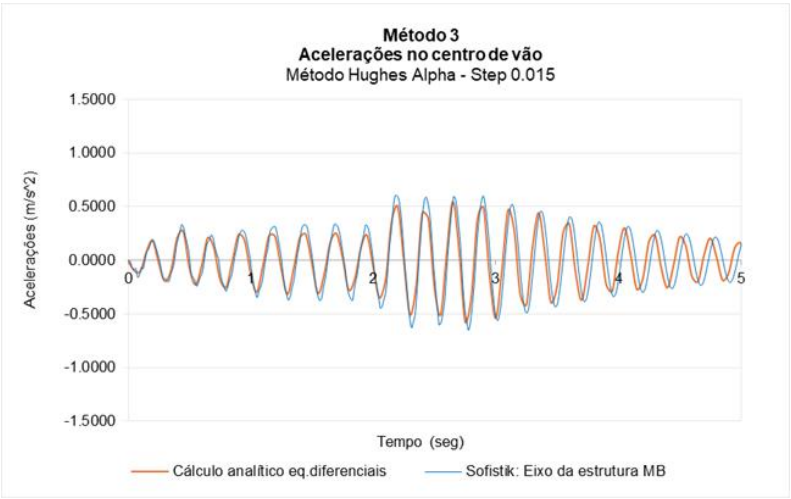



Fig. 39 - Comparação das acelerações para o método 3 - Hughes Alpha

Tabela 9 - Relação entre máximos e mínimos referentes ao do gráfico da Fig. 39

| | Sofistik: Eixo da via MB | Cálculo analíticos eq. diferenciais |
|---|---|---|
| MAX | 0.607600 | 0.546952 |
| MIN | -0.652397 | -0.566217 |

Com a decisão de continuar com o método de Newmark, a questão dos picos persistiu. Foi então que se percebeu que o problema poderia estar relacionado com o "step", ou incremento de tempo, que é utilizado para avançar no domínio do tempo e assegurar uma representação adequada dos primeiros modos de vibração, explicada no capítulo 4.3.2.1. A escolha do step é fundamental para garantir precisão na análise e baseia-se em critérios estabelecidos pelo ERRI D214/RP9 [17].

Com estas referências, o ajuste o step foi fundamental para a melhoria de resultados. Ajustou-se o step de 0.015s para um valor de 0.0015s, que passou a apresentar a ordem de grandeza correta. Após esta alteração, os resultados obtidos passaram a ser mais estáveis e praticamente coincidentes com o cálculo

analítico das equações diferenciais. Nas Fig. 40 e Fig. 41 estão representados os gráficos resultantes da melhoria do step do método 2, e nas Fig. 42 e Fig. 43 para o método 3.

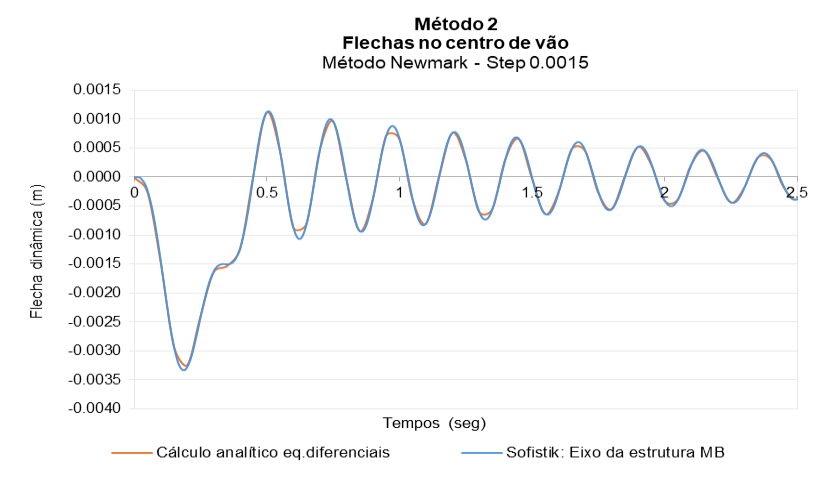



Fig. 40 - Comparação das flechas para o método 2 - Step 0.0015

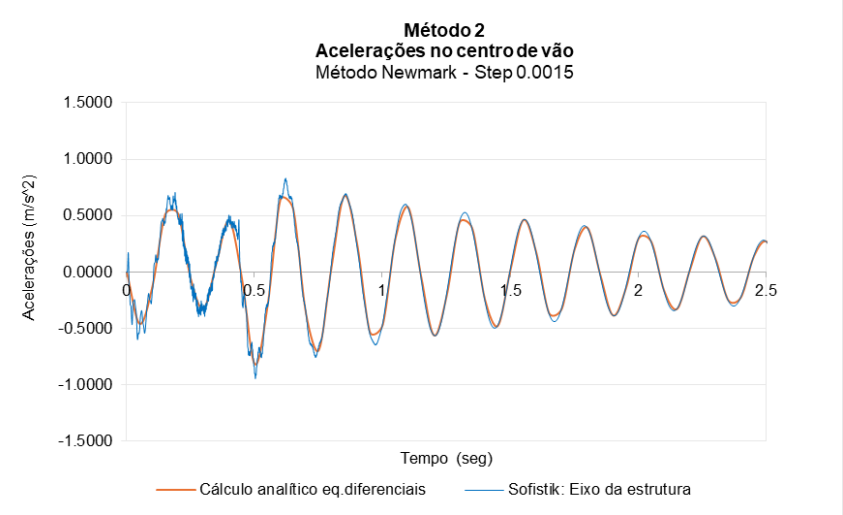



Fig. 41 - Resultados das acelerações para o método 2 - Step 0.0015

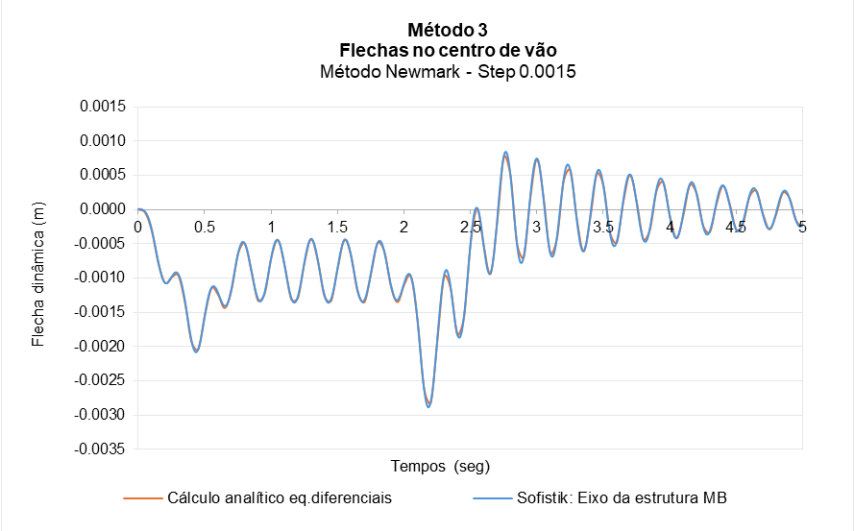



Fig. 42 - Comparação das flechas para o método 3 - Step 0.0015

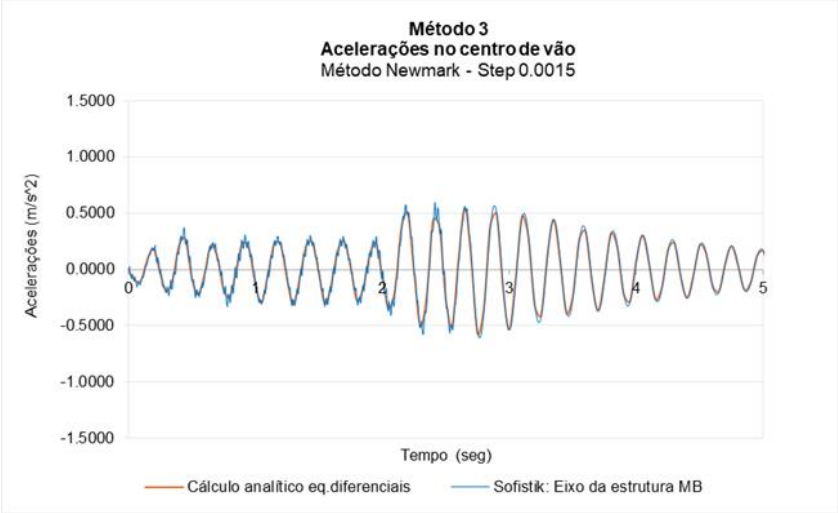



Fig. 43 - Comparação das acelerações para o método 3 - Step 0.0015

Tabela 10 - Relação entre máximos e mínimos referentes ao do gráfico da Fig. 43

| | Sofistik: Eixo da via MB | Cálculo analíticos eq. diferenciais |
|---|---|---|
| MAX | 0.604962 | 0.546952 |
| MIN | -0.606236 | -0.566217 |

Apesar destas melhorias nos métodos 2 e 3, o método 1 mostrou-se uma exceção. Este método não considera amortecimento, o que não é realista, uma vez que qualquer estrutura possui algum nível de amortecimento. Esta limitação pode ser a razão pela qual os resultados do Sofistik para este método (Fig. 44) não foram satisfatórios, sugerindo que talvez seja um caso teórico que não reflete adequadamente a realidade.

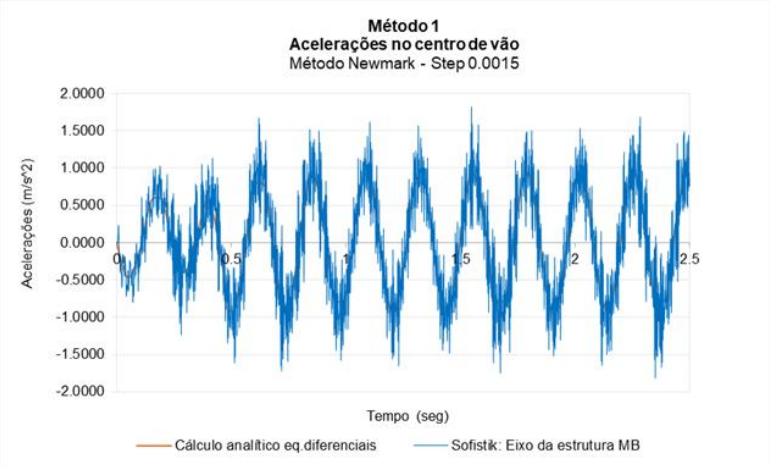



Fig. 44 - Comparação resultados acelerações - Step 0.0015

### 5.5.2. RESULTADOS PARA A TORÇÃO

As análises apresentadas anteriormente focaram-se principalmente na flexão da estrutura. No entanto, foi também avaliada a resposta da estrutura à torção. Os gráficos Fig. 45 e Fig. 46 mostram um exemplo dessa análise, onde os resultados são representados tanto no eixo da via, onde queremos analisar, quanto no eixo da estrutura. No entanto, os valores no eixo da estrutura são representados meramente para validação quando comparamos com os valores de flexão apresentados nos gráficos Fig. 42 e Fig. 43.

Através da Tabela 12 e da Tabela 13, verificou-se que, se o comboio estiver a passar a 2.35 m do centro da estrutura e analisarmos esse mesmo ponto, no eixo da via, a estrutura apresenta um comportamento bastante similar à flexão, e por sua vez, os resultados estão muitos próximos das equações diferenciais.

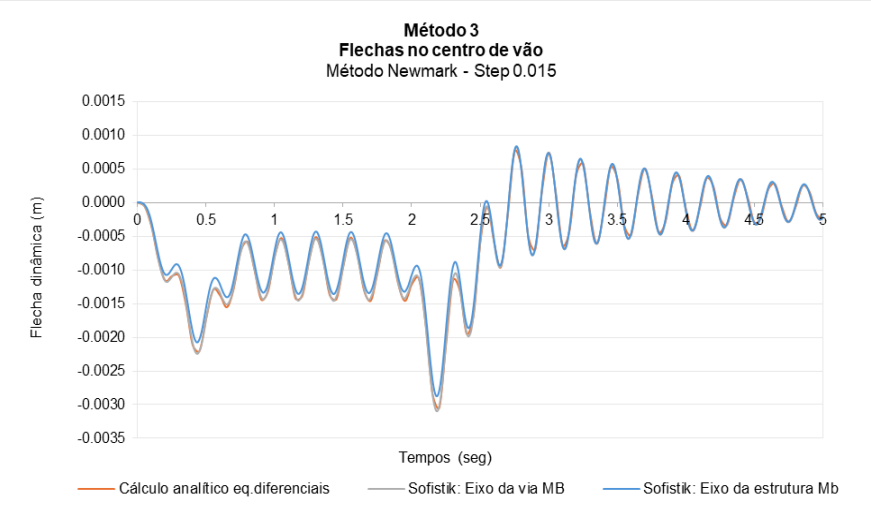



Fig. 45 - Comparação das flechas para o método 3 - Torção

Tabela 12 - Relação entre máximos e mínimos referentes ao do gráfico da Fig. 45

| | Sofistik: Eixo da via MB | Cálculo analíticos eq. diferenciais |
|---|---|---|
| MAX | 0.000828 | 0.0007640 |
| MIN | -0.003093 | -0.0030447 |

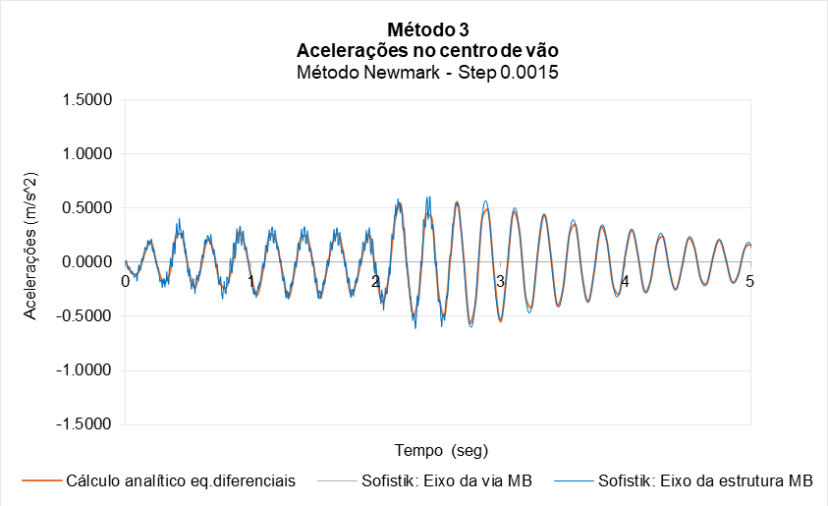



Fig. 46 - Comparação das acelerações para o método 3 - Torção

Tabela 13 - Relação entre máximos e mínimos referentes ao do gráfico da Fig. 46

| | Sofistik: Eixo da via MB | Cálculo analíticos eq. diferenciais |
|---|---|---|
| MAX | 0.761729 | 0.5593192 |
| MIN | -0.672311 | -0.5501556 |

# 6

# CALIBRAÇÃO DO MODELO REFERENTE AO VIADUTO SOBRE A A-7, LINHA ALTA VELOCIDADE MÚRCIA-ALMERÍA, SECÇÃO TOTANA-TOTANA

## 6.1. PROGRAMA DESENVOLVIDO

Durante o desenvolvimento do código, tal como no modelo de barra, várias etapas foram seguidas para criar um modelo dinâmico utilizando o software Sofistik, mais concretamente o Teddy que é uma versão de modelização por introdução de código. O processo é dividido em três fases principais: pré-processamento, cálculo e pós-processamento.

**Fase de Pré-Processamento:**

Nesta etapa, foi criado um ficheiro no Sofistik contendo todos os dados necessários para o problema dinâmico. A criação deste ficheiro envolveu diversos passos:

1. Definição da Geometria

Inicialmente, foram introduzidos os materiais correspondentes à laje e às vigas. Exatamente como no capítulo 5.4 na definição da geometria, as vigas são descritizadas em 61 nós. De seguida, criou-se uma lista de variáveis para que, ao alterar o espaçamento longitudinal das vigas, o processo seja automático.

Neste modelo, o espaçamento entre vigas é de 6,3 metros. Esta escolha deve-se ao facto de, no projeto do grande viaduto, haver um tramo, que embora não faça parte do caso de estudo, pertence ao mesmo projeto, onde as vigas estão separadas por esta distância. Assim, optou-se por utilizar este mesmo espaçamento, pois faz sentido manter a consistência com o espaçamento real do projeto. A seção transversal final (Fig. 47) acaba por ser uma combinação real do espaçamento do projeto com a seção representada na Fig. 21.

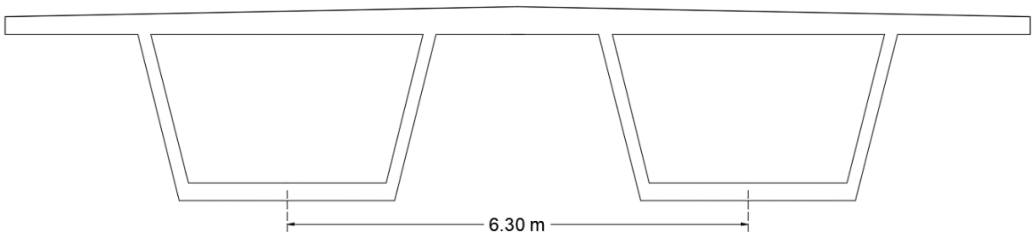



Fig. 47 - Seção transversal Modelo Barra

O modelo desenvolvido é um modelo de barras, o mais comummente utilizado em projetos reais, pois é o tipo de modelo sobre o qual se tem mais controlo. O modelo é constituído por duas vigas representadas por duas barras, enquanto a laje é representada por várias barras transversais, que têm o papel de transferir as cargas entre as duas vigas.

Desta forma, são introduzidos os dados das seções transversais da ponte. Em cada viga, são aplicados os parâmetros de metade da laje e de uma viga, enquanto as barras transversais têm a seção variável da laje.

Em seguida, procedeu-se à definição da geometria do modelo, criando-se os pontos e as barras das duas vigas e da laje, bem como as condições de apoio da estrutura. Foram instalados quatro apoios nas extremidades da estrutura. Todos esses apoios bloqueiam as ações verticais, enquanto dois deles (do mesmo lado) também bloqueiam as ações horizontais.

Segundo Calzon [9], relativamente às barras transversais que simulam a laje, estas têm uma definição particular de inércia.

Cada porção da laje situada entre os eixos das vigas-caixão assimila-se a uma barra de rigidez variável, composta por três tramos: dois de rigidez infinita e o central com a rigidez real da laje, unida rigidamente às barras principais situadas no eixo das vigas-caixão.

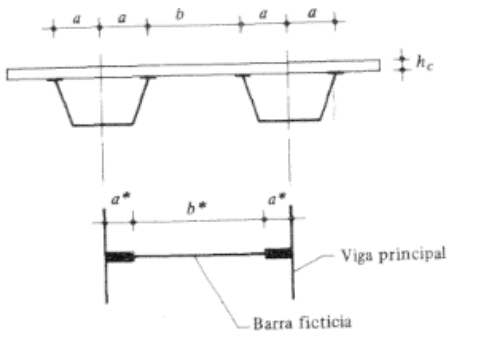



Fig. 48 - Modelo de barras com barras fictícias de como ficaria a laje

Para ajustar de modo preciso a rigidez desta barra, o comprimento do tramo de rigidez infinita $a^*$ deve ser tomada mediante a expressão:

$$a* = \beta * a \tag{55}$$

e o valor de $\beta$ pode ser obtido da Tabela 14 em função do valor $\alpha$ que representa a relação:

$$\alpha = a/(2a + b) \tag{56}$$

Na prática, a inércia e o módulo de torção das zonas a* podem ser tomados da ordem dos valores da viga, para evitar problemas de mau condicionamento numérico nos programas de cálculo eletrónico.

Tabela 14 - Valores do coeficiente $\beta = a*/a$

| α | 0,005 | 0,10 | 0,15 | 0,20 | 0,25 | 0,30 | 0,35 | 0,40 | 0,45 | 0,50 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| β | 0,372 | 0,413 | 0,455 | 0,500 | 0,547 | 0,599 | 0,657 | 0,726 | 0,813 | 1 |

Assim, as barras transversais foram modeladas através destes troços fictícios para que a inércia estivesse corretamente ajustada.

Nas imagens seguintes estão representados esquemas da visualização da estrutura e os nós que serão relevantes futuramente para comparação de resultados.

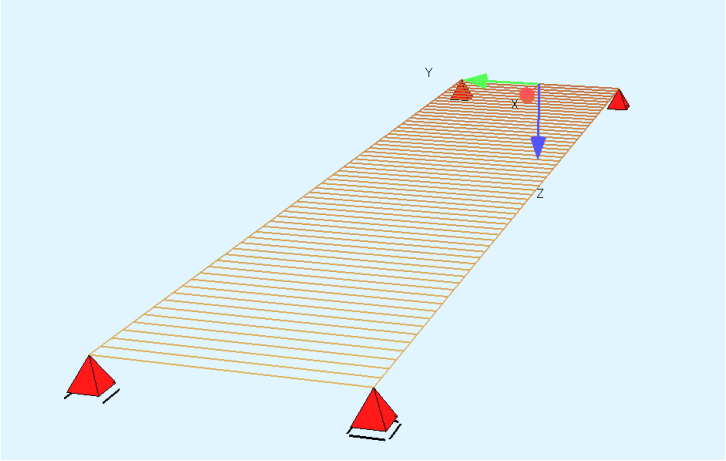



Fig. 49 – Modelo numérico de barras desenvolvido no programa Sofistik

2. Definição do Percurso de Carga

Dado que o estudo envolve análises de flexão e torção, foram estabelecidos dois eixos de carga distintos: um de flexão, aplicado numas das vigas e outro de torção paralelo ao eixo da estrutura, mas com uma excentricidade de 2.35 que corresponde ao eixo da via.

3. Geração dos Casos de Carga

Cinco casos de carga foram criados:

- O LC1, representado na Fig. 50, correspondente à massa total como na viga simplesmente apoiada.

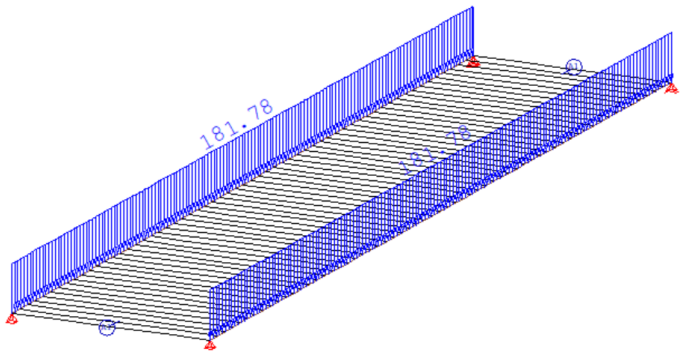



Fig. 50 – LC1

- O LC2, representado na Fig. 51, corresponde a carga do comboio. Como referido anteriormente, é um comboio real, HSLM-A1, combinação de cargas pontuais movéis de 170 KN com o espaçamento entre elas indicado na norma (comboio indicado para uma análise dinâmica) (UNE-EN 1991-2_2019 6.4.6);

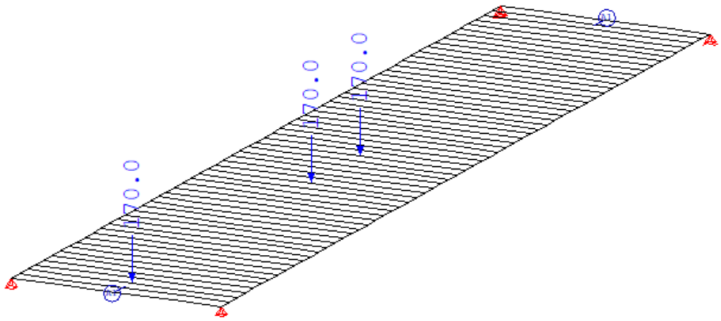



Fig. 51 – LC2: HSLM-A1

- O LC3, que corresponde a uma carga distribuída de 30 kN/m, (valor escolhido arredondado relativamente próximo ao valor do peso próprio da estrutura), aplicada nas duas vigas (Fig. 52). Esta carga serve apenas para se realizarem os testes de validação do modelo explicados de seguida.

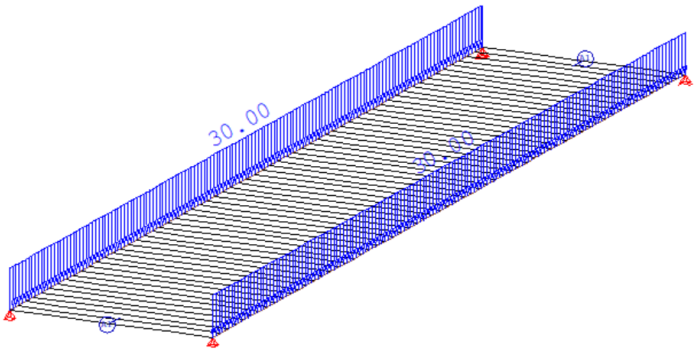



Fig. 52 - LC3

- O LC4, que corresponde a uma carga distribuída de 30 KN/m, (valor escolhido arredondado relativamente próximo ao valor do peso próprio da estrutura), aplicado apenas numa das vigas (Fig. 53). Esta carga serve apenas para fazer testes para a validação do modelo posteriormente explicados.

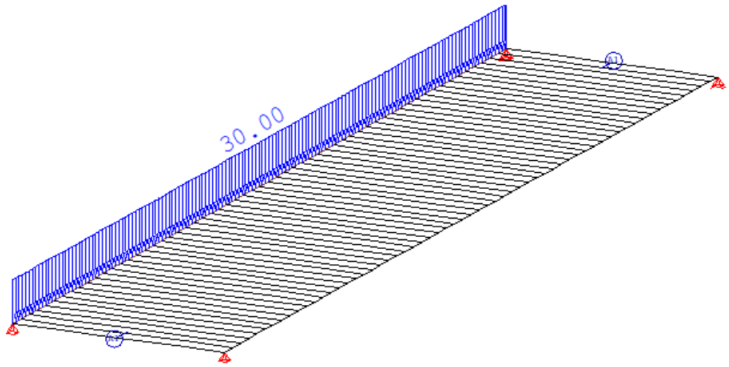



Fig. 53 - LC4

- O LC5, que corresponde, 5 uma carga distribuída de 30 KN/m, (valor escolhido arredondado relativamente próximo ao valor do peso próprio da estrutura), aplicada numa posição entre as duas vigas (Fig. 54). Esta carga serve apenas para fazer testes para a validação do modelo posteriormente explicados.

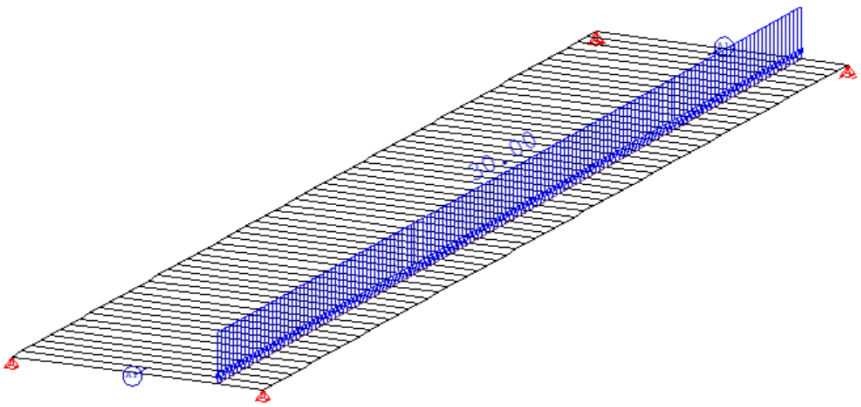



Fig. 54 - LC5

4. Seleção dos Métodos de Integração

Com os dados básicos estabelecidos, foi necessário selecionar o método de integração que se deseja usar.

**Fase de Cálculo:**

Nesta fase, os ficheiros gerados durante o pré-processamento foram executados no Sofistik para obtenção dos resultados desejados. Como é um modelo de barra bastante mais complexo que o anterior, o tempo computacional despendido também é maior.

**Fase de Pós-Processamento:**

A fase de pós-processamento consistiu na gravação dos resultados do cálculo dinâmico, incluindo grandezas como deslocamentos, velocidades e acelerações. Os dados foram registados ao longo do tempo para cada nó definido no código, permitindo uma análise completa da resposta dinâmica da ponte.

Estes resultados foram gravados em ficheiros do tipo .txt, representados na Fig. 55, e são extraídos em duas colunas, a DYNA_HIST respetiva ao tempo (s) e a coluna a-z respetiva ás acelerações. Estes ficheiros têm como objetivo ser transferidos para as folhas de cálculo para que se possa proceder á comparação e validação do modelo.

```
DYNA-HIST         a-Z        62
      0.0000000   0.0000000E+00
      0.0010000   5.4101060E-05
      0.0020000   7.1543001E-04
      0.0030000   4.3793842E-03
      0.0040000   1.7001450E-02
      0.0050000   4.8817605E-02
      0.0060000   1.1202233E-01
      0.0070000   2.0356435E-01
      0.0080000   2.6438442E-01
      0.0090000   1.7557274E-01
      0.0100000  -1.1774988E-01
      0.0110000  -4.5941287E-01
      0.0120000  -5.7397014E-01
      0.0130000  -3.6200631E-01
      0.0140000  -2.7567733E-02
      0.0150000   1.1512049E-01
```

Fig. 55 - Resultados retirados Sofistik

## 6.2. VERIFICAÇÕES DO MODELO

Depois de todo o processo de construção do modelo, procedeu-se à sua validação através de diversas análises.

Para esta verificação foram utilizadas 4 cargas distintas. Como referido anteriormente, foram criadas três cargas para a realização de provas, a LC3, LC4 e a LC5 sendo estas necessárias para retiramos certas conclusões. Por fim é também utilizada a LC2, que representa o comboio universal.

Para esta validação do modelo foram analisadas flechas, reações nos apoios, momentos, esforços transversos e momentos torsores, para os casos de carga referidos anteriormente.

Começando primeiramente pelo caso de carga LC3 (2 vigas carregadas), verificou-se que as reações nos apoios estão de acordo com o esperado (Fig. 56).

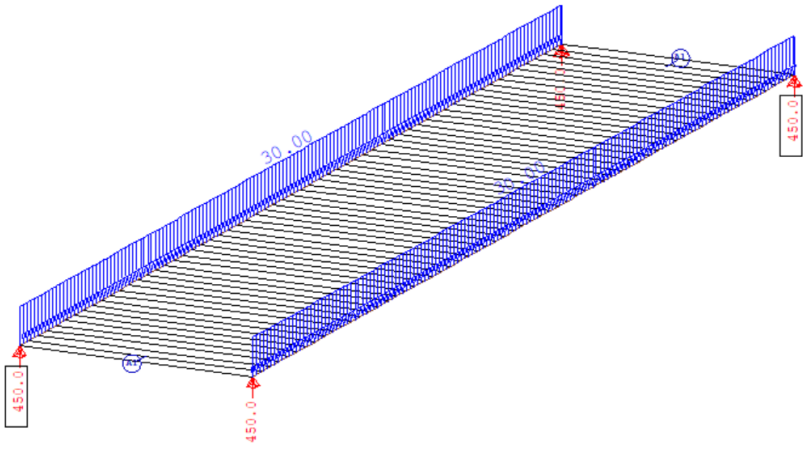



Fig. 56 - Reações nos apoios para o esquema de cargas LC3

Por sua vez, verificou-se também que a flecha a meio vão em ambas as vigas é de 2.437 mm (Fig. 57).

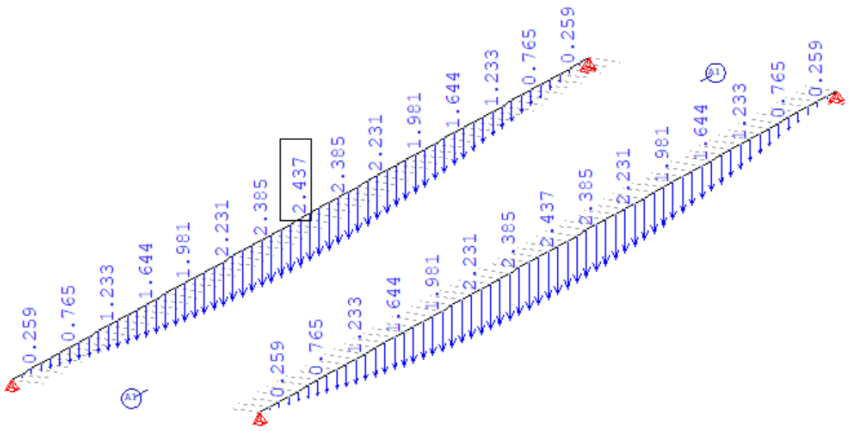



Fig. 57 – Flechas para o esquema de cargas LC3

De seguida, ao analisar a combinação de carga LC4 (apenas uma viga carregada), verificam-se que as seguintes reações nos apoios estão de acordo com o esperado (Fig. 58).

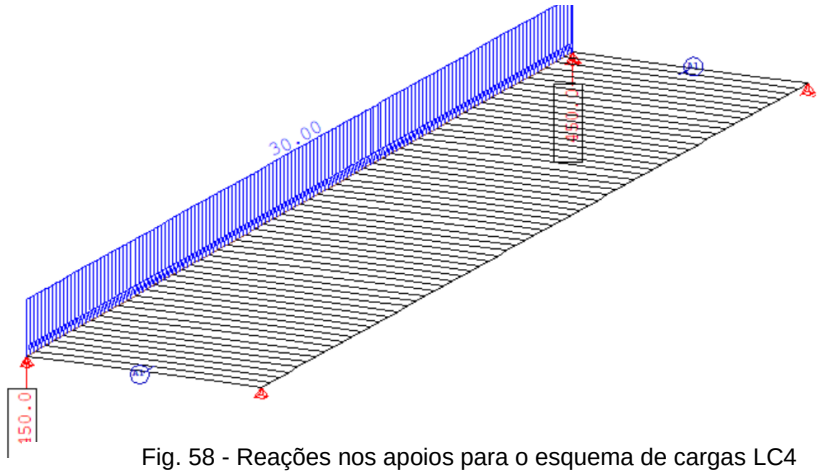



Fig. 58 - Reações nos apoios para o esquema de cargas LC4

Assim, verificou-se que a deformação na viga carregada (Fig. 57) é reduzida em comparação com este último caso (Fig. 59), de 2 437 mm para 1 961 mm, porque a viga descarregada contribui e também se deforma.

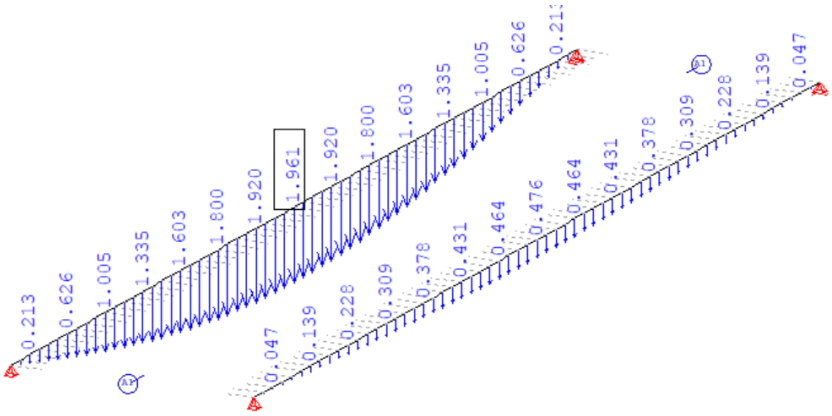



Fig. 59 - Flechas para o esquema das cargas LC4

Como referido anteriormente, realizou-se teste para uma carga posicionada entre as vigas (LC5), para averiguar o comportamento da estrutura. Através dos resultados das reações nos apoios (Fig. 60) e flechas (Fig. 61), verificou-se que o modelo faz uma distribuição correta das reações.

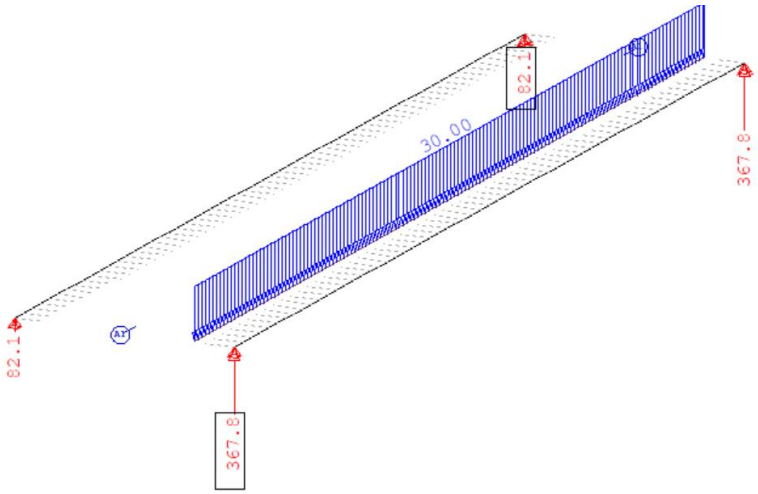



Fig. 60 - Reações nos apoios para o esquema de cargas LC5

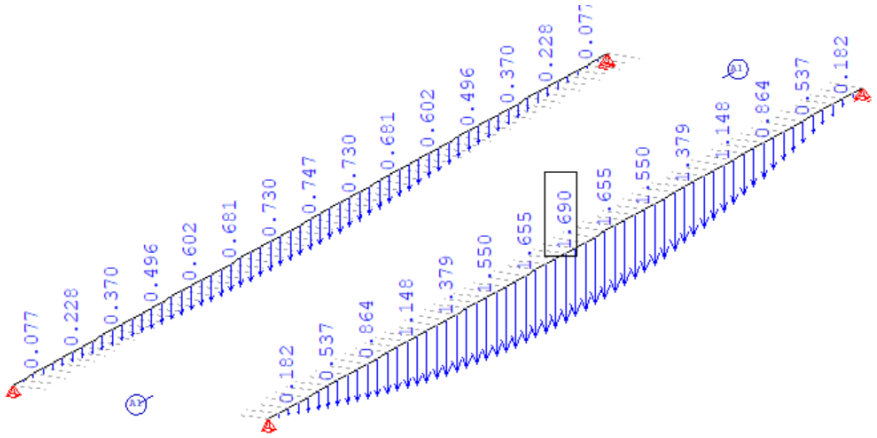



Fig. 61 - Flechas para o esquema de cargas LC5

Por fim, procedeu-se a uma verificação com a carga real da estrutura, LC2. Concluiu-se que o modelo distribui corretamente as cargas pontuais do comboio, para uma determinada posição em que os eixos se encontram entre as barras transversais.

Para a visualização dos resultados apresentados em relação à LC2, o modelo apresentado possui apenas 10 nós em cada viga e não 60, pois com demasiados nós a visualização dos resultados torna-se bastante complicada.

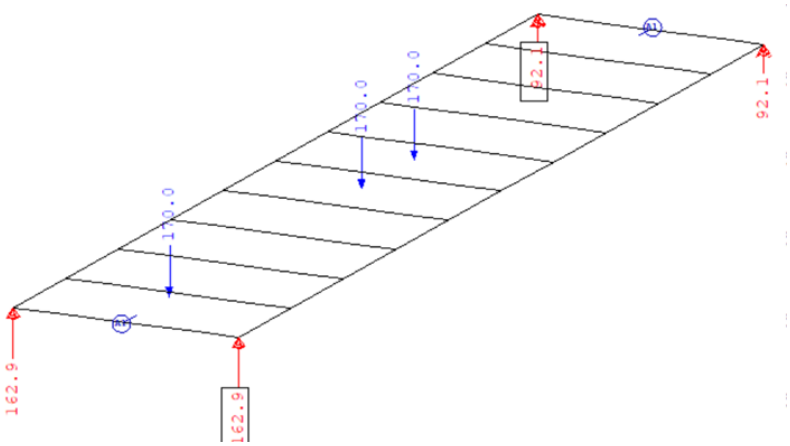



Fig. 62 - Reações nos apoios para o esquema de cargas LC2

Internamente, o que o programa faz para distribuir uma carga localizada entre duas barras transversais é conduzir a carga para a barra mais próxima, não a distribui pelas duas barras, originando um esforço transverso e um torsor nessa única barra. Desta forma, o comportamento das barras longitudinais é satisfatório. No entanto, para prevenir eventuais desvios, aumentou-se a discretização do modelo, adicionando barras transversais a cada meio metro, totalizando 61 nós, como referido anteriormente.

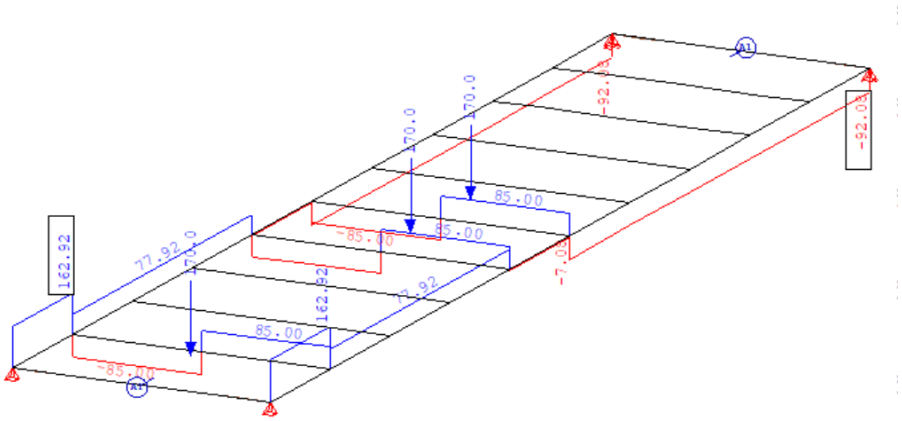



Fig. 63 - Esforços transversos para o esquema de cargas LC2

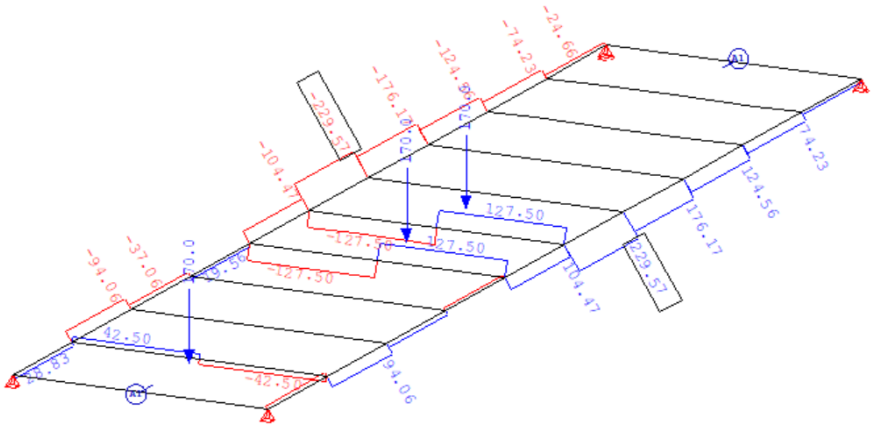



Fig. 64 - Momentos torsores para o esquema de cargas LC2

Após todas estas verificações, concluiu-se que o modelo está bem modelado, ou seja, que o código introduzido no programa Teddy está correto.

### 6.3. VALIDAÇÃO DO MODELO

Como o modelo verificado, procedeu-se ao cálculo dinâmico e analisou-se os resultados em flexão, ou seja, com o comboio a passar numa das vigas e retiraram-se os resultados a meio vão dessa mesma viga.

Nesta validação comparou-se 4 tipos de modelos, tendo por base o modelo anteriormente validado:

- caixão – representa o modelo correspondente à VSA, ou seja, ao modelo em que as vigas são um único caixão, com uma alma interior. (modelo validado com as equações diferenciais no Capítulo 4)
- 2 vigas – representa o modelo de barras validado no capítulo 6.2
- 1 viga – representa metade do modelo de barras validado no capítulo 6.2
- caixão Iy*2 – representa o modelo caixão, mas com duas almas no meio, ou seja, com o dobro da inércia inserido no modelo de 1 viga

Em primeiro lugar retiraram-se as flechas. No gráfico representado na Fig. 65, podemos encontrar os 4 modelos diferentes e o seu comportamento.

Teoricamente, o caso mais desfavorável é o modelo de uma viga, pois apenas metade da estrutura está em funcionamento quando o comboio passa, representando, assim como esperado, o limite superior do gráfico. Em seguida, considera-se o modelo de duas vigas, o qual corresponde ao dobro da resistência do modelo anterior, resultando num melhor comportamento estrutural.

De seguida, o limite inferior do gráfico, teoricamente, deveria ser o modelo de caixão, pois este representa o caso em que a estrutura apresenta o melhor desempenho.

No entanto, verificou-se que o gráfico do modelo de caixão parecia estar desfasado em relação ao gráfico do modelo com 1 viga e 2 vigas. Constatou-se que, na verdade, não se estava a comparar situações

equivalentes. Nos modelos de uma e duas vigas, a inércia utilizada correspondia a uma secção transversal com duas almas em cada viga, ambas inclinadas. Já no modelo de caixão, havia apenas duas almas exteriores inclinadas e uma alma interior reta.

Esta diferença na configuração das almas explica as discrepâncias observadas nos gráficos. Portanto, no modelo de caixa, duplicou-se a inércia do modelo de uma viga, resultando no gráfico caixão Iy*2. Observa-se então que este gráfico já segue a tendência dos outros, sendo este o limite superior esperado, conforme demonstrado na Fig. 65.

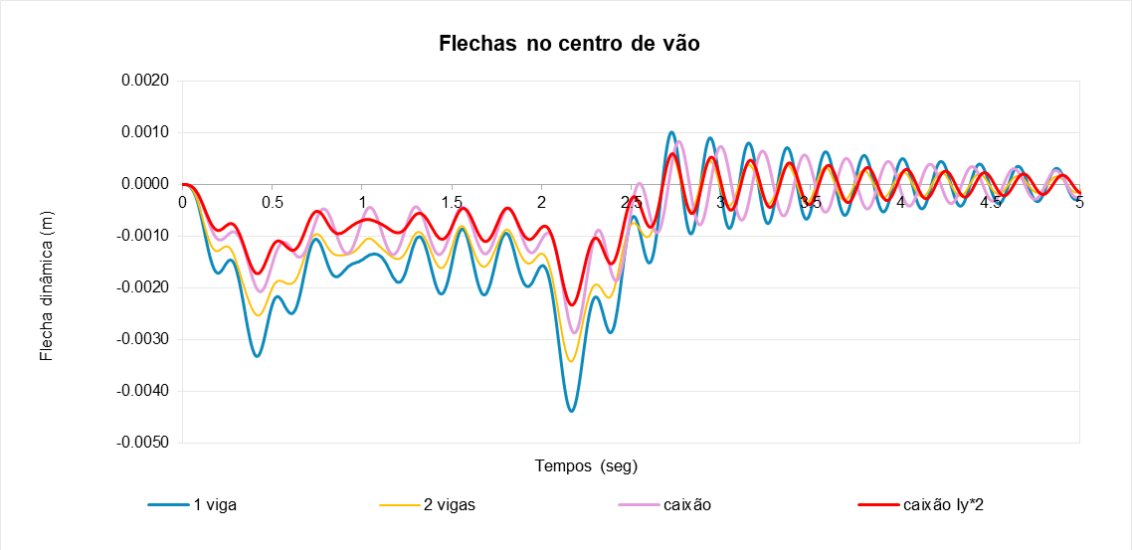



Fig. 65 - Gráfico de flechas para validação do modelo de barras

Além das flechas extraíram-se as acelerações para estes mesmos modelos, em que a analogia é a mesma explicada anteriormente.

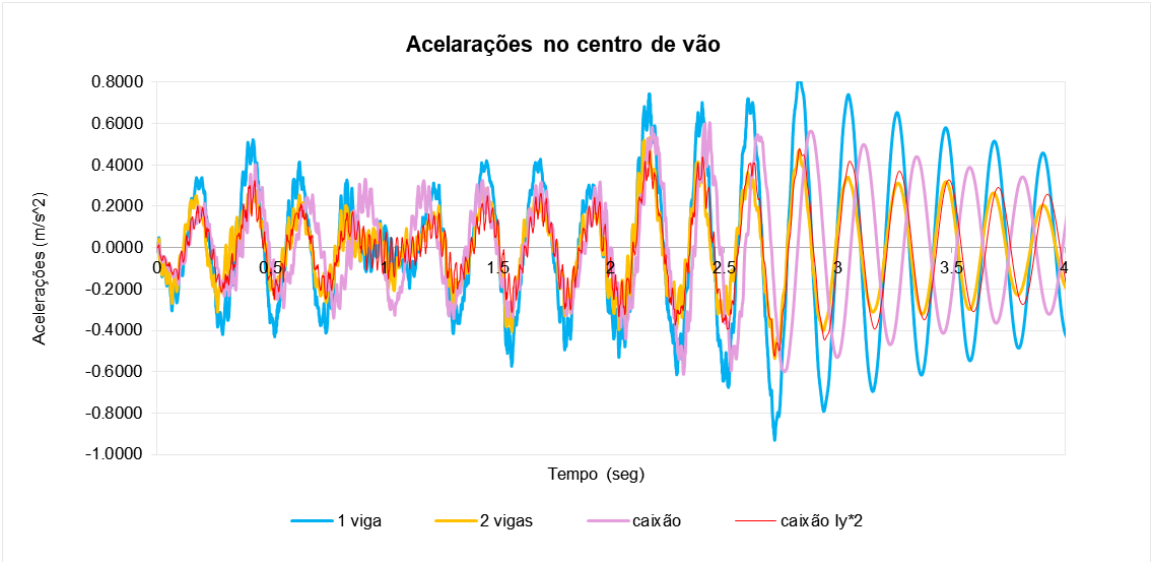



Fig. 66 - Gráfico de acelerações para validação do modelo de barras

# 7

# ANÁLISE DA SENSIBILIDADE AO ESPAÇAMENTO ENTRE VIGAS LONGITUDINAIS

## 7.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo, são apresentados os resultados da análise dinâmica paramétrica realizada para diversos modelos, permitindo a comparação das acelerações máximas entre eles, com o objetivo de verificar qual o espaçamento entre vigas que proporciona o melhor comportamento estrutural. Esta análise de sensibilidade ao espaçamento entre vigas longitudinais é realizada com cinco modelos e está dividida em três partes.

A seguir, serão apresentados os quatro modelos utilizados para tirar as conclusões referentes ao objetivo do capítulo:

- Modelo 1 - representa o caixão único com a sua inércia original de uma alma interior. (Fig. 67)

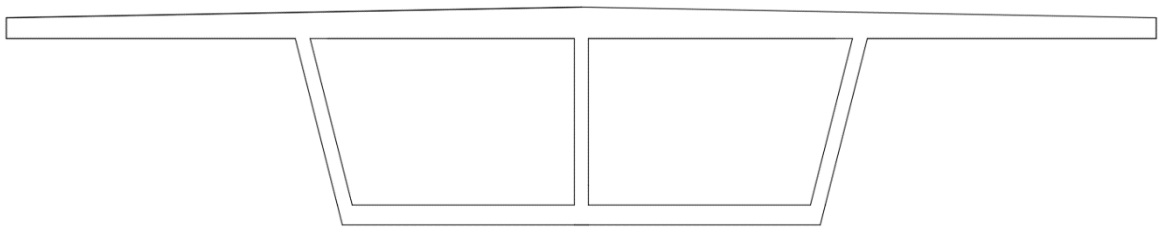


Fig. 67 - Secção transversal do modelo 1

- Modelo 1’ - refere-se ao caixão, mas com uma inércia correspondente ao dobro do modelo de uma só viga. (2 almas interiores) (Fig. 68)

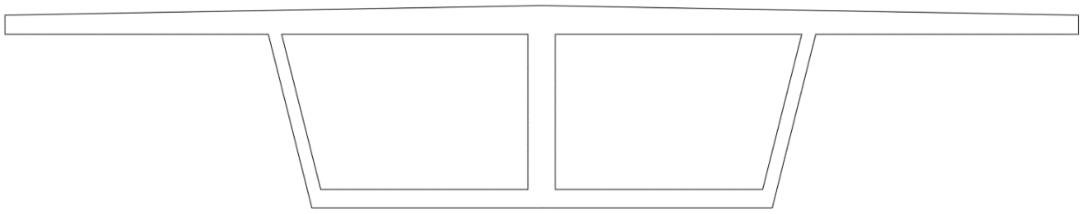


Fig. 68 - Secção transversal do modelo 1'

- Modelo 2 - refere-se às duas vigas espaçadas de 0,05 m. (Fig. 69)

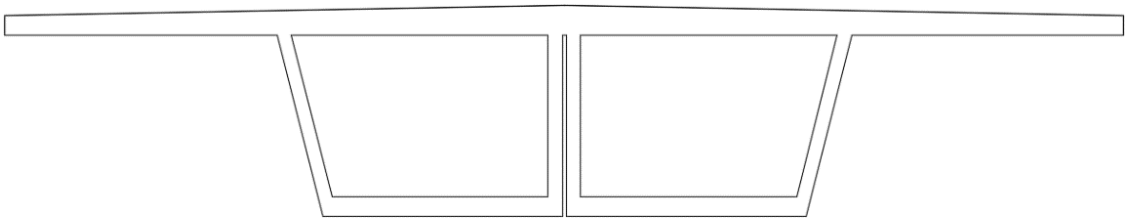


Fig. 69 - Secção transversal do modelo 2

- Modelo 3 - refere-se às duas vigas separadas com a geometria inicial desenvolvida no capítulo 6. (Fig. 70)

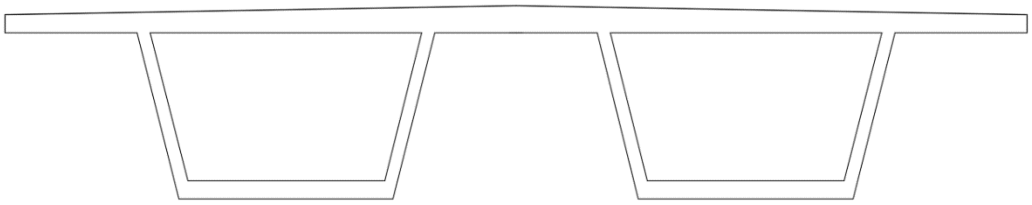


Fig. 70 - Secção transversal do modelo 3

- Modelo 3’ refere-se ao mesmo espaçamento das vigas do Modelo 3, mas com uma geometria ligeiramente diferente, conforme o projeto de um dos tramos. (Fig. 71)



Fig. 71 - Secção transversal do modelo 3'

Na Tabela 15 estão representadas todas as propriedades relativas a estes modelos.

Tabela 15 - Propriedade relativas aos diferentes modelos estruturais

| Propriedades relativas aos diferentes modelos | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Modelo 1 | Modelo 1' | Modelo 2 (1 viga) | Modelo 3 (1 viga) | Modelo 3' (1 viga) |
| A (m2) | 7.4 | 7.4 | 3.66 | 3.66 | 3.9 |
| I (m4) | 6.64 | 7.66 | 3.83 | 3.935 | 3.49 |
| It (m4) | 13.4 | 13.4 | 5.3 | 5.5 | 4.33 |

As três partes de comparação são descritas nos capítulos 7.2, 7.3 e 7.4. A primeira parte consiste numa análise estática em que são aplicadas cargas de prova de 30 kN. Os resultados desta análise servirão como base para justificar os resultados das partes subsequentes. A segunda parte refere-se à análise dinâmica final, onde são extraídas as acelerações no eixo da via a uma velocidade estipulada de 250 km/h, aplicada aos Modelos 1', 2 e 3. A última parte da análise dinâmica é realizada utilizando os Modelos 1, 2 e 3'.

Cada parte da análise inclui a justificativa da escolha dos modelos, a apresentação dos resultados e a comparação destes, com o intuito de alcançar os objetivos deste trabalho.

### 7.2. ANÁLISE ESTÁTICA

Como referido anteriormente, é realizada uma análise estática com cargas de prova de 30 kN/m aplicadas excentricamente na via. Esta análise é essencial para completar os resultados apresentados nos capítulos seguintes.

Para esta análise, são escolhidos o Modelo 1', o Modelo 2 e o Modelo 3. Estes modelos são selecionados para proporcionar um termo de comparação adequado. O Modelo 1' é escolhido porque representa o caixão com a mesma inércia do Modelo 2, ou seja, com duas almas no meio. Já o Modelo 3 é a adaptação das vigas do Modelo 2, mas com as almas interiores inclinadas, como é comum na realidade.

Analisando em primeiro lugar pelo Modelo 1', é aplicada a carga com a excentricidade da viga de 2.35 m do eixo da estrutura, como mostra a Fig. 72. Por sua vez na Fig. 73 estão representadas as respetivas flechas.

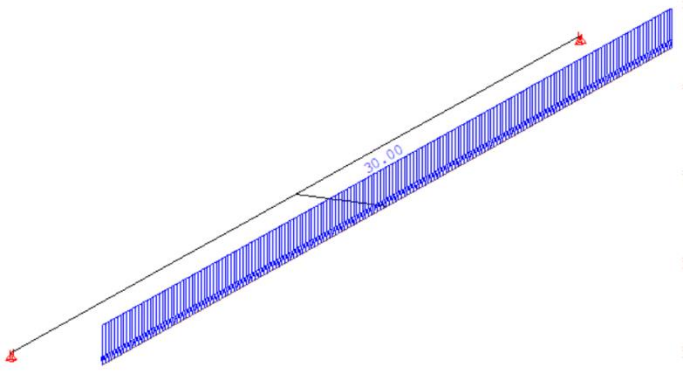



Fig. 72 - Carga aplicada com excentricidade no modelo 1'

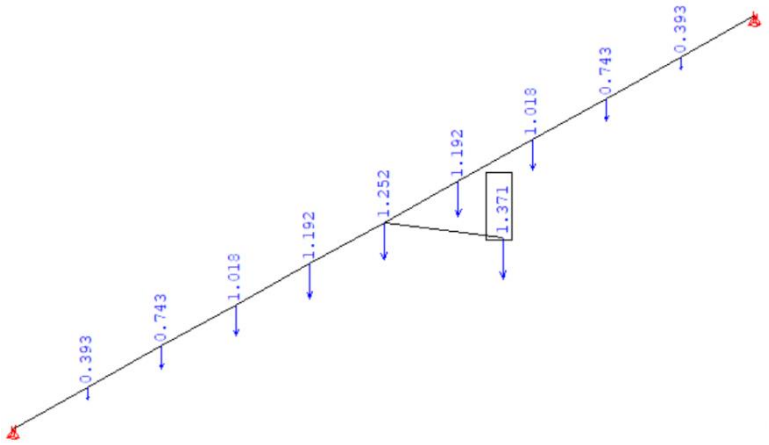



Fig. 73 - Flechas devido à carga aplicada com excentricidade no modelo 1'

Respetivamente ao Modelo 2, é aplicada novamente a carga com a sua excentricidade como está representado na Fig. 33.

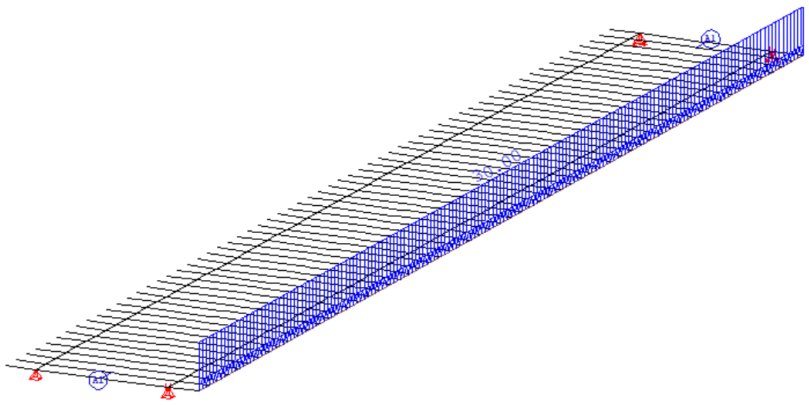


Fig. 74 - Carga aplicada com excentricidade no modelo 2

Através da Fig. 75 respetiva às deformações resultantes da carga aplicada na Fig. 74, conclui-se que apesar das vigas estarem fisicamente separadas, sendo esse espaçamento muito pequeno, a estrutura comporta-se como se fosse um único caixão. Desta maneira, ao aplicar a carga, as duas vigas vão contribuir de forma semelhante e repartida.

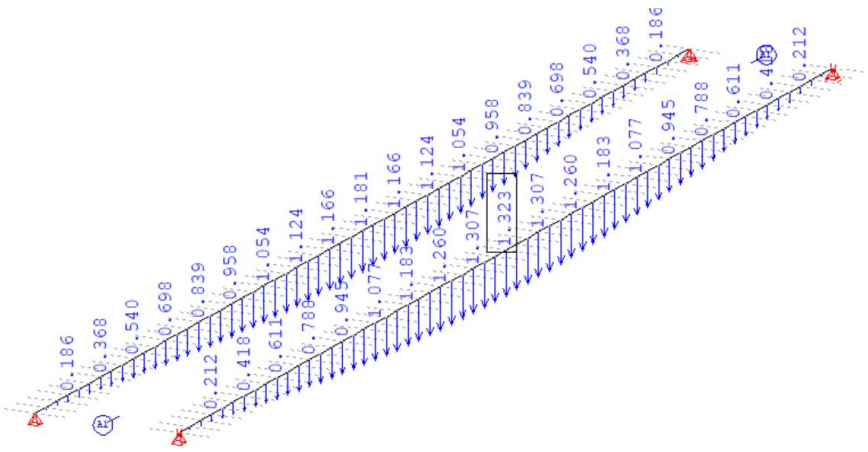



Fig. 75 - Flechas devido à carga aplicada com excentricidade no modelo 2

Respetivamente ao Modelo 3, é aplicada novamente a carga com a sua excentricidade, como está representado na Fig. 76.

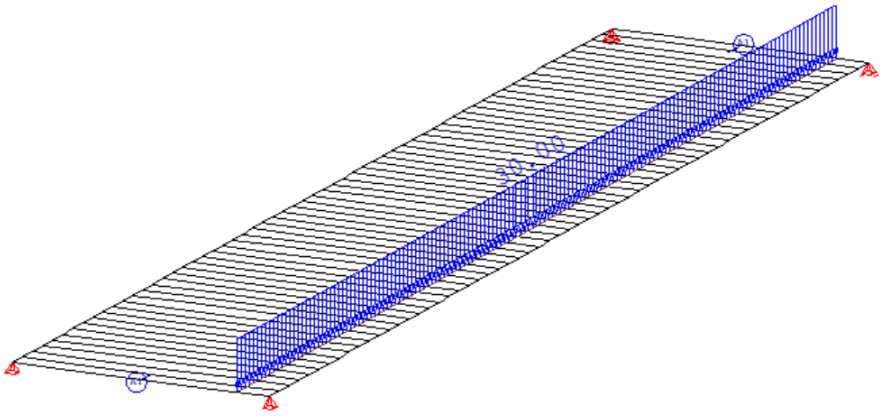


Fig. 76 - Carga aplicada com excentricidade no modelo 3

Ao realizar esta análise estática no modelo 3, verificou-se novamente através das flechas, que para este caso, como o espaçamento entre vigas é elevado, quando a carga é aplicada, a viga que está mais cerca vai trabalhar praticamente sozinha. Portanto, conclui-se que devido a este espaçamento a estrutura não consegue redistribuir os esforços para a outra viga.

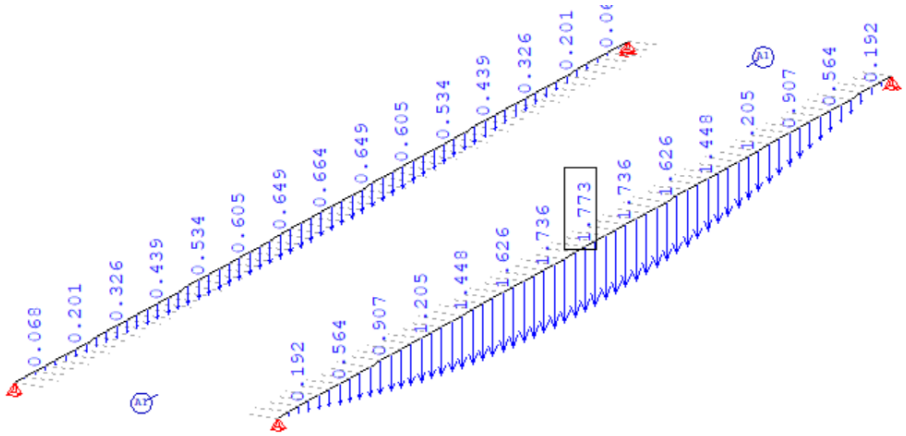



Fig. 77 - Flechas devido à carga aplicada com excentricidade no modelo 3

### 7.3. ANÁLISE DINÂMICA

Procede-se à análise dinâmica utilizando os mesmos modelos escolhidos na análise estática, o Modelo 1', o Modelo 2 e o Modelo 3, fundamentada pelas razões explicadas anteriormente. As acelerações são medidas no eixo da via, com os resultados ilustrados na Fig. 78 e os valores máximos e mínimos correspondentes apresentados na Tabela 16.

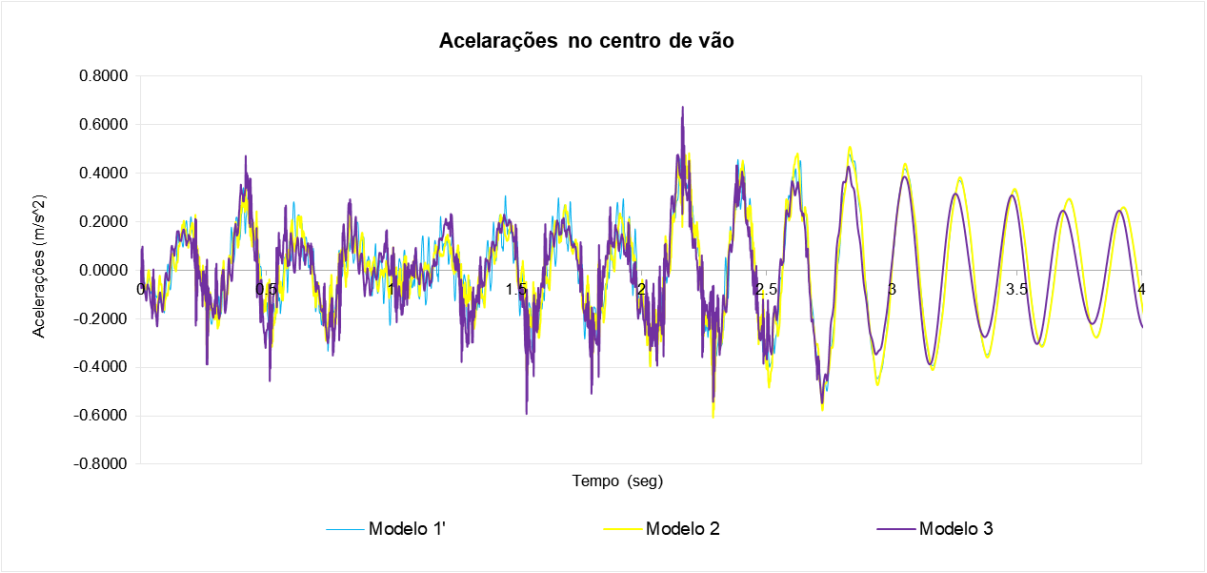



Fig. 78 - Acelerações respetivas aos modelos 1', 2 e 3

Tabela 16 – Máximo absoluto referente ao modelo 1', 2 e 3

| **Acelerações** | | |
|---|---|---|
| Modelo 1' | Modelo 2 | Modelo 3 |
| 0.54155 | 0.60736 | 0.67417 |

A partir desta análise, pode-se concluir que o modelo caixão, conforme esperado, é o que apresenta as acelerações mais baixas. Como referido anteriormente, este modelo tem têm a mesma inércia do modelo 2, resultando em acelerações no modelo 2 muito semelhantes às do modelo 1'.

Por outro lado, o modelo 3 apresenta acelerações mais elevadas. Apesar de ter uma inércia à flexão semelhante, o espaçamento entre as vigas é consideravelmente maior, fazendo com que a viga mais próxima da via, trabalhe praticamente sozinha, sem contar com o suporte efetivo da outra viga. Este comportamento pode ser confirmado pelas deformações obtidas na análise estática, Fig. 77 onde se verifica que, ao aplicar a carga neste mesmo modelo, apenas a viga mais próxima da via suporta a carga, com a outra viga contribuindo minimamente.

No entanto, no modelo 2 ocorre o contrário. Embora as vigas não estejam fisicamente unidas, o espaçamento entre elas é tão pequeno, ou seja, a laje que une estas duas vigas é tao pequena, que torna-se muito rígida e assim a estrutura comporta-se como se fosse um único caixão. A análise estática do modelo 2 corrobora essa observação, Fig. 75, mostrando que, ao aplicar a carga no eixo da via, não só a viga mais próxima trabalha, mas também a outra viga contribui significativamente, funcionando como se a carga fosse aplicada no centro da estrutura.

## 7.4. ANÁLISE DINÂMICA REAL

Relativamente a esta análise, designada como análise dinâmica real, são agora utilizados os modelos 1 e 3', que representam exatamente a realidade deste projeto, em vez dos modelos 1' e 3 que são adaptações utilizadas para garantir a comparabilidade dos resultados com diferentes espaçamentos, e o modelo 2. É crucial analisar os resultados com a compreensão de que a comparação destes espaçamentos envolve propriedades de secção distintas.

As acelerações foram medidas no eixo da via, com os resultados ilustrados na Fig. 79 e os valores máximos e mínimos correspondentes apresentados na Tabela 17.

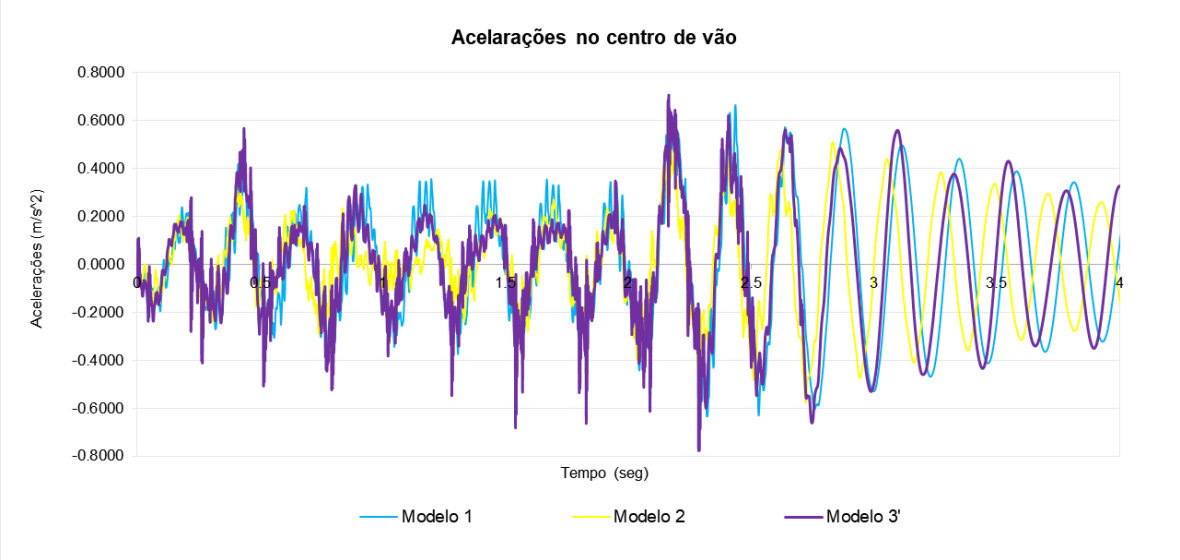



Fig. 79 - Acelerações respetivas aos modelos 1, 2 e 3'

Tabela 17 - Máximo absoluto das acelerações referentes aos modelos 1, 2 e 3'

| **Acelerações** | | |
|---|---|---|
| Modelo 1 | Modelo 2 | Modelo 3' |
| 0.66447 | 0.60736 | 0.77657 |

Nesta comparação com a realidade do projeto, ou seja, quando se considera a geometria real das estruturas, verifica-se que o modelo 2 apresenta um melhor comportamento do que o modelo 1. Isto ocorre porque, no modelo 2, cada viga possui uma inércia à flexão de 3.83, e se multiplicássemos esse valor por dois, como no modelo 1', obteríamos uma inércia de 7.66. No entanto, o modelo 1, que corresponde à secção real com uma alma no meio, apresenta uma inércia de 6.64. Assim, a justificação para as acelerações serem mais elevadas no modelo 1 em comparação com o modelo 2 deve-se a esta diferença na inércia.

Por fim, o modelo 3 apresenta a mesma justificativa mencionada anteriormente: devido ao grande espaçamento entre as vigas, a viga mais próxima do local de passagem da via, trabalha praticamente sozinha, sem contar com a ajuda significativa da outra viga. Este comportamento pode ser confirmado pelas flechas observadas na análise estática, na Fig. 77, onde se verifica que, ao aplicar a carga no modelo 3, apenas a viga mais próxima suporta a carga, enquanto a outra viga contribuição muito reduzida.

# 8

# CONSIDERAÇÕES FINAIS

## 8.1. CONCLUSÕES

Esta dissertação abordou a análise dinâmica de um tramo de betão de uma ponte de alta velocidade situada em Totana, no sudeste de Espanha, com o objetivo de analisar os comportamentos estruturais sob diferentes condições de espaçamento entre vigas longitudinais.

A empresa IDEAM analisou este projeto, que se distingue pela rara solução adotada: duas vigas de betão praticamente juntas, com um espaçamento de apenas 0,05 m. Esta solução é incomum, pois em engenharia civil é mais frequente a utilização de um único caixão betonado "in situ" ou vigas pré-fabricadas separadas. A particularidade deste projeto advém do facto de ser um tramo misto aço-betão, onde a secção mista precisa de ligar perfeitamente com o tramo de betão por questões estéticas. A empresa reviu este projeto, mas persistiram dúvidas sobre o comportamento estrutural com um espaçamento tão reduzido, motivando o desenvolvimento deste estudo.

Para analisar o espaçamento entre vigas longitudinais, foi necessária uma análise dinâmica, pois apenas desta forma seria possível obter acelerações que permitiriam estudar o comportamento de vários modelos com diferentes espaçamentos entre vigas. Esta análise foi realizada considerando a velocidade escolhida de 250 km/h.

Inicialmente, foi realizado um estudo sobre os aspetos regulamentares de uma análise dinâmica e um estudo teórico das suas metodologias.

De seguida, foi primeiramente modelada uma viga simplesmente apoiada para verificar a precisão do código criado no software Sofistik, comparando-o com as equações diferenciais teóricas. Após esta verificação e comparação de resultados, avançou-se para a modelação de um viaduto real, realizando-se vários testes para comprovar a sua validação.

Com o modelo real validado, procedeu-se à análise de outros modelos com diferentes espaçamentos entre vigas, chegando-se à conclusão de que, se as vigas apresentarem um grande espaçamento entre elas, o seu comportamento será naturalmente menos favorável, pois quando a estrutura é carregada, a viga mais próxima realizará praticamente todo o trabalho sozinha.

No entanto, foram realizadas duas comparações distintas: a primeira envolveu modelos comparáveis entre si, com secções equivalentes, verificando-se que a solução com um único caixão é ligeiramente

mais favorável do que quando as vigas estão ligeiramente separadas. Apesar de que esta diferença é bastante pequena pois verificou-se também que estas duas vigas atuam praticamente como se fosse uma viga caixão, ou seja, como se a viga fosse carregada no centro da estrutura.

Na segunda análise, utilizando modelos com geometrias reais, ou seja, com propriedades distintas, constatou-se que as vigas separadas (Modelo 2) apresentam um melhor comportamento do que o modelo de caixão, devido à menor inércia à flexão.

Por sua vez também demonstrou que o comportamento do modelo com as vigas espaçadas com um espaçamento muito pequeno (Modelo 2) é significativamente mais favorável do que quando as vigas estão separadas (Modelo 3), que é uma das duas opções mais utilizadas globalmente.

Portanto, levanta-se a questão de por que não se adota amplamente soluções similares ao Modelo 2, que apresenta um comportamento estrutural comparável ao de um caixão único, mas com a vantagem de utilizar vigas pré-fabricadas. Esta abordagem é particularmente relevante no contexto atual, onde a redução de custos é um fator crucial, uma vez que as vigas pré-fabricadas são geralmente mais económicas do que o betão "in situ" utilizado nas vigas caixões, devido ao facto de estas serem demasiado pesadas para transporte.

Assim, este estudo confirmou a importância da análise dinâmica na avaliação de estruturas de alta velocidade e demonstrou que, para este projeto específico, as vigas separadas com um pequeno espaçamento apresentam um bom desempenho estrutural, validando a solução adotada inicialmente.

Em suma, esta dissertação destaca a importância da análise dinâmica na conceção e avaliação de infraestruturas de alta velocidade. Os resultados obtidos não só validam as metodologias empregadas como também oferecem diretrizes práticas para o dimensionamento e espaçamento de vigas em viadutos similares.

## 8.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Este estudo sugere que futuras investigações devem aprofundar a análise desta solução inovadora, avaliando a sua viabilidade e desempenho em diversos contextos e para diferentes tipos de projetos.

Além disso, será necessário realizar uma análise mais complexa que inclua a passagem de vários tipos de comboios e a verificação da velocidade até 1,2 vezes a velocidade de projeto como velocidade máxima, conforme exigido pelos regulamentos. Esta análise é crucial porque cada comboio possui cargas situadas a diferentes distâncias, resultando em respostas estruturais distintas. Existe também o risco de os comboios provocarem a entrada em ressonância da ponte, o que pode amplificar significativamente as vibrações e, consequentemente, as acelerações. Portanto, a realização de tais verificações é essencial para garantir a segurança e o desempenho da estrutura sob todas as condições possíveis de operação.

Estas análises adicionais permitirão uma compreensão mais abrangente do comportamento dinâmico da estrutura e ajudarão a estabelecer diretrizes mais robustas para o uso de vigas pré-fabricadas com espaçamentos muito pequenos, contribuindo para soluções mais eficientes e económicas em projetos de engenharia civil.

# REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS


[1] EN1991-2, "*Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges*", European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium, 2003.

[2] EN1990-A2-2, "*Eurocode 0: Basis of Structural Design - Annex A2: Applications for bridges*", European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium, 2005.

[3] IAPF, "*Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril*", Gobierno de España, 201

[4] Mario Paz, "*Young Hoon Kim, Structural Dynamics, Theory and Computation*", Sixth Edition, 2019

[5] Raimundo Delgado, Rui Calçada, José Maria Goicolea, Felipe Gabaldón, "*Dynamics of High-Speed Railway Bridges",* 2019

[6] Andreia Gomes Meixedo, "*Comportamento Dinâmico de Pontes com Tabuleiro Pré-fabricado em Vias de Alta Velocidade*" Dissertação de Mestrado, Instituição FEUP , 2012

[7] Diogo Rodrigo Ferreira Ribeiro "*Comportamento Dinâmico de Pontes sob Ação de Tráfego Ferroviário a Alta Velocidade*" Dissertação de Mestrado, Instituição FEUP, 2004

[8] Anil K.Chopra, "*Dynamics of Structures, Theory and applications to earthquake engineering* "

[9] Julio Martinez Calzón y Jesus Ortiz Herrera, "*Construcion mixta, hormigon-acero*", Universidad Politecnica de Madrid, 1624

[10] Javier Manterola, "*Puentes, Tomo V*", Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid

[11] E.C.Hambly, "*Bridge deck behaviour*"

[12] https://es.wikipedia.org/wiki/L%C3%ADnea_de_alta_velocidad, 2024

[13] Alejandro García García, "*Análisis dinámico a fatiga de la alternativa mixta del viaducto sobre el río deba en la L.A.V Y-Vasca*", Universidad Politécnica de Madrid

[14] IDEAM, "*Deduciones ecuaciones dinámico MOC*"

[15] IDEAM, "*Apéndice 1.5 Viaducto sobre la A7, Proyecto Modificado Nº1 de construcción de plataforma del corredor mediterráneo de alta velocidad Murcia-Almeria, Tramo Totana-Totana"*

[16] IDEAM, "*Planos Viaducto sobre la A7 DWG*"

[17] ERRI D214/RP9 (2001) – "*Railway bridges for speeds >200 km/h",* European Rail Research Institute (ERRI), Final Report, Utrecht.

[18] SOFiSTiK FEM, BIM and CAD Software for Structural Engineers, versão 2023

[19] https://pt.euronews.com/viagens/2023/04/17/espanha-lidera-a-revolucao-ferroviaria-da-alta-velocidade-na-europa , 2023

[20] Motorised transport: train, plane, road or boat — which is greenest? — European Environment Agency (europa.eu), 2023

[21] Google Maps

[22] https://op.europa.eu/webpub/eca/special-reports/high-speed-rail-19-2018/pt/ , 2018

[23] https://www.eea.europa.eu/publications/transport-and-environment-report-2022/transport-and-environment-report/view , 2023

[24] https://www.finesoftware.com.br/ajuda-online/geo5/pt/alpha-method-01/

[25] UIC 776-1-R (1979) – "Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts rails", Union Internationale des Chemins de Fer, 3e édition, Paris.

[26] https://www.infraestruturasdeportugal.pt/pt-pt/principais-investimentos/linha-de-alta-velocidade-porto-lisboa

[27] https://www.portugal.gov.pt/pt/gc24/comunicacao/noticia?i=governo-antecipa-linha-de-alta-velocidade-para-madrid