U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

CONCEÇÃO DA MESOESTRUTURA DE PONTES E VIADUTOS CORRENTES EM VIAS DE ALTA VELOCIDADE FERROVIÁRIA

ANA FILIPA RODRIGUES SANTOS AMORIM

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS E GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor Miguel Ângelo Carvalho Ferraz

Coorientador: Engenheiro Renato Rui da Silva Oliveira Bastos

JULHO 2026

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2025/2026

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E GEORRECURSOS

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 - 2025/2026 - Departamento de Engenharia Civil e Georrecursos, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2026*.

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, avós, irmãs, cunhado e sobrinha

"A engenharia atinge a sua função enquanto evita a falha"

Henry Petroski

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar o meu mais sincero agradecimento ao meu orientador, o Professor Doutor Miguel Ângelo Carvalho Ferraz, e ao meu coorientador, o Engenheiro Renato Rui da Silva Oliveira Bastos, por todo o apoio, disponibilidade e orientação científica demonstrados ao longo de todo o desenvolvimento deste trabalho. O vosso rigor e visão crítica foram fundamentais para a superação dos desafios encontrados.

À Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) e ao Departamento de Engenharia Civil, por facultarem as condições logísticas e o ambiente académico de excelência que permitiram a concretização desta dissertação.

À minha família, começando pelos meus pais, pelo apoio incondicional, pelos sacrifícios realizados e por acreditarem sempre nas minhas capacidades. Sem a vossa base emocional e incentivo constante, este percurso não teria sido possível. Às minhas irmãs e ao meu cunhado, por ter tido o privilégio de crescer rodeada de carinho, amizade e risos que fizeram de mim a pessoa que sou hoje. Aos meus avós por cada abraço e amor inesgotável a cada momento. À minha sobrinha, a minha melhor e mais bela distração.

À Tuna Feminina de Engenharia da Universidade do Porto, que souberam compreender as minhas ausências e que me proporcionaram os momentos de descontração necessários para manter o equilíbrio durante esta etapa exigente. A todas as Caloiras e Aprendizes por terem estado ao meu lado em tantas ocasiões e terem-nas tornado em momentos que irei guardar sempre, foi uma honra concluir este percurso ao vosso lado. Queria deixar um carinho redobrado à Francisca Pereira, Magda Jesus e Mariana Moreira por terem feito com que todos os momentos vividos na minha vida académica fossem cheios de alegria e aventuras que irei levar para a vida, foram sem dúvida o meu porto seguro.

Aos meus colegas de curso e amigos, Ana Catarina Lemos, Ivone Costa, Alexandre Maia e Rúben Amieiro agradeço o companheirismo e o espírito de entreajuda que tornaram os dias de trabalho mais leves.

Um agradecimento especial à empresa Adão da Fonseca – Engenheiros Consultores, Lda pela sua disponibilidade e compreensão no decorrer deste trabalho.

Por fim, a todos aqueles que, direta ou indiretamente, contribuíram para a realização deste projeto, o meu profundo obrigado.

RESUMO

O aumento do investimento na rede ferroviária de alta velocidade tem impulsionado a discussão técnica em torno da conceção de pontes e viadutos correntes, obras que exigem um rigor estrutural muito superior ao das pontes rodoviárias. A ausência de uma abordagem consensual entre países, associada à urgência de construir um elevado número de estruturas num curto espaço de tempo, torna essencial definir critérios claros para selecionar a solução construtiva mais adequada a cada cenário.

Esta dissertação tem como objetivo estabelecer linhas orientadoras para o projeto de obras de arte correntes na ferrovia de alta velocidade, através da avaliação técnico-económica de diferentes alternativas estruturais, fornecendo a projetistas as ferramentas que promovam soluções sustentáveis e de rápida construção.

O trabalho desenvolve-se em quatro fases: análise das condicionantes para a conceção da mesoestrutura e infraestrutura (interação via-estrutura, rigidez de pilares e fundações, fundações diretas e indiretas, comportamento da via balastrada e dos aparelhos de dilatação de via); um caso de estudo com a definição detalhada das solicitações regulamentares consideradas referindo, também, alguns requisitos estruturais e critérios de conceção; uma análise paramétrica de dimensionamento de pilares e fundações, recorrendo ao Software Robot Structural Analysis Professional, para pontes, com e sem "ponto fixo" e com e sem ADV, avaliando volumes de betão, taxas de armadura e identificando se a ação condicionante é a frenagem/arranque ou a ação sísmica; e, por fim, a sistematização das principais conclusões e propostas de investigação futura. Neste contexto, foi importante realizar uma análise económica das várias opções de construção, tornando o estudo ainda mais completo e rigoroso.

Os resultados obtidos permitiram desenvolver uma compreensão mais aprofundada do comportamento estrutural de pontes ferroviárias de alta velocidade, fornecendo métodos de análise que auxiliam na tomada de decisão quanto ao seu projeto. Neste sentido, foi realizado um fluxograma no qual condensa todas as análises realizadas, tanto para fundações diretas e indiretas, como para a adição ou não de ADV.

PALAVRAS-CHAVE: ADV, pontes ferroviárias, dimensionamento de pilares, fundações, ferrovia de alta velocidade

ABSTRACT

The increase in investment in high-speed rail networks has intensified the technical discussion surrounding the design of standard railway bridges and viaducts, structures that require significantly greater structural reliability than highway bridges. The lack of a standardized approach among different countries, combined with the need to construct many structures within a short period of time, makes it essential to establish clear criteria for selecting the most appropriate structural solution in each scenario.

This dissertation aims to establish design guidelines for standard structures in high-speed railway infrastructure by conducting a technical and economic evaluation of different structural alternatives, providing designers with decision-making tools to support the selection of sustainable, rapidly constructible solutions.

The research is structured into four stages: the analysis of the constraints associated with the substructure and foundations (track-structure interaction, stiffness of piers and foundations, shallow and deep foundation systems, the behavior of ballasted track, and rail expansion devices); a case study with a detailed definition of the code-prescribed actions considered, also referring to some structural requirements and design criteria; a parametric analysis of the design of piers and foundations, using Robot Structural Analysis Professional software, for bridges with and without a “fixed point” and with and without rail expansion devices (RED), assessing concrete volumes and reinforcement ratios and identifying whether the governing action is braking/traction or seismic action; and, finally, the systematization of the main conclusions and proposals for future research. In this context, it was important to carry out an economic analysis of the various construction options, making the study more complete and rigorous.

The results obtained contributed to a deeper understanding of the structural behavior of high-speed railway bridges, providing analytical methodologies that support decision-making during the design process. To facilitate their practical application, a flowchart was developed that summarizes all analyses conducted for bridges with shallow and deep foundations, as well as for configurations with and without RED.

KEYWORDS: RED, railway bridges, pier design, foundations, high-speed rail

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS I

RESUMO III

ABSTRACT VI

1 INTRODUÇÃO 1

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO 1

1.2 OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO 3

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO 3

2 CONDICIONANTES PARA A CONCEÇÃO DA MESOESTRUTURA E INFRAESTRUTURA 5

2.1 INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA 5

2.2 RIGIDEZ DE PILARES E FUNDAÇÕES 6

2.3 RESISTÊNCIA DA VIA 9

2.4 "PONTO FIXO" E APARELHO DE DILATAÇÃO DE VIA (ADV) EM PONTES FERROVIÁRIAS DE ALTA VELOCIDADE 11

3 CASO DE ESTUDO: SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E SOLICITAÇÕES CONSIDERADAS 13

3.1 DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL 13

3.2 SOLICITAÇÕES CONSIDERADAS 17

3.2.1 Peso próprio 17

3.2.2 Restante carga permanente 17

3.2.2.1 Pesos específicos *18*

3.2.2.2 Restantes cargas permanentes – Cargas Lineares *18*

3.2.3 Efeitos Diferidos 18

3.2.4 Pré-Esforço 18

3.2.5 Impulsos de terras 20

3.2.6 Sobrecargas Ferroviárias, cargas verticais 21
3.2.6.1 Modelo de carga. Valores Característicos dos Efeitos Estáticos 21
3.2.6.2 Coeficiente Dinâmico 23
3.2.7 Efeitos Dinâmicos 23
3.2.7.1 Necessidade de análise dinâmica 23
3.2.7.2 Análise dinâmica – Interação Comboio-via 27
3.2.7.3 Aceleração vertical 30
3.2.7.4 Amortecimento 30
3.2.7.5 Velocidade 31
3.2.8 Sobrecargas Ferroviárias, Forças Horizontais 32
3.2.8.1 Ações devidas ao arranque e frenagem 32
3.2.8.2 Força de Lacete 33
3.2.9 Cargas de Tráfego para a Fadiga 33
3.2.10 Carga Vertical Equivalente para Terraplenagens e Efeitos do Impulso de Terra 37
3.2.11 Ações em Percursos Pedestres Não Públicos 37
3.2.12 Vento 37
3.2.12.1 Vento no Tabuleiro 39
3.2.12.2 Vento na direção x (transversal) 39
3.2.12.3 Vento na direção y (longitudinal) 40
3.2.12.4 Vento na direção z (vertical) 40
3.2.12.5 Cargas de vento sobre a Carga móvel 40
3.2.12.6 Vento na Subestrutura 41
3.2.13 Ação da Neve 41
3.2.14 Ações Térmicas 41
3.2.14.1 Componente da variação uniforme de temperatura 41
3.2.14.2 Componente variação diferencial de temperatura 44
3.2.14.3 Variações diferenciais de temperatura em pilares de pontes 45
3.2.15 Assentamento Diferencial 45
3.2.16 Ação Sísmica 46
3.2.16.1 Requisitos Básicos 46
3.2.16.2 Classe de Importância e Coeficiente de Importância 47
3.2.16.3 Comportamento Sísmico das Pontes Ferroviárias 48
3.2.16.4 Condições do Solo 50

3.2.16.5 Zonamento Sísmico *51*
3.2.16.6 Análise Sísmica *53*
3.2.17 Atrito nos Aparelhos de Apoio 66
3.2.18 Cargas de Impacto 69
3.2.18.1 Cargas de Impacto do Tráfego Rodoviário *69*
3.2.18.2 Cargas de Impacto do Tráfego Ferroviário *71*
3.2.19 Ações causadas pela água 71
3.2.20 Cargas de Construção 73
3.3 REQUISITOS ESTRUTURAIS E CRITÉRIOS DE CONCEÇÃO 75
3.3.1 Torção do Tabuleiro 75
3.3.2 Deformação Vertical e rotação do Tabuleiro 76
3.3.3 Deformação Transversal e Vibração do Tabuleiro 76
3.3.4 Conforto do passageiro 77
3.3.5 Deslocamentos entre tabuleiro e via 78
3.3.6 Deslocamento Vertical 80
4 ANÁLISE PARAMÉTRICA 83
4.1 PONTES FERROVIÁRIAS COM PILARES FIXOS 83
4.1.1 Dimensionamento de pilares para pontes ferroviárias sem "encontro fixo" . 83
4.1.2 Cálculo das armaduras tendo em conta as ações sísmicas para pontes ferroviárias sem "encontro fixo" 90
4.1.3 Dimensionamento de sapatas para ponte ferroviária sem "encontro fixo" ... 91
4.1.4 Análise do volume de betão utilizado para ponte sem "encontro fixo" 92
4.1.5 Dimensionamento de pilares para pontes ferroviárias sem "encontro fixo" com secções não constantes 97
4.2 PONTES FERROVIÁRIAS COM "ENCONTRO FIXO" 102
4.2.1 Caracterização da ponte 102
4.2.2 Dimensionamento de pilares para pontes ferroviárias com "encontro fixo" 104
4.2.3 Dimensionamento das fundações para ponte ferroviária com "encontro fixo" 105
4.2.4 Comparação de volumes de betão 106
4.3 FUNDAÇÕES INDIRETAS 108
4.4 FLUXOGRAMA 109

5 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS....113

5.1 NOTAS FINAIS E CONCLUSÕES 113

5.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....116

5.3 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....117

ANEXO.....120

A.FOLHA DE CÁLCULO DE ARMADURAS 120

B.FOLHA DE CÁLCULO DE SAPATAS 122

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Determinação da rigidez longitudinal nos apoios do tabuleiro (EN 1991-2,2017) 7
Figura 2 – Flexão do Tabuleiro devido à sobrecarga ferroviária (Delgado,2013) 8
Figura 3 - Resistência longitudinal em função do deslocamento longitudinal da via (UIC 774-3-R (2001)) 9
Figura 4 – Resistência longitudinal em função do deslocamento longitudinal da via, para cada cenário (UIC 774-3-R (2001)) 10
Figura 5 – Viaduto típico: Planta e Alçado 13
Figura 6 – Plataforma ferroviária (via dupla LAV) 14
Figura 7 – Solução dos pilares (obra sem “encontro fixo”) 16
Figura 8 – Solução dos pilares (obra com “encontro fixo”) 17
Figura 9 - Valores Característicos das cargas verticais referente ao modelo LM71 21
Figura 10 - Modelos de Carga SW/0 e SW/2 22
Figura 11 - NP EN 1991-2, Figura 6-9: Fluxograma para determinar se é necessária uma análise dinâmica para estruturas simples 24
Figura 12 – Limites de frequência natural da estrutura em função do comprimento de vão (EN 1991-2) 26
Figura 13 – Número de vias a carregar na verificação dos limites de deslocamento e vibração (NP EN 1991-2) 27
Figura 14 – Tipo Convencional 28
Figura 15 – Tipo Articulado 28
Figura 16 – Tipo Regular 28
Figura 17 – Modelo de Carga HSLM-A 29

Figura 18 – Modelo de carga HSLM-B 29
Figura 19 - NP EN 1991-2, Quadro 6.3: HSLM-A 29
Figura 20 - NP EN 1991-2, anexo D: mistura normalizada para tráfego com eixos ≤ 22.5 t (225 kN) . 36
Figura 21 - NP EN 1991-1-4, Figura 8.2: Direções das ações do vento em pontes 39
Figura 22 - Zonamento térmico para as condições de Inverno 42
Figura 23 - Zonamento térmico para as condições de Verão T_{max} 43
Figura 24 - NP EN 1998-2 49
Figura 25 - Anexo Nacional da NP EN 1998-1, Figura NA.I: Zonamento sísmico em Portugal Continental 52
Figura 26 - NP EN 1998-1, Figura 3.1: Forma do espetro de resposta elástica 55
Figura 27 - Espectro de resposta elástica ELU - Solo Tipo C – Zonas 1.5 (Sismo Tipo I) e 2.4 (Sismo Tipo II) 56
Figura 28 - Espectro de resposta elástica ELU - Solo Tipo C – Zonas 1.6 (Sismo Tipo I) e 2.4 (Sismo Tipo II) 57
Figura 29 – Espectro de resposta elástica ELS - Solo Tipo C – Zonas 1.5 (Sismo Tipo I) e 2.4 (Sismo Tipo II) 57
Figura 30 - Espectro de resposta elástica ELS - Solo Tipo C – Zonas 1.6 (Sismo Tipo I) e 2.4 (Sismo Tipo II) 58
Figura 31 - Espectro de resposta elástica ELU - Solo Tipo D – Zonas 1.5 (Sismo Tipo I) e 2.4 (Sismo Tipo II) 58
Figura 32 - Espectro de resposta elástica ELU - Solo Tipo D – Zonas 1.6 (Sismo Tipo I) e 2.4 (Sismo Tipo II) 59
Figura 33 - Espectro de resposta elástica ELS - Solo Tipo D – Zonas 1.5 (Sismo Tipo I) e 2.4 (Sismo Tipo II) 59
Figura 34 - Espectro de resposta elástica ELS - Solo Tipo D – Zonas 1.6 (Sismo Tipo I) e 2.4 (Sismo Tipo II) 60
Figura 35 - EN 1991-1-6, Figura 4.1: Pressão e força devidas às correntes 73
Figura 36 – Torção no tabuleiro (EN 1990:2002) 75
Figura 37 – Deslocamento vertical do Tabuleiro (EN 1990 - Anexo A2) 78
Figura 38 – Deslocamento Vertical máximo entre faces superiores de tabuleiros adjacentes (IAPF, 2010) 81
Figura 40 – Estrutura base em Robot Structural Analysis 83
Figura 41 – Relação Volume de betão dos pilares em relação à sua altura 86
Figura 42 - Secção de Pilar de altura 5m 87
Figura 43 - Secção de Pilar de altura 10m 87
Figura 44 - Secção de Pilar de altura 15m 87
Figura 45 – Secção de Pilar de altura 20m 87
Figura 46 – Secção de Pilar de altura 25m 88
Figura 47 – Secção de Pilar de altura 30m 88

Figura 48 – Secção de Pilar de altura 35m 88
Figura 49 – Secção de Pilar de altura 40m 88
Figura 50 – Secção de Pilar de altura 45m 88
Figura 51 - Alçado de ponte sem “encontro fixo” com pilares de 5 metros de altura 89
Figura 52 - Alçado de ponte sem “encontro fixo” com pilares de 25 metros de altura 89
Figura 53 - Alçado de ponte sem “encontro fixo” com pilares de 35 metros de altura 89
Figura 54 - Alçado de ponte sem “encontro fixo” com pilares de 45 metros de altura 90
Figura 55 - Análise de volumes de betão para altura de pilar de 5 metros 92
Figura 56 - Análise de volumes de betão para altura de pilar de 10 metros 93
Figura 57 - Análise de volumes de betão para altura de pilar de 15 metros 93
Figura 58 - Análise de volumes de betão para altura de pilar de 20 metros 94
Figura 59 - Análise de volumes de betão para altura de pilar de 25 metros 94
Figura 60 - Análise de volumes de betão para altura de pilar de 30 metros 95
Figura 61 - Análise de volumes de betão para altura de pilar de 35 metros 95
Figura 62 - Análise de volumes de betão para altura de pilar de 40 metros 96
Figura 63 - Análise de volumes de betão para altura de pilar de 45 metros 96
Figura 64 – Secção de pilar para alturas de 5 m e 10 m de pilar 99
Figura 65 - Secção de pilar para alturas de 15 m de pilar 99
Figura 66 - Secção de pilar para alturas de 20 m de pilar 99
Figura 67 – Secção para o pilar de 23 m desde a fundação até aos 3m de altura 99
Figura 68 – Secção para o pilar de 23 m desde os 3m até ao topo 99
Figura 69 - Secção para o pilar de 25 m desde a fundação até aos 2 m de altura 100
Figura 70 - Secção para o pilar de 25 m desde os 2 m até aos 5 m de altura 100
Figura 71 - Secção para o pilar de 25 m desde os 5 m até ao topo 100
Figura 72 - Secção para o pilar de 27.5 m desde a fundação até aos 5 m de altura 100
Figura 73 - Secção para o pilar de 27.5 m desde os 5 m até aos 8 m de altura 100
Figura 74 - Secção para o pilar de 27.5 m desde os 8 m até ao topo 100
Figura 75 - Alçado de ponte sem “encontro fixo” com pilares de secção não constante de 5 metros de altura 101
Figura 76 - Alçado de ponte sem “encontro fixo” com pilares de secção não constante de 10 metros de altura 101
Figura 77 - Alçado de ponte sem “encontro fixo” com pilares de secção não constante de 15 metros de altura 101
Figura 78 - Alçado de ponte sem “encontro fixo” com pilares de secção não constante de 20 metros de altura 101
Figura 79 - Alçado de ponte sem “encontro fixo” com pilares de secção não constante de 23 metros de altura 101
Figura 80 - Alçado de ponte sem “encontro fixo” com pilares de secção não constante de 25 metros de altura 102

Figura 81 - Alçado de ponte sem “encontro fixo” com pilares de secção não constante de 27.5 metros de altura 102
Figura 82 – Corte transversal na zona dos pilares (solução com “encontro fixo”) 103
Figura 83 – Alçado “tipo” da ponte ou viaduto a ser considerado para a análise do fluxograma 109
Figura 84 - Solução com “encontros móveis e pilares fixos” – sucessão de tramos contínuos de 105 a 120 m separados por juntas de dilatação na estrutura, mas sem ADV no carril. 110
Figura 85 - Solução com “ponto fixo” (encontro ou pilar intermédio em “V” invertido) – sucessão de tramos contínuos com ADV no carril no(s) encontro(s) móvel(eis). 111
Figura 86 - Fluxograma 112

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Valores característicos de resistência longitudinal da via (UIC774-3-R.2001) 10
Tabela 2 – Modelos de Carga SW/0 e SW/2 22
Tabela 3 – Tipo de carregamento tendo em conta o número de vias 29
Tabela 4 – Coeficiente de amortecimento 31
Tabela 5 - Quadro D-1 NP EN 1991-2. Mistura normalizada para tráfego com eixos ≤ 22.5 t (225 kN) 34
Tabela 6 - GR.IT.OAP.002 – Coeficiente de Importância γ 48
Tabela 7 - NP EN 1998-1, Quadro 3.1: Tipos de solo 51
Tabela 8 - Anexo Nacional da NP EN 1998-1, Quadro NA.I: Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s^2) nas várias zonas sísmicas 52
Tabela 9 - Zonas sísmicas aplicáveis ao projeto 53
Tabela 10 - Anexo Nacional da NP EN 1998-1, Quadro NA-3.2: Valores dos parâmetros que descrevem os espetros de resposta elástica recomendados para o Tipo 1 55
Tabela 11 - Anexo Nacional da NP EN 1998-1, Quadro NA-3.3: Valores dos parâmetros que descrevem os espetros de resposta elástica recomendados para o Tipo 2 56
Tabela 12 - Anexo Nacional da NP EN 1998-1, Quadro NA-3.4: Valores recomendados dos parâmetros que descrevem os espetros de resposta elástica vertical 61
Tabela 13 - NP EN 1998-2, Quadro 4.1: Valores máximos do coeficiente de comportamento *q* 62
Tabela 14 - EN 1337-2, Tabela 9: Combinação admissível de materiais para aplicações permanentes como superfícies de deslizamento 66
Tabela 15 - NP EN 1337-1 Tabela 2: Fator α_n 67
Tabela 16 - NP EN 1337-2, Tabela 11: Coeficientes de atrito μ_{max} 68
Tabela 17 - Fatores de combinação para forças de atrito dos aparelhos de apoio 68
Tabela 18 - EN 1991-1-7, Tabela 4.1: Forças de projeto estáticas equivalentes indicativas devidas ao impacto de veículos em elementos que suportam estruturas sobre ou adjacentes a estradas 69
Tabela 19 - EN 1991-1-7, Tabela 4.2: Forças de projeto estáticas equivalentes indicativas devidas ao impacto em superestruturas 70
Tabela 20 - EN 1991-1-6, Tabela 4.1: Representação das cargas de construção (Q_c) 74
Tabela 21 – Rotação horizontal máxima e alteração máxima do raio de curvatura 77
Tabela 22 – Deslocamentos admissíveis 79
Tabela 23 – Deslocamento vertical máximo do tabuleiro (EN 1991-2(2017) 80
Tabela 24 – Dimensionamento de pilares para ponte ferroviária sem “encontro fixo” 85
Tabela 25 - Cálculo de armaduras devido à ação sísmica q=1.33 90
Tabela 26 - Dimensionamento de sapatas para pontes ferroviárias sem “encontro fixo” 91
Tabela 27 – Dimensionamento de pilares secções não constantes 97
Tabela 28 – Dimensionamento de pilares para pontes com “encontro fixo” 104

Tabela 29 – Dimensões de sapatas para solução com “encontro fixo” 105
Tabela 30 – Análise de volumes 107

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

a - Dimensão característica do modelo de carga ferroviária

a_g- Aceleração máxima de referência (ação sísmica)

b - Largura

b_v'- Aceleração vertical da carruagem

C- Dimensão característica do modelo de carga ferroviária

D/ D_i- Comprimento característico associado ao modelo real de comboio

E- Módulo de elasticidade [GPa]

f- Fator de redução da carga vertical (força centrífuga)

F_1- Força horizontal aplicada na cabeça do pilar

F_{fj} - Resistência atrítica dos apoios deslizantes

i - Índice do modo de vibração

I- Momento de inércia [m⁴]

j - Índice do modo de vibração

k - Resistência longitudinal da via na zona plástica [kN/m]

K - Rigidez longitudinal do pilar/apoio [kN/m]

K_i - Rigidez longitudinal dos apoios fixos e/ou móveis elásticos

L - Comprimento do vão [m]

$L_{a,b}$ - Comprimento de via carregado (frenagem/arranque)

$L_\emptyset$ - Comprimento determinante para o cálculo do coeficiente dinâmico

n_0 - Frequência do 1º modo natural de flexão da ponte sob ações permanentes

n_j - Frequência de vibração do modo j

n_r - Frequência do 1º modo natural de torção da ponte

q- Coeficiente de comportamento (ação sísmica)

Q_{lak} - Força horizontal de arranque

Q_{lbk} - Força horizontal de frenagem

Q_{tk} - Força centrífuga

Q_{vk} - Carga vertical concentrada/característica

q_{vk} - Carga vertical uniformemente distribuída

r - Raio de curvatura

S - Coeficiente de amplificação do solo (ação sísmica)

S_{max} - Valor máximo do coeficiente de amplificação do solo

$S_d(T)$ - Espetro de resposta de cálculo

T - Período de vibração da estrutura

T_B, T_C, T_D - Períodos de transição do espetro de resposta

U_0 - Deslocamento de transição elástico-plástico da via

V - Máxima velocidade da linha no local

V_{DS} - Velocidade máxima de projeto

V_{res} - Velocidade de ressonância

α - Fator/coeficiente corretivo dos modelos de carga ferroviária

β - Coeficiente sísmico

δ - Deslocamento ou deflexão vertical do tabuleiro / coeficiente de amortecimento

δ_a - Deslocamento relativo entre a face superior e inferior do aparelho de apoio

δ_h - Deslocamento da fundação

δ_p - Deslocamento devido à flexão do pilar

δ_v - Deslocamento vertical

δ_φ - Deslocamento devido à rotação da fundação

ν - Máxima velocidade nominal

$(\nu/n_0)_{lim}$ - Valor-limite da relação velocidade/frequência (Anexo F, EN 1991-2)

$\emptyset(\Phi)$ - Coeficiente dinâmico

$\emptyset_2, \emptyset_3$ - Coeficientes dinâmicos em função do nível de manutenção da via

$\emptyset_{dyn}$ - Coeficiente de amplificação dinâmica para comboios reais

ADV - Aparelho de Dilatação de Via

BLS - Barra Longa Soldada

DEC - Departamento de Engenharia Civil

EC1 - Eurocódigo 1

EN - European Standard (Norma Europeia)

FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

HSLM - High-Speed Load Model

LM71 - Load Model 71

PIB - Produto Interno Bruto

RSA - Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes

SW/0 - Modelo de carga das forças verticais representativas dos efeitos estáticos do tráfego ferroviário normal em pontes contínuas

SW/2 - Modelo de carga das forças verticais representativas dos efeitos estáticos do tráfego ferroviário pesado em pontes contínuas

UIC - União Internacional dos Caminhos de Ferro

Cap. - Capítulo

Dept. - Departamento

Fig. - Figura

Ref. - Referência

Tab. - Tabela

1
INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO

O elevado investimento que hoje se verifica na ferrovia, com especial atenção na alta velocidade, iniciou a discussão técnica e académica em torno da conceção de pontes e viadutos. Sendo estas obras de arte elementos estruturais cruciais e de elevado impacto orçamental, a urgência em construir um número significativo de estruturas num curto espaço de tempo obriga a decisões de projeto muito ponderadas. Consequentemente, a seleção da solução construtiva deve basear-se numa avaliação rigorosa que determine qual a tipologia capaz de garantir o melhor desempenho técnico-económico e de sustentabilidade para cada cenário específico.

Projetar pontes para a alta velocidade ferroviária exige um nível de rigor técnico que ultrapassa largamente os requisitos habituais das pontes rodoviárias convencionais. Esta divergência estrutural e de conceção requer um conjunto muito específico de fatores condicionantes:

- A distribuição e magnitude das cargas: Registam-se cargas permanentes complementares muito significativas, a par de sobrecargas de exploração substancialmente mais graves quando confrontadas com o peso próprio dos elementos estruturais.
- As ações longitudinais elevadas: Os esforços dinâmicos resultantes do arranque e da frenagem dão origem a forças horizontais de grande intensidade, cuja absorção e dissipação são direcionadas diretamente sobre a mesoestrutura e a infraestrutura.
- O fenómeno de interação via-estrutura: A ligação física e mecânica entre os carris e o tabuleiro obriga a um estudo conjunto que garanta o controlo das tensões e dos deslocamentos provocados tanto pelas diferenças de temperatura como pelas cargas de tráfego.

- As exigências ao nível do comportamento dinâmico: A garantia de segurança na circulação e o conforto dos passageiros traduzem-se em limites muito restritos para a resposta dinâmica do viaduto, exigindo-se um controlo rigoroso das acelerações verticais do tabuleiro e das distorções geométricas junto às juntas de dilatação.

Este conjunto de exigências impõe que as pontes e viadutos de alta velocidade apresentem uma rigidez estrutural muito superior à das rodoviárias. Na prática, esta condicionante reflete-se no desenho de tabuleiros com esbeltezas mais reduzidas, isto é, com uma maior altura de secção para o mesmo vão, o que se traduz, inevitavelmente, num consumo de materiais significativamente mais elevado.

Mesmo com a consolidação da alta velocidade a nível global, os critérios de projeto para viadutos ferroviários correntes, tipicamente formados por vãos repetitivos e pilares de baixa a média altura, ainda variam consideravelmente entre países. Não há, portanto, uma abordagem técnica consensual. Subsiste, por exemplo, um debate importante sobre o recurso a tabuleiros isostáticos versus vãos contínuos de curta extensão, escolha esta que dita as condições de dimensionamento das fundações perante os esforços horizontais.

Do mesmo modo, a conceção da fixação longitudinal dos viadutos continua a gerar discussão. Nas soluções mais usuais adotadas, por exemplo, em Espanha, as cargas longitudinais resultantes da frenagem dos comboios em viadutos longos e contínuos são habitualmente suportadas através da fixação do tabuleiro a um dos encontros (“encontro fixo”) ou a um pilar intermédio em “V” invertido, por meio de cabos de pós-tensão ou de “batentes macho-fêmea” em betão armado. Em vãos curtos ou isostáticos, estas cargas podem ser transmitidas à subestrutura (pilares ou encontros) diretamente por meio de aparelhos de apoio fixos. Este tipo de solução apresenta vantagens do ponto de vista da construção e da manutenção e foi até recentemente utilizado em viadutos longos e contínuos na linha HS2 do Reino Unido, mas ainda não está claro qual é o seu limite de aplicabilidade.

Neste contexto, a seleção da tipologia estrutural mais adequada ultrapassou a tradicional análise bidimensional de custo financeiro e de prazo de execução. Atualmente, impõe-se uma perspetiva global e integrada. Fatores como a sustentabilidade ambiental (traduzida na pegada de carbono), a salvaguarda da segurança nos estaleiros, a durabilidade das estruturas e as próprias especificidades socioeconómicas locais, nomeadamente a escassez de mão de obra e a capacidade instalada de pré-fabricação, assumiram-se como critérios determinantes na tomada de decisão.

Desta forma, a questão mais debatida ao longo desta dissertação são as opções de ligação longitudinal entre tabuleiro e elementos de apoio tendo em conta os fenómenos de interação via-estrutura e a resistência a cargas horizontais.

1.2 OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação tem como objetivo principal a sistematização de opções de conceção da mesoestrutura de uma ponte "típica" que integra o concurso de "Concessão da Linha Ferroviária de Alta Velocidade entre Soure e Aveiro (Oiã), Lote B – Soure / Aveiro (Oiã)", desenvolvendo análises paramétricas que suportam a avaliação técnico-económica das soluções estruturais mais comuns.

Sintetizou-se um fluxograma de apoio à decisão da tipologia/conceção/solução de ligação longitudinal do tabuleiro aos elementos de apoio e a configuração geométrica dos pilares em função da sua altura.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Com o intuito de apresentar o trabalho de investigação de forma clara, lógica e estruturada, a presente dissertação encontra-se organizada em cinco capítulos principais, cujos conteúdos se descrevem sucintamente de seguida:

- Capítulo 1 - Introdução: Este capítulo inicial estabelece o enquadramento geral do tema, apresentando a contextualização técnica e a motivação para o estudo face ao atual ciclo de investimentos na rede ferroviária de alta velocidade. É detalhado o objetivo geral desta dissertação que direciona esta investigação, concluindo-se com a presente descrição da organização do documento;

- Capítulo 2 - Condicionantes para a Conceção da Mesoestrutura e Infraestrutura: Foca-se nos elementos de suporte e de transmissão de cargas ao terreno. Neste capítulo, analisa-se a rigidez, a conceção de pilares e de encontros e a caracterização da interface via-estrutura, com destaque para o comportamento da via balastrada e dos aparelhos de dilatação de via (ADV).
- Capítulo 3 – Caso de estudo: soluções estruturais e solicitações consideradas: São analisadas as dimensões do tabuleiro e todas as cargas a serem utilizadas na análise paramétrica, desde o peso próprio até as ações sísmicas. Dedica-se à caracterização teórica e regulamentar das exigências que condicionam o projeto do tabuleiro ferroviário em linhas de alta velocidade. São abordados em detalhe os efeitos estáticos (com recurso aos modelos de carga normativos, como o LM71, SW/0 e SW/2), os efeitos dinâmicos (englobando a definição do fator dinâmico e a avaliação da necessidade de realizar análises estáticas ou dinâmicas face à velocidade de projeto), e os aspetos associados às ações térmicas e à interação via-estrutura.
- Capítulo 4 – Análise Paramétrica: Representa a componente prática e de aplicação do trabalho, na qual se desenvolve um estudo numérico e paramétrico focado no dimensionamento de pilares para pontes com e sem ADV, em fundações diretas e indiretas. Nesta secção, quantifica-se o impacto geométrico nos volumes de betão e nas taxas de armadura necessárias, demonstrando-se, de forma analítica, em que moldes a ação condicionante do projeto é ditada pelas forças horizontais longitudinais (frenagem e arranque) ou pelas ações sísmicas em viadutos correntes de alta velocidade.
- Capítulo 5 - Conclusões e Desenvolvimentos Futuros: Sintetiza as principais conclusões obtidas ao longo do trabalho e sistematiza as linhas orientadoras propostas para a conceção estrutural de pontes e viadutos correntes na ferrovia de alta velocidade. Adicionalmente, são propostas perspetivas e sugestões de tópicos de relevo para investigações futuras nesta área de especialidade.

2
CONDICIONANTES PARA A CONCEÇÃO DA MESOESTRUTURA E INFRAESTRUTURA

2.1 INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA

Nas pontes ferroviárias de alta velocidade, o comportamento estrutural não pode ser dissociado da via, uma vez que o carril soldado continuamente estabelece um acoplamento mecânico rígido entre o tabuleiro e a via. Este fenómeno, designado por interação via-estrutura, obriga a que as ações horizontais (frenagem e aceleração) e as ações térmicas sejam analisadas de forma conjunta, segundo as orientações do Eurocódigo EN 1991-2 e da norma UIC 774-3R.

Neste contexto, a análise da interação via-estrutura exige o cruzamento de parâmetros da via e da estrutura, seguindo a abordagem descrita na norma UIC 774-3R (2001), que identifica os fatores da via com maior influência na resistência longitudinal, tanto do carril quanto da própria estrutura. Entre estes destacam-se o material e a forma da camada de base da via, a distância vertical entre a face do tabuleiro e o centro de gravidade dos carris, a localização dos ADV, o estado de manutenção da via, as cargas verticais aplicadas e a frequência das solicitações, fatores que a ficha carateriza separadamente para vias balastradas e não balastradas.

Segundo o EN 1991-2, a verificação de segurança da via face aos efeitos da interação via-estrutura deve considerar as ações ferroviárias e as deformações resultantes das variações de temperatura e do comportamento reológico do betão estrutural. As ações permanentes ficam, no entanto, excluídas desta verificação: como a continuidade da via de barras longas soldadas (BLS) sobre o tabuleiro só é normalmente estabelecida depois da estrutura estar concluída, a deformação elástica devida ao peso próprio, e grande parte da deformação diferida do betão, ocorre livremente, antes do fecho da via, não contribuindo para os efeitos de interação. Só a parcela de deformação diferida que ocorre após esse fecho é, por isso, relevante para a análise.

A via de barras longas soldadas é hoje o sistema mais utilizado nas infraestruturas ferroviárias, sobretudo em linhas de alta velocidade, precisamente pela ausência de juntas, o que, em contrapartida, aumenta o risco de instabilidade da via (rutura ou encurvadura) na ausência de outros mecanismos de alívio de tensões.

Uma das condições fundamentais nas pontes ferroviárias consiste em garantir que não seja ultrapassado o estado tensional admissível do carril. Este está diretamente relacionado com os efeitos de flexão vertical e horizontal, uma vez que o carril se comporta como uma viga sobre fundação elástica quando sujeito às cargas provenientes da passagem das rodas do comboio.

De acordo com o EC1 e a ficha UIC 774-3:

- Tensão máxima de compressão: 72 MPa;
- Tensão máxima de tração: 92 MPa;
- Esforço axial equivalente ≈ 1100 kN.

O não cumprimento destes limites pode comprometer a estabilidade e segurança da via.

2.2 RIGIDEZ DE PILARES E FUNDAÇÕES

O controlo das tensões instaladas nos carris depende diretamente do controlo dos deslocamentos longitudinais do tabuleiro, pelo que a rigidez dos apoios da estrutura constitui um parâmetro determinante na análise da interação via-estrutura. Esta rigidez resulta da combinação de vários fatores - o aparelho de apoio, as características do pilar, a tipologia de fundação adotada e o solo de fundação, sendo garantida a conformidade com os valores-limite estabelecidos pela EN 1991-2 (2017) e pela ficha UIC 774-3-R (2001), Figura 1.

A rigidez de cada apoio resulta da combinação de três fenómenos: a flexão do pilar, a rotação da fundação e o deslocamento da própria fundação. A rigidez longitudinal do elemento de suporte, K, é calculada somando as respetivas parcelas de deslocamento:

$$K = \frac{F_1}{(\delta_p + \delta_\varphi + \delta_h + \delta_a)} \quad (1)$$

Em que:

- F_1 – Força horizontal aplicada na cabeça do pilar;
- δ_p – Deslocamento devido à flexão do pilar;
- δ_φ – Deslocamento devido à rotação da fundação;
- δ_h - Deslocamento da fundação;
- δ_a – Deslocamento relativo entre a face superior e inferior do aparelho de apoio.

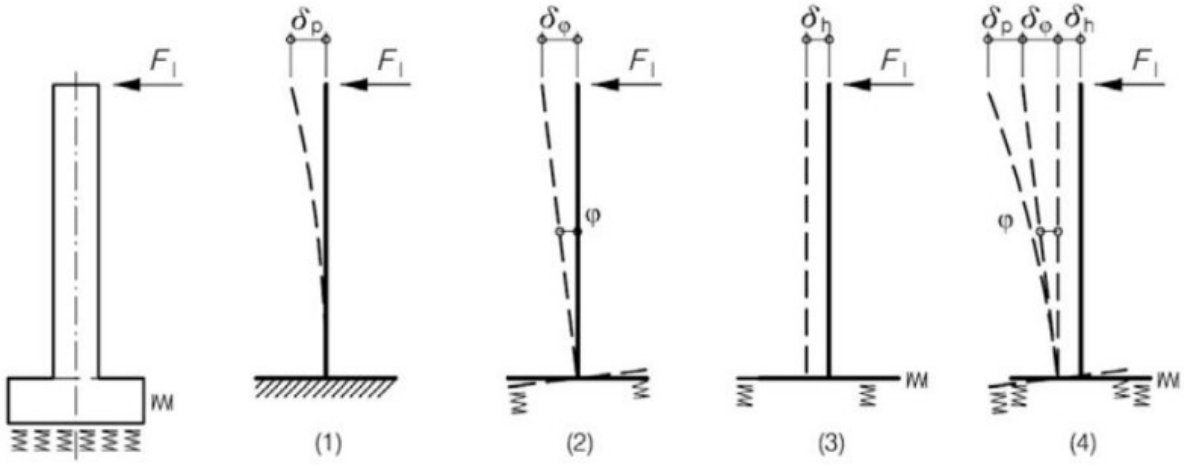


Figura 1 – Determinação da rigidez longitudinal nos apoios do tabuleiro (EN 1991-2,2017)

A rigidez da fundação depende, por sua vez, tanto da tipologia de fundação escolhida como das propriedades mecânicas do terreno, sendo estas últimas condicionadas pelo tipo de ação em análise: a UIC 774-3-R (2001) recomenda a utilização do módulo de elasticidade estático no cálculo associado às variações de temperatura, e do módulo de elasticidade dinâmico no cálculo das ações de arranque e frenagem, uma distinção relevante, já que a resposta do solo ao carregamento rápido difere significativamente da resposta a solicitações lentas e sustentadas.

Quando o sistema de apoio inclui aparelhos deslizantes, a resistência por atrito destes também influencia a rigidez longitudinal global da estrutura, sendo a rigidez total dada por:

$$K = \sum K_i + 2 \sum F_{fj} \tag{2}$$

Em que:

- K_i – Rigidez longitudinal dos apoios fixos e/ou móveis elásticos;
- F_{fj} – Resistência atrítica dos apoios deslizantes.

Por fim, a flexão do tabuleiro sob a sobrecarga ferroviária provoca a rotação das suas extremidades e, consequentemente, deslocamentos longitudinais relativos entre a via e a estrutura, um efeito que depende da rigidez e da altura do tabuleiro, da posição do respetivo eixo neutro e da rigidez do apoio fixo elástico, Figura 2.

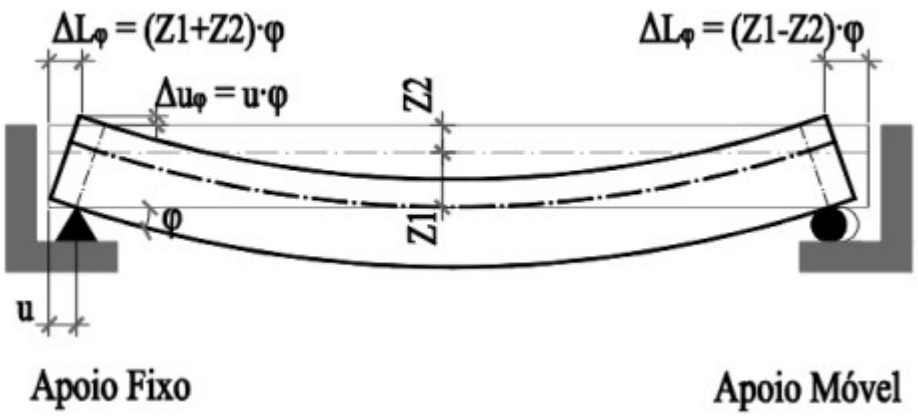


Figura 2 – Flexão do Tabuleiro devido à sobrecarga ferroviária (Delgado,2013)

2.3 RESISTÊNCIA DA VIA

O deslocamento longitudinal de uma via balastrada resulta dos deslocamentos relativos entre os elementos que a compõem, sendo a respetiva resistência longitudinal mobilizada em duas interfaces principais: a ligação carril-travessa e a interação travessa-balastro. A resistência da primeira depende do sistema de fixação adotado; a resistência da segunda resulta do atrito entre a travessa e o balastro, e entre o balastro e o tabuleiro. A resistência longitudinal global da via corresponde sempre ao menor dos dois valores, o que permite construir uma lei elasto-plástica simplificada, com crescimento rápido da resistência k para pequenos deslocamentos, seguido de um patamar aproximadamente constante, Figura 3. Nas vias balastradas, o sistema de fixação garante geralmente maior resistência do que a interface travessa-balastro, pelo que esta última tende a ser o elemento condicionante.

A ficha UIC 774-3-R (2001) fixa os valores característicos de transição entre a zona elástica e a zona plástica, e os patamares de resistência k, resumidos na Tabela 1.

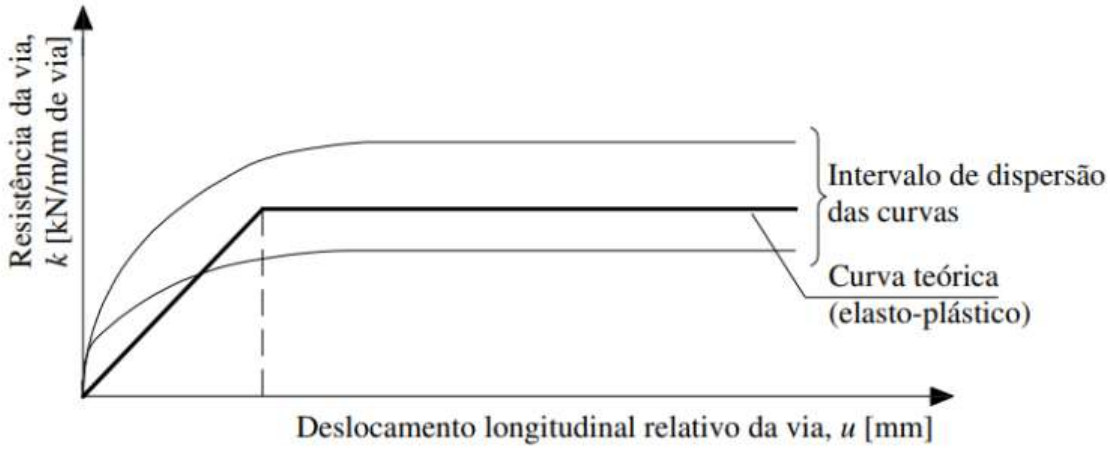


Figura 3 - Resistência longitudinal em função do deslocamento longitudinal da via (UIC 774-3-R (2001))

A ficha UIC 774-3-R (2001) possui um outro gráfico no qual representa a evolução da resistência longitudinal em função do deslocamento longitudinal da via para diferentes condições e cenários, através de funções bilineares simplificadas, Figura 4.

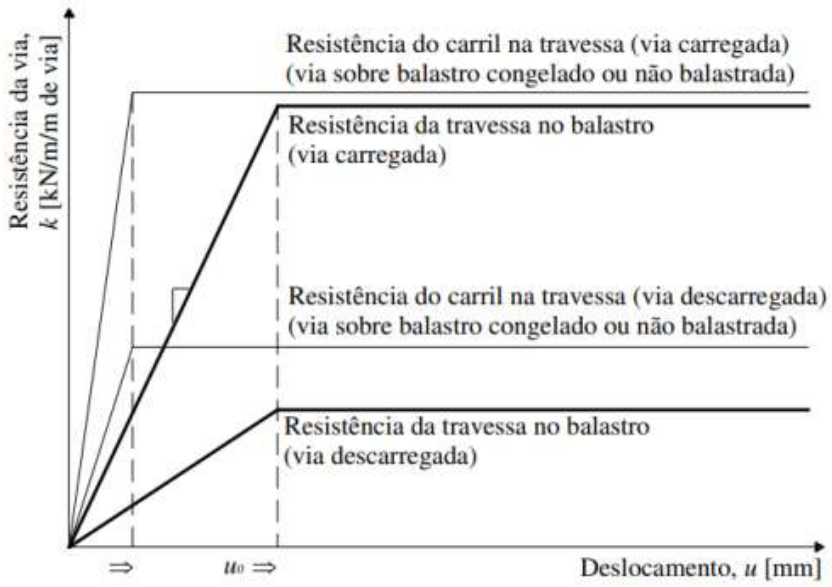


Figura 4 – Resistência longitudinal em função do deslocamento longitudinal da via, para cada cenário (UIC 774-3-R (2001))

Tabela 1 – Valores característicos de resistência longitudinal da via (UIC774-3-R.2001)

Interface	**Deslocamento de transição, U_0**	**Resistência na zona plástica, k**
Carril-travessa	0.5 mm	-
Travessa-balastro	2 mm	12 kN/m (via descarregada, manutenção moderada) 20 kN/m (via descarregada, boa manutenção) 60 kN/m (via carregada; ou carril-travessa em balastro congelado)

2.4 "Ponto fixo" e Aparelho de Dilatação de Via (ADV) em pontes ferroviárias de alta velocidade

É comum referir-se que a conceção e o projeto de pontes ferroviárias para alta velocidade se baseiam fundamentalmente na resolução adequada do "ponto fixo da obra" e das juntas de dilatação da via, isto e, na resolução dos problemas de interação via-estrutura.

Na conceção de pontes ferroviárias de alta velocidade, o "ponto fixo" refere-se ao local da estrutura onde os deslocamentos longitudinais do tabuleiro (devido a variações térmicas, frenagem ou arranque) são impedidos ou ancorados, dividindo a estrutura de modo a controlar a distribuição dos respetivos esforços.

No caso de serem adotadas soluções com "encontro fixo" ou pilar intermédio em "V" invertido, atribui-se a este elemento estrutural a totalidade da restrição longitudinal da obra. Ao concentrar a rigidez longitudinal num único ponto, permite-se que os restantes apoios funcionem como móveis ou livres, e controlam-se os deslocamentos longitudinais do tabuleiro decorrentes da frenagem, da aceleração e das variações térmicas. Em muitos casos, esta concentração da restrição num ponto fixo é essencial para garantir que os deslocamentos relativos entre a via e o tabuleiro se mantenham dentro dos limites regulamentares (5 mm para vias com balastro, sob a ação da frenagem).

As soluções com "ponto fixo" são geralmente viáveis para comprimentos máximos dilatáveis de tabuleiro entre 60 m e 120 m, desde que uma análise não linear de interação via-estrutura confirme que as tensões adicionais no carril e os deslocamentos relativos na junta se mantêm dentro dos limites admissíveis, estabelecidos pela EN 1991-2 (2017).

Quando estes limites são ultrapassados, por exemplo, em pontes ou viadutos muito longos, a instalação de um Aparelho de Dilatação da Via (ADV), também designado por Rail Expansion Joints (REJ) torna-se obrigatória. Estes dispositivos instalados sobre a via, usualmente no(s) encontro(s) onde não se localiza o "ponto fixo", permitem o movimento relativo livre do carril em relação à estrutura. A sua função é permitir que o tabuleiro dilate ou contraia livremente sem transferir esforços axiais excessivos para o carril.

Por norma, o comprimento máximo de dilatação do tabuleiro sem a necessidade de instalação de um ADV deve ser:

- Estrutura de aço com via balastrada – 60 m;
- Estruturas de aço com via balastrada com apoio fixo intermédio – 120 m;
- Estruturas de betão ou mistas com via balastrada – 90 m;
- Estruturas de betão ou mistas com via balastrada com apoio fixo intermédio – 180 m.

Apesar de resolverem o problema das tensões excessivas, os ADV introduzem descontinuidades geométricas na via, o que se traduz numa perda de conforto na circulação, aumento das necessidades de manutenção e maior exigência de inspeção, sendo por isso pontos sensíveis em linhas de alta velocidade. Por este motivo, a prática de conceção atual privilegia sempre que possível a solução sem ADV, mantendo a via contínua soldada sobre a ponte.

3
CASO DE ESTUDO: SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E SOLICITAÇÕES CONSIDERADAS

3.1 DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL

O caso de estudo que serviu de base às análises efetuadas corresponde ao caso de um viaduto típico que integra o conjunto de obras incluídas no concurso de "Concessão da Linha Ferroviária de Alta Velocidade entre Soure e Aveiro (Oiã), Lote B – Soure / Aveiro (Oiã)".

O Viaduto, Figura 5, apresenta um tabuleiro de via dupla ao longo de toda a extensão (190.0 m), com a seguinte modelação de vãos:

(40+40) + (40+35+35) = 190.0 m

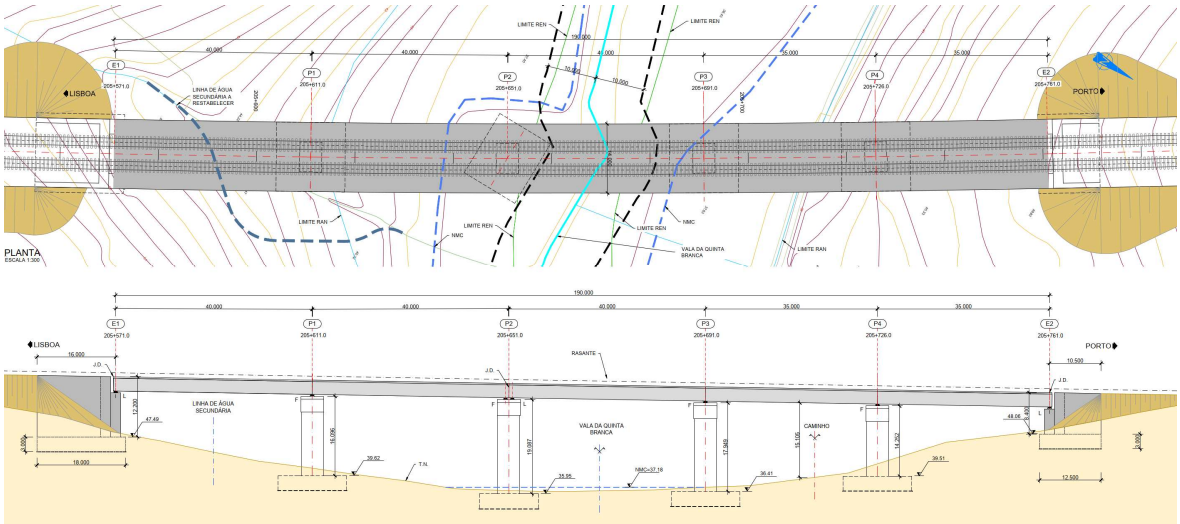


Figura 5 – Viaduto típico: Planta e Alçado

A secção transversal do tabuleiro é constituída por vigas de secção em "U", pré-tensionadas longitudinalmente por meio de cordões aderentes com uma altura de 2.50m.

A plataforma do tabuleiro é constituída por uma laje de betão armado com espessura máxima de 0.39m, que solidariza as vigas pré-fabricadas, betonada in situ sobre pré-lajes de betão armado colaborantes com 0.07m de espessura, Figura 6.

A ligação das vigas pré-fabricadas à laje betonada in situ é estabelecida por meio de varões dobrados em forma de "U", dimensionados para garantir a passagem de fluxo de corte na interface dos dois betões de diferentes idades.

As vigas pré-fabricadas são interligadas transversalmente por carlingas, betonadas in situ, com 1.0 m de largura, em cada alinhamento de apoio nos pilares e encontros.

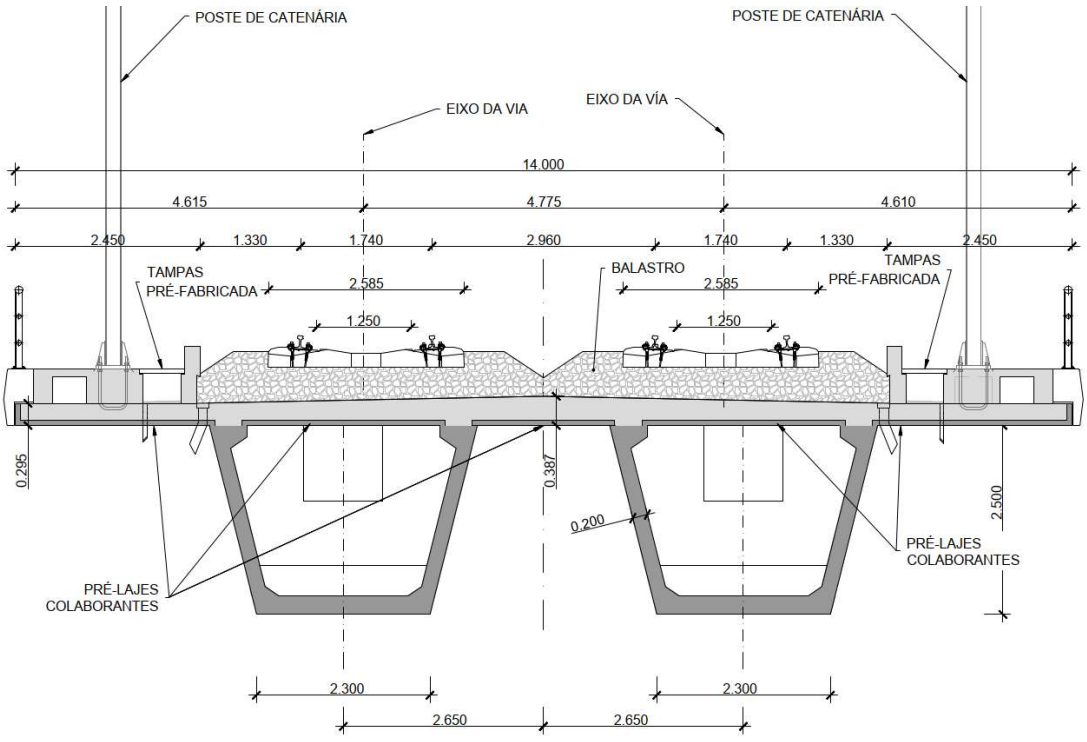


Figura 6 – Plataforma ferroviária (via dupla LAV)

De referir, que se assegura a continuidade estrutural nos apoios, em conformidade com os requisitos estabelecidos na normativa da Infraestruturas de Portugal (GR.IT.OAP.002 – Princípios para Projetos de Pontes Ferroviárias).

Para a análise paramétrica das pontes sem "encontro fixo", em termos de resistências às cargas horizontais transversais, considerou-se que o tabuleiro se encontra travado transversalmente em todos os pilares e nos encontros.

Por sua vez, em termos de resistência às cargas horizontais longitudinais, considerou-se o seguinte:

- Módulo extremo de 2 vãos:
  - Encontro livre;
  - Pilar central e pilar de Junta de Dilatação fixos;
- Módulo de 3 vãos:
  - Pilares centrais fixos;
  - Pilar de Junta de Dilatação e Encontros livres.

A geometria dos pilares foi definida em função do tipo de superstrutura, da altura dos pilares e das solicitações a que estão sujeitos. Tendo em conta a geometria da estrutura a considerar, prevê-se a execução de pilares com secção retangular oca com 6.00 m de dimensão longitudinal fixa e dimensão transversal em função da sua altura.

Sobre os pilares apoia um capitel com largura idêntica à do seu fuste e altura variável entre 0.55 m na extremidade e 3.20 m, que se destina a acomodar os aparelhos de apoio da viga do tabuleiro, Figura 7.

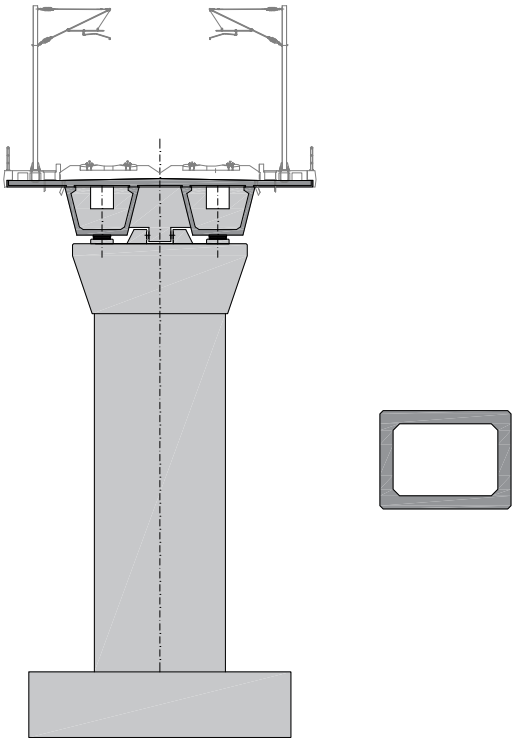


Figura 7 – Solução dos pilares (obra sem “encontro fixo”)

Para a análise paramétrica das pontes com “encontro fixo”, em termos de resistências às cargas horizontais transversais, considerou-se que o tabuleiro está travado transversalmente por batentes em todos os pilares e encontros.

As forças longitudinais resultantes das ações de arranque e frenagem, bem como das ações reológicas, sísmicas, entre outras, são integralmente resistidas pelo encontro E1. Todos os apoios do tabuleiro são equipados com aparelhos de apoio deslizantes, que permitem os movimentos longitudinais necessários ao correto funcionamento estrutural.

A geometria dos pilares foi definida em função do tipo de superstrutura, da altura dos pilares, das solicitações a que estão sujeitos e das condições de fundação. Desta forma, foram considerados pilares maciços com diâmetros a entre os 2 m e os 2.5 m de diâmetro, Figura 8.

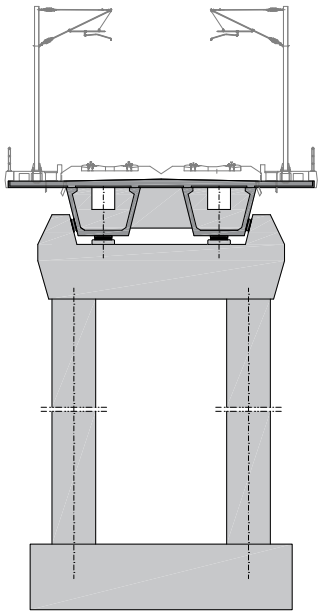


Figura 8 – Solução dos pilares (obra com “encontro fixo”)

3.2 SOLICITAÇÕES CONSIDERADAS

Nas análises efetuadas, para os casos de pontes com e sem “encontro fixo” foram consideradas as solicitações descritas a seguir.

3.2.1 Peso próprio

O peso próprio da estrutura inclui o peso próprio de todos os elementos estruturais e será analisado tendo em conta as seguintes densidades:

- Betão simples: 24.0 kN/m^3
- Betão armado: 25.0 kN/m^3
- Aço estrutural: 77.0 kN/m^3

3.2.2 Restante carga permanente

A restante carga permanente refere-se ao peso próprio de todos os elementos secundários que se apoiam na estrutura, tais como vias (carris, travessas e balastro), guarda-copos, muretes, condutas de serviços públicos, impermeabilização, camadas de revestimento e catenária.

3.2.2.1 Pesos específicos

- Betão betuminoso: 24.0 kN/m^3
- Balastro (NP EN 1991-1 – Quadro A.6): 20.0 kN/m^3
- Solo: 20.0 kN/m^3

3.2.2.2 Restantes cargas permanentes – Cargas Lineares

- Balastro (9.1 m x 0.55 m x 20 kN/m^3): 100.0 kN/m
- Impermeabilização: 11.0 kN/m
- Travessas + carris: 12.5 kN/m
- Guarda-copos + Vigas de bordadura: 10.0 kN/m
- Enchimento passeios 2 x 0.9 m x 0.2 m x 18 kN/m^3: 6.5 kN/m
- Muretes: 10.0 kN/m
- Tampas caleiras e postes de catenária: 2.0 kN/m
- Total da Via dupla: 152.0 kN/m
- Desvio de balastro ± 30% (NP EN 1991-1 – 5.2.3 (2)): ± 30.0 kN/m

3.2.3 Efeitos Diferidos

Os efeitos diferidos provocados pela retração e fluência do betão, ao longo do tempo são considerados como permanentes.

Desta forma, as extensões devidas à retração e os coeficientes de fluência foram considerados de acordo com o prescrito na norma EC1992-1-1:2010, para o período de vida útil.

Os parâmetros considerados foram:

- Humidade relativa: 70%
- Temperatura ambiente: 20ºC
- Tipo de cimento: Classe R

3.2.4 Pré-Esforço

O pré-esforço a adotar nas estruturas de betão foi definido em função do tipo de estrutura, das ações consideradas e do faseamento construtivo, procurando tirar o melhor partido possível dos cabos correntes disponíveis no mercado.

Os efeitos resultantes da aplicação das cargas de pré-esforço às estruturas foram incluídos em todas as combinações de ações, contemplando tanto os efeitos primários, quanto os efeitos secundários (hiperestáticos).

O pré-esforço foi classificado como uma ação permanente, resultante de forças e/ou deformações impostas e controladas na estrutura.

Os valores de pré-esforço aplicados têm por base os valores máximos do pré-esforço na origem, P0, respeitando as limitações de tensão nos cabos estabelecidas pela regulamentação em vigor:

- Limitação da tensão inicial máxima nos cabos no momento da aplicação do pré-esforço, imediatamente antes da blocagem:

$$\sigma_{po} \leq 0.80\, f_{pk} \tag{3}$$

$$\sigma_{po} \leq 0.90\, f_{p0.1k} \tag{4}$$

- Limitação das tensões do pré-esforço após blocagem das cunhas (descontando as perdas instantâneas) ao longo de qualquer ponto do cabo:

$$\sigma_{po} \leq 0.75\, f_{pk} \tag{5}$$

$$\sigma_{po} \leq 0.85\, f_{p0.1k} \tag{6}$$

em que f_{pk} e $f_{p0.1k}$ são respetivamente as tensões características de rotura e o limite convencional de proporcionalidade a 0.1% do aço de pré-esforço.

O cálculo das forças de pré-esforço considera as perdas instantâneas, por atrito, deformação elástica e reentrada das cunhas, e as perdas diferidas, resultantes da fluência, retração e relaxação dos cabos.

Para efeitos de cálculo, foram adotados os seguintes parâmetros, os quais poderão ser revistos após confirmação do fornecedor do sistema de pré-esforço:

μ - coeficiente de atrito entre os cabos de pré-esforço e a bainha (considera-se $\mu = 0{,}20$);

k - coeficiente de atrito parasita (considera-se $k = 0{,}006$);

ΔLc - reentrada das cunhas (considera-se $\Delta Lc = 6$ mm).

No cálculo das deformações associadas ao pré-esforço, considera-se um módulo de elasticidade (Ep) de 195 GPa.

De acordo com a cláusula 8.10.4 da EN 1992-2:2008, deve ser evitada a união de armaduras de pré-esforço através de acopladores em número superior a 50%, exceto quando se verifique uma das seguintes condições:

- Seja disposta uma armadura contínua mínima, de acordo com a expressão 7.1 da NP EN 1992-1-1;
- Exista, na secção transversal, uma tensão de compressão residual mínima de 3 MPa sob a condição característica de ações.

Ainda em conformidade com a mesma cláusula, em nenhuma circunstância deverá ser efetuado o acoplamento de mais de 67% dos cabos de pré-esforço.

Devem ainda ser previstas bainhas de reserva correspondentes a 20% do valor do pré-esforço útil final, garantindo-se um acesso fácil para eventual utilização posterior.

3.2.5 Impulsos de terras

Relativamente às estruturas de retenção, é importante considerar o peso próprio do aterro, o impulso lateral do terreno e as sobrecargas resultantes do tráfego, os quais correspondem, respetivamente, a ações verticais e horizontais atuantes sobre a estrutura.

Considera-se que os materiais de enchimento aplicados no tardoz das estruturas de retenção serão objeto de controlo adequado por meio de ensaios, e que as estruturas serão dotadas de uma camada drenante, complementada por dispositivos de alívio da pressão da água ao longo das paredes. Face a estas disposições, admite-se que os materiais de enchimento se encontram em condições drenadas, pelo que não se considera a atuação de pressão hidrostática, assumindo-se ainda que estes materiais apresentam natureza não coesiva.

Na ausência de resultados de ensaios sobre o material de enchimento, devem adotar-se os seguintes parâmetros no cálculo dos impulsos devidos aos aterros da plataforma:

- Densidade do material de aterro: $\gamma = 20$ kN/m³
- Ângulo de atrito: $\varphi' = 35°$
- Coesão: $c' = 0$ kPa

3.2.6 Sobrecargas Ferroviárias, cargas verticais

3.2.6.1 Modelo de carga. Valores Característicos dos Efeitos Estáticos

No que se refere às ações consideradas, as cargas atuantes em pontes ferroviárias de alta velocidade tendem a ser aproximadamente o dobro das verificadas em pontes rodoviárias. Além disso, estas cargas caracterizam-se por valores elevados e de natureza repetitiva, o que favorece a ocorrência de fenómenos de fadiga.

De acordo com o modelo LM71, a disposição das ações a considerar, bem como os respetivos valores característicos, encontra-se representada na Figura 9. Este modelo traduz os efeitos estáticos do tráfego ferroviário, constituindo uma simplificação que permite representar seis comboios reais considerados representativos das condições de circulação. É composto por uma carga uniformemente distribuída de 80 kN/m e por quatro cargas concentradas de 250 kN, EN 1991-2, secção 6.3.2.

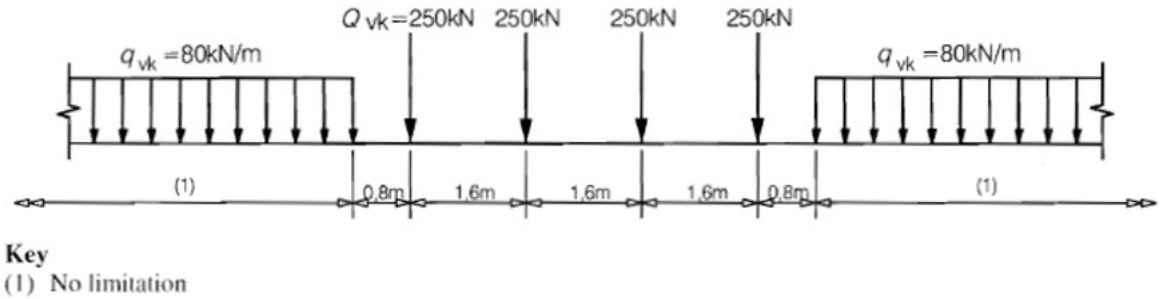


Figura 9 - Valores Característicos das cargas verticais referente ao modelo LM71

Os valores característicos das ações definidas pelo modelo LM71 devem ser ajustados através de um fator corretivo α, em função das ações do tráfego ferroviário serem superiores ou inferiores às condições de tráfego consideradas normais. Este coeficiente pode assumir os seguintes valores: 0.75; 0.83; 0.91; 1.00; 1.10; 1.21; 1.33 e 1.46.

Em alternativa, podem ser adotados os modelos de carga SW/0 e SW/2. O modelo SW/0 representa os efeitos estáticos do tráfego corrente em estruturas de tabuleiro contínuo, enquanto o modelo SW/2 simula os efeitos estáticos associados ao tráfego pesado. A configuração destes carregamentos encontra-se ilustrada na Figura 10.

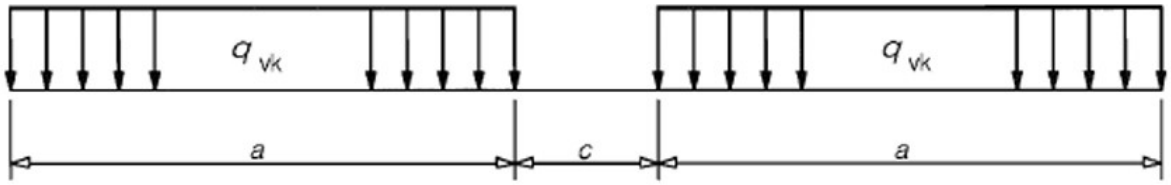


Figura 10 - Modelos de Carga SW/0 e SW/2

Os padrões geométricos e valores característicos são os abaixo representados na Tabela 2.

Tabela 2 – Modelos de Carga SW/0 e SW/2

Modelo de Carga	q_{vk} (kN/m)	a (m)	C (m)
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

Para determinar os efeitos de carga mais adversos da aplicação do Modelo de Carga SW/0, deve ter-se em conta o seguinte:

- para as estruturas que comportam duas vias, o Modelo de Carga SW/0 deve ser aplicado a uma ou a ambas as vias;
- para as estruturas que comportam três ou mais vias, o Modelo de Carga SW/0 deve ser aplicado a uma ou duas vias ou 0.75 vezes o Modelo de Carga SW/0 a três ou mais vias;
- todas as estruturas de vigas contínuas projetadas para o Modelo de Carga 71 devem ser verificadas adicionalmente para o Modelo de Carga SW/0.

Para determinar os efeitos de carga mais adversos da aplicação do Modelo de Carga SW/2, deve ter-se em conta o seguinte:

- para as estruturas que comportam mais de uma via, o Modelo de Carga SW/2 deve ser aplicado apenas a uma via, sendo o Modelo de Carga 71 ou o Modelo de Carga SW/0 aplicado a outra via.

Relativamente ao modelo de comboio sem carga, este é utilizado apenas em verificações específicas, nomeadamente na análise da ação do vento. Neste caso, considera-se a aplicação de uma carga vertical uniformemente distribuída, com valor característico de 10 kN/m.

3.2.6.2 Coeficiente Dinâmico

As cargas estáticas em tensão serão acrescidas de um fator de amplificação para ter em conta o impacto dinâmico das cargas verticais e das possíveis irregularidades da via. Assim, as cargas estáticas acrescidas resultantes devem ser consideradas equivalentes às cargas dinâmicas devidas à aceleração vertical das cargas em tensão do tráfego ferroviário.

De acordo com a informação presente no ponto 8.2 da IT GR.IT.OAP.002 da IP, deve considerar-se o coeficiente φ_3 correspondente à "manutenção corrente".

Para uma via com manutenção corrente:

$$\emptyset_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\emptyset} - 0.2} + 0.73 \quad (7)$$

Onde L_Φ é o comprimento característico do elemento referenciado, dado no Quadro 6.2 da EN 1991-2.

O fator dinâmico φ não deve ser utilizado com:

- o carregamento devido aos comboios reais;
- a carga devida aos comboios de fadiga;
- Modelo de Carga HSLM;
- o "comboio descarregado".

3.2.7 Efeitos Dinâmicos

3.2.7.1 Necessidade de análise dinâmica

A norma NP EN 1991-2 (secção 6.4.4) e o Anexo Nacional fornecem os requisitos para determinar se é necessária uma análise estática ou dinâmica.

Os requisitos para determinar se é necessária uma análise dinâmica (para além da análise estática) são apresentados na Figura 11.

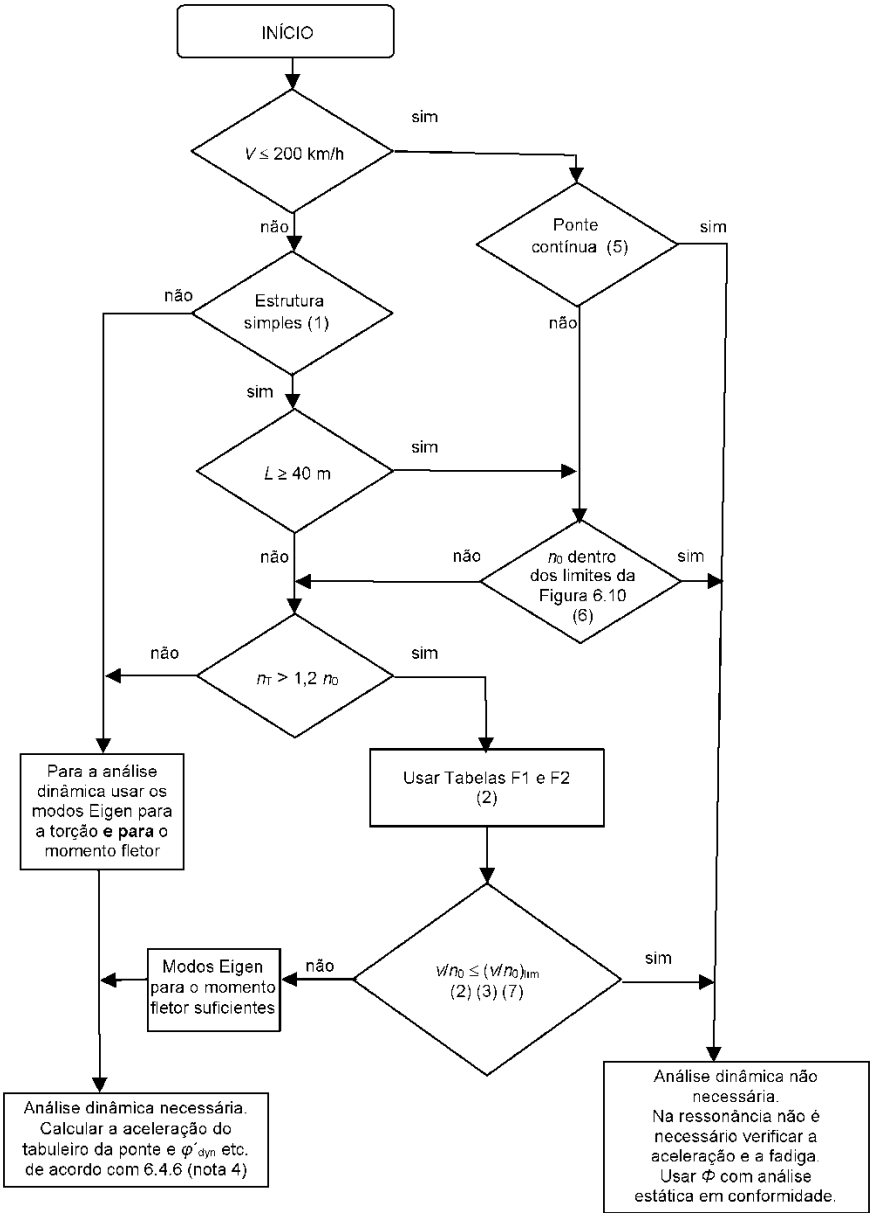


Figura 11 - NP EN 1991-2, Figura 6-9: Fluxograma para determinar se é necessária uma análise dinâmica para estruturas simples

Este procedimento aplica-se especificamente a pontes simplesmente apoiadas cujo comportamento estrutural longitudinal se aproxima do de uma viga, ou de uma laje simples, desde que o enviesamento junto aos apoios seja desprezável (EN 1991-2, Anexo F). Fora deste âmbito, a consulta direta dos quadros F1 e F2 do mesmo anexo é necessária para obter os valores-limite da relação $(v/n_0)_{lim}$.

Um primeiro critério que dispensa da análise dinâmica relaciona-se com a frequência própria da estrutura: quando a primeira frequência natural de flexão n_0 se situa dentro dos intervalos definidos na Figura 4, e desde que a velocidade máxima da linha no local não ultrapasse os 200 km/h, a análise dinâmica pode ser omitida. Inversamente, sempre que n_0 exceda o limite superior indicado nessa mesma figura, a análise dinâmica torna-se obrigatória (EN 1991-2, 6.4.6.1.1(7)).

Mesmo quando estes limites de frequência são cumpridos, Figura 12, existe uma segunda condição a verificar: a análise dinâmica só pode ser dispensada se a estrutura satisfizer os requisitos de resistência, os limites de deformação definidos no Anexo A2.4.4 do EN 1990, e os valores máximos de aceleração da carruagem (ou os correspondentes limites de deformação) associados a um nível de conforto do passageiro classificado como "muito bom", também definido no EN 1990 - Anexo A2.

Adicionalmente, mesmo que a estrutura não necessite de análise dinâmica segundo os critérios de frequência, deverá realizar-se essa análise sempre que a velocidade de circulação frequente de um comboio coincida com a velocidade de ressonância da estrutura (EN 1991-2, 6.4.6.6 e Anexo F).

Nesta formulação intervêm as seguintes grandezas:

V – Máxima Velocidade da Linha no Local, ou seja, a velocidade máxima permitida para o tráfego local, normalmente limitada pelas características da infraestrutura ou pelas necessidades de segurança na via ferroviária e especificada para cada projeto [km/h].

L – Comprimento do vão [m].

n_0 – Frequência do 1º modo natural de flexão da ponte sob o carregamento das ações permanentes [Hz].

n_r – Frequência do 1º modo natural de torção da ponte sob o carregamento das ações permanentes [Hz].

v – Máxima Velocidade Nominal, geralmente pode ser considerada a Máxima Velocidade da Linha no Local mas pode ser reduzida para verificações a determinados comboios, com limites de velocidade [m/s].

$(v/n_0)_{lim}$ – Valores limite fornecidos pelo Anexo F do EN 1991-2

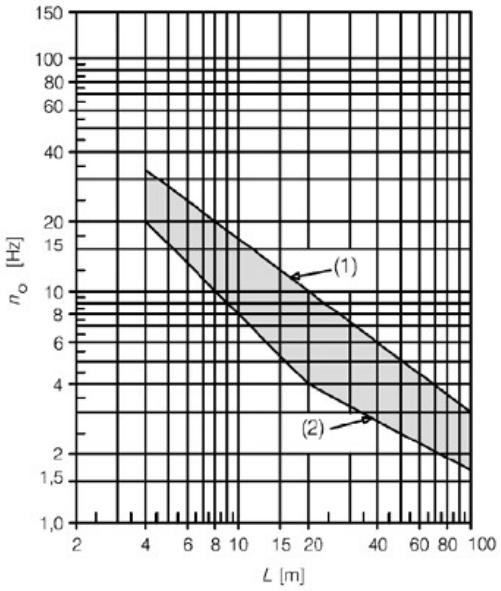


Figura 12 – Limites de frequência natural da estrutura em função do comprimento de vão (EN 1991-2)

Para tabuleiros de pontes com uma ou mais linhas férreas, as limitações dos limites de deslocamento e vibração devem ser aplicadas de acordo com a Figura 13.

Estado limite e critérios de aceitação associados	Número de vias na ponte		
	1	2	≥ 3
Verificações em relação à segurança do tráfego:			
– Torção do tabuleiro (EN 1990: A2.4.4.2.2)	1	1 ou 2[a)]	1 ou 2 ou 3 ou mais[b)]
– Deformação vertical do tabuleiro (EN 1990: A2.4.4.2.3)	1	1 ou 2[a)]	1 ou 2 ou 3 ou mais[b)]
– Deformação horizontal do tabuleiro (EN 1990: A2.4.4.2.4)	1	1 ou 2[a)]	1 ou 2 ou 3 ou mais[b)]
– Resposta combinada da estrutura e da via a ações variáveis, incluindo os limites ao deslocamento vertical e longitudinal da extremidade do tabuleiro (6.5.4)	1	1 ou 2[a)]	1 ou 2[a)]
– Aceleração vertical do tabuleiro (6.4.6 e EN 1990: A2.4.4.2.1)	1	1	1
Verificações em relação aos estados limites de utilização: – Critérios de conforto dos passageiros (EN 1990: A2.4.4.3)	1	1	1
Verificações em relação aos estados limites últimos: – Levantamento dos apoios (EN 1990: A2.4.4.1(2)P)	1	1 ou 2[a)]	1 ou 2 ou 3 ou mais[b)]

[a)] *O que for critico.*

[b)] *Quando se utilizam grupos de cargas, o número de vias a carregar deverá estar de acordo com o Quadro 6.11. Quando não se utilizam grupos de cargas, o número de vias a carregar deverá estar igualmente de acordo com o Quadro 6.11.*

NOTA: *Os requisitos para o número de vias a considerar carregadas nas verificações em relação à drenagem e ao gabarito estrutural da via, poderão ser especificados no Anexo Nacional ou para cada projeto em particular.*

Figura 13 – Número de vias a carregar na verificação dos limites de deslocamento e vibração (NP EN 1991-2)

Sendo as obras contínuas, todas as pontes onde a velocidade de projeto seja superior a 200 km/h, requerem que seja efetuada a respetiva análise dinâmica, para além da análise estática atrás referida

3.2.7.2 Análise dinâmica – Interação Comboio-via

A norma NP EN 1991-2 estabelece exigências para a conceção de pontes ferroviárias, relacionadas com efeitos dinâmicos resultantes da passagem de comboios sobre pontes, de forma a analisar fenómenos de ressonância, determinar as acelerações verticais máximas do tabuleiro, determinar o incremento de esforços e deslocamentos na estrutura e determinar o nível de conforto no interior das carruagens, tendo em conta a interação comboio/via/tabuleiro.

Para as verificações relacionadas com fenómenos estáticos, são consideradas as ações indicadas nos postos anteriores.

Para fenómenos dinâmicos, são consideradas as cargas verticais apresentadas no ponto 6.4.6.1.1 da EN 1991-2, relativas a comboios de alta velocidade HSLM-A, usados para verificações de tabuleiros contínuos com vãos superiores a 7.0 m.

O modelo de carga HSLM-A é composto por vários comboios.

Nas Figuras 14, 15 e 16 irão ser representados os tipos de composições operacionais na Europa.

- Convencional

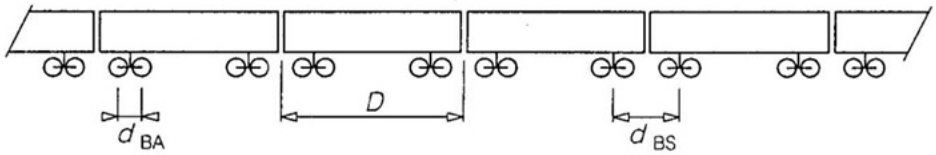


Figura 14 – Tipo Convencional

- Articulado

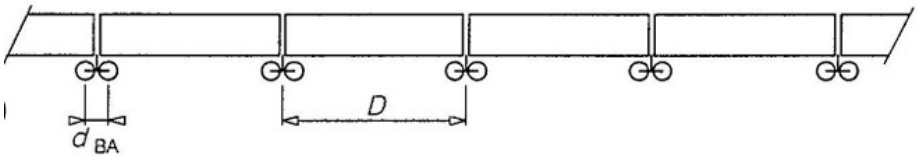


Figura 15 – Tipo Articulado

- Regular

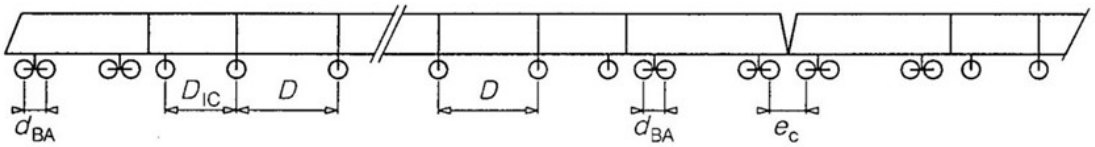


Figura 16 – Tipo Regular

Modelo de carga HSLM compreende 2 comboios universais separados: HSLM-A e HSLM-B (Figura 17 e 18 respetivamente). A Figura 19 apresenta as cargas utilizadas no Modelo HSLM-A.

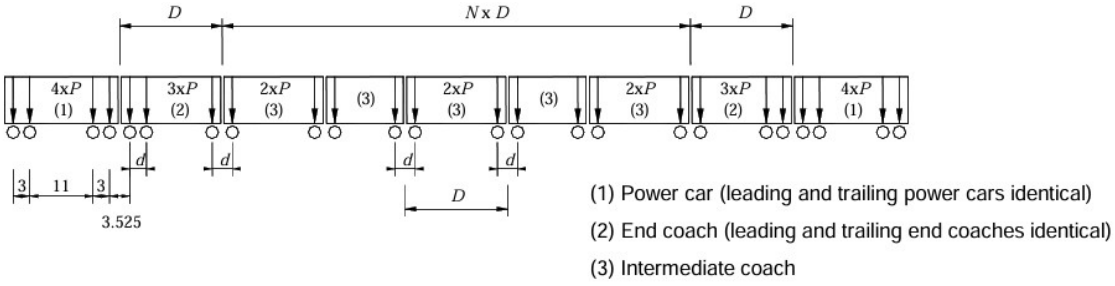


Figura 17 – Modelo de Carga HSLM-A

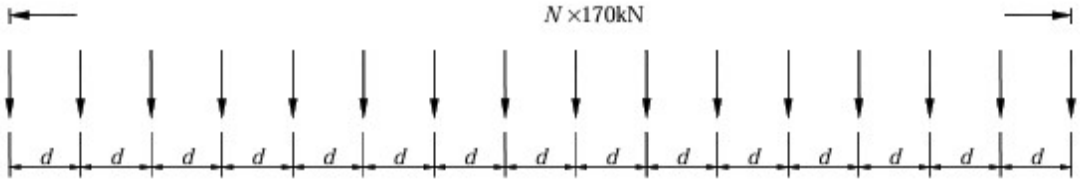


Figura 18 – Modelo de carga HSLM-B

Comboio universal	Número de carruagens intermédias N	Comprimento das carruagens D [m]	Distância entre eixos do *bogie* d [m]	Força concentrada P [kN]
A1	18	18	2,0	170
A2	17	19	3,5	200
A3	16	20	2,0	180
A4	15	21	3,0	190
A5	14	22	2,0	170
A6	13	23	2,0	180
A7	13	24	2,0	190
A8	12	25	2,5	190
A9	11	26	2,0	210
A10	11	27	2,0	210

Figura 19 - NP EN 1991-2, Quadro 6.3: HSLM-A

Para a análise dinâmica da estrutura, qualquer via na estrutura deveria ser carregada tendo em conta a Tabela 3.

Tabela 3 – Tipo de carregamento tendo em conta o número de vias

Número de vias numa ponte	**Via carregada**	**Carregado para análise dinâmica**
1	Uma	Cada comboio e HSLM (se necessário) viajam na direção permitida de viajem
2	Qualquer via	Cada comboio e HSLM (se necessário) viajam na direção permitida de viajem

	Outra via	Nenhum

A utilização de um tabuleiro contínuo é, em geral, a solução mais favorável. Esta continuidade proporciona maior rigidez estrutural, melhora o comportamento dinâmico e contribui para a redução de fenómenos de ressonância. Adicionalmente, possibilita a adoção de pilares mais altos, uma vez que o tabuleiro se apoia ao longo de uma linha de suporte central contínua. Como as reações verticais não induzem efeitos de rotação significativos, estas soluções apresentam menor sensibilidade às exigências associadas à preservação da geometria da via.

Para vãos mais elevados, tipicamente entre 40 e 70 metros, recorre-se a secções transversais em caixão unicelular com altura constante, apresentando esbeltezas na ordem de 1/14 a 1/17 do vão.

Independentemente da configuração da secção transversal, deve garantir-se que o carril exterior não se encontra a mais de 50 cm da face da alma. No que respeita à manutenção da geometria da via e aos aparelhos de dilatação em linhas de alta velocidade, são definidos critérios rigorosos.

3.2.7.3 Aceleração vertical

Tal como já analisado anteriormente, e, tendo em conta que irão ser utilizadas vias balastradas, o valor a ser utilizado de aceleração vertical do tabuleiro é:

- Valor recomendado para via com balastro: 3.5 m/s^2.

3.2.7.4 Amortecimento

Na análise dinâmica, o amortecimento estrutural desempenha um papel fundamental, sendo uma propriedade associada aos materiais e ao próprio comportamento da estrutura, que contribui para a redução da resposta dinâmica. Este parâmetro é influenciado tanto pelo estado de conservação da estrutura quanto pelos seus diferentes componentes.

Em situações de ressonância, o amortecimento torna-se particularmente relevante, desempenhando um papel decisivo na limitação das vibrações. A sua magnitude depende da amplitude das oscilações da ponte, e é responsável por conduzir a estrutura de volta ao estado de equilíbrio após a passagem do comboio.

De um modo geral, são adotados valores de amortecimento definidos em tabelas normativas, Tabela 4, que correspondem a limites inferiores expressos em percentagem do amortecimento crítico.

Tabela 4 – Coeficiente de amortecimento

Tipo de Ponte	Vão L < 20m	Vão L ≥ 20 m
Aço e mista	δ = 0.5+0.125(20-L)	δ = 0.5
Betão pré-esforçado	δ = 1.0+0.07(20-L)	δ = 1.0
Betão armado e perfis metálicos embebidos	δ = 1.5+0.07(20-L)	δ = 1.5

Distinguem-se dois tipos principais de amortecimento: interno e externo. O amortecimento interno resulta da fricção viscoelástica inerente aos materiais, bem como da presença de fissuras e da heterogeneidade das suas propriedades.

Por sua vez, o amortecimento externo tem origem em mecanismos de dissipação associados à interação entre diferentes elementos do sistema, nomeadamente o atrito nos apoios e nas estruturas de suporte, o atrito entre a via e o balastro, e o comportamento viscoelástico do solo nas zonas dos pilares e dos encontros.

3.2.7.5 Velocidade

Para cada um dos comboios do HSLM, o cálculo dinâmico deve ser efetuado atendendo a um conjunto de velocidades variáveis entre 40 m/s e a velocidade máxima de cálculo.

A velocidade máxima de cálculo é, em geral, 20% superior à velocidade máxima da linha na zona em estudo.

Na análise dinâmica, devem ser considerados incrementos de velocidade menores na vizinhança das velocidades em que ocorre ressonância.

Para pontes com comportamento assimilável ao de uma viga simplesmente apoiada as velocidades de ressonância podem ser estimadas pela seguinte expressão:

$$V_{res} = n_j \frac{D}{i} \tag{8}$$

n_j – Frequência de vibração do modo j

D – Distância entre eixos de carga

3.2.8 Sobrecargas Ferroviárias, Forças Horizontais

3.2.8.1 Ações devidas ao arranque e frenagem

Para além das ações verticais associadas ao tráfego ferroviário, a EN 1991-2 impõe a consideração de três tipos de ações horizontais, que devem ser sempre combinadas com as ações verticais correspondentes: as forças centrífugas, a força de lacete e as forças longitudinais de arranque e de frenagem.

A força centrífuga resulta da circulação do comboio em troços curvos e depende da velocidade de circulação, do raio de curvatura e da sobrecarga vertical característica, sendo determinada pela expressão:

$$Q_{tk} = \frac{V^2}{127 \times r}(f \times Q_{vk}) \tag{9}$$

As forças de arranque e de frenagem devem ser combinadas com as cargas verticais correspondentes.

As forças longitudinais de arranque e de frenagem resultam, respetivamente, da aceleração e da desaceleração do comboio, e são proporcionais ao comprimento de via carregado $L_{a,b}$:

$$Q_{lak} = 33\ \left(\frac{kN}{m}\right) \times L_{a,b}\ \leq 1000\ (kN) \tag{10}$$

Para os modelos de carga LM71, SW/0 e HSLM, a força de frenagem é dada por:

$$Q_{lbk} = 20\ \left(\frac{kN}{m}\right) \times L_{a,b}\ (m) \leq 6000\ (kN) \tag{11}$$

Já para o modelo SW/2, associado ao tráfego pesado, a expressão correspondente é:

$$Q_{lbk} = 35\ \left(\frac{kN}{m}\right) \times L_{a,b}(m) \tag{12}$$

Os valores característicos das forças de frenagem/arranque foram considerados como se segue:

Força de arranque/frenagem: $Q_{lak} = 33\ (kN/m) \cdot L_{a,b}\ (m) \cdot \alpha \leq 1.000\ (kN) \cdot \alpha$, para os Modelos de Carga 71, SW/0 e SW/2.

Força de travagem: $Q_{lbk} = 20\ (kN/m) \cdot L_{a,b}\ (m) \cdot \alpha \leq 6.000\ (kN) \cdot \alpha$, para os Modelos de Carga 71 e SW/0.

3.2.8.2 Força de Lacete

A força de lacete deve ser considerada uma força concentrada, atuando horizontalmente ao nível do topo dos carris, na direção perpendicular ao eixo da via. Esta ação deve ser aplicada tanto em alinhamentos retos quanto em troços curvos.

O valor característico da força de lacete deve ser considerado $Q_{sk} = 100$ kN. Não deve ser multiplicado pelo fator de impacto dinâmico φ nem pelo fator de redução *f*. O valor característico da força de lacete deve ser multiplicado pelo fator $\alpha = 1.33$. A força de lacete deve ser sempre combinada com uma carga de tráfego vertical.

3.2.9 Cargas de Tráfego para a Fadiga

Deve proceder-se à avaliação dos danos por fadiga em todos os elementos estruturais sujeitos a flutuações de tensão.

No caso de estruturas que suportam várias vias, a carga de fadiga deve ser aplicada, no máximo, a duas vias, nas posições mais desfavoráveis. Na avaliação da fadiga devem ser consideradas as ações verticais do tráfego ferroviário, incluindo os respetivos efeitos dinâmicos e as forças centrífugas. De modo geral, as ações de tráfego longitudinal e a força de lacete podem ser desprezadas nesta avaliação, exceto em situações particulares, como é o caso das pontes que suportam vias em estações terminais.

Para a verificação da fadiga das superestruturas de pontes ferroviárias, será adotado o procedimento simplificado baseado no cálculo das tensões equivalentes de dano. A verificação de segurança deve ser efetuada garantindo que a seguinte condição é satisfeita:

$$\lambda \phi \Delta\sigma_{LM71} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{mF}} \tag{13}$$

Onde:

- λ = fator de equivalência de danos por fadiga que considera o tráfego de serviço na ponte e o vão da barra. Para a determinação de λ, considera-se que a tonelagem máxima anual no troço mais movimentado da linha é de 25 milhões de toneladas por ano.
- φ_3 = fator dinâmico.
- $\Delta\sigma_{LM71}$= variação de tensão calculada sob o carregamento do Modelo de Carga 71 aplicado num máximo de duas vias e colocado na posição mais desfavorável para o elemento em consideração.
- $\Delta\sigma_c$ = valor de referência para a resistência à fadiga (variação de tensão admissível, conforme os diferentes códigos de projeto, para 2 milhões de ciclos).
- γ_{mF} = fator de segurança parcial para a resistência à fadiga, dedinido nos diferentes códigos de projeto.

Para a determinação dos diferentes parâmetros acima enumerados, deve-se fazer referência às normas NP EN 1992 (pontes de betão), NP EN 1993 (pontes de aço) e NP EN 1994 (pontes mistas).

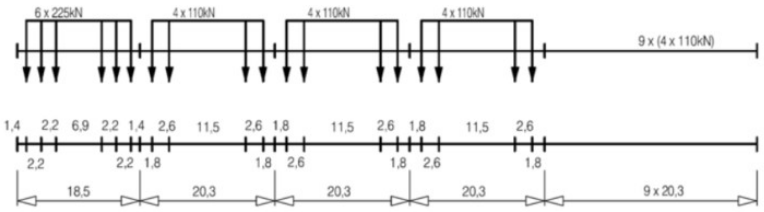
Em alternativa ao procedimento acima indicado, os espetros da gama de tensões para a avaliação da fadiga podem ser obtidos a partir do historial de tensões dos veículos de carga de fadiga, conforme especificado no anexo D da norma NP EN 1991-2, Tabela 5. A avaliação da fadiga deve ser efetuada com base na "mistura de tráfego normalizada com eixos ≤ 22.5 t (225 kN)".

Tabela 5 - Quadro D-1 NP EN 1991-2. Mistura normalizada para tráfego com eixos ≤ 22.5 t (225 kN)

Tipo de comboio	Número de comboios/dia	Massa do comboio [t]	Volume de tráfego [10^6 t/ano]
1	12	663	2,90
2	12	530	2,32
3	5	940	1,72
4	5	510	0,93
5	7	2160	5,52
6	12	1431	6,27
7	8	1035	3,02
8	6	1035	2,27
	67		24,95

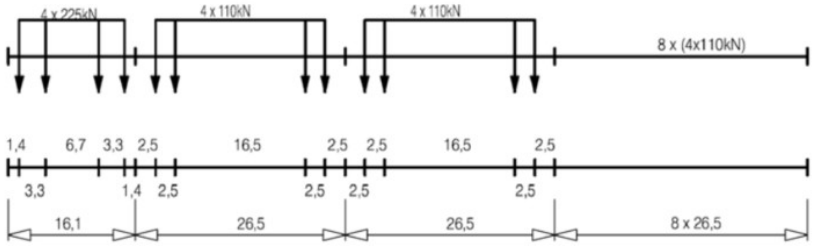
Tipo 1 Comboio de passageiros movido por locomotiva

$\Sigma Q = 6630kN \quad V = 200km/h \quad L = 262,10m \quad q = 25,3kN/m'$



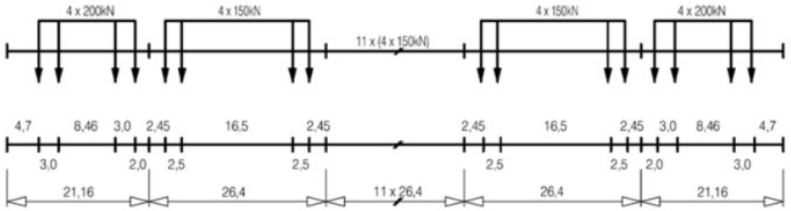
Tipo 2 Comboio de passageiros movido por locomotiva

$\Sigma Q = 5300kN \quad V = 160km/h \quad L = 281,10m \quad q = 18,9kN/m'$



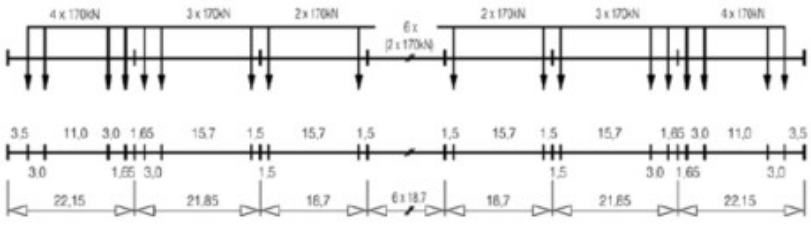
Tipo 3 Comboio de passageiros de alta velocidade

$\Sigma Q = 9400kN \quad V = 250km/h \quad L = 385,52m \quad q = 24,4kN/m'$



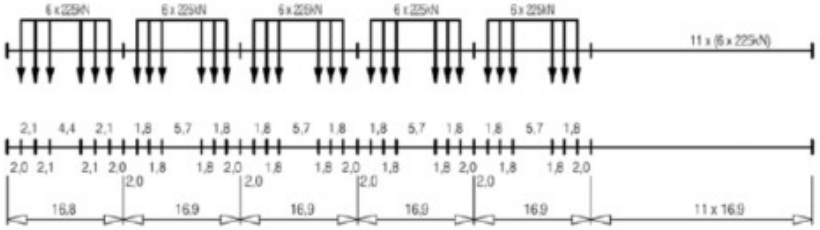
Tipo 4 Comboio de passageiros de alta velocidade

$\Sigma Q = 5100kN \quad V = 250km/h \quad L = 237,60m \quad q = 21,5kN/m'$



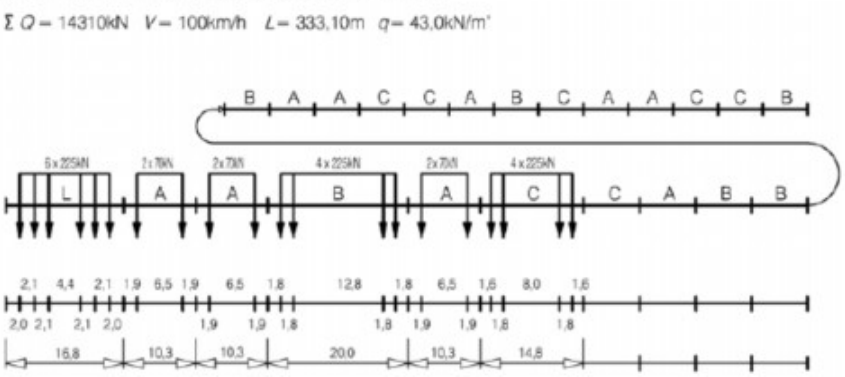
Tipo 5 Comboio de mercadorias movido por locomotiva

$\Sigma Q = 21600kN$ $V = 80km/h$ $L = 270,30m$ $q = 80,0kN/m'$



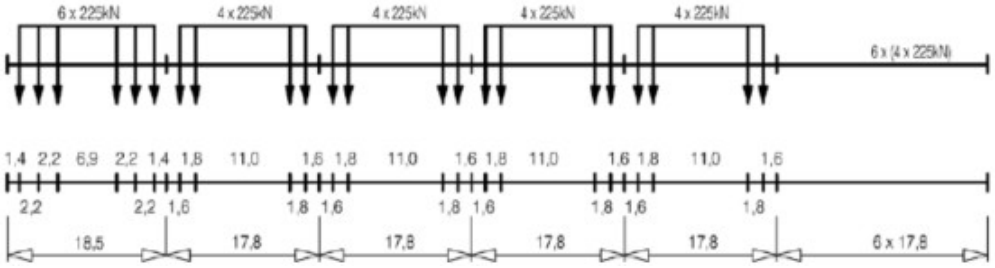
Tipo 6 Comboio de mercadorias movido por locomotiva

$\Sigma Q = 14310kN$ $V = 100km/h$ $L = 333,10m$ $q = 43,0kN/m'$



Tipo 7 Comboio de mercadorias movido por locomotiva

$\Sigma Q = 10350kN$ $V = 120km/h$ $L = 196,50m$ $q = 52,7kN/m'$



Tipo 8 Comboio de mercadorias movido por locomotiva

$\Sigma Q = 10350kN$ $V = 100km/h$ $L = 212,50m$ $q = 48,7kN/m'$

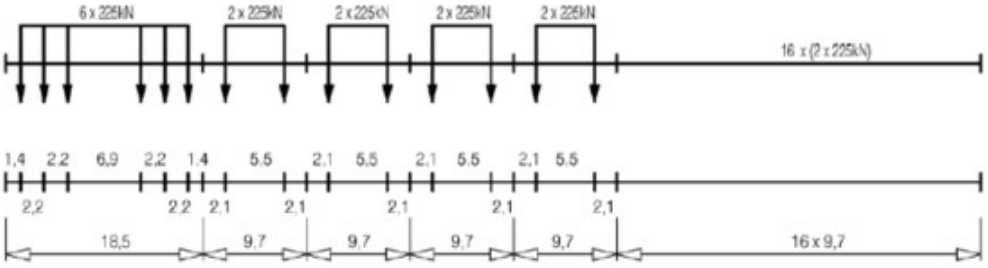


Figura 20 - NP EN 1991-2, anexo D: mistura normalizada para tráfego com eixos ≤ 22.5 t (225 kN)

3.2.10 Carga Vertical Equivalente para Terraplenagens e Efeitos do Impulso de Terra

De acordo com a norma NP EN 1991-2, secção 6.3.6.4, a carga vertical característica equivalente, devida às ações do tráfego ferroviário para terraplenagens sob ou adjacentes à via, pode ser considerada como o modelo de carga adequado (Modelo de Carga 71 multiplicado pelo fator α e por SW/2, quando necessário) uniformemente distribuído por uma largura de 3.00 m a um nível 0.70 m abaixo do plano de rolamento da via.

3.2.11 Ações em Percursos Pedestres Não Públicos

De acordo com a NP EN 1991-2, cláusula 6.3.7, entende-se por caminhos pedonais não públicos aqueles destinados a ser utilizados exclusivamente por pessoal autorizado. As cargas pedonais, cicláveis e de manutenção geral devem ser representadas por uma carga vertical uniformemente distribuída, com valor característico de $q = 5$ kN/m². Uma vez que os valores reduzidos desta ação são nulos, esta não se revela condicionante para a análise longitudinal do tabuleiro.

Considera-se ainda uma ação concentrada de 2,0 kN, destinada ao dimensionamento de elementos locais, aplicada numa superfície quadrada de 0,20 m de lado.

Deve igualmente ser tida em conta a ação decorrente da circulação de um veículo de inspeção na extremidade da consola. Com base na prática corrente noutros projetos desenvolvidos em Portugal, adota-se um peso máximo de 150 kN para este veículo. Para efeitos de dimensionamento da consola, este valor é distribuído em duas cargas concentradas, afastadas 2 m entre si na direção longitudinal da obra e aplicadas a 0,25 m do bordo da consola. Esta configuração corresponde a um caso limite, em que os dois rodados mais interiores se encontram levantados, ficando a totalidade da carga do veículo aplicada nos rodados exteriores.

No que respeita ao estudo dos efeitos locais, e tendo por referência a prática adotada noutros projetos nacionais, consideram-se quatro cargas de 37,5 kN cada, afastadas 0,60 m entre si na direção transversal e 2,0 m na direção longitudinal, aplicadas numa área retangular de 0,20 m x 0,30 m (na direção longitudinal x na direção transversal).

3.2.12 Vento

As disposições desta secção aplicam-se a pontes de profundidade constante e com secções transversais como as indicadas na Figura 8.1 da norma NP EN 1991-1-4.

As cargas de vento são calculadas de acordo com a metodologia da norma NP EN 1991-1-4 e Anexo Nacional. Segundo estas normas, deve-se dividir o País em duas zonas:

- Zona A – a generalidade do território, exceto as regiões pertencentes à zona B;
- Zona B – os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou com altitudes superiores a 600 m.

Tendo em conta, que a análise terá por base o dimensionamento de uma ponte "típica" que integra o conjunto de obras incluídas no concurso de "Concessão da Linha Ferroviária de Alta Velocidade entre Soure e Aveiro (Oiã), Lote B – Soure / Aveiro (Oiã)", foi considerada a zona B como base para a determinação da velocidade de referência do vento ($v_{b,0}$ = 27.0 m/s). Esta velocidade básica de referência equivale a uma velocidade do vento a 10 m acima do solo baixo ou acima do nível da água de projeto.

A velocidade básica do vento na norma NP EN 1991-1-4 seção 4.2 é definida como a velocidade média do vento característica de 10 minutos medida a 10 m acima do nível do solo na categoria de terreno II (campo aberto) com um intervalo de recorrência de 50 anos.

A categoria de terreno definida é a Categoria de Terreno II (zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura).

Os coeficientes de orografia (c_0 (z)) e coeficiente de turbulência (c_i) são unitários de acordo com as Notas 2 e 3 do Anexo Nacional da NP EN 1991-1-4.

Como a vida útil de uma ponte é de 100 anos, torna-se necessário reajustar o valor de referência da velocidade do vento. A passagem de 50 anos para 100 anos é feita por meio do coeficiente de probabilidade, conforme indicado na equação 4.2 da NP EN 1991-1-4 ponto 4.2 (2) NOTA 4.

$$c_{prob} = \left(\frac{1 - K \times ln\big(-ln(1-p)\big)}{1 - K \times ln\big(-ln(0.98)\big)}\right)^{n} \tag{14}$$

em que:

- K = 0.11 (Anexo Nacional);
- n = 1.0 (Anexo Nacional);

- p =1/100 (para 100 anos).

Obteve-se assim para o coeficiente de probabilidade um valor de:

$$c_{prob} = \left(\frac{1 - 0.11 \times ln\left(-ln\left(1 - \frac{1}{100}\right)\right)}{1 - 0.11 \times ln\left(-ln(0.98)\right)} \right)^{1.0} = 1.054 \quad (15)$$

O valor pretendido para 100 anos é obtido multiplicando o valor de referência de 50 anos pelo coeficiente de probabilidade.

$$v_{b,100} = c_{prob} v_{b,50} = 1.054 \times 27.0 = 28.5\, m/s \quad (16)$$

3.2.12.1 Vento no Tabuleiro

A convenção de sinais para a aplicação de cargas de vento num tabuleiro de ponte deve ser a indicada na figura 8.2 da norma NP EN 1991-1-4, Figura 21.

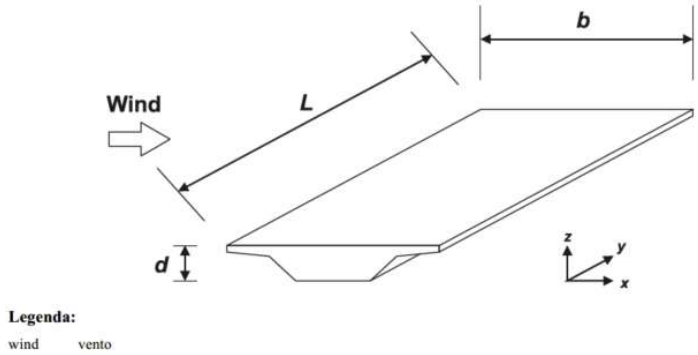


Figura 21 - NP EN 1991-1-4, Figura 8.2: Direções das ações do vento em pontes

3.2.12.2 Vento na direção x (transversal)

A força total do vento no tabuleiro na direção x é dada pela seguinte expressão

$$F_x = q_p(z) \times c_{f,x} \times A_{ref,x} \quad (17)$$

onde:

- q_p (z) = pressão da velocidade de pico definida na secção 4.5 da norma NP EN 1991-1-4;
- $cf_{,x}$ = coeficiente de força sem fluxo de extremidade livre;
- $A_{ref,x}$ = área exposta da estrutura oposta à direção do vento, incluindo barreiras e/ou parapeitos quando presentes.

3.2.12.3 Vento na direção y (longitudinal)

As forças de vento longitudinais devem ser consideradas como 25 % das forças de vento na direção x.

3.2.12.4 Vento na direção z (vertical)

Os coeficientes de força $c_{f,z}$ devem ser definidos para a ação do vento no tabuleiro da ponte na direção z, tanto para cima quanto para baixo (coeficientes de força de elevação). $c_{f,z}$ não deve ser utilizado para calcular as vibrações verticais do tabuleiro da ponte.

Na ausência de ensaios em túnel de vento, o valor recomendado pode ser considerado igual a ±0,9. Este valor considera, globalmente, a influência de uma eventual inclinação transversal do pavimento, da inclinação do terreno e das flutuações do ângulo da direção do vento com o pavimento devido à turbulência.

Em terrenos planos e horizontais, o ângulo α do vento em relação à horizontal pode ser considerado de ± 5° devido à turbulência. Isto também é válido para terrenos acidentados, quando o tabuleiro da ponte se encontra a uma altura mínima de 30 m acima do solo.

3.2.12.5 Cargas de vento sobre a Carga móvel

De acordo com o anexo A.2.2.4 no Anexo A2 da norma NP EN 1990, nenhuma ação do vento superior ao menor dos valores de F_W ** ou ψ F_{0Wk} deve ser combinada com ações de tráfego. No entanto, de acordo com a cláusula NA-8.1 (5) da NP EN 1991-1-4, o valor $v_{b,0}$ ** deve ser identificado com $v_{b,0}$ (desta forma, o valor de combinação $\Psi_0 F_{wk}$ da ação do vento na ponte e nos comboios não é afetado pela imposição do limite F_w**).

A carga de vento será aplicada considerando uma profundidade total do tabuleiro igual à intersecção da profundidade real do tabuleiro com uma altura de 4 m a partir do topo dos carris, ao longo do comprimento total da ponte.

3.2.12.6 Vento na Subestrutura

Os efeitos do vento nos pilares serão calculados utilizando com base no formato geral definido no Eurocódigo. Os coeficientes de força dependerão da forma e das dimensões da secção transversal e podem ser calculados de acordo com as secções 7.6, 7.8 e 7.9 da norma NP EN 1991-1-4.

3.2.13 Ação da Neve

As cargas da neve deverão ser calculadas de acordo com a metodologia da norma NP EN 1991-1-3. De acordo com esta norma, esta ação é definida em função da zona do território onde a estrutura se insere e da sua altitude, traduzindo-se numa sobrecarga uniformemente distribuída aplicada em todo o tabuleiro.

Tendo em conta a altitude máxima das estruturas, 120 m, e a zona das mesmas, o valor característico da ação da neve é no máximo 0.21 kN/m^2, ou seja, um valor desprezável.

3.2.14 Ações Térmicas

As ações térmicas serão calculadas de acordo com a metodologia da norma NP EN 1991-1-5.

A distribuição da temperatura num elemento estrutural individual pode ser dividida nos seguintes componentes constituintes essenciais:

- Uma componente da variação uniforme de temperatura, ΔT_u;
- Uma componente linear da variação diferencial de temperatura em torno do eixo z-z, ΔT_{MY};
- Uma componente linear da variação diferencial de temperatura em torno do eixo y-y, ΔT_{MZ}.

3.2.14.1 Componente da variação uniforme de temperatura

O componente da variação uniforme de temperatura depende das temperaturas mínima e máxima que uma ponte irá atingir. Isto resulta numa gama de alterações uniformes de temperatura que, numa estrutura sem restrições, resultariam numa alteração do comprimento do elemento.

Os seguintes efeitos devem ser tidos em conta, quando relevantes:

Restrição da dilatação ou contração associada devido ao tipo de construção (por exemplo, pórtico, arco, apoios elastoméricos);

- Atrito nos aparelhos de apoio deslizantes;
- Efeitos geométricos não lineares (efeitos de 2ª ordem);
- No caso das pontes ferroviárias, os efeitos de interação entre a via e a ponte devidos à variação da temperatura do tabuleiro e dos carris podem induzir forças horizontais suplementares nos aparelhos de apoio (e forças suplementares nos carris).

De acordo com a secção 6.1.3 da norma NP EN 1991-1-5, a temperatura mínima (T_{min}) e a máxima do ar à sombra (T_{max}) para o local devem ser derivadas de isotérmicas.

De acordo com o Anexo Nacional, foi considerado o seguinte zonamento térmico do País, Figuras 22 e 23.

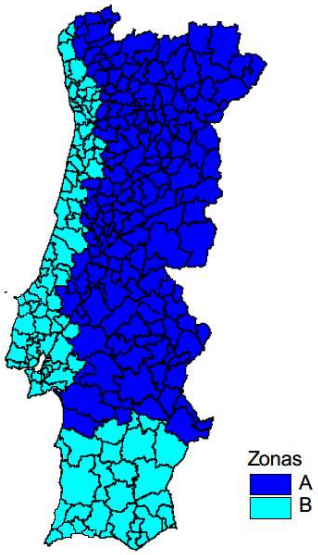


Figura 22 - Zonamento térmico para as condições de Inverno

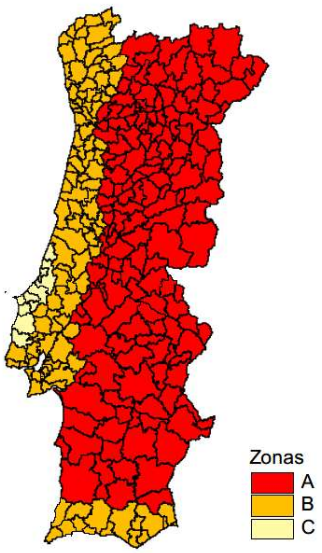


Figura 23 - Zonamento térmico para as condições de Verão T_{max}

Para as condições de Inverno o projeto localiza-se na zona B, à qual corresponde uma T_{min} = 0ºC.

Para as condições de Verão o projeto encontra-se na zona B, à qual corresponde uma T_{max} = 40ºC.

De seguida, devem ser determinados os componentes mínimos e máximos da temperatura uniforme da ponte $T_{e.min}$ e $T_{e.max}$.

No caso particular de tabuleiros de betão armado (Tipo 3) considera-se:

$$T_{e,min} = T_{min} = 0℃ \tag{18}$$

$$T_{e,max} = T_{max} = 40℃ \tag{19}$$

O valor característico da amplitude de contração máxima da componente da variação uniforme da temperatura da ponte, ΔTN,con, deve ser considerado como:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} \tag{20}$$

E o valor característico da amplitude de dilatação máxima da componente da variação uniforme da temperatura da ponte, $\Delta T_{N,exp}$ deve ser tomado como:

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 \quad (21)$$

Para um período de retorno de 100 anos igual à vida útil da obra, p=0.01:

Temperatura mínima do ar à sombra ($T_{min,0.01}$) para 100 anos de período de retorno: -1 ºC

Temperatura máxima do ar à sombra ($T_{max,0.01}$) para 100 anos de período de retorno: 41 ºC

Considerou-se que a temperatura inicial na altura em que são introduzidos os constrangimentos, T_0, é igual a 15℃. Assim sendo, as temperaturas a aplicar nos modelos de cálculo são as seguintes:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{min,0.01} = 16.0℃ \quad (22)$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{max,0.01} - T_0 = 26.0℃ \quad (23)$$

De acordo com a norma NP EN 1991-1-5 ponto 6.1.3.3 (3), para aparelhos de apoio e juntas de dilatação, os intervalos máximos de dilatação e contração da componente uniforme da temperatura da ponte devem ser ($\Delta T_{N,exp}$ + 20)°C e ($\Delta_{TN,con}$ + 20)°C, respetivamente. No entanto, se for especificada a temperatura a que são fixados os apoios e as juntas de dilatação, então os valores recomendados são ($\Delta T_{N,exp}$ + 10)°C e ($\Delta_{TN,con}$ + 10)°C, respetivamente.

3.2.14.2 Componente variação diferencial de temperatura

Durante um determinado intervalo de tempo e, relativamente à variação diferencial de temperatura, o aquecimento e o arrefecimento da superfície superior de um tabuleiro de uma ponte resultarão numa variação máxima de temperatura de aquecimento (superfície superior mais quente) e de arrefecimento (superfície inferior mais quente).

Para avaliar o efeito da componente vertical da diferença de temperatura $\Delta T_{M,heat}$ e $\Delta T_{M,cool}$ nos tabuleiros das pontes, será adotada a abordagem 1, de acordo com o ponto 6.1.4.1 da norma NP EN 1991-1-5 e Anexo Nacional.

Nesta abordagem o efeito das variações diferenciais de temperatura na direção vertical é considerado por meio de uma componente linear equivalente da variação de temperatura relativa a duas situações, uma situação em que a face superior do tabuleiro está exposta ao sol, enquanto a face inferior não o está ($\Delta T_{M,heat}$), e outra relativa a arrefecimento da face superior em relação à inferior ($\Delta_{TM,cool}$). Estes valores são considerados entre as faces superior e inferior dos tabuleiros.

Para tabuleiros de betão e de acordo com o item NA-6.1.4.1 (1) são utilizados os seguintes valores:

- $\Delta T_{M,\,heat}$:15ºC
- $\Delta T_{M,\,cool}$: 5ºC

Assim, os valores característicos da variação diferencial de temperatura positiva e negativa, para tabuleiros do tipo 3, e um revestimento de superfície composto 0.55 m de balastro, são:

$$\Delta T_{M,heat} = 15℃\ (superfície\ superior\ mais\ quente) \times 0.6(k_{sur}) = 9℃ \quad (24)$$

$$\Delta T_{M,cool} = 5℃\ (superfície\ superior\ mais\ fria) \times 1.0(k_{sur}) = 5℃ \quad (25)$$

De acordo com o ponto 6.1.4.4 da norma NP EN 1991-1-5, em tabuleiros com vigas em caixão de betão, o valor a adotar para a variação diferencial de temperatura na direção horizontal, entre as faces externa e interna das almas das vigas caixão, nos casos em que a laje superior se prolonga em consola, por um comprimento superior à altura do tabuleiro, é de 5ºC; nos restantes casos é de 10ºC.

3.2.14.3 Variações diferenciais de temperatura em pilares de pontes

Nos pilares de betão deverá ser considerada uma variação de temperatura entre faces exteriores opostas de 5ºC, e de 10ºC entre as faces exteriores e interiores, no caso de pilares ocos.

3.2.15 Assentamento Diferencial

O assentamento diferencial entre unidades de subestrutura adjacentes, ou ao longo de uma única unidade de subestrutura, induz tensões em estruturas contínuas e deflexões em estruturas simplesmente apoiadas.

De acordo com a NP EN 1992-1, os assentamentos/movimentos diferenciais da estrutura, resultantes do afundamento do solo, devem ser classificados como ação permanente e introduzidos como tal nas combinações de ações. O efeito dos assentamentos diferenciais deve ser considerado na verificação dos estados limites de serviço. Relativamente aos estados limites últimos, este efeito apenas deve ser tido em conta quando se revele significativo (nomeadamente em condições de fadiga, ou na verificação da estabilidade em situações em que os efeitos de segunda ordem sejam relevantes). Nos restantes casos, e nos estados limites últimos, os assentamentos diferenciais podem ser dispensados, desde que a ductilidade e a capacidade de rotação dos elementos estruturais sejam suficientes.

As diferenças de assentamento entre fundações individuais, ou entre partes de uma mesma fundação, devem ser consideradas com base em valores previstos de melhor estimativa, de acordo com a NP EN 1997, tendo em devida conta o processo construtivo da estrutura.

O módulo de elasticidade do betão a longo prazo pode ser considerado igual a metade do valor correspondente a curto prazo.

Os assentamentos devem ser tidos em conta a partir do momento em que passam a produzir efeitos na estrutura, isto é, após a estrutura, ou parte dela, se tornar estaticamente indeterminada.

Os assentamentos diferenciais não produzem qualquer efeito desfavorável nos elementos simplesmente apoiados. No entanto, deve ser considerado para verificar a sua funcionalidade.

3.2.16 Ação Sísmica

O projeto sísmico das pontes e viadutos deve cumprir os requisitos da norma NP EN 1998 e as cláusulas específicas das normas NP EN 1992, NP EN 1993 e NP EN 1994 para verificação e pormenorização dos componentes estruturais.

3.2.16.1 Requisitos Básicos

O projeto deve ter por objetivo satisfazer os dois requisitos básicos seguintes:

Após a ocorrência da ação sísmica de projeto, a ponte deve manter a sua integridade estrutural e uma resistência residual adequada, embora em algumas partes da ponte possam ocorrer danos consideráveis.

É permitida a cedência por flexão limitada de secções específicas (isto é, a formação de articulações plásticas) nos pilares. Quando não se prevê um isolamento sísmico, essa cedência à flexão é geralmente necessária em regiões de elevada sismicidade, a fim de reduzir a ação sísmica de projeto a um nível correspondente a um aumento razoável do custo adicional de construção, em comparação com uma ponte não concebida para resistir aos sismos.

O tabuleiro da ponte ou viaduto deve, em geral, ser concebido de modo a evitar danos, exceto a nível local, em componentes secundários como juntas de dilatação, lajes de continuidade entre vãos simplesmente apoiados ou parapeitos.

A ação sísmica de referência A_{Ek} para o requisito de não colapso deve ser associada a uma probabilidade de excedência de referência de 10% em 100 anos ou a um período de retorno de referência TNCR de 950 anos, em conformidade com a subcláusula 2.1(1)P da norma NP EN 1998-2.

Uma ação sísmica com elevada probabilidade de ocorrência pode causar apenas danos menores nos componentes secundários e nas partes da ponte destinadas a dissipar energia. Todas as demais partes da ponte e da via deverão permanecer intactas.

A ação sísmica de referência para o requisito de minimização de danos deve estar associada a uma probabilidade de excedência de referência de 10% em 10 anos ou a um período de retorno de referência T_{NCR} de 95 anos.

Dado que a ação sísmica de projeto tem uma probabilidade substancial de ser excedida durante a vida de projeto da ponte, a ação sísmica do estado limite de utilização deve ser combinada com o valor quase permanente das ações variáveis do tráfego ferroviário $\Psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}$ em que $Q_{k,1}$ é o valor característico da carga do tráfego e $\Psi_{2,1}$ deve ser considerado 0.3.

3.2.16.2 Classe de Importância e Coeficiente de Importância

De acordo com o ponto 2.1(4)P da norma NP EN 1998-2, as pontes devem ser classificadas em classes de importância, dependendo das consequências da sua falha para a vida humana, da sua importância para a manutenção das comunicações, especialmente no período imediatamente a seguir ao sismo, e das consequências económicas do colapso.

Em geral, as pontes rodoviárias, assim como as pontes ferroviárias, são consideradas como pertencentes à classe de importância II (classe de importância média), exceto em algumas situações.

A classe de importância deve ser considerada para determinar a ação sísmica de projeto como $A_{Ed} = \gamma_I \cdot A_{Ek}$.

O Eurocódigo 8 define a ação sísmica de referência para um período de vida útil de 50 anos. Para outros períodos de vida útil diferentes, a norma preconiza uma metodologia para a correção da ação sísmica de referência através do fator de importância, que pode ser calculado através da seguinte expressão:

$$\gamma_I = \left(\frac{50}{T}\right)^{--\frac{1}{k}} \tag{26}$$

O Anexo Nacional define, com base em estudos da perigosidade sísmica nacional, os seguintes valores de k:

- 1.5 - para a ação sísmica tipo 1
- 2.5 - para a ação sísmica tipo 2

Os valores recomendados dos fatores de importância γ_I para estruturas da classe de importância II são iguais a 1.59 e 1.32, respetivamente para ação sísmica tipo 1 e tipo 2, de acordo com a Tabela 6.

Tabela 6 - GR.IT.OAP.002 – Coeficiente de Importância γ

	T_{LR}	P_R	T_L	γ	
	[anos]	[%]	[anos]	AS1	AS2
$AS_{100anos}$	100	10%	949	**1.59**	**1.32**

3.2.16.3 Comportamento Sísmico das Pontes Ferroviárias

O comportamento sísmico é caracterizado pela relação força-deslocamento global da estrutura, mostrada esquematicamente na Figura 24.

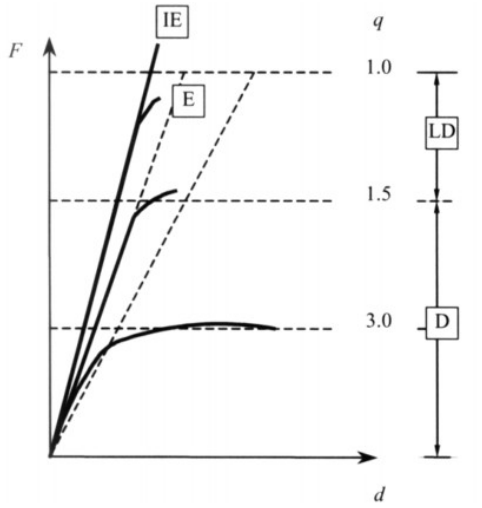


Figura 24 - NP EN 1998-2

Legenda:

q	coeficiente de comportamento
IE	ideal elástico
E	essencialmente elástico
LD	de ductilidade limitada
D	dúctil

As pontes ferroviárias devem ser concebidas de modo que o seu comportamento sob a ação sísmica de projeto (acontecimento com 10% de probabilidade de excedência durante um período de 100 anos) seja limitado dúctil essencialmente elástico.

Nas estruturas com comportamento dúctil limitado, não é necessário que surja uma região de cedência com redução significativa da rigidez secante sob a ação sísmica de projeto. Em termos de características força-deslocamento, não é necessária a formação de um patamar de forças, enquanto o desvio do comportamento elástico ideal proporciona alguma dissipação de energia histerética. Este comportamento corresponde a um valor do fator de comportamento $q \leq 1.5$ e é designado por "ductilidade limitada".

Em pontes localizadas em zonas de elevada sismicidade, pode ser possível adotar um sistema de isolamento especial destinado a reduzir a resposta estrutural à ação sísmica horizontal. As unidades de isolamento são dispostas sobre a interface de isolamento, normalmente localizada sob o tabuleiro e sobre o topo dos pilares/encontros.

A redução da resposta pode ser conseguida por meio do aumento do período fundamental da estrutura (que reduz as forças, mas aumenta os deslocamentos), através do aumento do amortecimento (que reduz os deslocamentos e pode reduzir as forças), ou através de uma combinação dos dois efeitos.

Os amortecedores asseguram uma única função ou uma combinação das seguintes funções:

- dissipação de energia (histerética, viscosa, por fricção);
- capacidade de recentragem longitudinal;
- Os aparelhos de amortecimento poderão incluir uma pré-compressão de modo a assegurar uma rigidez inicial para determinadas ações, tais como por exemplo a frenagem e as ações reológicas.

No caso de serem utilizados amortecedores sísmicos, a resposta sísmica da superestrutura e das subestruturas nas condições de projeto sísmico deve ser essencialmente elástica.

Todos os isoladores devem estar em conformidade com a norma EN 15129:2005 (Dispositivos antissísmicos) ou estar cobertos por uma ETA (Aprovação Técnica Europeia).

As fundações das pontes não devem ser intencionalmente utilizadas como fontes de dissipação de energia histerética, pelo que devem ser concebidas de modo a permanecerem elásticas sob a ação sísmica de projeto.

3.2.16.4 Condições do Solo

Devem ser realizadas investigações adequadas para identificar as condições do solo, de acordo com os tipos indicados na Tabela 7.

Tabela 7 - NP EN 1998-1, Quadro 3.1: Tipos de solo

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (pancadas/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compacidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com v_s > 800 m/s			
S_1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade (PI > 40) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	–	10 - 20
S_2	Depósitos de solos com potencial de liquefacção, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S_1			

A velocidade média da onda de corte $v_{s,30}$ deve ser calculada de acordo com a expressão indicada no ponto 3.1.2(3) da norma NP EN 1998-1.

3.2.16.5 Zonamento Sísmico

É necessário considerar dois tipos de ação sísmica, devido ao facto de haver dois cenários de geração de sismos que podem afetar o território de Portugal, Figura 25 e Tabela 8:

- Ação Sísmica Tipo 1, correspondente a sismos "afastados" com epicentro na região atlântica;
- Ação Sísmica Tipo 2, correspondente a sismos "próximos" com epicentro no território continental, ou no arquipélago dos Açores.

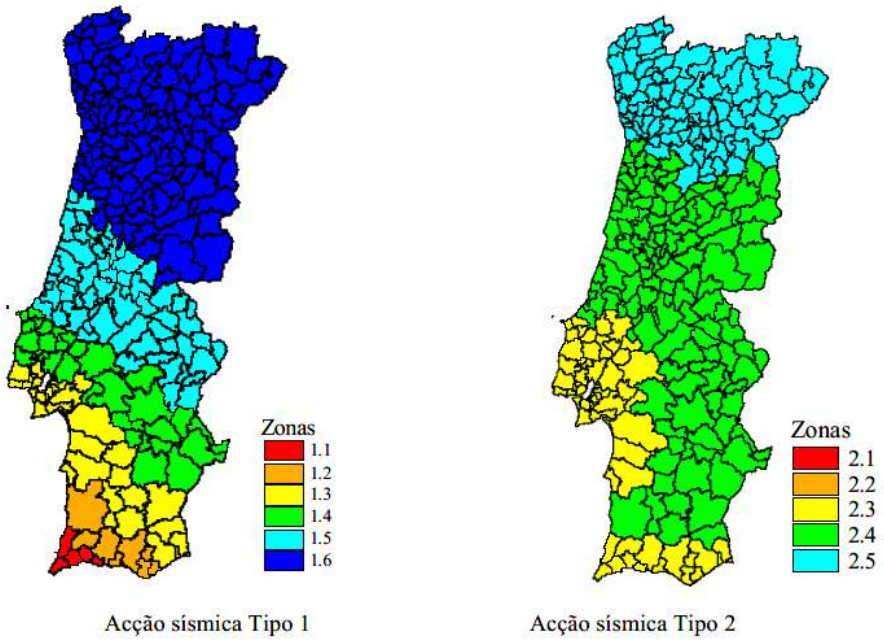


Figura 25 - Anexo Nacional da NP EN 1998-1, Figura NA.I: Zonamento sísmico em Portugal Continental

Tabela 8 - Anexo Nacional da NP EN 1998-1, Quadro NA.I: Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s^2) nas várias zonas sísmicas

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s^2)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s^2)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	–	–

Irá ser considerado para os cálculos, que a ponte se situa em zonas sísmicas 1.5 e 2.4 e 1.6 e 2.4, Tabela 9.

Tabela 9 - Zonas sísmicas aplicáveis ao projeto

Portugal Continental		Acção sísmica			
Código do município	Designação	Tipo 1		Tipo 2	
		Zona sísmica	Aceleração a_{gR} (m/s^2)	Zona sísmica	Aceleração a_{gR} (m/s^2)
0615	Soure	1.5	0,6	2.4	1,1
0604	Condeixa-a-Nova	1.5	0,6	2.4	1,1
0603	Coimbra	1.6	0,35	2.4	1,1

3.2.16.6 Análise Sísmica

A ação sísmica deve ser representada por um espetro de resposta.

Caso seja necessário efetuar uma análise não linear do tipo "time-history" (por exemplo, quando se utilizam amortecedores sísmicos), a ponte deve ser analisada de acordo com as disposições da secção 3.2.3 da NP EN 1998-2.

Na aplicação do método do espetro de resposta, a ponte deve ser analisada separadamente para as componentes translacionais da ação sísmica, nas direções longitudinal, transversal e vertical.

A componente horizontal deve ser definida em conformidade com a NP EN 1998-1, secção 3.2.2.2, em função do tipo de solo de fundação dos apoios da ponte.

Os efeitos da componente sísmica vertical sobre os pilares podem ser dispensados em zonas de sismicidade baixa a moderada, desde que a ponte não se localize a uma distância inferior a 5 km de uma falha sismotectónica ativa (NP EN 1998-2, cláusula 4.1.7).

Os efeitos da componente sísmica vertical, quando atua no sentido ascendente sobre tabuleiros de betão pré-esforçado, devem ser sempre considerados.

Os efeitos da componente sísmica vertical nos aparelhos de apoio e nas ligações devem, do mesmo modo, ser sempre considerados.

Relativamente às componentes horizontais da ação sísmica, o espetro de resposta elástica, Se(T), é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_c(T) = a_g \times S \times \left[1 + \frac{T}{T_B} \times (\eta \times 2.5 - 1)\right] \quad (27)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_c(T) = a_g \times S \times \eta \times 2.5 \quad (28)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_c(T) = a_g \times S \times \eta \times 2.5 \left[\frac{T_C}{T}\right] \quad (29)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_c(T) = a_g \times S \times \eta \times 2.5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2}\right] \quad (30)$$

Onde:

- T = período de vibração (s).
- a_g = aceleração do solo em solo do tipo A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$) (m/s²) determinada a partir do PSHA.
- T_B = limite inferior do período do ramo de aceleração espetral constante (s).
- T_C = limite superior do período do ramo de aceleração espetral constante (s).
- T_D = valor que define o início da gama de resposta de deslocamento constante do espetro (s).
- S = fator solo (-).
- η = fator de correção do amortecimento com um valor de referência de η = 1.0 para um amortecimento viscoso de 5%.

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \zeta}} \geq 0.55 \quad (31)$$

em que ξ é o rácio de amortecimento viscoso expresso em percentagem.

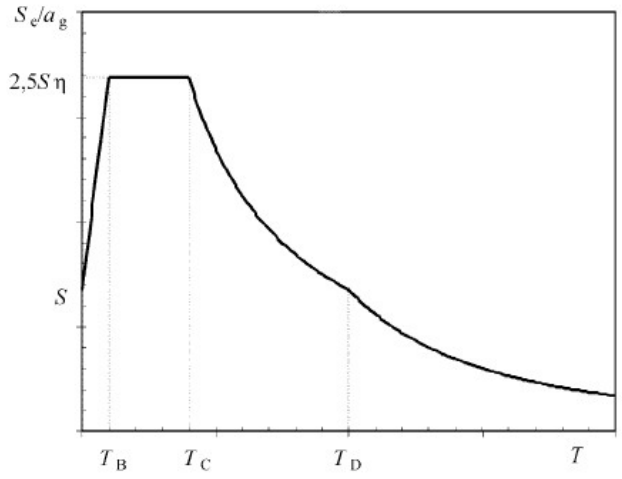


Figura 26 - NP EN 1998-1, Figura 3.1: Forma do espetro de resposta elástica

Os valores dos períodos T_B , T_C e T_D e do fator de solo S dependem do tipo de solo e do tipo de espetro de resposta.

O solo do tipo S_1 é provável nas seguintes pontes e viadutos, nas quais a espessura aluvionar é considerável. Os ensaios SPT realizados mostram um número muito baixo de golpes, permitem rever velocidades de propagação das ondas de cisalhamento da ordem de Vs = 100 m/s. Este solo tão mole não permite adotar um espectro normativo para as classes de solo tipificadas no Eurocódigo, e torna necessário o desenvolvimento de um espectro de local. (GRA, *Ground Response Analysis*)

No Anexo Nacional da secção 3.2.2.2 da norma NP EN 1998-1, Tabela 10 e 11, apresentam-se os valores recomendados para dois tipos de espetros.

Tabela 10 - Anexo Nacional da NP EN 1998-1, Quadro NA-3.2: Valores dos parâmetros que descrevem os espetros de resposta elástica recomendados para o Tipo 1

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Tabela 11 - Anexo Nacional da NP EN 1998-1, Quadro NA-3.3: Valores dos parâmetros que descrevem os espetros de resposta elástica recomendados para o Tipo 2

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

De seguida, como exemplo, apresentam-se os espetros elásticos utilizados (coeficiente de comportamento de 1.0) no presente estudo para as duas situações a verificar, "requisitos de não ocorrência de colapso" (ELU) e "requisito de limitação de danos" (ELS), para solos tipo C e D e para as duas zonas sísmicas a que o projeto pertence (Zonas 1.5 e 2.4 & 1.6 e 2.4). De forma semelhante, serão gerados os espectros para outros tipos de solo, Figuras 27 a 34.

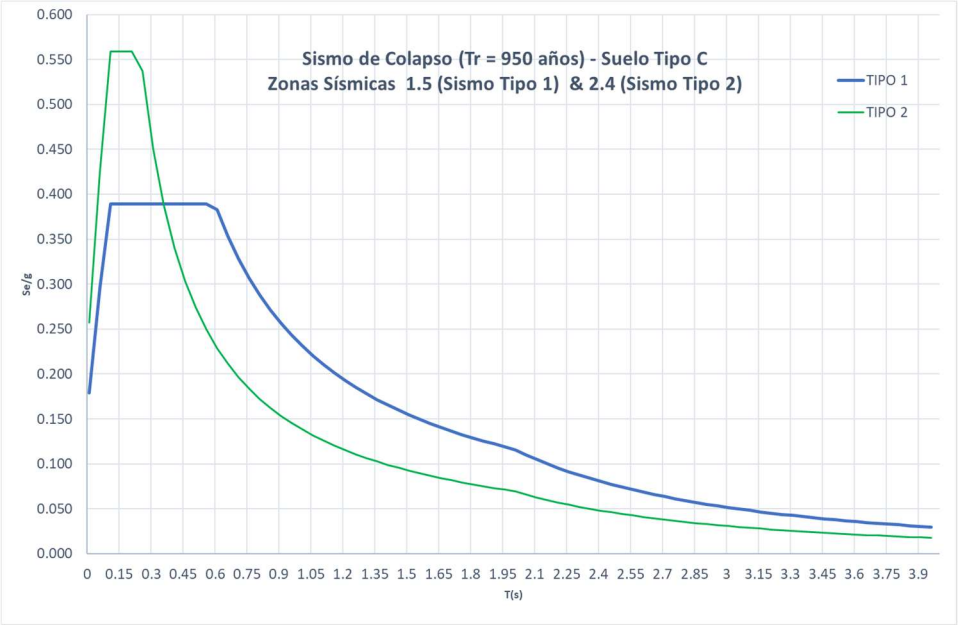


Figura 27 - Espectro de resposta elástica ELU - Solo Tipo C – Zonas 1.5 (Sismo Tipo I) e 2.4 (Sismo Tipo II)

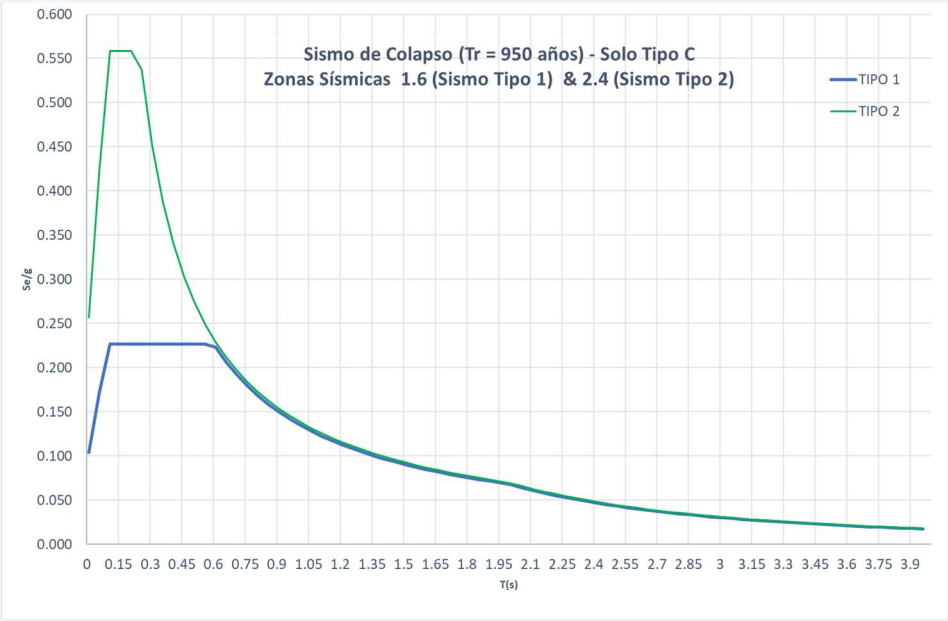


Figura 28 - Espectro de resposta elástica ELU - Solo Tipo C – Zonas 1.6 (Sismo Tipo I) e 2.4 (Sismo Tipo II)

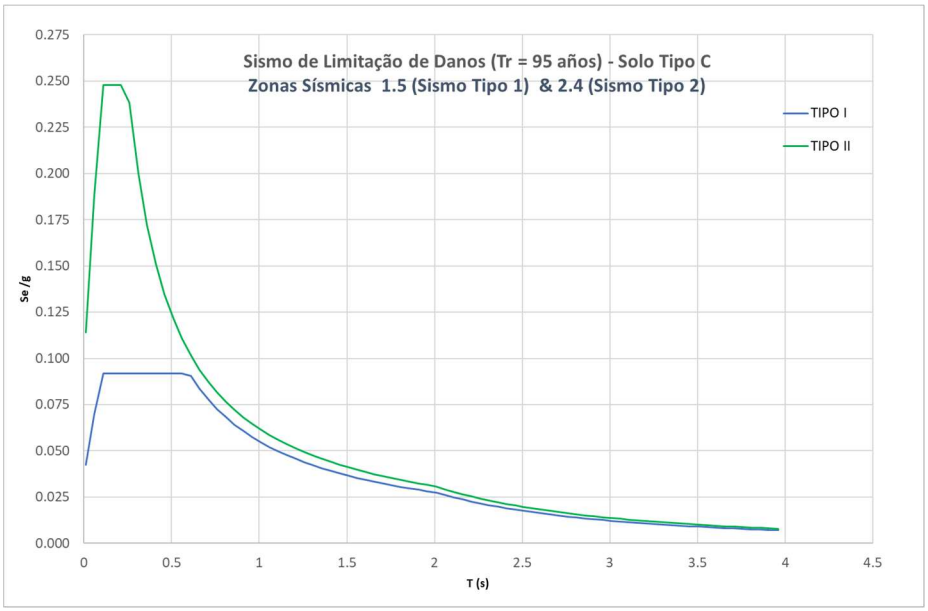


Figura 29 – Espectro de resposta elástica ELS - Solo Tipo C – Zonas 1.5 (Sismo Tipo I) e 2.4 (Sismo Tipo II)

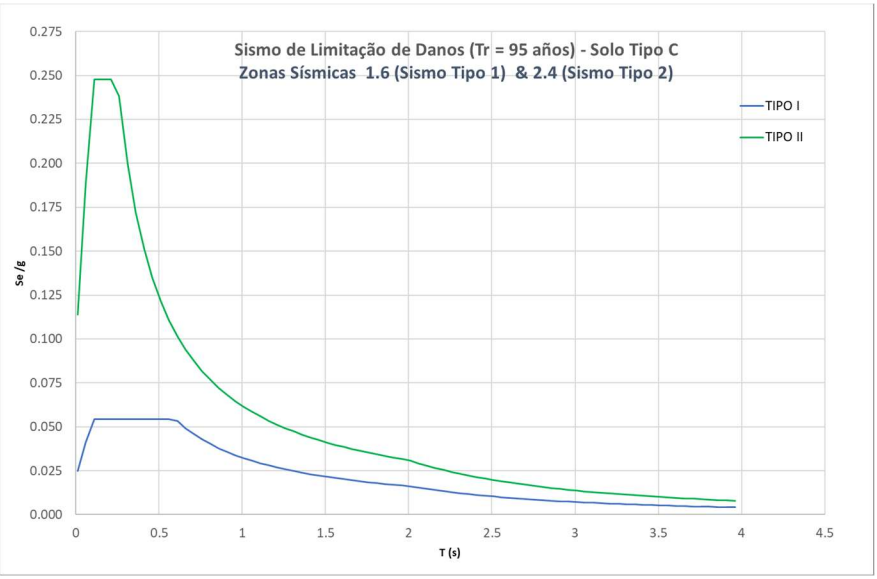


Figura 30 - Espectro de resposta elástica ELS - Solo Tipo C – Zonas 1.6 (Sismo Tipo I) e 2.4 (Sismo Tipo II)

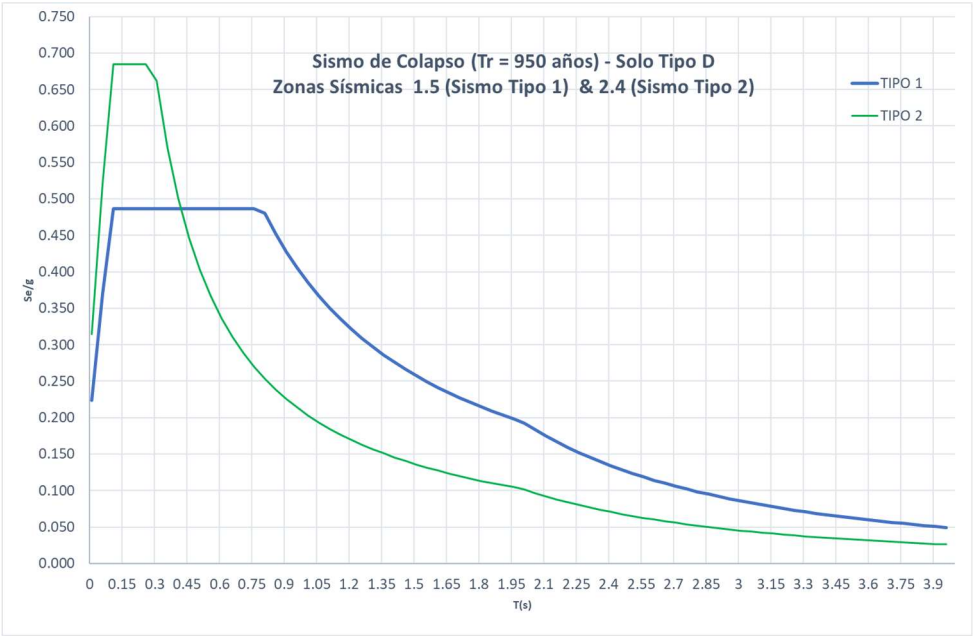


Figura 31 - Espectro de resposta elástica ELU - Solo Tipo D – Zonas 1.5 (Sismo Tipo I) e 2.4 (Sismo Tipo II)

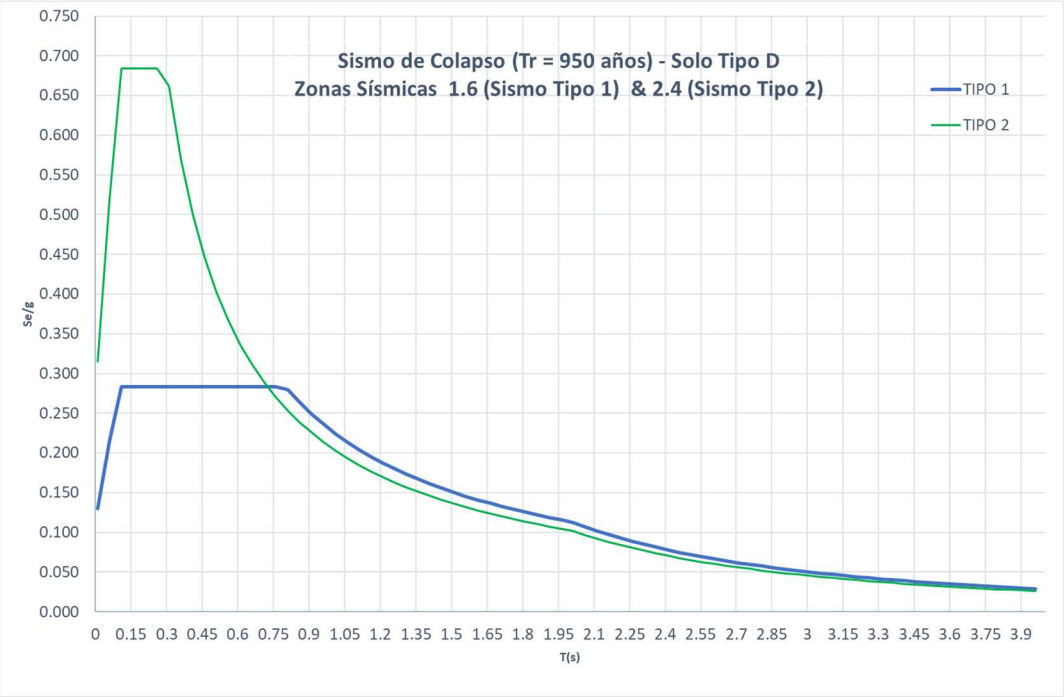


Figura 32 - Espectro de resposta elástica ELU - Solo Tipo D – Zonas 1.6 (Sismo Tipo I) e 2.4 (Sismo Tipo II)

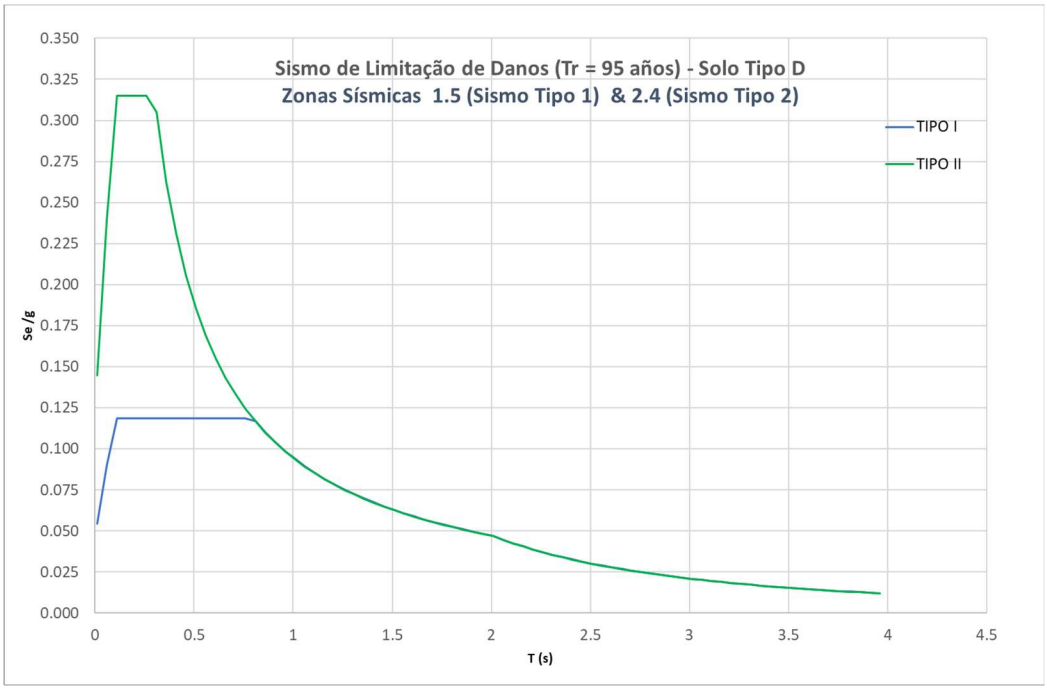


Figura 33 - Espectro de resposta elástica ELS - Solo Tipo D – Zonas 1.5 (Sismo Tipo I) e 2.4 (Sismo Tipo II)

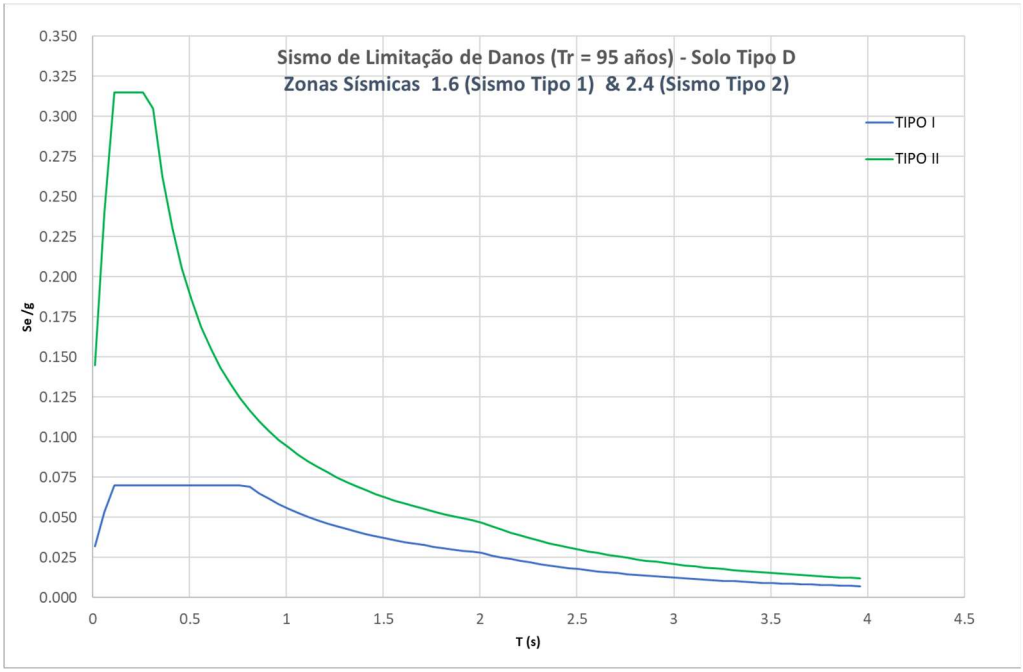


Figura 34 - Espectro de resposta elástica ELS - Solo Tipo D – Zonas 1.6 (Sismo Tipo I) e 2.4 (Sismo Tipo II)

A componente vertical da ação sísmica deve ser representada por um espetro de resposta elástica, S_{ve} (T), obtido utilizando as expressões seguintes:

$$0 \leq T \leq T_B: S_{Ve}(T) = a_{vg} \times \left[1 + \frac{T}{T_B} \times (\eta \times 3.0 - 1)\right] \quad (32)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_{Ve}(T) = a_{vg} \times \eta \times 3.0 \quad (33)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_{Ve}(T) = a_{vg} \times \eta \times 3.0 \left[\frac{T_C}{T}\right] \quad (34)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_{Ve}(T) = a_{vg} \times \eta \times 3.0 \left[\frac{T_C T_D}{T^2}\right] \quad (35)$$

Onde:

T = período de vibração (s).

a_{vg} = aceleração do solo de projeto na direção vertical, em solo de tipo A.

T_B = limite inferior do período do ramo de aceleração espetral constante (s).

T_C = limite superior do período do ramo de aceleração espetral constante (s).

T_D = valor que define o início da gama de resposta de deslocamento constante do espetro (s).

η = fator de correção do amortecimento com valor de referência η = 1.0 para amortecimento viscoso de 5%.

Os valores recomendados para a_{vg}, T_B, T_C e T_D aplicáveis aos cinco tipos de solo A, B, C, D e E devem ser obtidos conforme a Tabela 12.

Tabela 12 - Anexo Nacional da NP EN 1998-1, Quadro NA-3.4: Valores recomendados dos parâmetros que descrevem os espetros de resposta elástica vertical

Acção sísmica	a_{vg}/a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Tipo 1	0,75	0,05	0,25	1,0
Tipo 2	0,95	0,05	0,15	1,0

De acordo com a norma NP EN 1998-1, secção 3.2.2.5, a capacidade de resistir a ações sísmicas na gama não linear permite, em geral, o seu dimensionamento para resistência a forças sísmicas inferiores às correspondentes a uma resposta elástica linear.

Por conseguinte, para evitar uma análise estrutural inelástica explícita, a capacidade da estrutura para dissipar energia é tida em conta por meio de uma análise elástica baseada num espetro de resposta reduzido em relação ao elástico, introduzindo o fator de comportamento q.

As componentes horizontais da ação sísmica do espetro de projeto, $S_d(T)$, são definidas pelas expressões seguintes:

$$0 \le T \le T_B: S_{Ve}(T) = a_g \times S \times \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3}\right)\right] \tag{36}$$

$$T_B \le T \le T_C: S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \tag{37}$$

$$T_C \le T \le T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \times \left[\frac{T_C}{T}\right] \\ \ge \beta \times a_g \end{cases} \tag{38}$$

$$T_D \le T: S_d(T) \begin{cases} = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \times \left[\frac{T_C T_D}{T^2}\right] \\ \ge \beta \times a_g \end{cases} \tag{39}$$

Onde:

a_g , S, T_B , T_C e T_D são os definidos nas secções anteriores.

q = fator de comportamento.

β = fator de limite inferior do espectro de conceção horizontal (β = 0,2).

Para a componente vertical da ação sísmica, o espetro de projeto é dado pelas mesmas expressões acima, com a aceleração do solo de projeto na direção vertical, a_{vg} substituindo a_g e *S* igual a 1.0.

Os valores máximos do fator de comportamento *q* que podem ser utilizados para as duas componentes sísmicas horizontais são especificados na Tabela 13.

Tabela 13 - NP EN 1998-2, Quadro 4.1: Valores máximos do coeficiente de comportamento *q*

Tipo de elementos dúcteis	Comportamento sísmico	
	Dúctil limitado	Dúctil
Pilares de betão armado:		
Pilares verticais em flexão	1,5	$3,5\,\lambda(\alpha_s)$
Escoras inclinadas em flexão	1,2	$2,1\,\lambda(\alpha_s)$
Pilares de aço:		
Pilares verticais em flexão	1,5	3,5
Escoras inclinadas em flexão	1,2	2,0
Pilares com contraventamento normal	1,5	2,5
Pilares com contraventamento excêntrico	-	3,5
Encontros rigidamente ligados ao tabuleiro:		
Em geral	1,5	1,5
Estruturas bloqueadas (ver 4.1.6(9), (10))	1,0	1,0
Arcos	1,2	2,0

* $\alpha_s = L_s/h$ é a razão do vão de esforço transverso do pilar, em que L_s é a distância entre a rótula plástica e o ponto de momento nulo e *h* é a altura da secção transversal na direção de flexão da rótula plástica.

Para: $\alpha_s \geq 3$ $\quad \lambda(\alpha_s) = 1,0$

$3 > \alpha_s \geq 1,0$ $\quad \lambda(\alpha_s) = \sqrt{\frac{\alpha_s}{3}}$

Se uma ponte tiver vários tipos de elementos dúcteis, deve ser utilizado o coeficiente de comportamento *q* correspondente ao grupo-tipo com a maior contribuição para a resistência sísmica.

Podem ser utilizados valores diferentes do coeficiente de comportamento *q* em cada uma das duas direções horizontais.

O coeficiente de comportamento igual a 1.0.

As pontes e estruturas ferroviárias devem ser analisadas através de uma análise do espectro de resposta, que é uma análise elástica das respostas dinâmicas de pico de todos os modos significativos da estrutura.

Para tal, deve realizar-se uma análise modal em cada uma das direções analisadas, utilizando os espetros de resposta de projeto definidos na secção anterior.

Deve ser incluído um número adequado de modos, de modo que a soma das massas modais efetivas para os modos considerados, $(\Sigma M)_{ic}$, corresponda a pelo menos 90% da massa total da ponte.

Se a condição anterior não for satisfeita após a consideração de todos os modos com $T \geq 0.033$ s, o número de modos considerados pode ser considerado aceitável desde que sejam satisfeitas as duas condições seguintes:

- $(\Sigma M)_{ic} / M \geq 0.70$
- Os valores finais dos efeitos da ação sísmica são multiplicados por $M/(\Sigma M)_{ic}$

Para a combinação das respostas modais (forças, deslocamentos, etc.), será utilizado o método da Combinação Quadrática Completa (CQC).

A combinação das diferentes componentes da ação sísmica deve ser contabilizada da seguinte forma:

- E_{Edx} "+" $0.30 \cdot E_{Edy}$"+" $0.30 \cdot E_{Edz}$
- $0.30 \cdot E_{Edx}$ "+" E_{Edy}"+" $0.30 \cdot E_{Edz}$
- $0.30 \cdot E_{Edx}$ "+" $0.30 \cdot E_{Edy}$ "+" E_{Edz}

Onde:

- "+" implica "para ser combinado com".
- E_{Edx} representa os efeitos da ação devido à aplicação da ação sísmica ao longo do eixo horizontal x da estrutura.
- E_{Edy} representa os efeitos da ação decorrentes da aplicação da mesma ação sísmica ao longo do eixo horizontal ortogonal y da estrutura.
- E_{Edz} representa os efeitos da ação devidos à aplicação da ação sísmica vertical (apenas a ser considerada para a análise de pavimentos, apoios e ligações de betão pré-esforçado).

Os efeitos da ação sísmica devem ser determinados a partir de um modelo linear discreto adequado (Modelo Dinâmico Completo), idealizado de acordo com as leis da mecânica e os princípios da análise estrutural, e compatível com uma idealização associada à ação sísmica. Em geral, este é um modelo espacial.

O modelo da ponte e a seleção dos graus de liberdade dinâmicos devem representar a distribuição da rigidez e da massa de modo que todos os modos de deformação e as forças de inércia significativos sejam ativados sob a excitação sísmica de projeto. Em certos casos, é suficiente utilizar dois modelos separados na análise, um para modelar a resposta na direção longitudinal da ponte e outro para a direção transversal.

Os valores médios das massas permanentes e os valores quase permanentes das massas correspondentes às ações variáveis devem ser considerados no modelo sísmico. Os valores quase-permanentes das ações variáveis do tráfego ferroviário devem ser considerados iguais a $\Psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}$ em que $Q_{k,1}$ é o valor característico da carga de tráfego e $\Psi_{2,1}$ dependerá do estado limite sísmico considerado:

- $\Psi_{2,1} = 0$ para o sismo de estado limite último (ELU).
- $\Psi_{2,1} = 0.3$ para o sismo de estado limite de utilização (ELS).

Quando os pilares estão imersos em água, e a menos que seja feita uma avaliação mais precisa da interação hidrodinâmica, este efeito pode ser estimado tendo em conta uma massa adicional de água arrastada que atua nas direções horizontais por unidade de comprimento do pilar imerso (deve ser feita referência ao Anexo F da norma NP EN 1998-2).

Para paredes flexíveis em consola, as forças resultantes dos efeitos de inércia da parede podem ser ignoradas na estimativa das forças sísmicas de projeto.

Para os encontros em cofre que dependem da sua massa para a estabilidade, tanto a massa das paredes do encontro quanto a massa do solo existente no seu interior devem ser consideradas para a análise.

Quando um muro suporta uma estrutura de ponte, as forças sísmicas de projeto incluirão também as forças sísmicas transferidas da ponte através dos apoios.

Quando se utiliza a análise do espetro de resposta, podem ser assumidos os seguintes valores do rácio de amortecimento viscoso equivalente ξ, com base no material dos elementos onde a maior parte da energia de deformação é dissipada durante a resposta sísmica. Em geral, isto ocorrerá nos pilares:

- Aço soldado: 0.02
- Aço aparafusado: 0.04
- Betão armado: 0.05
- Betão pré-esforçado: 0.02

Para os elementos de betão armado em pontes projetadas para um comportamento dúctil (NP EN 1998-2 ponto 2.3.6.1), e na ausência de um método de cálculo mais preciso, a rigidez efetiva à flexão a utilizar numa análise linear (estática ou dinâmica) para a ação sísmica de cálculo poderá ser avaliada do seguinte modo:

- para pilares de betão armado, um valor calculado com base na rigidez secante no limite teórico de cedência (deve ser feita referência ao Anexo C da norma NP EN 1998-2);
- para tabuleiros de betão armado ou pré-esforçado, a rigidez das secções brutas de betão não fendilhadas;

ou,

- para a estrutura complete a rigidez de flexão das seções brutas de betão não fendilhadas.

Tanto para pontes com comportamento dúctil como para pontes com ductilidade limitada, deverá ser tida em conta a redução significativa da rigidez de torção dos tabuleiros de betão, em relação à rigidez de torção do tabuleiro não fendilhado. Na falta de um cálculo mais preciso, poderão ser utilizadas as seguintes frações da rigidez de torção das seções brutas não fendilhadas:

- para secções abertas ou lajes, a rigidez de torção pode ser ignorada;
- para secções em caixão pré-esforçadas, 50% da rigidez bruta da secção não fendilhada;
- para secções em caixão de betão armado, 30% da rigidez bruta da secção não fendilhada.

Os efeitos da interação solo-estrutura podem ser considerados de acordo com a norma NP EN 1998-5, utilizando impedâncias apropriadas ou molas de solo devidamente definidas.

Os efeitos da interação solo-estrutura devem ser sempre tidos em conta nos pilares em que, sob a ação de uma carga horizontal unitária numa dada direção no topo do pilar, a flexibilidade do solo contribui com mais de 20% do deslocamento total no topo do pilar.

A análise sísmica deve considerar a perda de apoio lateral do solo acima do nível máximo de erosão determinado na cheia de projeto.

Se for necessário efetuar uma análise dinâmica não linear ("time-history"), devem ser respeitadas as disposições da secção 4.2.4 da norma NP EN 1998-1.

3.2.17 Atrito nos Aparelhos de Apoio

As pontes ferroviárias são geralmente suportadas na direção longitudinal tanto por aparelhos de apoio deslizantes (em apoios deslizantes) quanto por aparelhos de apoio restringidos (em apoios fixos). A força horizontal suportada pelos apoios fixos determinada considerando o equilíbrio longitudinal e transversal da estrutura.

O efeito das forças longitudinais decorrentes da restrição de deslocação dos apoios deslizantes deve ser avaliado de acordo com a norma NP EN 1337-1.

A abordagem é válida para a combinação de materiais deslizantes conforme a Tabela 14.

Tabela 14 - EN 1337-2, Tabela 9: Combinação admissível de materiais para aplicações permanentes como superfícies de deslizamento

Superficie plana		**Superficies curvas**		**Guías**	
PTFE alveolado	Acero austenítico	PTFE alveolado	Acero austenítico	PTFE no alveolado	
			Cromo duro	CM1	Acero austenítico
			Aluminio	CM2	

A força horizontal "H", que pode ser atingida por um aparelho de apoio deslizante imediatamente antes de ocorrer o deslizamento, é obtida a partir da força vertical associada "V":

$$H = (\mu + PP + PL) \cdot V \tag{40}$$

Onde:

V = carga vertical aplicada ao aparelho de apoio (por simplicidade, pode assumir-se a reação máxima devida a cargas permanentes);

μ = coeficiente de atrito do aparelho de apoio, que depende do tipo de aparelho de apoio (ver abaixo);

PP = precisão da instalação da chumaceira, que deve ser considerada como 0.3% (secção 9 da norma EN 1337-5);

PL = declive do plano de deslizamento, sempre que aplicável.

Quando vários aparelhos de apoio estão dispostos de tal forma que as forças adversas, resultantes da reação ao movimento de alguns, são parcialmente aliviadas pelas forças resultantes da reação ao movimento de outros, os respetivos coeficientes de atrito μ_a e μ_r devem ser estimados da seguinte forma, a menos que tenha sido feita uma investigação mais precisa:

$$\mu_a = 0.5 \cdot \mu_{max} \cdot (1 + \alpha) \tag{41}$$

$$\mu_r = 0.5 \cdot \mu_{max} \cdot (1 - \alpha) \tag{42}$$

Onde:

μ_a = coeficiente de atrito adverso;

μ_r = coeficiente de atrito de alívio;

μ_{max} = coeficiente de atrito máximo dos aparelhos de apoio (ver abaixo);

α = fator dependente do tipo de chumaceira e do número de aparelhos de apoio "n" que exercem uma força adversa ou de alívio, conforme o caso; se não for indicado um valor para "α", este deve ser calculado conforme com a Tabela 15.

Tabela 15 - NP EN 1337-1 Tabela 2: Fator α_n

n	α_n
≤ 4	1
$4 < n < 10$	$\frac{16 - n}{12}$
≥ 10	0,5

O coeficiente de atrito máximo μ_{max} deve ser obtido de acordo com a secção 6.7 da norma NP EN 1337-2, como se segue:

- Para aparelhos de apoio deslizantes, devem ser aplicados os valores do coeficiente de atrito, Tabela 16, de acordo com a tabela seguinte. Estes valores são válidos apenas para superfícies de deslizamento constituídas por PTFE lubrificado e contendo pequenos relevos ("dimpled surface", que atuam como pequenos reservatórios de lubrificante).

Tabela 16 - NP EN 1337-2, Tabela 11: Coeficientes de atrito μ_{max}

Presión de contacto σ_p (MPa)	**≤5**	**10**	**20**	**≥30**
PTFE alveolado/recubrimiento de acero austenítico o de cromo duro	0,08	0,06	0,04	0,03 (0,025)[a]
PTFE alveolado/aleación de aluminio anodizado	0,12	0,09	0,06	0,045 (0,038)[a]
[a] Estos valores se aplican a la resistencia al rozamiento de superficies de deslizamiento curvas.				

Os valores poderão ser revistos uma vez definido o fabricante dos aparelhos de apoio.

Deve ser considerada a ação acidental que pode ser causada por um aumento significativo do coeficiente de atrito (por exemplo, perda de PTFE, entupimento ou pintura da placa de aço inoxidável, etc.). Neste caso, os valores numéricos do coeficiente de atrito definidos na secção anterior devem ser substituídos pelo correspondente ao atrito parcial metal-metal, que pode facilmente atingir 10% ou mesmo 15%.

Para a avaliação da força de apoio de atrito numa situação de projeto acidental, deve-se assumir um coeficiente de atrito de 0.15.

O aumento do coeficiente de atrito deve afetar apenas um aparelho de apoio de cada vez.

Para situações de projeto persistentes e transitórias, as forças de atrito nos aparelhos de apoio devem ser tratadas como uma ação variável e consideradas em combinação com outras ações definidas nas normas NP EN 1990 e NP EN 1991, Tabela 17.

Tabela 17 - Fatores de combinação para forças de atrito dos aparelhos de apoio

Ação	**Simbologia**	γ_Q	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Força de atrito nos aparelhos de apoio	$F_{br,k}$	1,3	0	0	0

As forças de atrito nos aparelhos de apoio, $F_{br,k}$, não precisam de ser consideradas em combinação com quaisquer outras ações variáveis, exceto o impulso de terra, quando aplicável.

Os efeitos do atrito não devem ser utilizados para atenuar as cargas horizontais aplicadas externamente.

Para situações de conceção acidental, as forças de atrito nos aparelhos de apoio devem ser consideradas como a ação acidental e ser combinadas com as ações variáveis associadas afetadas pelos fatores de combinação correspondentes.

3.2.18 Cargas de Impacto

As cargas de impacto nas estruturas de alta velocidade podem ser causadas por veículos rodoviários (passagens de nível inferiores) ou comboios (passagens de nível superiores), e devem ser consideradas como uma situação de projeto acidental.

3.2.18.1 Cargas de Impacto do Tráfego Rodoviário

Os valores de projeto para forças estáticas equivalentes devidos ao impacto em pilares ou muros de suporte de pontes ferroviárias são definidos na norma EN 1991-1-7, secção 4.3 (ações acidentais causadas por veículos rodoviários) para as direções normal e perpendicular à direção normal de deslocação, Tabela 18.

Tabela 18 - EN 1991-1-7, Tabela 4.1: Forças de projeto estáticas equivalentes indicativas devidas ao impacto de veículos em elementos que suportam estruturas sobre ou adjacentes a estradas

Category of traffic	Force F_{dx} [a] [kN]	Force F_{dy} [a] [kN]
Motorways and country national and main roads	1000	500
Country roads in rural area	750	375
Roads in urban area	500	250
Courtyards and parking garages with access to:		
- Cars	50	25
- Lorries [b]	150	75

[a] x = direction of normal travel, y = perpendicular to the direction of normal travel.

[b] The term "lorry" refers to vehicles with maximum gross weight greater than 3,5 tonnes.

De acordo com a norma NP EN1991-1-7 no ponto 4.3, os valores a utilizar são:

- Força na direção do deslocamento: F_{dx} = 1000 kN;
- Força na perpendicular do deslocamento: F_{dy} = 500 kN;
- Altura acima do nível do terreno adjacente: 1.25 m

Não é suposto que ambas as forças F_{dx} e F_{dy} atuem simultaneamente.

Devem ser definidos valores de projeto para as ações devidas ao impacto de camiões e/ou às cargas transportadas pelos camiões nos elementos da superestrutura, a menos que sejam previstas folgas adequadas ou medidas de proteção apropriadas para evitar o impacto, Tabela 19.

O valor recomendado para um espaço livre adequado, excluindo a futura repavimentação da estrada sob a ponte, é de 6.5 m (6.0 m nas zonas urbanas).

Tabela 19 - EN 1991-1-7, Tabela 4.2: Forças de projeto estáticas equivalentes indicativas devidas ao impacto em superestruturas

Category of traffic	Equivalent static design force F_{dx} [a] [kN]
Motorways and country national and main roads	500
Country roads in rural area	375
Roads in urban area	250
Courtyards and parking garages	75
[a] x = direction of normal travel.	

Em superfícies verticais, as cargas de impacto de projeto são iguais às forças estáticas equivalentes de projeto F_{dx} devidas ao impacto, indicadas no quadro acima.

As cargas F_{dx} na face inferior das estruturas devem ser aplicadas em qualquer direção entre a horizontal e a vertical para cima, de modo a produzir os efeitos mais desfavoráveis no elemento considerado.

A área aplicável da força de impacto F_{dx} sobre os elementos deve ser um quadrado com lados de 0.25 m.

3.2.18.2 Cargas de Impacto do Tráfego Ferroviário

As ações acidentais causadas pelo descarrilamento do tráfego ferroviário em estruturas que atravessam ou estão ao lado de linhas ferroviárias operacionais devem ser conformes com a norma EN 1991-1-7 - Secção 4.5.

Deve considerar-se que as zonas de risco se estendem por uma largura de 5.0 m a partir do eixo da via mais próxima e abrangem qualquer ponto entre as vias.

Os apoios da estrutura (pilares e encontros) não devem ser colocados a distâncias inferiores aos gabaritos mínimos indicados anteriormente. Se tal não for possível, os apoios de estruturas situadas na zona de risco devem ser concebidos para resistir aos efeitos das cargas de colisão, como se indica a seguir:

- $F_{dx} = \alpha$ x 4 000 kN.
- $F_{dy} = \alpha$ x 1 500 kN.

Onde:

- α = fator de classificação definido na secção 7.6.2;
- x = direção das vias-férreas;
- y = perpendicular à direção da via-férrea.

As duas forças devem ser aplicadas a uma altura de 1.80 m acima do nível do carril da via que passa por baixo da estrutura, não sendo necessário considerar que atuam simultaneamente.

3.2.19 Ações causadas pela água

De um modo geral, as ações devidas à água, incluindo as águas subterrâneas, devem ser representadas por meio de pressões estáticas e/ou de efeitos hidrodinâmicos, consoante a situação que conduza aos efeitos mais desfavoráveis para a estrutura em análise.

No que respeita aos efeitos hidrodinâmicos, os fenómenos habitualmente considerados incluem a força hidrodinâmica resultante da ação de correntes sobre obstáculos imersos, bem como as forças originadas pela ação das ondas, Figura 35.

Estas ações podem ainda ser classificadas, no contexto das combinações de ações, como permanentes ou variáveis, consoante a sua natureza. A título de exemplo, as correntes associadas à ação das ondas em pontes marítimas são geralmente tratadas como ações permanentes, enquanto as correntes de água resultantes de cheias em pontes sobre wadis assumem o carácter de ações variáveis.

Relativamente às ações exercidas pelas correntes sobre estruturas imersas, incluindo, quando relevantes, os respetivos efeitos dinâmicos, estas devem ser aplicadas na direção perpendicular às superfícies de contacto com o escoamento, e a sua determinação deve ter em conta a velocidade da corrente, a profundidade da água e a geometria da estrutura.

A magnitude da força horizontal total F_{wa} (N) exercida pelas correntes na superfície vertical deve ser determinada pela seguinte expressão:

$$F_{wa} = \frac{1}{2} \cdot k \cdot \rho_{wa} \cdot h \cdot b \cdot v_{wa}^2 \tag{43}$$

Em que:

v_{wa} = velocidade média da água ao longo da profundidade, em m/s;

ρ_{wa} = densidade da água, em kg/m^3;

h = profundidade da água, sem incluir a profundidade de erosão local, em m;

b = largura do objeto, em m;

k = fator de forma:

- k = 1.44 para um objeto de secção transversal horizontal quadrada ou retangular;
- k = 0.70 para um objeto de secção transversal horizontal circular.

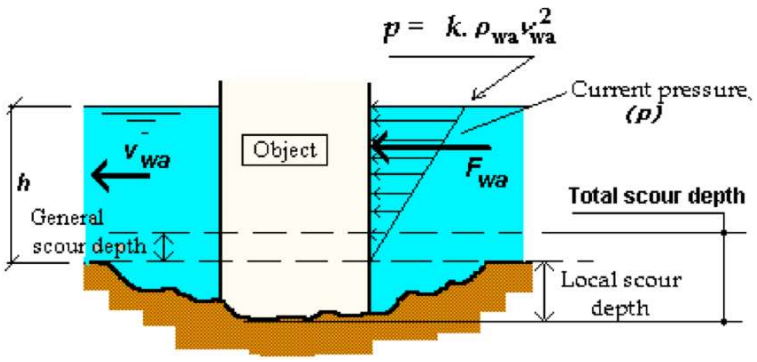


Figura 35 - EN 1991-1-6, Figura 4.1: Pressão e força devidas às correntes

O efeito da erosão pode ser considerado no projeto sempre que se revele relevante, como é o caso de pontes com pilares localizados no leito de cheia dos rios. Na determinação dos efeitos associados à erosão, devem ser tidos em conta dois componentes principais, para além dos efeitos decorrentes da migração, agravação e degradação do canal:

- a profundidade geral de erosão, correspondente à profundidade de erosão resultante do caudal do rio, independentemente da presença de qualquer obstáculo, sendo esta função da magnitude da cheia;
- a profundidade de erosão local, correspondente à profundidade de erosão originada pelos vórtices de água junto a um obstáculo, como é o caso de um pilar de ponte.

A velocidade da água e a profundidade de erosão a introduzir na equação anteriormente apresentada devem ser determinadas com base numa análise hidráulica adequada. Na ausência de informação disponível nesta fase do projeto, deve adotar-se, por defeito, a velocidade de 5,0 m/s.

3.2.20 Cargas de Construção

De acordo com a EN 1991-1-6, deve ser considerado o peso de todos os materiais permanentes e temporários, bem como todas as demais forças e efeitos suscetíveis de atuar sobre qualquer parte da estrutura durante a fase de construção.

As cargas de construção (Qc) podem ser representadas, nas situações de projeto apropriadas (ver NP EN 1990), como uma única ação variável ou, quando adequado, por meio do agrupamento de diferentes tipos de cargas de construção, aplicados como uma ação variável única. Deve ainda considerar-se que uma carga de construção isolada e/ou um agrupamento de cargas de construção atuam em simultâneo com cargas não relacionadas com a construção, conforme aplicável.

As cargas de construção a considerar apresentam-se na Tabela 20.

Tabela 20 - EN 1991-1-6, Tabela 4.1: Representação das cargas de construção (Q_c)

Construction Loads (Q_c)				
Actions			Representation	Remarks
Type	Symbol	Description		
Personnel, and handtools	Q_{ca}	Working personnel, staff and visitors, possibly with handtools or other small site equipment	Modelled as a uniformly distributed load q_{ca} and applied as to obtain the most unfavourable effects.	The characteristic value $q_{ca,k}$ of the uniformly distributed load may be defined in the National Annex or for the individual project. The recommended value is 1,0 kN/m^2. See also 4.11.2.
Storage of movable items	Q_{cb}	Storage of moveable items, e.g.: - building and construction materials, precast elements, and - equipment	Modelled as free actions and be represented as appropriate by: – a uniformly distributed load q_{cb}; – a concentrated load F_{cb}.	1. The characteristic values of the uniformly distributed load and the concentrated load may be defined in the National Annex or for the individual project. 2. For bridges, the following values are recommended minimum values: – $q_{cb,k}$ = 0,2 kN/m^2; – $F_{cb,k}$ = 100 kN where $F_{cb,k}$ may be applied over a nominal area for detailed design. For densities of construction materials, see EN1991-1-1.
Non permanent equipment	Q_{cc}	Non permanent equipment in position for use during execution, either: - static (e.g. formwork panels, scaffolding, falsework, machinery, containers) or - during movement (e.g. travelling forms, launching girders and nose, counterweights)	Modelled as free actions and be represented as appropriate by: – a uniformly distributed load q_{cc};	1. These loads may be defined for the individual project using information given by the supplier. Unless more accurate information are available, they may be modelled by a uniformly distributed load with a recommended minimum characteristic value of $q_{cc,k}$ = 0,5 kN/m^2. 2. A range of CEN design codes are available, for example, see EN 12811 and for formwork and falsework design see EN 12812.
Moveable heavy machinery and equipment	Q_{cd}	Moveable heavy machinery and equipment, usually wheeled or tracked, (e.g. cranes, lifts, vehicles, lifttrucks, power installations, jacks, heavy lifting devices)	Assessed and unless specified should be modelled on information given in the relevant parts of EN 1991.	1. Information for the determination of actions due to vehicles when not defined in the project specification, may be found in EN 1991-2, for example. 2. Information for the determination of actions due to cranes is given in EN 1991-3.
Accumulation of waste materials	Q_{ce}	Accumulation of waste materials (e.g surplus construction materials, excavated soil, or demolition materials)	Taken into account by considering possible effects on horizontal, inclined and vertical elements (such as walls), depending on the build-up, and thus mass effects of the accumulation of material.	
Loads from parts of a structure in temporary states	Q_{cf}	Loads from parts of a structure in temporary states (under execution) before the final design actions take effect , such as loads from lifting operations	Taken into account and modelled according to the planned execution sequences, including consequences of those sequences, for example, loads and reverse load effects due to particular processes of construction, such as assemblage	See also 4.11.2 for additional loads due to concrete being fresh

Os valores característicos das cargas de construção, incluindo as respetivas componentes verticais e horizontais, quando aplicáveis, devem ser determinados de acordo com os requisitos técnicos aplicáveis à execução da obra. As cargas transmitidas por equipamentos específicos de construção de pontes, Qcc e Qcd (por exemplo, treliça de lançamento), devem ser fornecidas pelo subempreiteiro especializado.

Quando as cargas de construção originam efeitos dinâmicos, como, por exemplo, a queda súbita de uma travessa durante a construção de uma ponte em consolas sucessivas, estes efeitos devem ser tidos em conta, quer através de uma força estática equivalente que contemple a amplificação dinâmica, quer através de uma análise dinâmica.

3.3 Requisitos Estruturais e Critérios de Conceção

3.3.1 Torção do Tabuleiro

A torção do tabuleiro deverá ser calculada para valores característicos dos modelos de cargas LM71, SW/0 ou SW/2 estes multiplicados por Φ ou α, ou HSLM, e da força centrífuga, Figura 36.

Speed (km/h)	*t* (mm/3m)
$v \leq 120$	≤ 4,5
$120 < v \leq 200$	≤ 3,0
$v > 200$	≤ 1,5

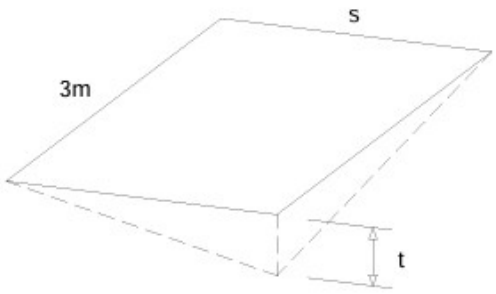


Figura 36 – Torção no tabuleiro (EN 1990:2002)

Para vias de bitola “s” de 1.668 m, o valor de “t” a considerar, pode ser aumentado em 5% relativamente ao correspondente às vias de bitola “s” de 1.435 m.

A torção total da linha não deve exceder 7.5 mm/ 3m, sendo esta dada pela soma entre a torção resultante da geometria do tabuleiro e a torção devida a deformações resultantes do tráfego ferroviário.

3.3.2 Deformação Vertical e rotação do Tabuleiro

Para todas as configurações de estruturas carregadas com a carga vertical caraterística classificada de acordo com a norma NP EN 1991-2, secção 6.3.2 (e, quando necessário, classificadas SW/0 e SW/2 de acordo com a norma NP EN 1991-2, secção 6.3.3), multiplicada pelo fator de impacto dinâmico ϕ, a deformação vertical total máxima medida ao longo de qualquer via devido às ações do tráfego ferroviário não deverá causar uma deformação superior a L/600 (com uma ou duas vias carregadas).

As limitações às rotações das extremidades dos tabuleiros de pontes com balastro estão implícitas na secção 6.5.4 da norma NP EN 1991-2.

Por outro lado, a deformada não deve apresentar raios de curvatura não inferiores a 17 500 m em vãos contínuos.

3.3.3 Deformação Transversal e Vibração do Tabuleiro

A deformação transversal e a vibração do tabuleiro devem ser verificadas para combinações características associando os Modelo de Carga 71 e SW/0, conforme apropriado, multiplicadas pelo fator dinâmico ϕ e α (ou comboio real com o fator dinâmico relevante, se apropriado), com as cargas de vento, força de lacete, forças centrífugas de acordo com a norma NP EN 1991-2, secção 6, e o efeito de um gradiente térmico na direção transversal da ponte.

O deslocamento transversal δ_h do nível superior do tabuleiro deverá ser limitado de modo a assegurar:

- um ângulo de rotação horizontal da extremidade do tabuleiro, em relação a um eixo vertical, não superior aos valores indicados no quadro A2.8 da norma NP EN 1990-A1;
- uma variação do raio de curvatura da via ao longo do tabuleiro não superior aos valores indicados no quadro A2.8 da norma NP EN 1990; ou
- um diferencial do deslocamento transversal da extremidade do tabuleiro entre o tabuleiro e a plataforma da via adjacente ou entre tabuleiros adjacentes não superior ao valor especificado.

As deformações transversais são limitadas de acordo com a Tabela 21.

Tabela 21 – Rotação horizontal máxima e alteração máxima do raio de curvatura

Faixa de velocidade V (km/h)	**Máxima variação horizontal (rad)**	**Variação máxima do raio de curvatura (m)**	
		Tramo único	**Ponte de tramos múltiplos**
$v \leq 120$	0.0035	1700	3500
$120 < v \leq 200$	0.0020	6000	9500
$v > 200$	0.0015	14000	17500

A primeira frequência natural de vibração lateral de um vão não deve ser inferior a f_{h0}.

A primeira frequência natural de vibração lateral do vão deve ser determinada sem considerar a deformabilidade da subestrutura e da fundação (ou seja, num modelo que considere apenas a superestrutura e os apoios).

3.3.4 Conforto do passageiro

O nível de conforto sentido pelos passageiros durante a travessia da ponte está diretamente relacionado com a aceleração vertical da carruagem, b_v', registada nas fases de aproximação, passagem e saída da estrutura. O EN 1990 - Anexo A2 distingue três níveis de conforto - muito bom, bom e aceitável, aos quais correspondem, respetivamente, os valores-limite de aceleração vertical de 1,0, 1,3 e 2,0 m/s².

De forma geral, a análise dinâmica com interação via-estrutura é realizada com o objetivo de determinar as acelerações nas carruagens e avaliar o nível de conforto dos passageiros.

No caso de pontes constituídas por vãos simplesmente apoiados ou contínuos, desde que não apresentem variações relevantes de comprimento ou rigidez entre vãos, e para vãos até 120 m, a verificação do conforto dos passageiros pode ser efetuada através de uma metodologia simplificada baseada na limitação do deslocamento vertical do tabuleiro, Figura 37.

Esta verificação assume particular relevância na análise dinâmica com interação via-estrutura, cujo objetivo é estimar as acelerações induzidas nas carruagens e confirmar que se enquadram no nível de conforto pretendido.

Para configurações estruturais mais correntes - pontes de vãos simplesmente apoiados ou contínuos, sem variações relevantes de comprimento ou rigidez entre vãos, e com vãos até 120 m, a norma permite substituir esta análise dinâmica detalhada por uma verificação simplificada, baseada apenas na limitação do deslocamento vertical do tabuleiro (relação L/δ). Os valores de referência desta relação, aplicáveis a sucessões de três ou mais vãos simplesmente apoiados, correspondem ao nível de conforto "muito bom", sendo a deflexão δ calculada com base no Modelo de Carga 71 majorado pelo fator dinâmico.

Sempre que se pretenda verificar um nível de conforto diferente do "muito bom", os valores-limite de L/δ devem ser divididos pelo coeficiente b_v' correspondente. Adicionalmente, aplicam-se fatores corretivos em função da configuração do tabuleiro: um fator de 0,7 para tabuleiros com menos de três vãos, e um fator de 0,9 para tabuleiros com três ou mais vãos consecutivos em continuidade.

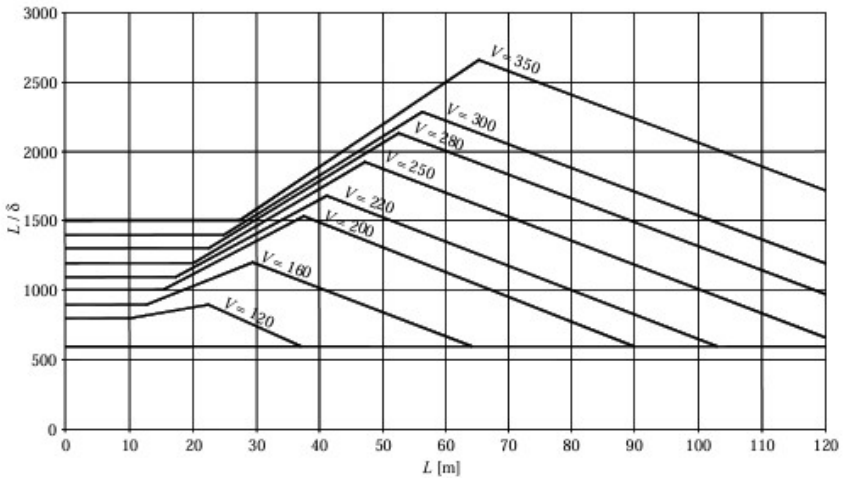


Figura 37 – Deslocamento vertical do Tabuleiro (EN 1990 - Anexo A2)

3.3.5 Deslocamentos entre tabuleiro e via

O controlo dos deslocamentos relativos entre o tabuleiro e a via tem como principal finalidade evitar a desconsolidação excessiva do balastro, prevenindo a consequente degradação das suas características e a flexão excessiva da via, o que, de forma indireta, protege a estabilidade e a integridade dos carris.

A EN 1991-2 estabelece limites para estes deslocamentos, que variam consoante a configuração adotada para a via sobre a estrutura, nomeadamente a presença ou ausência de aparelhos de dilatação de via (ADV) numa ou nas duas extremidades do tabuleiro. A Tabela 22 sintetiza estes limites para as três configurações típicas.

Tabela 22 – Deslocamentos admissíveis

	Deslocamento horizontal relativo tabuleiro-carril (frenagem / arranque)	**Deslocamento horizontal absoluto do tabuleiro (frenagem / arranque)**	**Deslocamento vertical relativo entre topos de tabuleiro-carril (flexão vertical)**	**Elevação máxima do topo do tabuleiro na extremidade**
Carril contínuo, sem ADV	4 mm	5 mm	8 mm	-
ADV numa extremidade	4 mm	5 mm	8 mm	3 mm
ADV nas duas extremidades	-	30 mm	-	3 mm

Independentemente da configuração adotada, as tensões induzidas no carril pela ação conjunta da sobrecarga vertical, da frenagem/arranque e da variação uniforme de temperatura estão sujeitas aos mesmos limites: 72 MPa em compressão e 92 MPa em tração.

Verifica-se, assim, que a introdução de ADV nas duas extremidades do tabuleiro permite um alívio significativo do limite de deslocamento horizontal absoluto (de 5 mm para 30 mm), à custa da introdução de um dispositivo mecânico adicional, o que reforça a ideia, já referida anteriormente, de evitar o uso de ADV sempre que os comprimentos dilatáveis o permitam, e de os reservar para situações em que a estrutura ultrapassa os limites de comprimento dilatável correntes (90 a 120 m).

Note-se ainda que a posição das juntas de via ao longo do traçado não é arbitrária: estas não devem localizar-se em curvas de concordância vertical, nas suas proximidades, nem em curvas de transição em planta.

Ao nível da conceção estrutural, o controlo dos deslocamentos horizontais recorre habitualmente à rigidez dos próprios pilares; quando esta não é suficiente, podem adotar-se soluções complementares, como bloqueadores óleo-dinâmicos ou sistemas de amarração aos encontros através de barras metálicas de alta resistência pré-esforçadas.

3.3.6 Deslocamento Vertical

O deslocamento vertical do tabuleiro deverá ser controlado tendo em conta as ações do tráfego ferroviário (arranque/frenagem e sobrecarga) e as ações devidas à variação da temperatura, Figura 38.

Na norma EN 1991-2 (2017) estão estabelecidos limites para os deslocamentos verticais do tabuleiro que diferem consoante a velocidade máxima de circulação do comboio no tabuleiro em questão, apresentados na Tabela 23.

Tabela 23 – Deslocamento vertical máximo do tabuleiro (EN 1991-2(2017)

Velocidade máxima	**δ_v**
Vias com velocidade máxima de 160 km/h	≤ 3mm
Vias com velocidade superior a 160 km/h	≤ 2mm

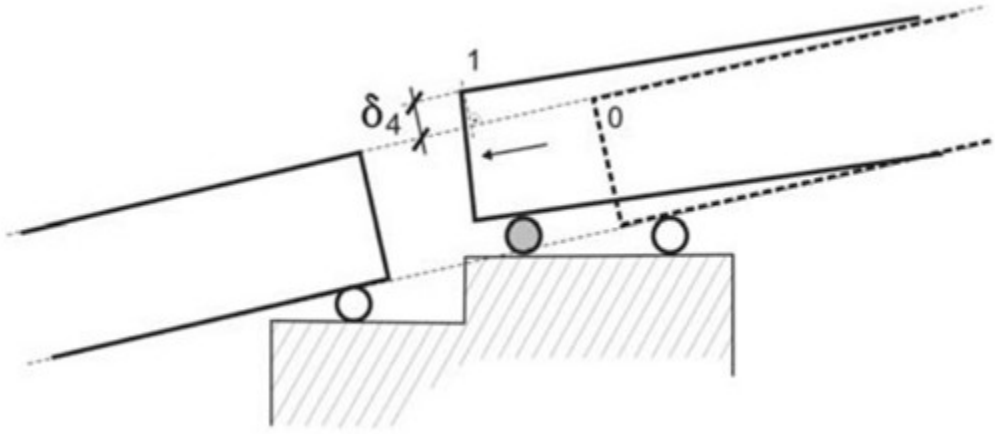


Figura 38 – Deslocamento Vertical máximo entre faces superiores de tabuleiros adjacentes (IAPF, 2010)

4
ANÁLISE PARAMÉTRICA

4.1 PONTES FERROVIÁRIAS COM PILARES FIXOS

4.1.1 Dimensionamento de pilares para pontes ferroviárias sem "encontro fixo"

Nesta secção, procede-se ao estudo do dimensionamento dos pilares de uma ponte ferroviária sem "encontro fixo" e fundações diretas, tendo em conta o deslocamento horizontal induzido pelas forças longitudinais de frenagem e de arranque. Para efeitos deste estudo, considerou-se uma ponte com três vãos centrais de 40 metros (120 m), com pilares de secção em caixão retangular, mantendo fixas a largura transversal (6,0 m) e a espessura das paredes (0,6 m) fazendo variar apenas a altura do pilar e a dimensão longitudinal do pilar, à exceção da altura de pilares de 5 metros na qual se considerou um pilar maciço. Adotou-se um betão da classe C35/45 para a totalidade dos pilares analisados. Para além disso, recorreu-se ao software Robot Structural Analysis de forma a realizar todos os cálculos necessários, Figura 40, sendo aplicadas neste modelo todas as cargas anteriormente referidas no Capítulo 3.

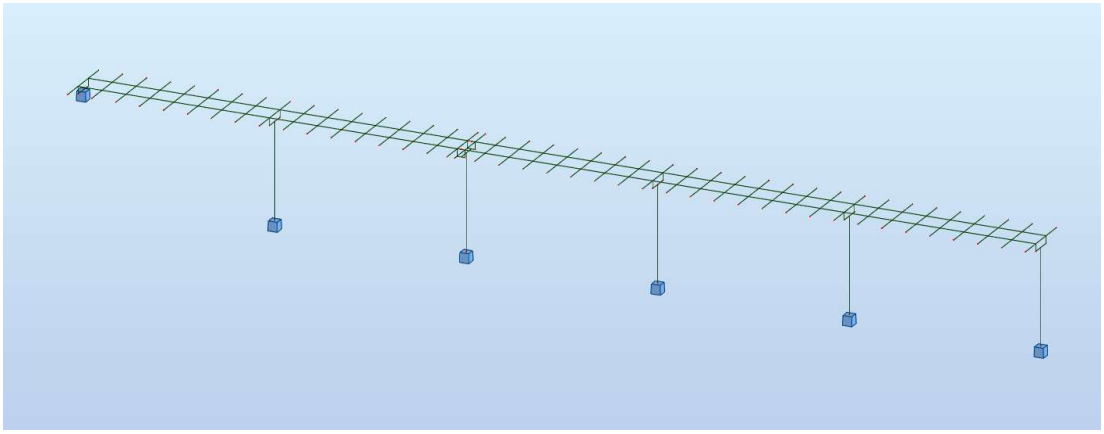


Figura 39 – Estrutura base em Robot Structural Analysis

É importante referir que, embora o Eurocódigo EN 1991-2 estabeleça, como critério de referência, que a não utilização de um sistema com ADV é aplicável sobretudo a tabuleiros com comprimentos dilatáveis inferiores a 90 m, na análise realizada será considerado um viaduto com comprimento de 120 m.

Com efeito, a definição deste limite de 90 m depende de um conjunto de variáveis, nomeadamente a rigidez longitudinal da subestrutura, o tipo de via (balastrada ou em placa), as condições de fundação, a configuração estrutural do tabuleiro e a qualidade da modelação da interação via-estrutura, pelo que a sua extensão a valores superiores é admissível desde que devidamente fundamentada por uma análise não linear e rigorosa desta interação, em conformidade com os procedimentos preconizados pela UIC 774-3.

Neste sentido, a experiência acumulada pela empresa Adão da Fonseca – Engenheiros Consultores, Lda. (ADF) na conceção e no acompanhamento de projetos de pontes ferroviárias de alta velocidade de grande magnitude tem permitido demonstrar que é possível prescindir da adoção de um "encontro fixo" em tabuleiros com comprimentos dilatáveis até cerca de 105 m e, em certos casos, até 120 m, mantendo a via contínua soldada sem necessidade de introdução de Aparelhos de Dilatação da Via (ADV). Esta extensão do limiar teórico do Eurocódigo é sustentada por uma análise detalhada da interação via-estrutura, que confirma que as tensões adicionais induzidas no carril, bem como os deslocamentos relativos na interface via-tabuleiro, se mantêm dentro dos limites regulamentares de segurança, mesmo sem a concentração da restrição longitudinal num único apoio fixo.

Na ausência de "encontro fixo", por um lado, a via mantém-se contínua ao longo de toda a estrutura, e por outro, não existe qualquer elemento que absorva de forma rígida as forças longitudinais geradas pela frenagem e pelo arranque do comboio. Consequentemente, a totalidade destas forças é transmitida à subestrutura e absorvida integralmente pelos pilares, através da sua rigidez longitudinal.

É por esta razão que, no dimensionamento dos pilares desta configuração, é essencial garantir que o deslocamento horizontal por eles sofrido, resultante da frenagem e do arranque, não excede o limite de 5 mm imposto pela EN 1991-2, sendo este o critério condicionante para a definição da rigidez mínima exigida a cada pilar, e, por conseguinte, da relação entre a sua altura e a respetiva inércia.

A Tabela 24 apresenta, para cada altura de pilar considerada, o valor de inércia necessário para garantir o cumprimento deste limite, bem como a rigidez longitudinal correspondente.

Tabela 24 – Dimensionamento de pilares para ponte ferroviária sem "encontro fixo"

Altura pilar (m)	**Dimensão longitudinal (m)**	**Dimensão transversal (m)**	**Máximo deslocamento (mm)**	**I (m^4)**
5	1.26	6	5	22.68
10	2	6	4.85	28.62
10	1.96	6	5	28.30
15	3.15	6	5	38.74
15	3.5	6	3.85	41.80
20	4.5	6	4.75	50.58
25	5.78	6	5	61.8
25	6	6	4.55	63.76
30	6.6	6	5	69.0
30	7.5	6	4.5	76.93
35	8.67	6	5	87.29
35	9	6	4.55	90.11
40	10.14	6	5	100.09
40	10.5	6	4.6	103.29
45	11.77	6	5	114.46
45	12	6	4.7	116.46

Como seria de esperar, o aumento da altura dos pilares implica um aumento progressivo da inércia necessária e, consequentemente, da rigidez exigida a cada pilar. Este acréscimo de inércia traduz-se, por sua vez, num aumento das dimensões da secção longitudinal do pilar, que se torna particularmente acentuado em alturas mais elevadas, chegando a atingir valores pouco exequíveis na prática.

Esta tendência reflete-se diretamente no volume de betão necessário: como se observa na Figura 41, o volume de betão utilizado nos pilares cresce de forma constante com o aumento da sua altura, evidenciando o impacto direto que a exigência de rigidez, imposta pelo limite de deslocamento horizontal, tem sobre o dimensionamento e, consequentemente, sobre o custo do material da solução.

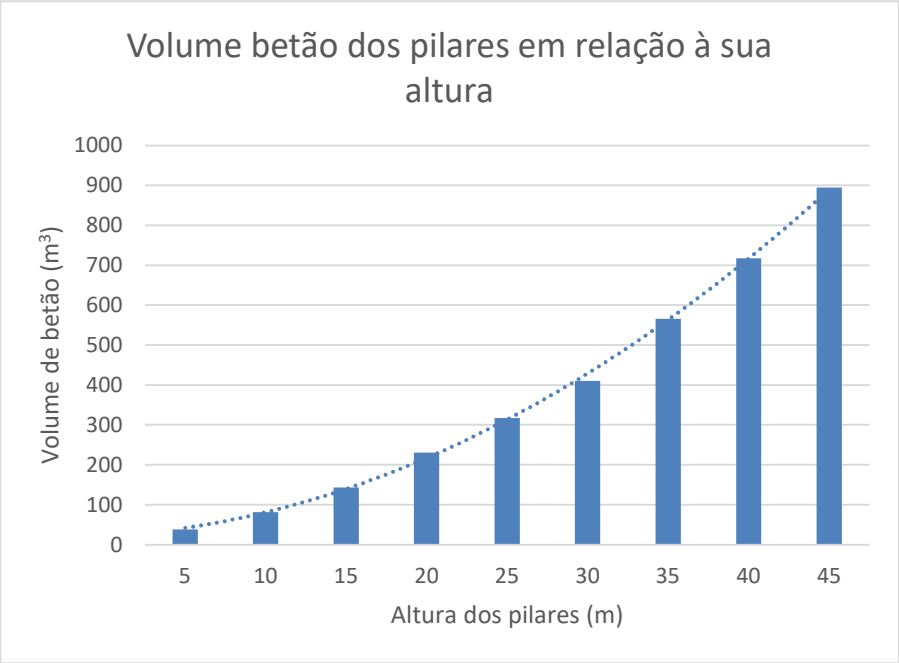


Figura 40 – Relação Volume de betão dos pilares em relação à sua altura

De seguida, nas Figuras 42 a 50, serão representadas as secções dos pilares consideradas, para cada altura, de forma a se poder visualizar o quão pouco exequíveis algumas destas secções se tornam.

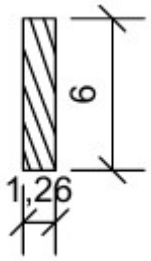


Figura 41 - Secção de Pilar de altura 5m

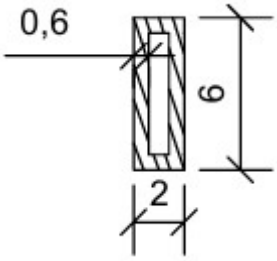


Figura 42 - Secção de Pilar de altura 10m

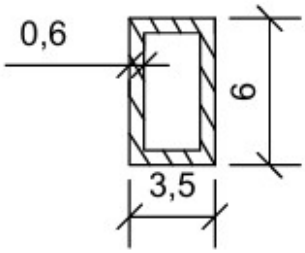


Figura 43 - Secção de Pilar de altura 15m

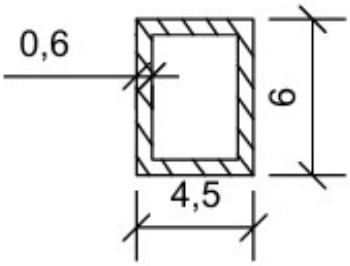


Figura 44 – Secção de Pilar de altura 20m

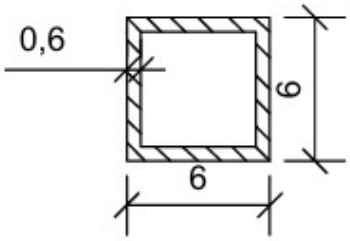


Figura 45 – Secção de Pilar de altura 25m

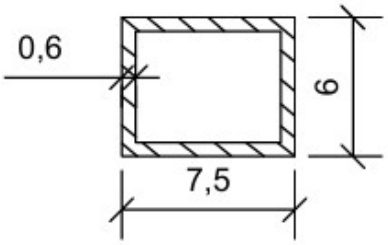


Figura 46 – Secção de Pilar de altura 30m

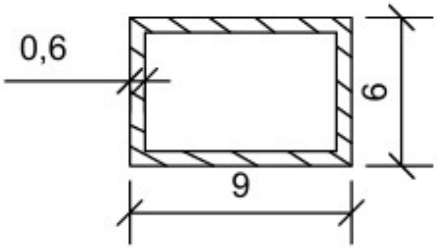


Figura 47 – Secção de Pilar de altura 35m

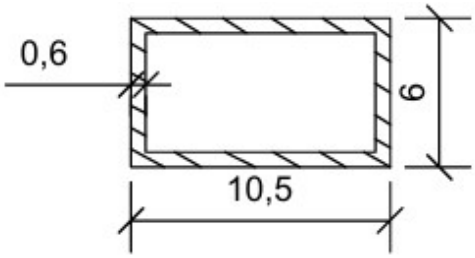


Figura 48 – Secção de Pilar de altura 40m

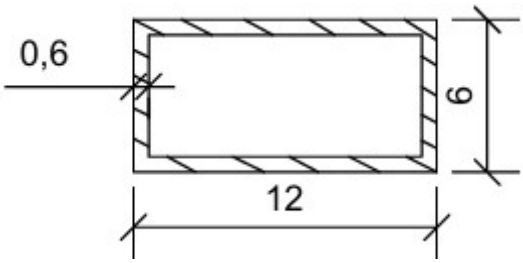


Figura 49 – Secção de Pilar de altura 45m

Nas Figuras 51 a 54 estão representados os alçados das pontes sem "encontro fixo", tendo em conta alturas de pilares de 5m, 25m, 35m e 45m, respetivamente, de forma a, mais uma vez, fornecer uma visualização de como seriam na realidade as soluções adotadas.



Figura 50 - Alçado de ponte sem "encontro fixo" com pilares de 5 metros de altura

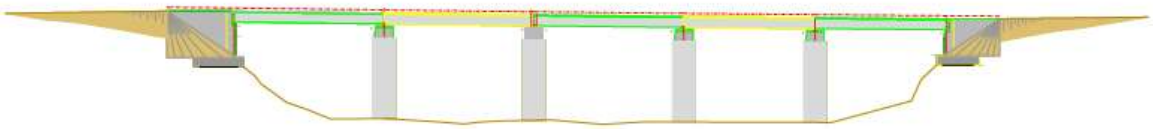


Figura 51 - Alçado de ponte sem "encontro fixo" com pilares de 25 metros de altura

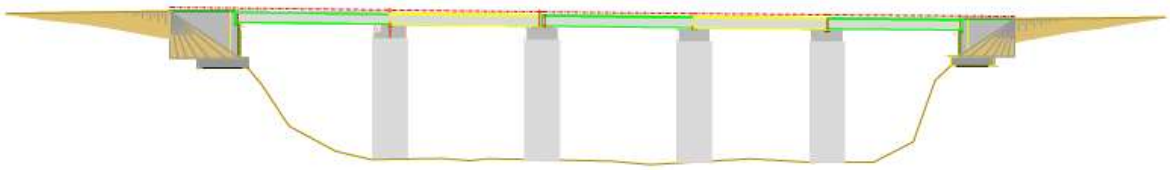


Figura 52 - Alçado de ponte sem "encontro fixo" com pilares de 35 metros de altura

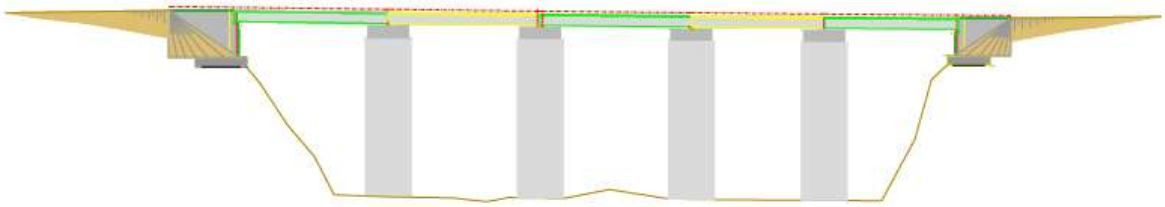


Figura 53 - Alçado de ponte sem “encontro fixo” com pilares de 45 metros de altura

4.1.2 Cálculo das armaduras tendo em conta as ações sísmicas para pontes ferroviárias sem “encontro fixo”

De modo a comprovar que, nesta solução estrutural, a ação sísmica não condiciona a conceção da secção transversal dos pilares, foi realizado o dimensionamento da armadura necessária, recorrendo a um software desenvolvido pela empresa Adão da Fonseca – Engenheiros Consultores, Lda., Anexo A1, considerando apenas os esforços devidos às combinações sísmicas, cujos resultados se apresentam na Tabela 25.

Tabela 25 - Cálculo de armaduras devido à ação sísmica q=1.33

Altura pilar (m)	**Área de aço necessária (cm^2)**	**Área aço/Área betão**
5	91.99	0.12%
10	183.22	0.23%
15	364.93	0.38%
20	471.24	0.41%
25	650.31	0.51%
30	791.68	0.58%
35	961.33	0.59%
40	1154.54	0.64%
45	1308.47	0.66%

Tendo em conta a relação entre a área de aço necessária e a área de betão da secção, verifica-se que o dimensionamento das armaduras para as combinações sísmicas conduz a taxas de armaduras inferiores a 1%, em todos os casos. Este valor confirma que a ação sísmica não condiciona a escolha das dimensões da secção transversal dos pilares, sendo estas definidas pela necessidade de rigidez para controlar os deslocamentos longitudinais devidos às forças de arranque e frenagem.

4.1.3 Dimensionamento de sapatas para ponte ferroviária sem "encontro fixo"

Com base nos valores anteriormente estabelecidos, procedeu-se ao dimensionamento das sapatas de fundação correspondentes, cujos resultados são apresentados na Tabela 26. O cálculo das sapatas foi desenvolvido recorrendo a um software desenvolvido pela empresa Adão da Fonseca – Engenheiros Consultores, Lda., Anexo A2.

Tabela 26 - Dimensionamento de sapatas para pontes ferroviárias sem "encontro fixo"

Altura pilar (m)	Bx (m)	By (m)	Altura sapata (m)
5	8.6	13	2.4
10	9	13	2.3
15	10.5	13	2.3
20	11.25	13	2.6
25	13	13	2.6
30	14.5	13	2.6
35	16	13	2.6
40	17.5	13	2.6
45	21	13	2.6

Para o dimensionamento das sapatas foram consideradas soluções com "bordos equidistantes" das faces dos pilares e uma tensão admissível de 0.4 MPa.

4.1.4 Análise do volume de betão utilizado para ponte sem "encontro fixo"

Com base nos valores obtidos no dimensionamento dos pilares e das sapatas, procedeu-se à análise dos volumes de betão utilizados na construção da ponte, considerando separadamente as contribuições do tabuleiro, dos pilares e das fundações, cujos resultados se apresentam nas Figuras 55 a 63.

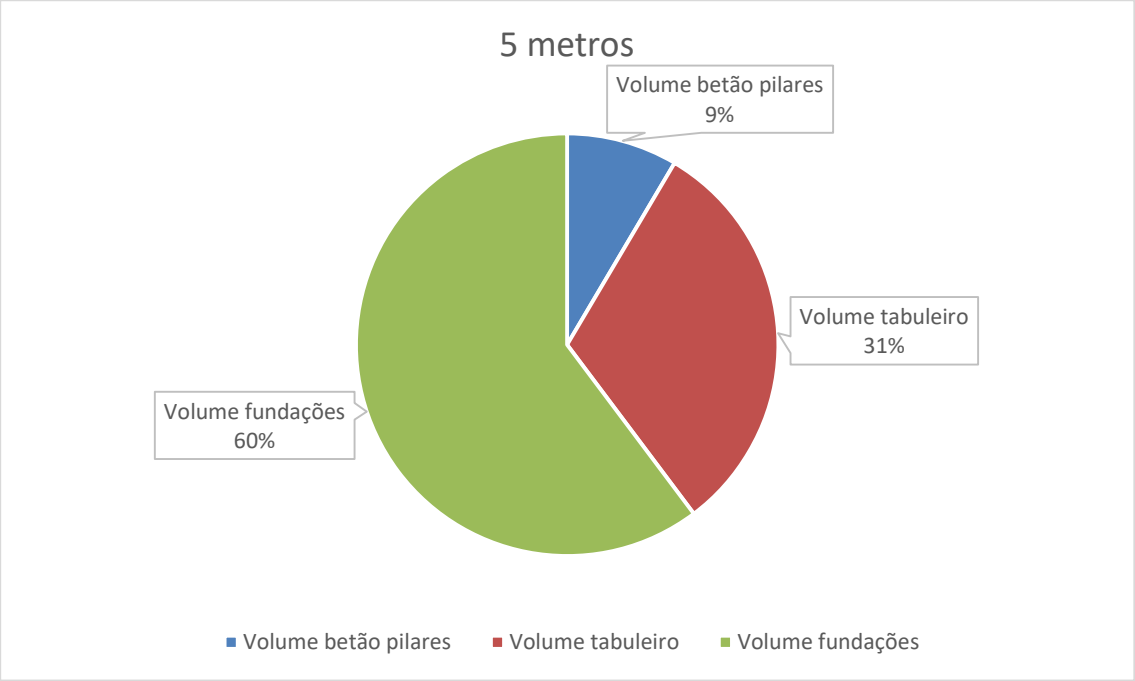


Figura 54 - Análise de volumes de betão para altura de pilar de 5 metros

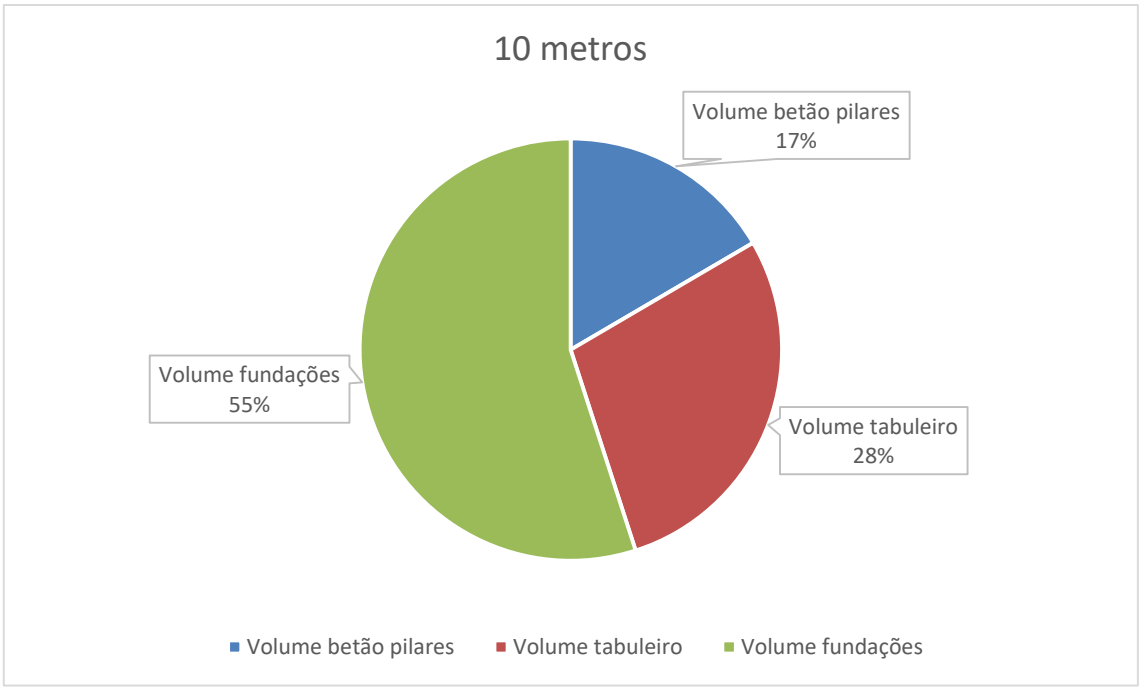


Figura 55 - Análise de volumes de betão para altura de pilar de 10 metros

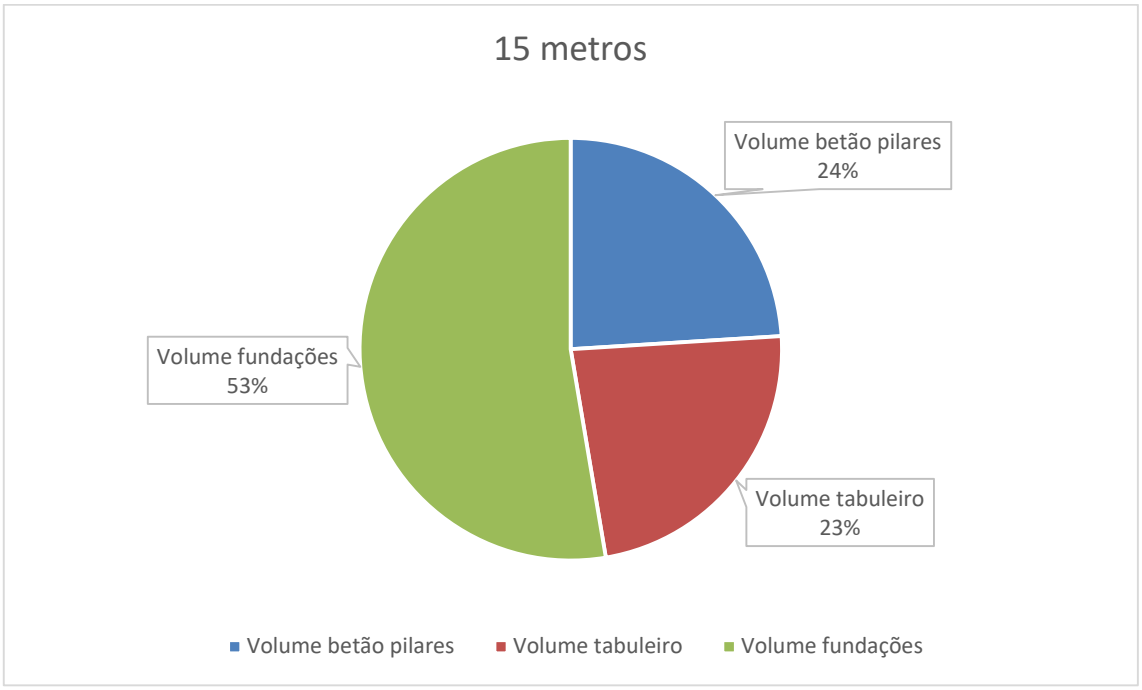


Figura 56 - Análise de volumes de betão para altura de pilar de 15 metros

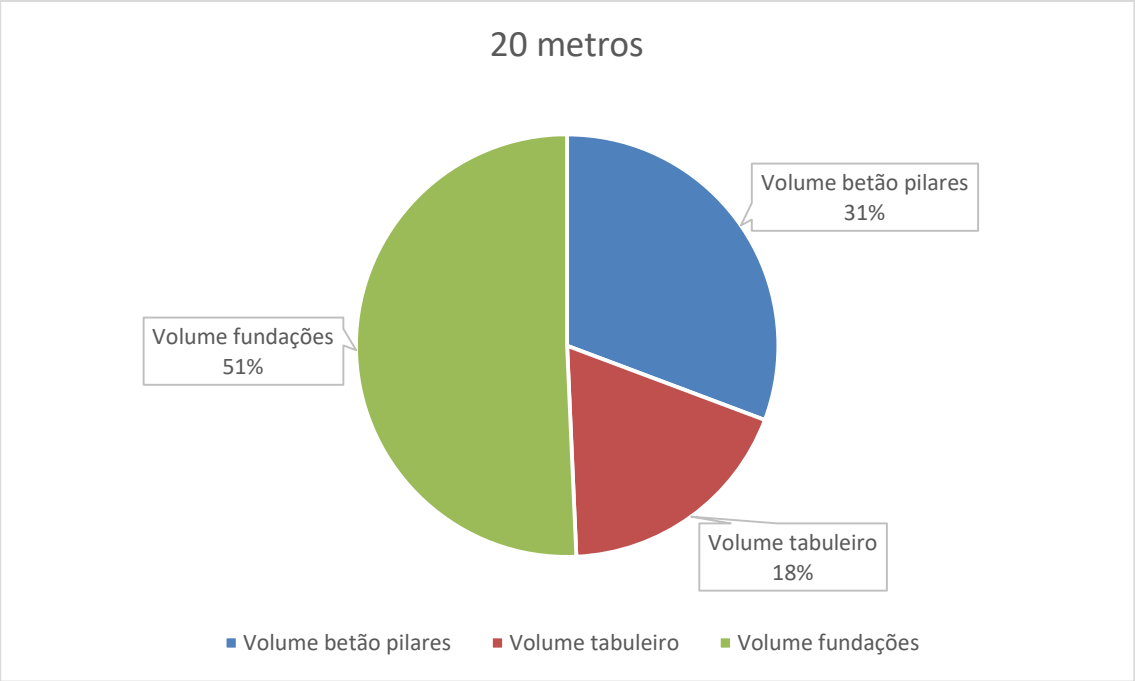


Figura 57 - Análise de volumes de betão para altura de pilar de 20 metros

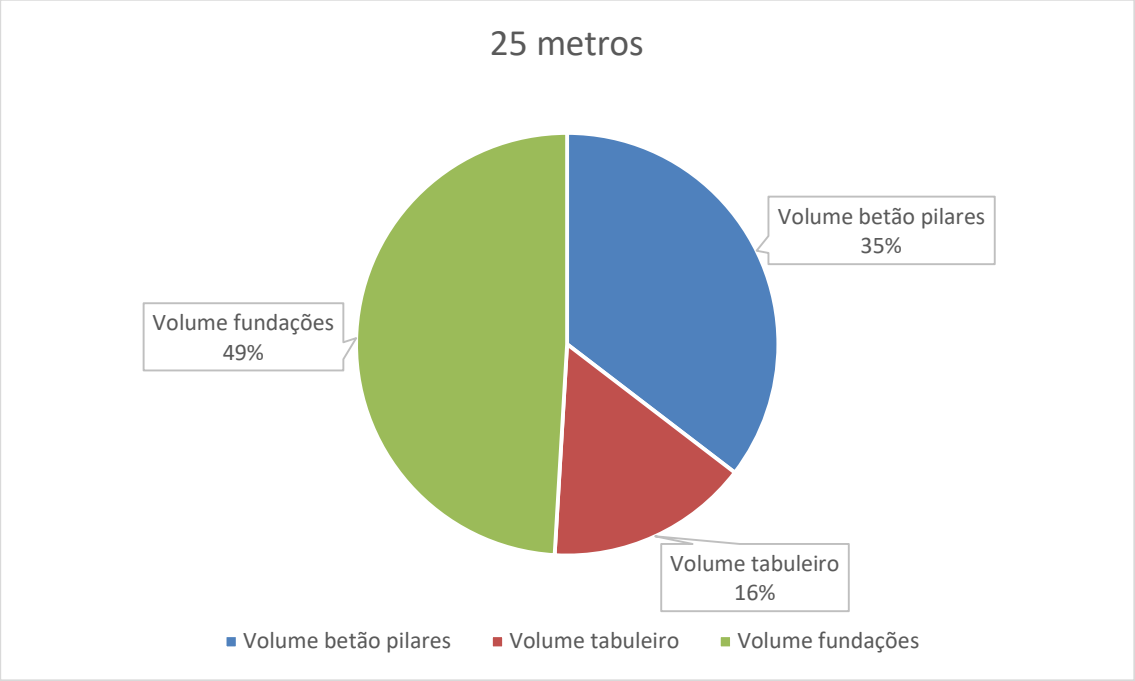


Figura 58 - Análise de volumes de betão para altura de pilar de 25 metros

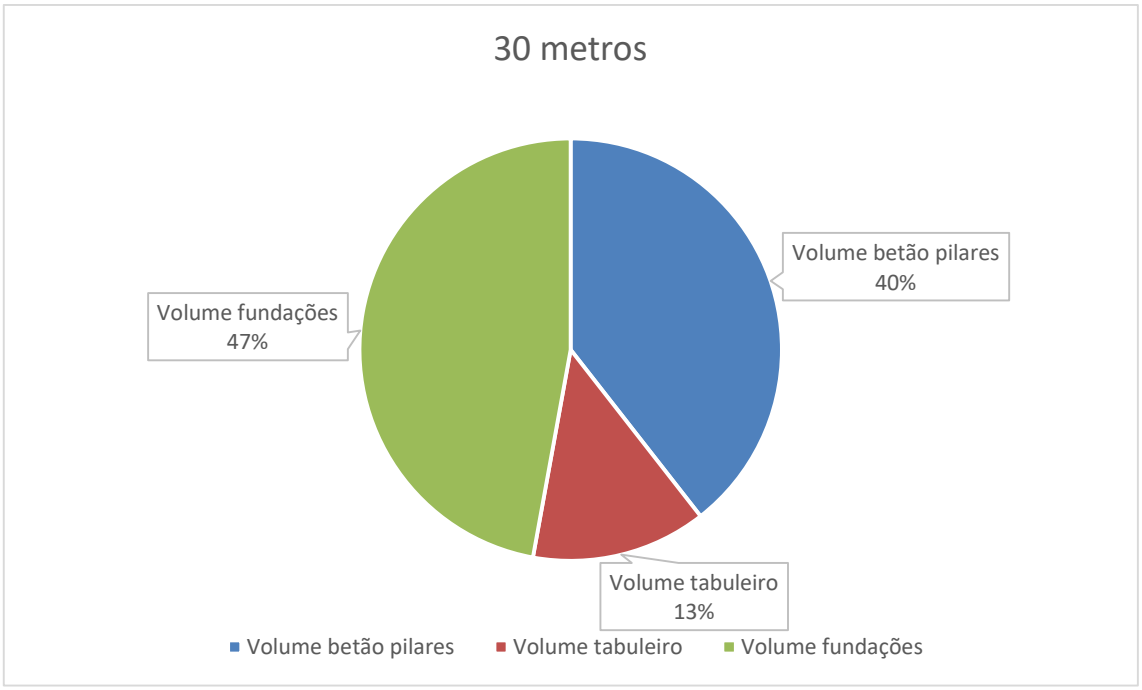


Figura 59 - Análise de volumes de betão para altura de pilar de 30 metros

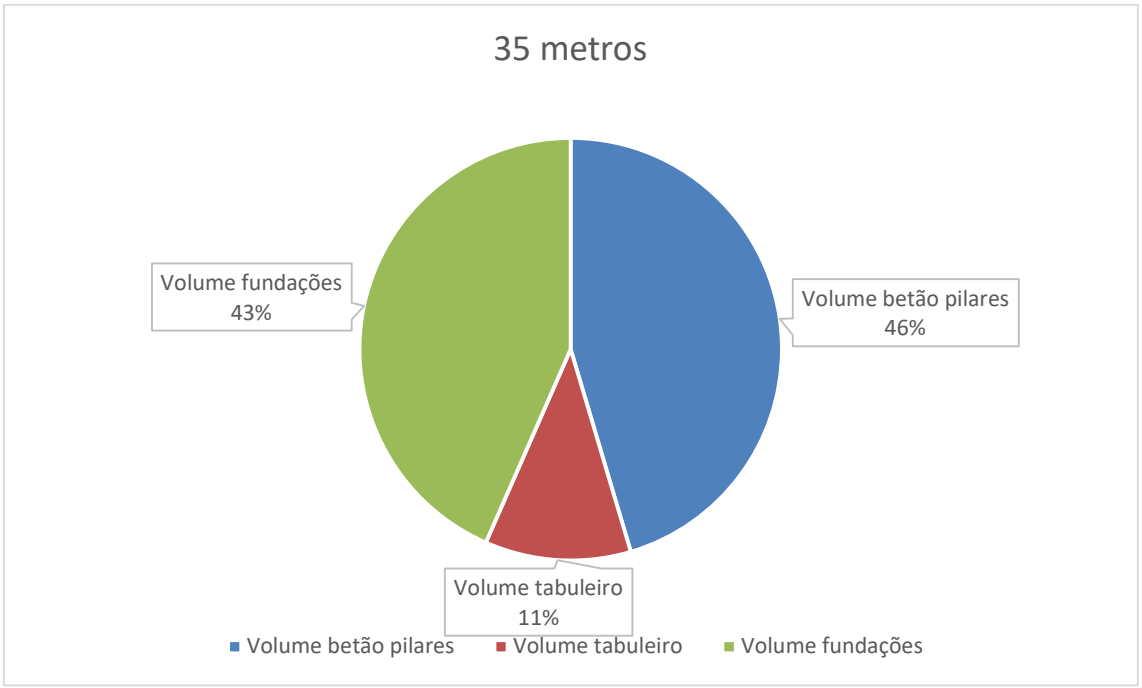


Figura 60 - Análise de volumes de betão para altura de pilar de 35 metros

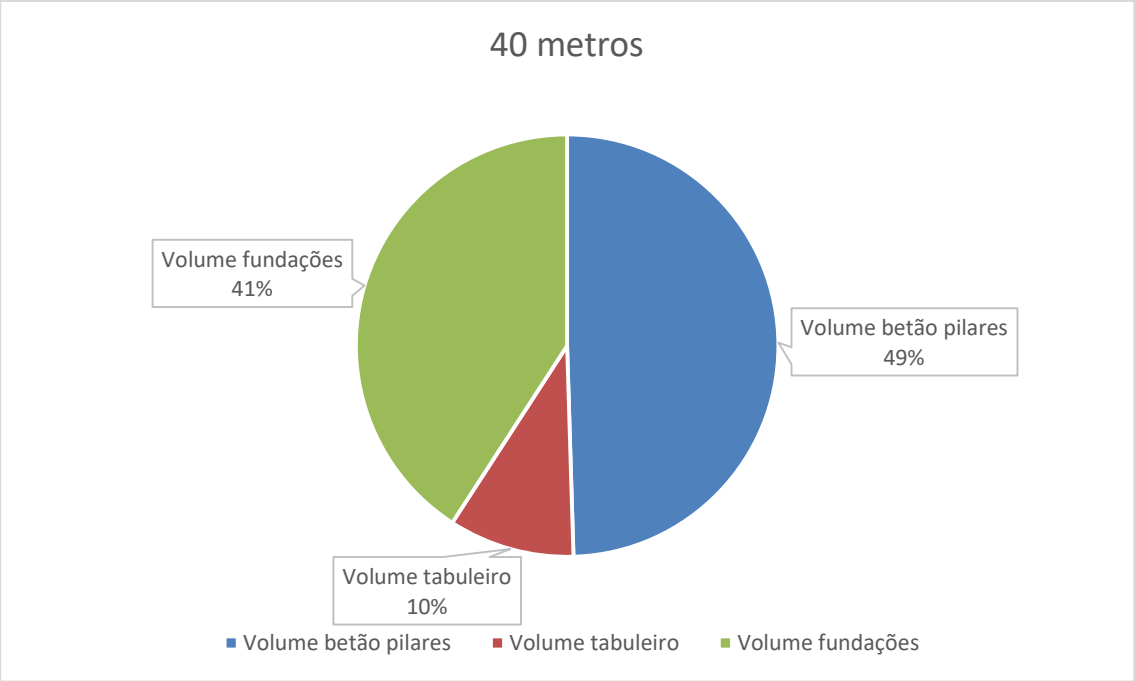


Figura 61 - Análise de volumes de betão para altura de pilar de 40 metros

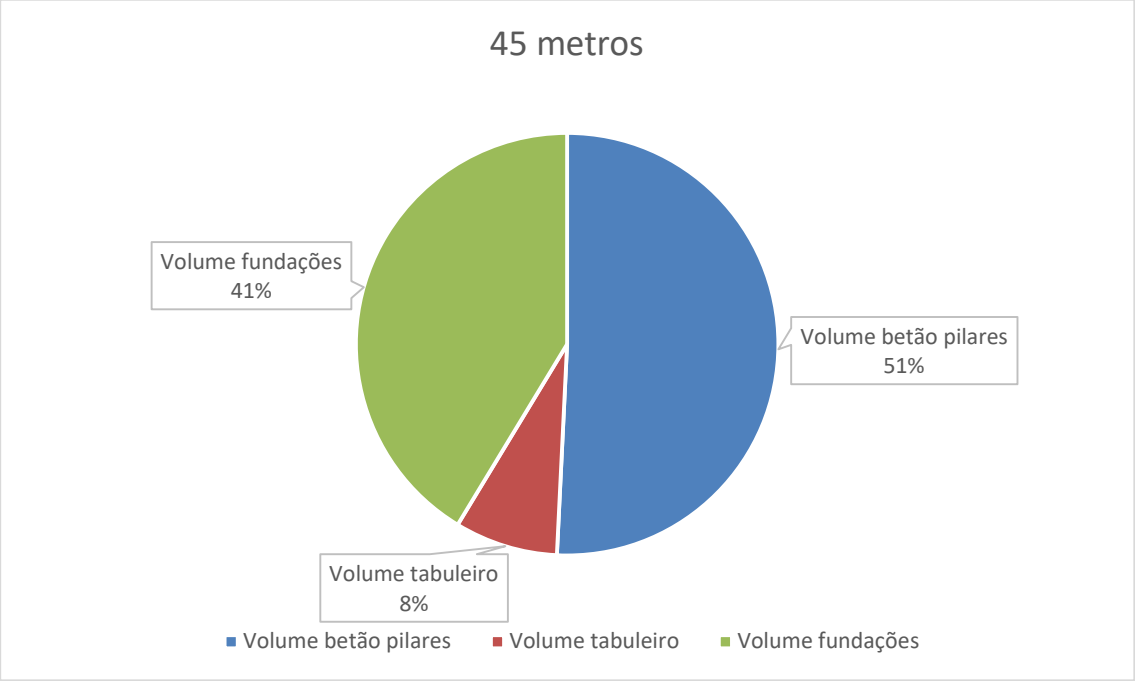


Figura 62 - Análise de volumes de betão para altura de pilar de 45 metros

Considerando as figuras acima, observa-se que, até aos 25 metros de altura do pilar, 50% do volume total de betão da estrutura corresponde às fundações. Enquanto, para alturas de pilar de 40 e 45 metros é o volume de betão dos pilares que representa cerca de 50% do total do volume de betão. Desta forma, o maior consumo de betão deixa de se dar nas fundações, passando a focar-se na construção dos seus pilares.

4.1.5 Dimensionamento de pilares para pontes ferroviárias sem "encontro fixo" com secções não constantes

Analisando os resultados anteriores sob a perspetiva das empresas construtoras, por um lado, das questões construtivas e, por outro, da qualidade estética da obra, avaliou-se uma alternativa aos pilares de secção em caixão de dimensões constantes em altura.

Neste contexto, estudaram-se soluções alternativas com "plintos" na base dos pilares, seguidos de alguns metros de secções maciças que se convertem em secções em caixão até ao topo dos pilares.

Tendo em consideração o dimensionamento realizado para as novas secções de pilares, recorrendo novamente aos softwares apresentados nos Anexos A1 e A2, desta vez recorrendo a soluções com secções não constantes ao longo da altura, é possível analisar de que forma esta configuração influencia o comportamento estrutural e os resultados obtidos, Tabela 27.

Tabela 27 – Dimensionamento de pilares secções não constantes

Altura do Pilar (m)	**Secção do Pilar**	**Deslocamento máximo (mm)**	**Dimensão da Sapata para tensão admissível de 400 kPa**
5	2.8m x 6.0m	0.6	3 x 11 x 12
10	2.8m x 6.0m	2.2	3 x 11 x 12
15	3.2m x 6.0m	4.7	3 x 11 x 12
20	4.5m x 6.0m e paredes com 60 cm de espessura	4.75	3 x 12 x 12
23	• Três primeiros metros: secção maciça com 5,0 x 6,0	3.85	3 x 13 x 13.5

	m²; • Restantes 20,0 m: secção retangular oca 5,0 x 6,0 m² e paredes com 60 cm de espessura		
25	• Dois primeiros metros: plinto maciço com 8,0 x 9,0 m²; • Três metros seguintes: secção maciça com 5,0 x 6,0 m²; • Restantes 20,0 m: secção retangular oca 5,0 x 6,0 m² e paredes com 60 cm de espessura	3.75	3 x 12 x 14
27.5	• Cinco primeiros metros: plinto maciço com 8,0 x 9,0 m²; • Três metros seguintes: secção maciça com 5,0 x 6,0 m²; • Restantes 20,0 m: secção retangular oca 5,0 x 6,0 m² e paredes com 60 cm de espessura	4.2	3 x 13 x 14

Nas Figuras 64 a 74 estão representadas as secções dos pilares a utilizar, tendo em conta a respetiva altura.

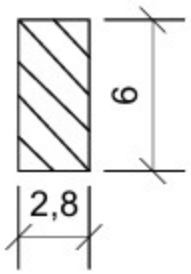


Figura 63 – Secção de pilar para alturas de 5 m e 10 m de pilar

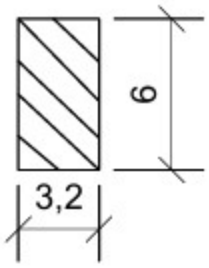


Figura 64 - Secção de pilar para alturas de 15 m de pilar

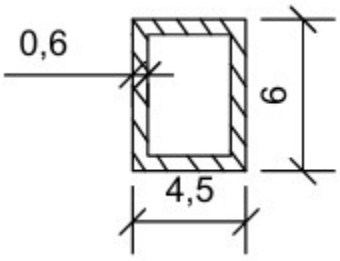


Figura 65 - Secção de pilar para alturas de 20 m de pilar

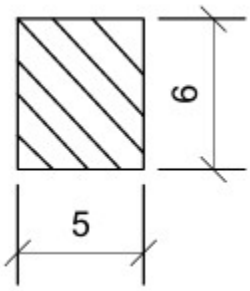


Figura 66 – Secção para o pilar de 23 m desde a fundação até aos 3m de altura

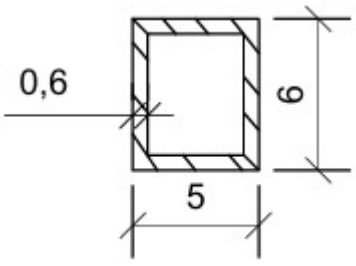


Figura 67 – Secção para o pilar de 23 m desde os 3m até ao topo

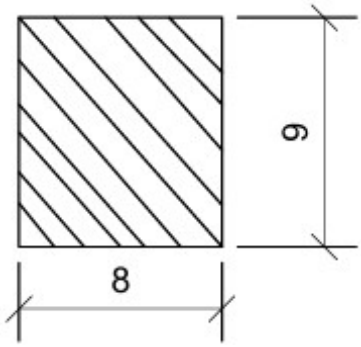


Figura 68 - Secção para o pilar de 25 m desde a fundação até aos 2 m de altura

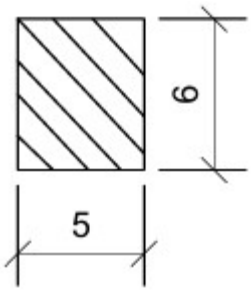


Figura 69 - Secção para o pilar de 25 m desde os 2 m até aos 5 m de altura

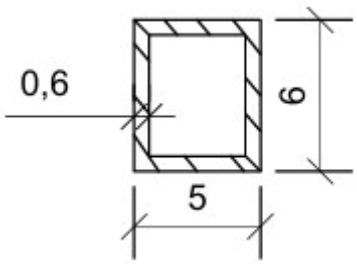


Figura 70 - Secção para o pilar de 25 m desde os 5 m até ao topo

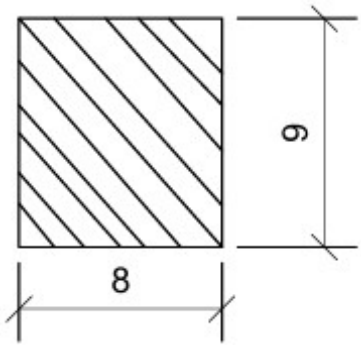


Figura 71 - Secção para o pilar de 27.5 m desde a fundação até aos 5 m de altura

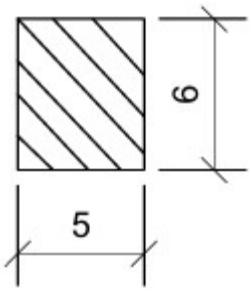


Figura 72 - Secção para o pilar de 27.5 m desde os 5 m até aos 8 m de altura

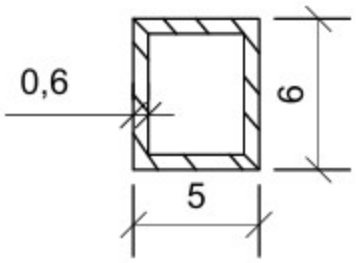


Figura 73 - Secção para o pilar de 27.5 m desde os 8 m até ao topo

A partir dos resultados apresentados, verifica-se que, para pilares com alturas até 27,5 m, é aceitável considerar uma solução sem a adoção de "ponto fixo", visto que os elementos estruturais apresentam desempenho adequado face às solicitações consideradas. Esta conclusão evidencia que, para esta gama de alturas, a utilização de pilares com secções variáveis permite responder de forma satisfatória às exigências de dimensionamento.

Para alturas superiores a 27,5 m, os resultados obtidos indicam, contudo, maior relevância da adoção de soluções com "ponto fixo" (encontro ou pilar central em "V" invertido), mesmo tendo em conta a inconveniência da introdução de ADV no(s) encontro(s) móvel(eis).

Nas Figuras 75 a 81 estão representados os alçados do viaduto, com as dimensões consideradas para os pilares.



Figura 74 - Alçado de ponte sem “encontro fixo” com pilares de secção não constante de 5 metros de altura



Figura 75 - Alçado de ponte sem “encontro fixo” com pilares de secção não constante de 10 metros de altura

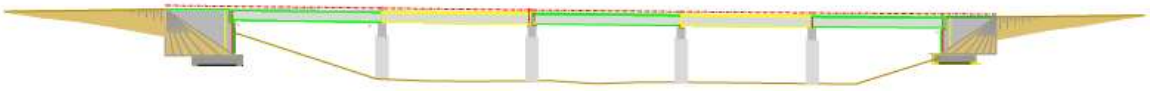


Figura 76 - Alçado de ponte sem “encontro fixo” com pilares de secção não constante de 15 metros de altura

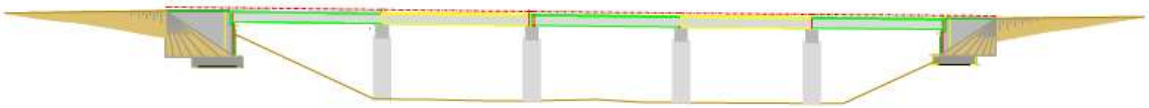


Figura 77 - Alçado de ponte sem “encontro fixo” com pilares de secção não constante de 20 metros de altura

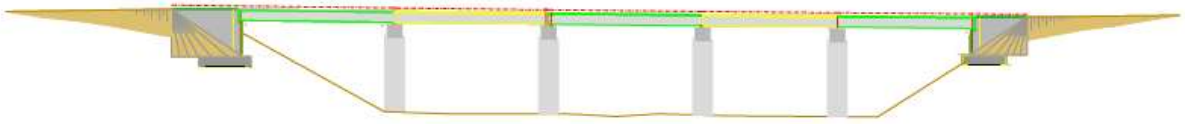


Figura 78 - Alçado de ponte sem “encontro fixo” com pilares de secção não constante de 23 metros de altura

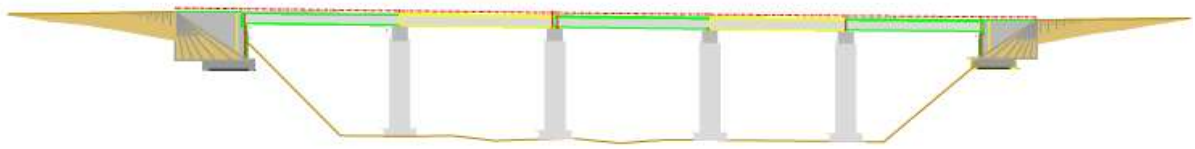


Figura 79 - Alçado de ponte sem “encontro fixo” com pilares de secção não constante de 25 metros de altura

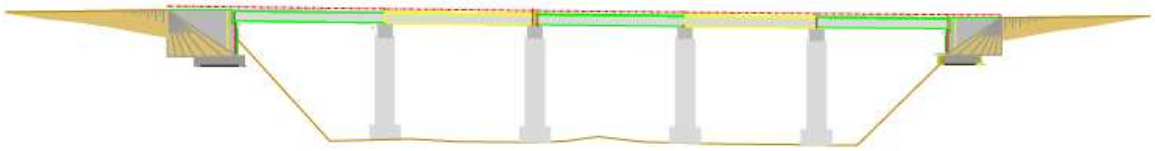


Figura 80 - Alçado de ponte sem “encontro fixo” com pilares de secção não constante de 27.5 metros de altura

4.2 PONTES FERROVIÁRIAS COM “ENCONTRO FIXO”

4.2.1 Caracterização da ponte

A obra em estudo apresenta um tabuleiro de via dupla ao longo de toda a sua extensão materializando uma sucessão de vãos contínuos de 40 m. A secção transversal dos tabuleiros contínuos é composta por vigas pré-fabricadas em betão armado, com secção em “U” e altura de 2.50 m, conforme descrito no capítulo anterior.

Em termos de resistências às cargas horizontais transversais, considerou-se que o tabuleiro está travado transversalmente por batentes em todos os pilares e nos encontros.

As forças longitudinais resultantes das ações de arranque e frenagem, bem como das ações reológicas, sísmicas, entre outras, são integralmente resistidas pelo encontro E1. Todos os apoios do tabuleiro são equipados com aparelhos de apoio deslizantes, que permitem os movimentos longitudinais necessários ao correto funcionamento estrutural.

O encontro E1, ao qual o tabuleiro se encontra vinculado longitudinalmente, dispõe de uma câmara de tensionamento, a partir da qual o tabuleiro é ancorado. Para resistir às forças longitudinais que lhe são transmitidas, o encontro é dotado de contrafortes dimensionados de modo a assegurar a adequada transmissão das cargas às fundações. No encontro E2 são incluídos aparelhos de dilatação de via.

A geometria dos pilares foi definida em função do tipo de superstrutura, da altura dos pilares, das solicitações a que estão sujeitos e das condições de fundação. Tendo em conta a altura da estrutura, prevê-se a execução de pilares de dois fustes de secção circular maciça, afastados entre si 8.0 m, nascidos sobre sapata única. O diâmetro dos fustes dependerá da altura dos pilares, conforme descrito a seguir.

Sobre os pilares apoia-se um capitel com 2.40 m de largura e altura variável entre 3.85 m na extremidade e 2.50 m no centro, destinado a acomodar os aparelhos de apoio e os batentes transversais da viga do tabuleiro, Figura 82.

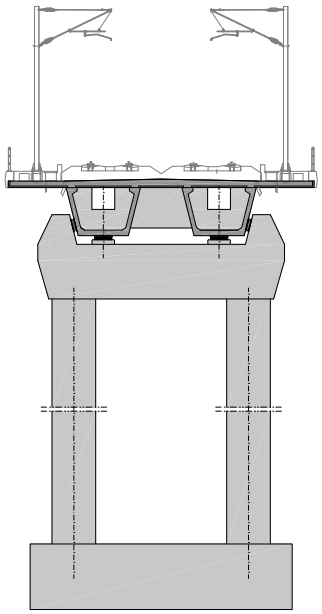


Figura 81 – Corte transversal na zona dos pilares (solução com “encontro fixo”)

Este sistema de pórtico transversal garante a estabilidade lateral e a distribuição das cargas verticais e transversais geradas pela circulação ferroviária.

Um aspeto fundamental no comportamento mecânico desta tipologia estrutural decorre da presença de um encontro fixo, o que gera a necessidade de ser utilizado um ADV no encontro móvel, sempre que o comprimento total da obra excede valores da ordem dos 90 m.

4.2.2 Dimensionamento de pilares para pontes ferroviárias com "encontro fixo"

Tendo em conta as informações anteriormente fornecidas, foi realizado o dimensionamento dos pilares para a solução de pontes com "encontro fixo", Tabela 28. Para o cálculo da armadura, foi utilizada uma folha de cálculo desenvolvida pela empresa ADF, na qual era necessário fornecer todas as forças atuantes nos pilares.

Tabela 28 – Dimensionamento de pilares para pontes com "encontro fixo"

Altura do pilar (m)	**Diâmetro (m)**	**Área de aço (cm^2)**	**Área de aço/área de betão**
5	2	252.61	0.8 %
5	2.5	294.52	0.6 %
10	2	286.13	0.91%
10	2.5	375.31	0.76%
15	2	195.16	0.6%
15	2.5	294.52	0.6%
30	2	340.50	1.08%
30	2.5	313.56	0.64%
45	2	719.80	2.29%
45	2.5	459.94	0.94%

Tal como podemos observar na Tabela 28, os pilares a serem utilizados têm as dimensões compreendidas entre 2 e 2.5 metros de diâmetro, sendo estes maciços. Para além disso, a quantidade de armadura necessária é bastante reduzida em cada uma destas soluções.

4.2.3 Dimensionamento das fundações para ponte ferroviária com “encontro fixo”

Tendo em consideração as dimensões, os parâmetros geométricos e as caraterísticas estruturais previamente estabelecidas, procedeu-se ao desenvolvimento do projeto de fundações. Assim, recorreu-se sistematicamente à folha de cálculo especializada e fornecida pela empresa ADF, uma ferramenta concebida para otimizar e rigorosamente dimensionar os elementos de suporte geotécnico.

Este procedimento assegura não só a perfeita adequação das soluções construtivas às exigências mecânicas da estrutura superior, mas também o cumprimento integral dos coeficientes de segurança normativos, garantindo a estabilidade global, a durabilidade e o desempenho fiável de toda a obra.

Na Tabela 29 estão representados os valores obtidos por meio desta análise.

Tabela 29 – Dimensões de sapatas para solução com “encontro fixo”

Altura pilar	Diâmetro (m)	Bx	By	Altura da sapata
5	2	7	7	1.6
5	2.5	7	7	1.6
10	2	11	11	1.6
10	2.5	11	11	1.6
15	2	11	11	1.6
15	2.5	11	11	1.6
30	2	12	12	1.6
30	2.5	12	12	1.6
45	2	14	14	1.6
45	2.5	14	14	1.6

Comparativamente aos resultados obtidos para pontes sem o “encontro fixo”, é possível observar que as dimensões das sapatas necessárias são consideravelmente inferiores.

Comparando diretamente os valores da Tabela 29 com os da Tabela 26, esta redução é particularmente visível na altura da sapata, que se mantém constante em 1,6 m para a solução com "encontro fixo", em relação a valores entre 2,3 m e 2,6 m na solução sem "encontro fixo", o que representa uma redução de cerca de 30% na espessura da sapata, independentemente da altura do pilar. Esta diferença resulta da ausência de esforços sísmicos de dimensionamento condicionantes neste elemento, uma vez que o "encontro fixo" absorve grande parte das ações horizontais que, na solução sem ADV, se transmitem à fundação e exige maior espessura de sapata para garantir a segurança ao punçoamento e a rigidez necessária.

Em planta, a diferença acentua-se à medida que aumenta a altura do pilar. Para 5 m de altura, a sapata sem "encontro fixo" apresenta dimensões de 8,6 x 13 m, em comparação com 7 x 7 m na solução com "encontro fixo". Esta diferença, no entanto, não cresce de forma uniforme: aos 10 e 15 m, a dimensão Bx da solução com "encontro fixo" (11 m) aproxima-se, e em alguns casos até excede ligeiramente, a dimensão equivalente sem "encontro fixo" (9 e 10,5 m, respetivamente). Ainda assim, a área total em planta mantém-se sempre inferior à da solução sem "encontro fixo", uma vez que a dimensão By é substancialmente menor (11 m contra 13 m nesta gama de alturas).

Para alturas superiores, a vantagem dimensional da solução com "encontro fixo" volta a acentuar-se: aos 30 m, as sapatas passam de 14,5 x 13 m para 12 x 12 m, e aos 45 m, de 21 x 13 m para apenas 14 x 14 m. Este comportamento é coerente com o observado para o volume de betão, confirmando que a economia de material proporcionada pelo "encontro fixo" ao nível das fundações aumenta nos pilares de maior altura, onde as ações horizontais na direção longitudinal são mais condicionantes para o dimensionamento das sapatas.

Desta forma, é possível concluir que o volume de betão, e o consequente custo, a serem necessários nas fundações serem inferiores relativamente aos valores de volume de betão necessários para soluções sem “encontro fixo”.

4.2.4 Comparação de volumes de betão

De forma a ser possível ser realizada uma análise mais aprofundada aos custos de cada uma das soluções apresentadas, na Tabela 30 estão representados os valores obtidos.

A análise dos volumes de betão permite comparar o comportamento das fundações dimensionadas com e sem a consideração de "encontro fixo" para uma tensão admissível do terreno de 400 kPa.

Tabela 30 – Análise de volumes

Altura do pilar	Volume de betão com "encontro fixo" por pilar (m³)	Volume de betão sem "encontro fixo" por pilar (m³)	Diferença de volume por pilar (m³)
5 m	102,94	294,94	+192,00
10 m	242,69	350,70	+108,01
15 m	267.23	454,35	+187,12
30 m	377.66	932,90	+555,24
45 m	534.49	1617,00	+1082,51

Verifica-se que, para todas as alturas de pilar apresentadas, a solução com "encontro fixo" apresenta um volume de betão inferior ao da solução sem "encontro fixo". Esta diferença torna-se mais evidente à medida que aumenta a altura dos pilares. Para a altura de pilar de 10 m a diferença de volumes é a mais baixa, 108,01 m³, enquanto para a altura de 45 m a diferença de volume de betão é a mais alta, 1082,51 m³, cerca de dez vezes mais o valor mínimo registado.

Estes resultados indicam que existe uma vantagem económica relativamente à solução com "encontro fixo". Contudo, a solução com "encontro fixo", apesar de apresentar um volume de betão menor em todas as alturas e, consequentemente, um menor custo direto de fundações ao longo de toda a gama de alturas analisadas, implica um custo acrescido do "encontro fixo" face a um "encontro móvel" e a adoção de um Aparelho de Dilatação de Via (ADV) junto ao "encontro móvel", dispositivo que não é necessário na solução sem "encontro fixo".

O aumento de custo de um "encontro fixo" é difícil de estimar "em abstrato" de forma a ser generalizável. O dimensionamento deste elemento estrutural depende, por um lado, das condições geométricas, em especial, da sua altura, por outro lado, do comprimento do viaduto que tem implicações no valor das cargas longitudinais atuantes e, por último, das condições de fundação do local da obra.

O ADV representa um custo de investimento inicial significativo, que aumenta a necessidade de inspeções e de manutenções periódicas ao longo da vida útil da estrutura, dado ser um elemento mecânico sujeito a desgaste, sobretudo em vias de alta velocidade onde as exigências são mais elevadas. Assim, embora a solução com "encontro fixo" seja mais economicamente vantajosa numa análise que considera maioritariamente o custo de construção das fundações, é expectável que, quando se incorporam o custo de aquisição do “encontro fixo”, do ADV e os custos de manutenção, esta vantagem se reduza ou mesmo se torne numa desvantagem, podendo a solução com "encontro fixo" tornar-se menos vantajosa do que a solução sem "encontro fixo".

Esta conclusão reforça a ideia de que a escolha entre as duas soluções não deve basear-se exclusivamente no custo de construção das fundações, devendo antes integrar-se numa análise de custo de ciclo de vida que contemple os custos de investimento e manutenção associados a cada solução.

4.3 FUNDAÇÕES INDIRETAS

Importa ainda justificar, de forma mais desenvolvida, a opção pela solução de "ponto fixo" nos casos em que se recorre a fundações indiretas. De acordo com a experiência do gabinete Adão da Fonseca – Engenheiros Consultores, Lda. e com a bibliografia técnica publicada sobre o tema, quando a fundação é indireta a solução estrutural mais vantajosa consiste em concentrar o "ponto fixo" da estrutura, seja num encontro, seja num pilar com configuração em "V" invertido, e adotar pilares deslizantes na direção longitudinal, transferindo-se para esse ponto fixo a totalidade dos esforços horizontais longitudinais atuantes.

Esta opção decorre, em primeiro lugar, da dificuldade em garantir, nos sistemas com fundações indiretas, o cumprimento do limite de deslocamento imposto pela ação de frenagem, de 5 mm. Assim, ao contrário do que ocorre nas fundações diretas, os sistemas apoiados em fundações indiretas apresentam um grau de flexibilidade acrescido, resultante da deformabilidade da estaca e do próprio terreno de fundação quando solicitados por ações horizontais. Esta flexibilidade adicional, que se soma à do pilar propriamente dito, torna extremamente exigente, e frequentemente inviável, o controlo do deslocamento no topo do pilar dentro do limite estabelecido.

Em segundo lugar, o custo das fundações (maciços de encabeçamento e as próprias estacas), necessárias para a absorção das cargas atuantes nos pilares, nomeadamente as cargas horizontais longitudinais (frenagem, sismo, entre outras), seria mais elevado, para além de nesta solução ser obrigatório a introdução de ADV no(s) encontro(s) móvel(es).

Desta forma, não se realizou um estudo aprofundado sobre pontes ferroviárias de alta velocidade com fundações indiretas.

4.4 FLUXOGRAMA

Irá ser sintetizada sob a forma de um fluxograma, a metodologia de decisão resultante das análises paramétricas desenvolvidas neste capítulo. O fluxograma desenvolvido tem como objetivo sistematizar o processo de decisão relativo à solução estrutural a adotar para os pilares e encontros da ponte/viaduto, no âmbito de tabuleiros pré-esforçados com vãos correntes de 40 m e alturas de pilar não superiores a 45 m, Figura 83, valores considerados representativos dos casos de viadutos e pontes correntes na Zona Centro de Portugal que foi o objeto do estudo que se descreve nesta Dissertação.

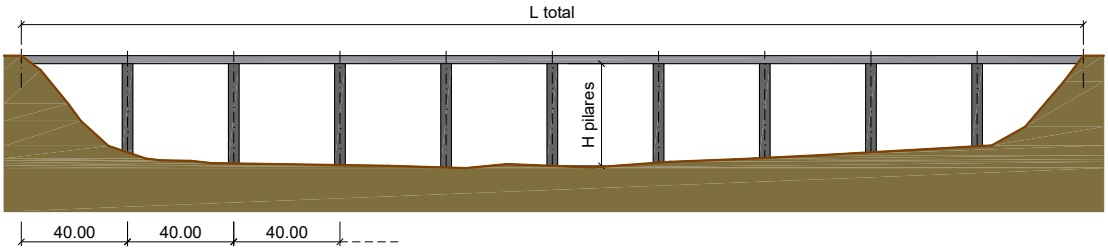


Figura 82 – Alçado “tipo” da ponte ou viaduto a ser considerado para a análise do fluxograma

A metodologia parte, primeiramente, da hipótese de adoção de fundações diretas, sendo o critério posteriormente considerado, a altura dos pilares, parâmetro que condiciona diretamente a rigidez da subestrutura e, por conseguinte, a forma como os esforços horizontais (variação de temperatura, retração, fluência, frenagem, sismo, entre outros) devem ser distribuídos entre pilares e encontros.

Para alturas de pilar inferiores a 20 m, verifica-se que, com alguma facilidade, estes apresentam rigidez suficiente para desempenhar a função de limitar os deslocamentos longitudinais do tabuleiro, optando-se por uma solução com pilares fixos e encontros móveis, sem recurso a "encontro fixo" e sem necessidade de ADV. Nesta gama, os pilares devem, em geral, adotar secções do tipo caixão.

Para alturas entre 20 m e 27,5 m, de modo a ter dimensões longitudinais menores, propõe-se uma alternativa aos pilares de secção em caixão de dimensões constantes em altura. Conforme atrás descrito, sugerem-se soluções alternativas com "plintos" na base dos pilares e secções maciças até determinada altura. Estas soluções garantem o acréscimo de rigidez necessário sem prejudicar de forma relevante o resultado estético e a facilidade construtiva da obra.

A conceção proposta consiste numa sucessão de tramos contínuos com extensão entre 105 e 120 m, ou seja, 3 x (35 a 40 m) separados por juntas de dilatação estruturais, mas sem ADV, em que a resistência às cargas horizontais longitudinais é assegurada pelos pilares fixos ao tabuleiro, Figura 84.

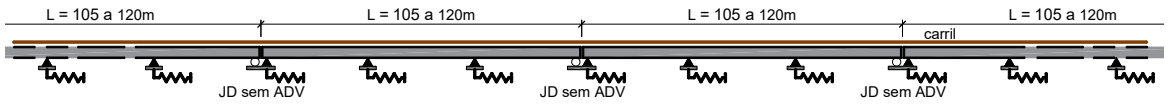


Figura 83 - Solução com "encontros móveis e pilares fixos" – sucessão de tramos contínuos de 105 a 120 m separados por juntas de dilatação na estrutura, mas sem ADV no carril.

Para alturas superiores a 27,5 m, torna-se demasiado difícil evitar a flexibilidade dos pilares e as secções necessárias para controlar os deslocamentos do tabuleiro decorrentes da ação da frenagem tornam-se inviáveis do ponto de vista construtivo, económico e estético. Adota-se então uma solução com "encontro fixo" (ou pilar intermédio em "V" invertido), obrigando à introdução de ADV no(s) encontro(s) móvel(eis), Figura 85. Esta conceção liberta os pilares dos esforços horizontais impostos pelo tabuleiro na direção longitudinal, sendo vantajoso adotar configurações com secção circular, quadrada ou retangular maciça, com duplo fuste e travessa superior.

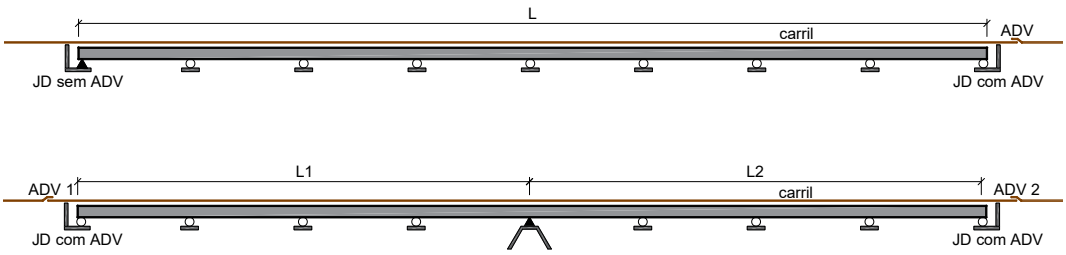


Figura 84 - Solução com “ponto fixo” (encontro ou pilar intermédio em “V” invertido) – sucessão de tramos contínuos com ADV no carril no(s) encontro(s) móvel(eis).

Paralelamente ao critério da altura dos pilares, o fluxograma prevê ainda a verificação da viabilidade de fundações diretas. Quando esta condição não se verifica e é necessário recorrer a soluções de fundação indireta, o processo remete para a solução de “ponto fixo” (encontro ou pilar intermédio em "V" invertido), implicando a necessidade de introdução de ADV no(s) encontro(s) móvel(eis). Neste caso, opta-se por pilares maciços de secção circular, quadrada ou retangular, com duplo fuste e travessa superior.

Em síntese, o fluxograma traduz uma lógica, em que a altura dos pilares, e, em casos particulares, a natureza do terreno de fundação, determinam a repartição das funções estruturais (apoio fixo vs. apoio móvel) entre pilares e encontros, procurando, em cada intervalo de alturas, a solução mais eficiente do ponto de vista estrutural.

O Fluxograma desenvolvido está representado na Figura 86.

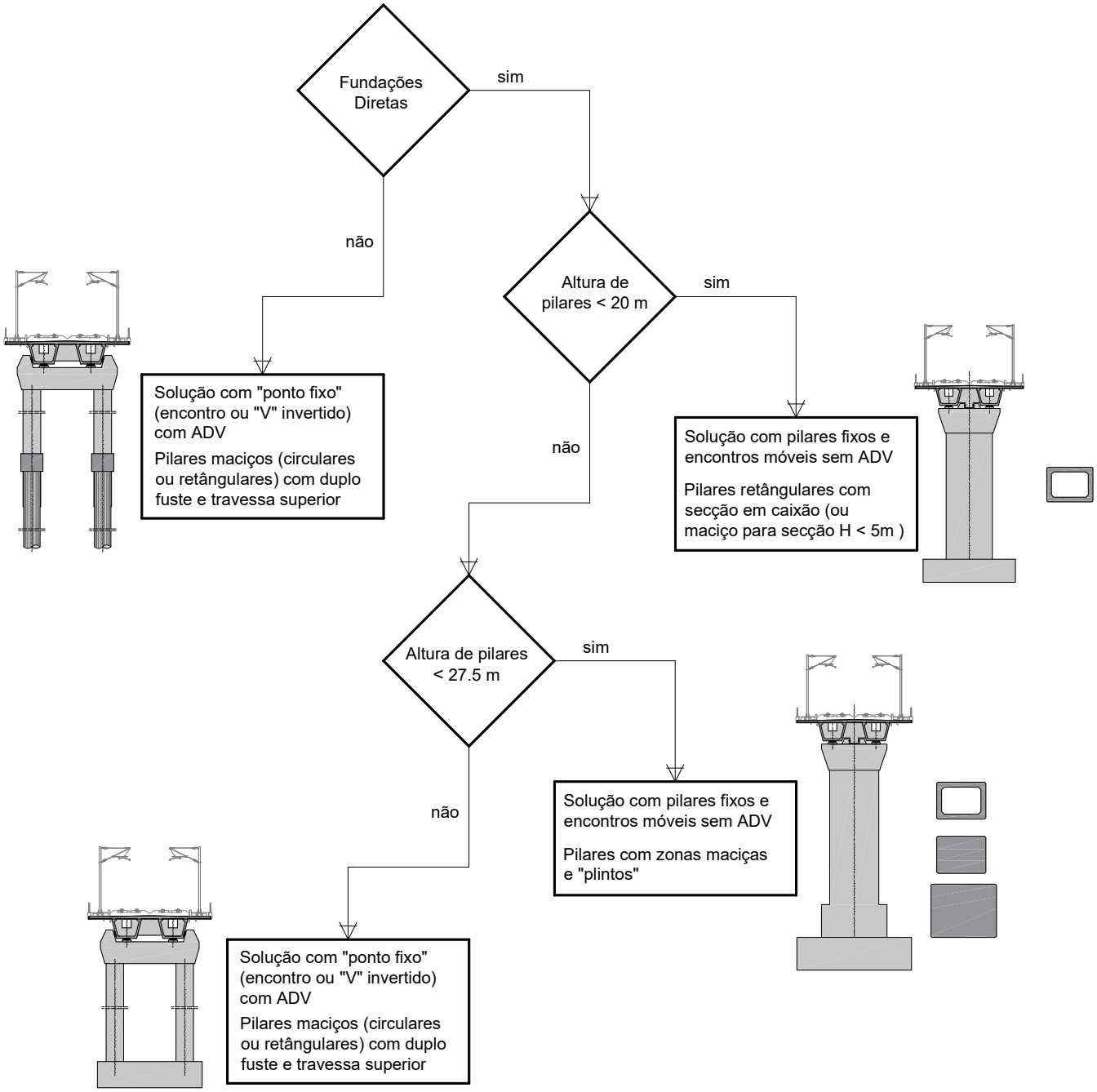


Figura 85 - Fluxograma

5 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

5.1 NOTAS FINAIS E CONCLUSÕES

As pontes e viadutos correntes para linhas de alta velocidade ferroviária constituem um domínio técnico exigente, onde a interação via-estrutura, o comportamento dinâmico e as ações longitudinais assumem um papel determinante no desempenho global da obra. O trabalho desenvolvido pretendeu consolidar uma base metodológica robusta para a conceção destas obras, em especial, no que diz respeito à sua infra e mesoestrutura, reunindo os principais condicionamentos regulamentares, estruturais e geotécnicos que influenciam o projeto.

De acordo com as experiências recentes de pontes de alta velocidade em diferentes países, pode concluir-se que algumas pontes de referência devem ser consideradas como soluções preferenciais para a ponte típica de alta velocidade de grande extensão com duas vias (12-14 m de largura) e muitos vãos repetitivos com pilares de comprimento curto a médio.

Estas preferências não se baseiam apenas no custo e no prazo do projeto, mas têm também em conta outros aspetos, como a saúde e a segurança, o ambiente (pegada de carbono), a qualidade dos acabamentos e os riscos de construção.

Na generalidade dos casos, a solução ideal consiste em duas vigas em U de betão pré-fabricado e pré-tensionado (uma por baixo de cada via), ligadas por uma laje superior armada in situ, assente em pré-lajes colaborantes pré-fabricadas. Em princípio, dependendo do impacto nas fundações, simplesmente apoiadas nos pilares.

Em alternativa, as vigas em U podem ser ligadas longitudinalmente por meio de uma junta húmida pós-tensionada, dando origem a um tabuleiro “axialmente contínuo”.

A principal vantagem desta conceção é a pré-fabricação fora do local das vigas (e pilares) e a instalação no local numa única operação de elevação com gruas (pilares, vigas e laje ou pré-laje do tabuleiro) e, não ser necessário qualquer cimbre ou estrutura provisória apoiada no solo, em comparação com um tabuleiro em laje ou em viga "caixão" pós-tensionada executada in situ. As quantidades e os acabamentos são otimizados com base no projeto de pré-fabricação e os riscos de construção são minimizados.

A generalidade dos países com linhas ferroviárias de alta velocidade, como, por exemplo, Espanha, Reino Unido, EUA e Austrália, evita a utilização de Aparelhos de Dilatação de Via (ADV), mas tal é obrigatório apenas nos EUA e na Austrália, sendo, nos restantes, apenas uma recomendação.

Isto é fundamental para a conceção de viadutos devido à interação entre a via e a estrutura, uma vez que leva à conceção de vãos isostáticos ou de secções contínuas curtas (de 150-200 m) para suportar as ações horizontais que, normalmente, penalizam os pilares e as fundações.

No entanto, em projetos com vãos até 40 m, com pilares baixos ou médios e boas condições de fundação, as soluções isostáticas com tabuleiro pré-fabricado tendem a ser a ideal, sem penalizar excessivamente a fundação, simplificando a construção e evitando os ADV. Desta forma, em vãos curtos ou isostáticos, as cargas longitudinais resultantes da frenagem dos comboios são transmitidas à subestrutura (pilares ou encontros) diretamente através de apoios fixos. A adequabilidade técnico-económica desta conceção, que é preferível do ponto de vista da construção e da manutenção, depende, em grande medida, da altura dos pilares.

Por outro lado, em vários países como a Espanha, nos viadutos longos e contínuos, estas cargas são habitualmente suportadas através da fixação do tabuleiro a um dos encontros ("encontro fixo") ou a um pilar central fixo (usualmente em forma de "V" invertido), por meio de cabos de pré-esforço ou de batentes em betão armado.

No âmbito desta dissertação, o estudo paramétrico realizado para pontes sem "encontro fixo", com alturas de pilar entre 5 m e 45 m, permitiu identificar tendências no comportamento estrutural. Verificou-se que, para alturas inferiores a aproximadamente 25 m, o volume de betão das fundações pode representar cerca de metade do volume total da obra, contudo para alturas de 45 m metade do volume de betão tende a ser utilizado nos pilares. Esta conclusão é particularmente relevante para a fase de conceção, pois demonstra que a escolha da tipologia estrutural e da solução de fundação tem impacto direto na sustentabilidade e no custo global da ponte.

Adicionalmente, observou-se que a ação condicionante do dimensionamento, entre as forças de frenagem/arranque e a ação sísmica, varia significativamente com a altura dos pilares e com a rigidez das fundações.

Contudo, importa salientar que estas conclusões se referem exclusivamente ao cenário sem "encontro fixo". A inclusão do "encontro fixo" altera significativamente a distribuição de esforços longitudinais, a rigidez global da estrutura e o modo como a via transmite cargas ao tabuleiro.

A análise complementar desenvolvida para pontes com e sem "encontro fixo" foi fundamental para completar o enquadramento técnico desta dissertação.

Tendo em conta os resultados obtidos nas análises efetuadas, poderá ser considerado que pontes sem "encontro fixo" com altura de pilares até 27.5 m ainda são adequadas do ponto de vista técnico-económico, contudo a partir destas alturas a melhor solução a ser considerada será pontes com "encontro fixo" e ADV. Esta tipologia de conceção permite a utilização de pilares com dimensões consideravelmente inferiores, o que consequentemente reduz a quantidade de materiais estruturais a serem utilizados na obra. Porém, não é possível esquecer o custo do "encontro fixo" (encontro ou pilar em "V invertido") e do próprio ADV, incluindo a respetiva manutenção ao longo da vida útil da obra.

A síntese das análises paramétricas realizadas permitiu consolidar um conjunto de linhas orientadoras completas, e desenvolver uma metodologia de apoio ao projeto de pontes correntes para trânsito ferroviário de alta velocidade, contribuindo para soluções mais eficientes, sustentáveis e adaptadas às necessidades da futura rede ferroviária nacional. A referida metodologia, organizada na forma de um fluxograma, resume a abordagem de dimensionamento de pontes ferroviárias de alta velocidade, tendo em conta o tipo de fundação e a altura dos pilares a serem utilizados na obra, de modo a alcançar eficazmente uma solução de construção mais eficiente e economicamente mais sustentável.

5.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Por fim, propõem-se algumas sugestões para potenciais desenvolvimentos futuros no domínio em que se enquadra o trabalho produzido nesta dissertação:

- Complementar o estudo efetuado com uma quantificação económica detalhada das soluções estudadas, tanto no que diz respeito aos custos de investimento como aos custos de manutenção;
- Estender o âmbito da análise paramétrica realizada considerando outras localizações das obras, implicando outros valores das ações relativas às variações de temperatura, do vento e sobretudo dos sismos;
- Analisar de forma detalhada o comportamento e as condicionantes da conceção das pontes e viadutos correntes com fundações indiretas por estacas;
- Complementar a análise paramétrica admitindo outras tipologias de tabuleiro, nomeadamente soluções em betão armado executado “in situ” e soluções mistas aço-betão;
- Estudar as opções de conceção mais usuais para tabuleiros e pilares de viadutos e pontes ferroviárias em vias de alta velocidade para gamas de vãos superiores aos considerados nesta dissertação, em especial para valores de 50 m a 70 m que constituem uma parcela também importante deste tipo de obras.

5.3 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Adhikari, S. (2023). *Dynamic analysis of high-speed railway bridges in Finland*. Dissertação de Mestrado, Aalto University.

Amaral, P. (2017). *ANÁLISE DINÂMICA DE PONTES PARA TRENS DE ALTA VELOCIDADE*. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

Calçada, R. (2011). *Design of high speed rail bridges*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Delgado, J. (2013). *Interação via-ponte em linhas ferroviárias*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

EN 1990-A2. 2005. *Basis of Structural Design – Annex A2: Applications for bridges (normative),* European Committee for Standardization (CEN), Final PT Draft, Brussels.

EN 1991-2. 2003. *Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges*. European Committee for Standardization (CEN), Brussels.

EN 1991-2. 2017. *Eurocode 1- Actions on structures Part 2: Traffic loads on bridges*. European Committee for Standardization (CEN), Brussels.

EN 1991-1-5. 2009. *Eurocode 1- Ações em estruturas Parte 1-5: Ações gerais- Ações térmicas*. European Committee for Standardization (CEN), Brussels.

EN 1998-1. 2004. *Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. European Committee for Standardization (CEN), Brussels.

EN 1998 – 2. 2005. *Design of structures for earthquake resistance – Part 2: Bridges.* European Committee for Standardization (CEN), Brussels.

Fonseca, A. (2011). *A ponte rodoviária e ferroviária de alta velocidade sobre o rio tejo, em Lisboa*. Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas.

Francisco, R. (2007). *Caracterização técnico-económica dos diferentes tipos de fundações profundas.* Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa.

López, L., Pavía. C. (2023). *Bridges for high-speed railways. 30 years of experiences in Ferrovial*.

Pinto, J., Gomes, J., Calçada, R., Henriques, A. (n.d.). *PRÉ-FABRICAÇÃO: A SOLUÇÃO SUSTENTÁVEL PARA PONTES DE BETÃO EM LINHAS DE ALTA VELOCIDADE*. 10º Congresso Rodoferroviário Português.

Rigueiro, M. (2007) *Avaliação dos Efeitos Dinâmicos em Pontes Ferroviárias de Alta Velocidade de Pequeno e Médio Vão*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Rodrigues, T. (2024). *Interação Via-Estrutura em pontes ferroviárias de alta velocidade.* Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Simões, R. (2006). *Interacção Via-Ponte em Linhas Ferroviárias de Alta Velocidade*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Stephenson, A. (2020). *Numerical Modeling Techniques of High-Speed Rail Bridge Structures*. Dissertação de Mestrado, University of Nevada.

UIC 774-3-R. 2001. *Track/bridge Interaction – Recommendations for calculations.* International Union of Railways.

Documentação interna fornecida pela empresa Adão da Fonseca – Engenheiros Consultores, Lda.

ANEXO

a. FOLHA DE CÁLCULO DE ARMADURAS

SWADF16 - DIMENSIONAMENTO DE PILARES (Modelos Robot)

ADÃO DA FONSECA
engenheiros consultores

Nome do Requerente	Nome do Requerente
Definição da Obra	Definição da Obra
Localização da obra	Localização da obra
Fase do projecto	Fase do projecto
Especialidade	Especialidade
Data	Data

Betão	C35/45 (B40)
f_{ck}	35 MPa
f_{cd}	19.8 MPa
E_{cm}	33.3 GPa

Aço	A500
f_{yk}	500 MPa
f_{yd}	435 MPa
E_s	200 GPa

Excentricidade adicional equivalente a outros efeitos.	
$e_{Z,eq}$ [mm]	0.0
$e_{Y,eq}$ [mm]	0.0

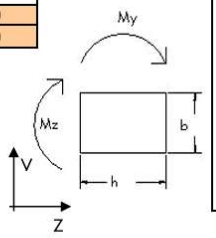
Secção do Pilar		nº de varões por face (MGE)	
Secção	Rectangular		
recobr.	0.09 m		
b	4.50 m	30	paralela a b
h	6.00 m	30	paralela a h

nº da c.q.p.	γ_f
3001	
1.4	

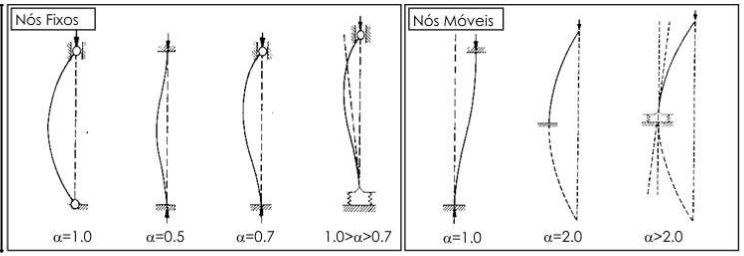
nº barras	nº comb.
5	86

direcção ZZ	
Nós Móveis	☑
L_Z	20.0 m
Coef. Enc.(α)	2.00
Inercia [m^4]	81.0000
Área [m2]	27.0000
i [cm]	1.7321
λ	23.0940

direcção YY	
Nós Móveis	
L_Y	20.0 m
Coef. Enc.(α)	1.00
Inercia [m^4]	45.5625
Área [m2]	27.0000
i [cm]	1.2990
λ	15.3960



Valores de Referência (comprimentos de encurvadura)



Resultados do Robot - esforços em barras						
Barra/Nó/Caso	F_X [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]	M_z [kN.m]

Menu de cálculo

103/ 1003/ 11 (C)	9976.61	-490.72	0	0	0	-9814.3
103/ 1003/ 12 (C)	7359.6	-361.99	0	0	0	-7239.88
103/ 1003/ 55 (C)	-839.81	41.31	1077.85	-1079.36	-24856.39	826.15
103/ 1003/ 56 (C)	839.71	-41.3	1077.85	-1079.35	-24856.23	-826.05
103/ 1003/ 57 (C)	-852.53	667.63	-17.52	-166.55	-1958.85	9282.57
103/ 1003/ 58 (C)	826.99	585.02	-17.52	-166.54	-1958.7	7630.37
103/ 1003/ 101 (C)	12195.25	1200.89	120.55	-168.12	-2738.72	24017.85
103/ 1003/ 102 (C)	12246.8	312.96	236.24	-288.5	-5370.41	6259.22
103/ 1003/ 103 (C)	6046.08	1488.38	120.55	-168.12	-2738.72	29767.56
103/ 1003/ 104 (C)	6097.63	600.45	236.24	-288.5	-5370.41	12008.92
103/ 1003/ 121 (C)	12195.25	1200.89	114.07	-104.46	-2596	24017.85
103/ 1003/ 122 (C)	12246.8	312.96	233	-256.67	-5299.06	6259.22
103/ 1003/ 123 (C)	6046.08	1488.38	114.07	-104.46	-2596	29767.56
103/ 1003/ 124 (C)	6097.63	600.45	233	-256.67	-5299.06	12008.92
103/ 1003/ 151 (C)	6085.69	805.99	-40.03	-813.83	-11001.08	16119.72
103/ 1003/ 152 (C)	6117.43	259.25	22.93	-924.31	-12429.68	5185.01
103/ 1003/ 153 (C)	6085.69	805.99	-40.03	-813.83	-11001.08	16119.72
103/ 1003/ 154 (C)	6117.43	259.25	22.93	-924.31	-12429.68	5185.01
103/ 1003/ 155 (C)	3011.11	949.73	5	-398.65	-6072.48	18994.57
103/ 1003/ 156 (C)	3042.85	402.99	67.97	-509.13	-7501.07	8059.86
103/ 1003/ 198 (C)	25511.02	-852.65	0	0	0.01	-17052.95
103/ 1003/ 199 (C)	24327.14	-794.42	-16.59	-157.66	-1854.17	-15888.33
103/ 1003/ 1001 (C)	49856.9	1405.59	155.09	-431.13	-6174.67	23533.03
103/ 1003/ 1002 (C)	49945.95	-586.52	1555.13	-1632.59	-35750.35	-11730.47
103/ 1003/ 1003 (C)	28333.99	2301.77	155.08	-431.14	-6174.85	41456.55
103/ 1003/ 1004 (C)	28423.04	309.65	1555.13	-1632.6	-35750.53	6193.06
103/ 1003/ 1005 (C)	49856.9	1405.59	145.69	-338.83	-5967.73	23533.03
103/ 1003/ 1006 (C)	49945.95	-586.52	1550.44	-1586.43	-35646.89	-11730.47
103/ 1003/ 1007 (C)	28333.99	2301.77	145.69	-338.84	-5967.91	41456.55
103/ 1003/ 1008 (C)	28423.04	309.65	1550.44	-1586.45	-35647.06	6193.06
103/ 1003/ 1009 (C)	40998.04	832.97	-77.76	-1367.41	-18155.1	12080.74
103/ 1003/ 1010 (C)	41058.37	-664.4	1245.83	-2554.51	-45986.29	-13288.07
103/ 1003/ 1011 (C)	40998.04	832.97	-77.76	-1367.41	-18155.1	12080.74
103/ 1003/ 1012 (C)	41058.37	-664.4	1245.83	-2554.51	-45986.29	-13288.07
103/ 1003/ 1013 (C)	23933.28	1520.72	-12.46	-765.42	-11008.8	25835.73



AVISOS: Não foram detectados quaisquer erros.

b. FOLHA DE CÁLCULO DE SAPATAS

SWADF20 - Dimensionamento de Fundações isoladas

ADÃO DA FONSECA engenheiros consultores

Propriedades dos Materias

Betão: C35/45 (B40) — fcd [Mpa]: 23.33 — τ_1 [Mpa]: 0.900

Aço: A500 — fsyd [Mpa]: 434.8

Propriedades do Solo

σ_{solo} [Mpa]: 0.400

σ_{sd} [Mpa]: 0.600

Tipo de Análise

Verificar esta secção: d=2.60 [m] | Lx=11.25 [m] | Ly=13.00 [m]

Caracteristicas da Sapata

Sapata Centrada Homotética

Caracteristicas do Pilar

a [m]: 4.50

b [m]: 6.00

Verificação do Esforço Transverso

Dir. x ☑ Dir. y ☑ Punçoamento Excêntrico

Dir. x ☐ Dir. y ☐ Corte em Viga Larga

Sapata	Esforços segundo a convenção vectorial				Dimensões da sapata			Tensões no solo			Armaduras		τ_{sd} [Mpa]	Observações
	Nsd [kN]	Msdx [kN.m]	Msdy [kN.m]	Nsd_{calc} [kN]	d [m]	A [m]	B [m]	σ_{max} [Mpa]	σ_{min} [Mpa]	$\sigma_{3/4}$ [Mpa]	As_x [cm²/m]	As_y [cm²/m]		
103/ 1003/ 11	9976.61	2660.429333	10922.812	24510.204	2.600	11.250	13.000	0.216	0.119	0.192	11.707	12.552	0.212	OK
103/ 1003/ 12	7359.6	1962.56	8057.6133	21893.194	2.600	11.250	13.000	0.185	0.114	0.167	10.228	10.966	0.185	OK
103/ 1003/ 55	-839.81	24856.39	826.15	13693.784	2.600	11.250	13.000	0.175	0.012	0.134	8.205	8.797	0.149	OK
103/ 1003/ 56	839.71	25080.15267	919.35111	15373.304	2.600	11.250	13.000	0.188	0.023	0.146	8.938	9.583	0.162	OK
103/ 1003/ 57	-852.53	2309.3	9282.57	13681.064	2.600	11.250	13.000	0.135	0.052	0.114	6.969	7.472	0.126	OK
103/ 1003/ 58	826.99	2529.640667	7722.2578	15360.584	2.600	11.250	13.000	0.141	0.069	0.123	7.517	8.060	0.136	OK
103/ 1003/ 10	12195.25	5990.786667	25372.878	26728.844	2.600	11.250	13.000	0.294	0.071	0.238	14.563	15.614	0.264	OK
103/ 1003/ 10	12246.8	8636.223333	7619.9756	26780.394	2.600	11.250	13.000	0.238	0.128	0.211	12.863	13.791	0.233	OK
103/ 1003/ 10	6046.08	4351.008	30439.347	20579.674	2.600	11.250	13.000	0.265	0.016	0.203	12.401	13.297	0.225	OK
103/ 1003/ 10	6097.63	6996.444667	12686.434	20631.224	2.600	11.250	13.000	0.209	0.073	0.175	10.701	11.474	0.194	OK
103/ 1003/ 12	12195.25	5848.066667	25372.878	26728.844	2.600	11.250	13.000	0.294	0.072	0.238	14.549	15.599	0.264	OK
103/ 1003/ 12	12246.8	8564.873333	7619.9756	26780.394	2.600	11.250	13.000	0.238	0.128	0.211	12.856	13.784	0.233	OK
103/ 1003/ 12	6046.08	4208.288	30439.347	20579.674	2.600	11.250	13.000	0.265	0.016	0.203	12.388	13.282	0.225	OK
103/ 1003/ 12	6097.63	6925.094667	12686.434	20631.224	2.600	11.250	13.000	0.209	0.073	0.175	10.694	11.466	0.194	OK
103/ 1003/ 15	6085.69	13424.57067	16795.908	20619.284	2.600	11.250	13.000	0.245	0.037	0.193	11.773	12.623	0.214	OK
103/ 1003/ 15	6117.43	14060.99467	5864.7244	20651.024	2.600	11.250	13.000	0.207	0.075	0.174	10.631	11.398	0.193	OK
103/ 1003/ 15	6085.69	13424.57067	16795.908	20619.284	2.600	11.250	13.000	0.245	0.037	0.193	11.773	12.623	0.214	OK
103/ 1003/ 15	6117.43	14060.99467	5864.7244	20651.024	2.600	11.250	13.000	0.207	0.075	0.174	10.631	11.398	0.193	OK
103/ 1003/ 15	3011.11	6875.442667	19329.138	17544.704	2.600	11.250	13.000	0.212	0.028	0.166	10.140	10.872	0.184	OK
103/ 1003/ 15	3042.85	6312.496667	8397.9544	17576.444	2.600	11.250	13.000	0.177	0.063	0.149	9.075	9.730	0.165	OK
103/ 1003/ 19	25511.02	6802.948667	19887.508	40044.614	2.600	11.250	13.000	0.368	0.180	0.321	19.590	21.004	0.355	OK
103/ 1003/ 19	24327.14	8673.117333	18591.346	38860.734	2.600	11.250	13.000	0.361	0.171	0.313	19.132	20.513	0.347	OK
103/ 1003/ 10	49856.9	19469.84333	29072.686	64390.494	2.600	11.250	13.000	0.608	0.273	0.524	31.999	34.309	0.580	OK
103/ 1003/ 10	49945.95	49069.27	17280.02	64479.544	2.600	11.250	13.000	0.659	0.223	0.550	33.575	35.999	0.609	OK
103/ 1003/ 10	28333.99	13730.58067	44604.771	42867.584	2.600	11.250	13.000	0.499	0.087	0.396	24.189	25.935	0.439	OK
103/ 1003/ 10	28423.04	43330.00733	9351.1756	42956.634	2.600	11.250	13.000	0.485	0.123	0.379	23.153	24.824	0.420	OK
103/ 1003/ 10	49856.9	19262.90333	29072.686	64390.494	2.600	11.250	13.000	0.607	0.273	0.524	31.979	34.287	0.580	OK
103/ 1003/ 10	49945.95	48965.81	17280.02	64479.544	2.600	11.250	13.000	0.658	0.223	0.550	33.565	35.988	0.609	OK
103/ 1003/ 10	28333.99	13523.64067	44604.771	42867.584	2.600	11.250	13.000	0.498	0.088	0.396	24.169	25.913	0.438	OK
103/ 1003/ 10	28423.04	43226.53733	9351.1756	42956.634	2.600	11.250	13.000	0.484	0.123	0.379	23.143	24.813	0.420	OK
103/ 1003/ 10	40998.04	30643.06067	16636.078	55531.634	2.600	11.250	13.000	0.537	0.222	0.458	27.992	30.012	0.508	OK
103/ 1003/ 10	41058.37	56935.18867	17850.111	55591.964	2.600	11.250	13.000	0.625	0.135	0.503	30.686	32.901	0.557	OK
103/ 1003/ 10	40998.04	30643.06067	16636.078	55531.634	2.600	11.250	13.000	0.537	0.222	0.458	27.992	30.012	0.508	OK
103/ 1003/ 10	41058.37	56935.18867	17850.111	55591.964	2.600	11.250	13.000	0.625	0.135	0.503	30.686	32.901	0.557	OK
103/ 1003/ 10	23933.28	17640.138	28494.983	38466.874	2.600	11.250	13.000	0.423	0.103	0.343	20.934	22.445	0.380	OK
103/ 1003/ 10	23993.61	45238.276	3132.8767	38527.204	2.600	11.250	13.000	0.418	0.109	0.341	20.795	22.296	0.377	OK
103/ 1003/ 10	46630.4	18549.73333	24610.396	61163.994	2.600	11.250	13.000	0.567	0.270	0.492	30.066	32.237	0.545	OK
103/ 1003/ 10	46709.27	55969.82533	19045.329	61242.864	2.600	11.250	13.000	0.665	0.173	0.542	33.085	35.473	0.600	OK
103/ 1003/ 10	26260.92	13118.102	39222.81	40794.514	2.600	11.250	13.000	0.463	0.095	0.371	22.665	24.301	0.411	OK
103/ 1003/ 10	26339.8	50538.20667	5946.9244	40873.394	2.600	11.250	13.000	0.461	0.098	0.370	22.598	24.230	0.410	OK
103/ 1003/ 10	46630.4	18384.18333	24610.396	61163.994	2.600	11.250	13.000	0.566	0.270	0.492	30.050	32.220	0.545	OK
103/ 1003/ 10	46709.27	55887.05533	19045.329	61242.864	2.600	11.250	13.000	0.665	0.173	0.542	33.077	35.465	0.600	OK
103/ 1003/ 10	26260.92	12952.552	39222.81	40794.514	2.600	11.250	13.000	0.463	0.095	0.371	22.649	24.284	0.411	OK
103/ 1003/ 10	26339.8	50455.42667	5946.9244	40873.394	2.600	11.250	13.000	0.460	0.099	0.370	22.590	24.221	0.410	OK
103/ 1003/ 10	39543.31	27698.55267	14661.111	54076.904	2.600	11.250	13.000	0.511	0.229	0.440	26.881	28.821	0.488	OK
103/ 1003/ 10	39599.21	62262.55933	19501.402	54132.804	2.600	11.250	13.000	0.638	0.103	0.504	30.774	32.995	0.558	OK
103/ 1003/ 10	39543.31	27698.55267	14661.111	54076.904	2.600	11.250	13.000	0.511	0.229	0.440	26.881	28.821	0.488	OK
103/ 1003/ 10	39599.21	62262.55933	19501.402	54132.804	2.600	11.250	13.000	0.638	0.103	0.504	30.774	32.995	0.558	OK
103/ 1003/ 10	22740.36	16456.016	26334.977	37273.954	2.600	11.250	13.000	0.403	0.107	0.329	20.082	21.531	0.364	OK
103/ 1003/ 10	22796.25	52084.82	4093.5467	37329.844	2.600	11.250	13.000	0.434	0.076	0.345	21.060	22.580	0.382	OK
103/ 1003/ 10	32502.98	45951.80133	24727.542	47036.574	2.600	11.250	13.000	0.557	0.086	0.439	26.821	28.757	0.486	OK
103/ 1003/ 10	32483.91	12126.046	12040.793	47017.504	2.600	11.250	13.000	0.404	0.239	0.363	22.141	23.739	0.402	OK
103/ 1003/ 10	19266.55	42422.32667	13050.798	33800.144	2.600	11.250	13.000	0.413	0.050	0.322	19.654	21.073	0.356	OK
103/ 1003/ 10	19247.48	8596.601333	3913.1689	33781.074	2.600	11.250	13.000	0.272	0.190	0.252	15.369	16.479	0.279	OK
103/ 1003/ 30	25659	24195.95	75628.83	40192.594	2.600	11.250	13.000	0.630	0.000	0.473	28.860	30.943	0.523	OK
103/ 1003/ 30	25659.01	24196.78267	75629.011	40192.604	2.600	11.250	13.000	0.630	0.000	0.473	28.860	30.943	0.523	OK
103/ 1003/ 30	25363.03	24117.84467	41490.224	39896.624	2.600	11.250	13.000	0.500	0.045	0.387	23.602	25.306	0.428	OK
103/ 1003/ 30	25363.04	24117.03733	41490.046	39896.634	2.600	11.250	13.000	0.500	0.045	0.387	23.602	25.306	0.428	OK