



M 2014

INFLUÊNCIA DO TIPO DE TRANSIÇÃO NO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE ATRAVESSAMENTOS INFERIORES PRÉ- FABRICADOS A VIAS DE ALTA VELOCIDADE

INÊS ISABEL ALVES FERREIRA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA

À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM

MIEC - MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL

INFLUÊNCIA DO TIPO DE TRANSIÇÃO NO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE ATRAVESSAMENTOS INFERIORES PRÉ- FABRICADOS A VIAS DE ALTA VELOCIDADE

INÊS ISABEL ALVES FERREIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada

Coorientador: Professor Doutor Raimundo Moreno Delgado

FEVEREIRO DE 2014

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@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

Fax +351-22-508 1440

✉ 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 Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.*

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 e à minha irmã

Stay committed to your decisions, but stay flexible in your approach.
Anthony Robbins

AGRADECIMENTOS

Ao terminar este trabalho, de manifestar a minha gratidão a todos os que direta ou indiretamente contribuíram para a sua realização.

Em primeiro, lugar agradeço ao Prof Rui Calçada pelo apoio prestado no desenvolvimento deste trabalho, ao nível de transmissão de conhecimentos, dados, contactos e esclarecimento de dúvidas vitais à realização da dissertação. Ao professor António Arêde e Rui Carneiro Barros pela paciência, apoio e pelos conhecimentos transmitidos, na fase inicial da realização da dissertação.

Agradeço também ao meu colega Carlos Silva, pelo apoio, paciência e tempo despendido no primeiro contacto com o programa comercial SAP2000 e pelo esclarecimento de algumas dúvidas que surgiram ao longo do trabalho.

Queria dar um agradecimento especial aos amigos de longa data e aqueles que fiz durante do meu percurso académico, pelos gestos de apoio, pela solidariedade, pelo companheirismo e pelos conselhos dados nos momentos bons e menos bons.

Por fim, gostaria também de agradecer a toda minha família pela paciência, dedicação, carinho, pelas palavras de incentivo e pela dedicação demonstrada durante estes seis anos. Um especial obrigado a minha mãe e irmã por tudo o que significam para mim.

Obrigada a todos!

RESUMO

O presente trabalho, desenvolvido no âmbito da dissertação da especialização em Geotecnia, do Mestrado Integrado em Engenharia Civil, teve por objetivo o estudo do impacto comboio sobre estruturas enterradas em vias de alta velocidade, no sentido de compreender os efeitos dinâmicos induzidos pela passagem do veículo sobre atravessamentos inferiores pré-fabricados, do tipo Box Culvert. O desenvolvimento deste estudo teve por base trabalhos anteriores como os de Nóbrega (2010), Costa (2011), Carvalho (2012) e Silva (2013).

A utilização de estruturas enterradas ao longo do traçado de uma linha ferroviária é frequentemente vista como a solução para alguns problemas, como a diferença de níveis em cruzamentos com vias rodoviárias. Contudo, a implementação deste tipo de estruturas causa problemas ao nível da diferença de rigidez na fundação da via, sendo este fenómeno intensificado pelas cargas dinâmicas induzidas na passagem de um comboio a alta velocidade. Como consequência as vias degradam-se precocemente, conduzindo a maiores gastos na sua manutenção.

No sentido de estudar o impacto dinâmico dos comboios de alta velocidade sobre estruturas enterradas, foram desenvolvidos dois modelos de elementos finitos da zona de transição a partir do programa comercial SAP2000 e simulada a passagem do comboio no programa “Time History”. Como não existem normas europeias para estruturas tipo Box Culvert, o estudo teve por base as soluções para zonas de transição propostas pela ADIF e a SNCF.

No presente trabalho, a análise dos efeitos dinâmicos teve por base o estudo de dois casos. No primeiro, foram comparadas as soluções para as zonas de transição propostas pela ADIF e a SNCF, no sentido de compreender qual a solução para as zonas de transição mais desfavorável do ponto de vista da segurança do Box Culvert. No segundo, foi estudada a variação da geometria da estrutura enterrada para as zonas de transição ADIF e SNCF, no sentido de compreender qual o efeito da alteração desta propriedade sobre o comportamento do Box Culvert. Em ambos os casos de estudo foram recolhidos os dados relativos às secções mais críticas e os modelos de carga mais desfavoráveis.

PALAVRAS-CHAVE: Box Culvert, Análise Dinâmica, Zonas de Transição, Alta Velocidade, Estrutura Enterrada.

ABSTRACT

The present work, developed in the scope of the dissertation in Geotechnics, of Integrated Master's Degree in Civil Engineering, aims to study the dynamic impact that train has on structure, in high-speed railway traffic, in order to understand the dynamic effect caused by the vehicle on the prefabricated box-culvert type underpass. Thus, previous documentations were taken into account, developed by Nóbrega (2010), Costa (2011), Carvalho (2012) and Silva (2013).

The placement of precast underpasses along the route of the railway line, it is often used as a solution to problems that may appear, such as the difference in elevation at intersections with roads. However, this solution leads to differences in stiffness which is intensified by the dynamics overloads caused by high speed_circulation. This may worsen the degradation of the railway, and, in extreme cases, causes the collapse of the structure.

In order to study the dynamic impact that train has on Box Culvert, two finite elements models were developed of the transition area based on commercial software SAP2000, and the dynamic overloads acting on the railway were simulated on Eng. José Rui Pinto's software. The model developed on the software mentioned was based on considerations established by previous works, and on embankment-structures transition solutions proposed by ADIF and SNCF.

With regards to dynamic effects analysis, two different scenarios were studied. For the first one, two solutions proposed by ADIF and SNCF to embankment-structures transitions were compared, in order to understand which developed is the least favorable for structure safety. The second scenario is based on the study of the length of the precast underpasses structure, for ADIF and SNCF embankment-structures, making it possible to analyze which one is more affected by this variable. For both cases, the worst cases related with the load model HSLM-A and the Box Culvert critical section were chosen.

KEYWORDS: Box Culvert, Dynamic analysis, Embankment-structures transitions, High speed, Underpass structures

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO	1
1.2. OBJETIVOS	3
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	4

2. VIA FÉRREA BALASTRADA: ESTRUTURA E FUNCIONAMENTO	5
2.1. CONTEXTUALIZAÇÃO	5
2.2. ESTRUTURA DA VIA-BALASTRADA	5
2.3. ELEMENTOS DA SUPERESTRUTURA	6
2.3.1. CARRIS	6
2.3.2. ELEMENTOS DE LIGAÇÃO	8
2.3.3. TRAVESSAS	8
2.4. ELEMENTOS DA SUBESTRUTURA	10
2.4.1. BALASTRO	10
2.4.2. SUB-BALASTRO	10
2.4.3. FUNDAÇÃO DA VIA	11

3. ATRAVESSAMENTOS PRÉ-FABRICADOS E SEU FUNCIONAMENTO	13
3.1. CONTEXTUALIZAÇÃO	13
3.2. TIPOS DE BOX CULVERT	14
3.3. PROCESSOS CONSTRUTIVOS DE ESTRUTURAS ENTERRADAS BOX CULVERT	16
3.4. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DO BOX CULVERT	18
3.4.1. INTERAÇÃO SOLO-BOX CULVERT	18
3.4.2. DIMENSIONAMENTO DO BOX CULVERT – MODELOS MATEMÁTICOS	19

3.4.3. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ EM ESTRUTURAS COM BAIXO RECOBRIMENTO	20
---	----

4. PROBLEMAS, NORMAS E RECOMENDAÇÕES PARA ZONAS DE TRANSIÇÃO EM LINHAS DE ALTA VELOCIDADE

4.1. CONTEXTUALIZAÇÃO	27
------------------------------------	-----------

4.2. PROBLEMAS NA VIA	28
------------------------------------	-----------

4.2.1. ZONAS DE TRANSIÇÃO	28
---------------------------------	----

4.2.2. DIMINUIÇÃO DA RESISTÊNCIA LATERAL DA VIA	29
---	----

4.2.3. TRAVESSAS FLUTUANTES	29
-----------------------------------	----

4.3. PROBLEMAS GEOTÉCNICOS	30
---	-----------

4.3.1. ASSENTAMENTO DEVIDO À DETERIORAÇÃO DO BALASTRO.....	30
--	----

4.3.2. ASSENTAMENTO DEVIDO AO DESLIZAMENTO DOS TALUDES DE ATERROS	30
---	----

4.3.3. ASSENTAMENTO DA FUNDAÇÃO.....	31
--------------------------------------	----

4.4. SOLUÇÕES DOS PROBLEMAS GEOTÉCNICOS	32
--	-----------

4.4.1. SOLUÇÕES COM RECURSOS A MATERIAIS RESILIENTES	32
--	----

4.4.2. MELHORAMENTO DAS TRAVESSAS	32
---	----

4.4.3. OTIMIZAÇÃO DA VIA UTILIZANDO BETUMINOSO	33
--	----

4.4.4. INCREMENTO DA RIGIDEZ AO LONGO DA VIA	34
--	----

4.4.5. REFORÇO DO SOLO DE FUNDAÇÃO DA VIA.....	35
--	----

4.4.6. UTILIZAÇÃO DE CUNHAS DE TRANSIÇÃO	36
--	----

4.4.6.1 Cunhas de transição tipo SNCF (2002).....	37
---	----

4.4.6.1 Cunhas de transição tipo ADIF (2006)	40
--	----

4.5. RECOMENDAÇÕES E NORMAS RELATIVAS À GEOTECNIA.....	42
---	-----------

4.5.1. CONTROLO DA QUALIDADE	42
------------------------------------	----

4.5.2. GEOMETRIA DOS ATERROS	42
------------------------------------	----

4.5.3. CARACTERÍSTICAS DO MATERIAIS A SEREM UTILIZADOS EM ATERRO	42
--	----

4.5.4. LIMITAÇÕES DE ASSENTAMENTOS.....	43
---	----

5. ANÁLISE DINÂMICA E MODELAÇÃO

5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	45
--	-----------

5.2. COMBOIOS DE ALTA VELOCIDADE	46
---	-----------

5.2.1. COMBOIOS CONVENCIONAIS.....	47
------------------------------------	----

5.2.2. COMBOIOS ARTICULADOS	47
5.2.3. COMBOIOS REGULARES.....	49
5.3. MODELOS E CARGA DE ACORDO COM A EN1991-2 (2003)	49
5.3.1. MODELOS DE ANÁLISE.....	49
5.3.2. MODELOS DE ANÁLISE DINÂMICA.....	51
5.4. MÉTODO DE ANÁLISE DINÂMICA	53
5.4.1. EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO	53
5.4.2. CARGAS MÓVEIS	56
5.4.3. MÉTODO DE NEWMARK	57
5.5. MODELAÇÃO DO PROBLEMA	59
5.5.1. MODELAÇÃO DA SUPERESTRUTURA DA VIA.....	61
5.5.2. MODELAÇÃO DA SUBESTRUTURA DA VIA.....	62
5.5.3. MODELAÇÃO DO BOX CULVERT	63
5.5.4. MODELAÇÃO DAS CONDIÇÕES FRONTEIRA.....	64
5.6. SIMULAÇÃO DA PASSAGEM DE CARGAS MÓVEIS A PARTIR DO PROGRAMA “TIME HISTORY”	66
 6. ESTUDO PARAMÉTRICO	69
6.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	69
6.2. ANÁLISE DINÂMICA-ESTUDO COMPARATIVO ENTRE A SOLUÇÃO ADIF E SNCF	70
6.2.1. ANÁLISE DAS ACELERAÇÕES	79
6.2.2. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS	82
6.2.3. ANÁLISE DOS MOMENTOS FLETORES	84
6.2.4. ANÁLISE DOS ESFORÇOS TRANSVERSOS	86
6.3. ANÁLISE DINÂMICA-VARIAÇÃO DA GEOMETRIA DO BOX CULVERT	88
6.3.1. SNCF	94
6.3.1.1. Análise das acelerações	94
6.3.1.2 Análise dos deslocamentos	100
6.3.1. 3. Análise dos momentos fletores	102
6.3.1.4. Análise dos esforços transversos	105
6.3.2. ADIF	104
6.3.2.1. Análise das acelerações	104
6.3.2.2. Análise dos deslocamentos	108

6.3.2. 3. Análise dos momentos fletores	110
6.3.2.4. Análise dos esforços transversos	112
6.3.2.5. Análise comparativa dos deslocamentos e acelerações entre o modelo ADIF e SNCF	114

7. CONCLUSÕES..... 117

7.1. CONCLUSÕES GERAIS	117
-------------------------------------	------------

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	119
--	------------

BIBLIOGRAFIA..... 121

Anexos..... 125

A1 ACELERAÇÕES VERTICAIS (AY) MÁXIMAS , DESLOCAMENTOS VERTICAIS (UY) , MOMENTOS FLETORES (MZ) E ESFORÇOS TRANSVERSOS (SXY) MÁXIMOS NAS SECÇÕES A, B, C DO BOX CULVERT DE UMA CÉLULA.....	127
A2 ACELERAÇÕES VERTICAIS (AY) MÁXIMAS, DESLOCAMENTOS VERTICAIS (UY), MOMENTOS FLETORES (MZ) E ESFORÇOS TRANSVERSOS (SXY) MÁXIMOS NAS SECÇÕES A, B, C, DO BOX CULVERT DE DUPLA CÉLULA.....	135
A3 ACELERAÇÕES VERTICAIS (AY) MÁXIMAS, DESLOCAMENTOS VERTICAIS (UY), MOMENTOS FLETORES (MZ) NAS SECÇÕES X,Y DO BOX CULVERT DE DUPLA CÉLULA	143
A4 VALORES DO CVT E CVN DOS, AMORTECEDORES LATERAIS QUE DEFINEM AS CONDIÇÕES FRONTEIRA DE CADA LINHA DA MALHA	149

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1.1 - PBA (Thalys, 2010).....	2
Fig.1.2 - Eixo ferroviário da rede de alta velocidade prevista para a Península Ibérica (Pereira, 2008). 2	
Fig.1.3 - Plano de expansão das linhas de alta velocidade na Europa, até 2020 (a vermelho as linhas de alta velocidade e a verde as linhas a reabilitar) (adaptado de Riessberger(2006)).	3
Fig.2.1 - Perfil transversal de uma via-férrea balastrada (Fortunato,2005).	6
Fig.2.2 - Carril de Dupla Cabeça (Couto, 2008).....	7
Fig.2.3 - Carril UIC-60 (adaptado de EN 13674-1(2003))	7
Fig.2.4 - Pormenores da fixação Pandrol do tipo Spring em travessas monobloco (Esveld, 2001)	8
Fig.2.5 - Perfil transversal da: a) Travessa bi-bloco; b) Travessa monobloco (Vale, 2010).	9
Fig.3.1 - Box Culvert em fase de construção, à esquerda e em funcionamento à direita (Hanson et al., 2011).....	14
Fig.3.2 - Box Culvert em forma de U, com 3 lados (Rocla, 2007).	15
Fig.3.3 - Box Culvert de quatro lado com encaixe tipo macho fêmea à esquerda (Humes, 2010) tipo monolítica, à direita (Precast solutions, 2010)	15
Fig.3.4 - Box Culvert de dupla célula (Hanson et al., 2011)	15
Fig.3.5 - Envolvente de pressões no Box Culvert (Gonçalves et al., 2009)	16
Fig.3.6 - Diagrama de pressões para Box Culvert flexível e rígido, na travessa superior (Plumay, 2007) (adaptado de Gonçalves et al.(2009))	16
Fig.3.7 - Molde metálico para pré-fabricado do Box Culvert (Hanson et al., 2011).	17
Fig.3.8 - Colocação em obra dos Box Culverts com ligação tipo macho fêmea (Hanson et al.,2011)..	17
Fig.3.9 - Redistribuição de cargas no Box Culvert (Sang, 2000).	18
Fig.3.10 -Redistribuição de cargas no Box Culvert flexível (Sang, 2000)..	19
Fig.3.11 - Modelação da estrutura do Box Culvert como um pórtico suportado em apoios elásticos, como a ação sobre a travessa superior considerada igual ao peso da coluna de aterro agravado por um fator k (Sang, 2000).	19
Fig.3.12 - Esquema representativo dos principais parâmetros do problema (Cuadrado et al., 2005). .	21
Fig.3.13 - Curva de incremento da rigidez em função da distância à estrutura para três estruturas diferentes (Gonçalves, 2009).	21
Fig.3.14 - Curva da variação da rigidez em função do recobrimento para três estruturas diferentes (Gonçalves, 2009).	22
Fig.3.15 - Modelo de cálculo dinâmico (Silva, 2013).	22
Fig.3.16 - Curva de variação da rigidez (N/m) (adaptado de Cuadrado et al (2005)).	23

Fig.3.17 - Variação das acelerações verticais em função da distância ao eixo central Box Culvert (Cuadrado et al., 2005).....	23
Fig.3.18 - Variação das acelerações verticais em função da distância ao eixo central Box Culvert (Cuadrado et al., 2005).....	23
Fig.3.19 - Alteração do estado de tensão pela existência de um Box Culvert (Cuadrado et al., 2005) 24	
Fig.3.20 - Curva dos incrementos de tensão, em função da altura de recobrimento, para três alturas de Box Culvert e Eb igual a 4500 MPa (Cuadrado et al., 2005)	25
Fig.3.21 - Curva dos incrementos de tensão, em função da altura de recobrimento, para três alturas de Box Culvert e Eb igual a 45 MPa (Cuadrado et al., 2005)	25
Fig.3.22 - Curva dos incrementos de tensão, em função da altura de recobrimento, para três alturas de Box Culvert e Eb igual a 225 MPa (Cuadrado et al., 2005)	26
Fig.4.1 - Distribuição de tensões no solo por ação de uma carga vertical (Fortunato, 2005).....	28
Fig.4.2 - Fenómeno “dip&bump” (adaptado de ERRI, 1999).	29
Fig.4.3 - Encurvadura do carril devido aos esforços longitudinais (setas a vermelho) (Esveld, 2001). 29	
Fig.4.4 - Esquema do deslizamento dos taludes do aterro, devido a à ação vertical sobre a linha (adaptado de ERRI (1999)).	31
Fig.4.5 - Esquema de rotura do solo de fundação por corte, em diferentes fases (Fortunato,2005). .	31
Fig.4.6 - Esquema das diferentes soluções com materiais resilientes (adaptado de Leykauf et al. (2006)).	32
Fig.4.7 - “Frame Sleepers” (Riessberger, 2006).	33
Fig.4.8 - Esquema de uma secção transversal de uma via férrea de alta velocidade balastrada (Riessberger, 2006).	33
Fig.4.9 - Corte longitudinal de uma zona de transição com solo tratado (adaptado de FTA (2006))... 34	
Fig.4.10 - Travessas de aproximação a zonas de transição (FTA, 2006).	34
Fig.4.11 - Processo de tratamento do solo Jet Grouting (Fonseca, 2011).	35
Fig.4.12 - Fases de conceção de microestacas (Viana da Fonseca,2012).	36
Fig.4.13 - Fases de conceção das colunas de brita (Antunes et al., 2005)	36
Fig.4.14 - Zona de transição Aterro/estrutura com altura de recobrimento variável entre $0,10 < E_r < 0,3$ m, para um H variável entre: a) $H=4$ m b) $3,0 \text{ m} < H < 4 \text{ m}$ c) $H < 3,0 \text{ m}$ (adaptado de SNCF (2002)). .	38
Fig.4.15 - Zona de transição Aterro/estrutura com altura de recobrimento variável entre $0,30 < E_r < 0,7$ m e para um H variável entre: a) $H=4$ m b) $3,0 \text{ m} < H < 4 \text{ m}$ c) $H < 3,0 \text{ m}$ (adaptado de SNCF (2002)).	39
Fig.4.16 - Zona de transição Aterro/estrutura considerando a estrutura enterrada: a) $0,70 < E_r < 1,20 \text{ m}$ b) $E_r > 2,0 \text{ m}$, (adaptado de SNCF (2002)).....	39
Fig.4.17 - Zona de transição Aterro/estrutura, que serve de exemplo para os casos em que a altura de recobrimento é nula e com balastro assente diretamente na estrutura (adaptado da ADIF, 2006). ...	40

Fig.4.18 - Zona de transição aterro/estrutura para o caso geral II, com altura de recobrimento variável entre: $0 < H < 0,50$ m (adaptado da ADIF, 2006).	40
Fig.4.19 - Cunhas de transição utilizadas pela ADIF relativas à transição aterro / Box Culvert para o caso geral I e II, com alturas de recobrimento variáveis entre: a) $H > 2,0$ m b) $0,5 < H < 2,0$ m c) $0 < H < 0,5$ m (adaptado da ADIF (2006))..	41
Fig.4.20 - Perfil transversal de uma via férrea tradicional, à esquerda e recente, à direita (ERRI, 1999).	42
Fig.5.1 - Esquema de um comboio articulado (EN1991-2, 2003).	46
Fig.5.1 - Esquema de um comboio convencional (EN1991-2, 2003).	46
Fig.5.3 - Esquema de um comboio regular (EN1991-2, 2003).	47
Fig.5.4 - Comboios de alta velocidade convencionais, a) ICE-2 gogermany, 2011); b) ETR-500 (ferrovie, 2011).	47
Fig.5.5 - Comboios de alta velocidade convencionais, a) ICE-2 gogermany, 2011); b) ETR-500 (ferrovie, 2011).	48
Fig.5.6 - Comboios regular de alta velocidade, Talgo-350 (Railway-Technology, 2011).	49
Fig.5.7 - Fluxograma de apoio à decisão da realização de uma análise dinâmica de uma estrutura (adaptado de (EN1991-2,2003)).	50
Fig.5.8 - Modelo de carga HSLM-A (EN1991-2, 2003).	52
Fig.5.9 - Modelo de carga para o HSLM-B, onde N representa as cargas de 170 kN e d o espaçamento uniforme entre cargas (EN1991-2, 2003).	52
Fig.5.10 - Diagrama dos parâmetros d e N, em função do vão da estrutura, para o modelo de carga HSLM-B (EN1991-2, 2003).	53
Fig.5.11 - Sistema combinado por componentes puros de rigidez, amortecimento e massa (adaptado de (Chopra,1995)).	53
Fig.5.12 - Amortecimento de Rayleigh (adaptado de (Chopra,1995)).	56
Fig.5.13 - Função $N_i(x)$ para o nó i, devida à passagem da carga P_k (adaptado de (Ribeiro, 2004)).	57
Fig.5.14 - Modelos desenvolvidos no SAP2000 de acordo com o previsto: a) pela ADIF; b) pela SNCF	59
Fig.5.15 - Ângulo de degradação de cargas, vista yz com α representado (adaptado de Silva (2013)).	60
Fig.5.16 - Representação 3D do modelo desenvolvido em 2D da zona de transição (Silva, 2013). ...	60
Fig.5.17 - Pormenor da malha criado do programa SAP2000.	61
Fig.5.18 - Esquema do Box Culvert utilizado e representação das variáveis em estudo: altura (a) e vão (adaptado de Carvalho (2012)).	64
Fig.5.19 - Apoios duplos como condição fronteira da fundação.	64
Fig.5.20 - Apoios duplos como condição fronteira dos limites laterais do modelo.	65

Fig.5.21 - Exemplo dos valores escolhidos para o estudo do modelo e link com a localização dos dados.	66
Fig.5.22 - Exemplo de uma função “Time History” (para a velocidade de 200 km/h).	67
Fig.6.1 - Modelo Geral do Box Culvert, com secções seleccionadas para o estudo (adaptado de (Carvalho, 2012)).	69
Fig.6.2 - Modelos desenvolvidos no SAP2000 de acordo com o previsto: a) pela ADIF; b) pela SNCF	71
Fig.6.3 - Pormenor da zona de transição do material tratado (MT) da solução ADIF.	71
Fig.6.4 - Pormenor da zona de transição do material tratado (GT) da solução SNCF.	72
Fig.6.5 - Dimensões do modelo base do Box Culvert e respetivas dimensões (adaptado de (Carvalho, 2012)).	72
Fig.6.6 - 1º Modo ($f = 3,63 \text{ Hz} \approx 4 \text{ Hz}$).	73
Fig.6.7 - 2º Modo ($f = 4,45 \text{ Hz}$).	73
Fig.6.8 - 3º Modo ($f = 5,85 \text{ Hz}$).	74
Fig.6.9 - 4º Modo ($f = 6,29 \text{ Hz}$).	74
Fig.6.10 - 5º Modo ($f = 6,45 \text{ Hz}$).	74
Fig.6.11 - 6º Modo ($f = 6,72 \text{ Hz}$).	74
Fig.6.12 - 7º Modo ($f = 6,75 \text{ Hz}$).	75
Fig.6.13 - 8º Modo ($f = 7,66 \text{ Hz}$).	75
Fig.6.14 - 9º Modo ($f = 7,74 \text{ Hz}$).	75
Fig.6.15 - 468º Modo ($f = 60,96 \text{ Hz}$).	75
Fig.6.16 - 1º Modo ($f = 3,75 \text{ Hz}$).	76
Fig.6.17 - 2º Modo ($f = 3,99 \text{ Hz}$).	76
Fig.6.18 - 3º Modo ($f = 5,07 \text{ Hz}$).	76
Fig.6.19 - 4º Modo ($f = 6,19 \text{ Hz}$).	76
Fig.6.20 - 5º Modo ($f = 6,19 \text{ Hz}$).	76
Fig.6.21 - 6º Modo ($f = 6,45 \text{ Hz}$).	77
Fig.6.22 - 7º Modo ($f = 6,46 \text{ Hz}$).	77
Fig.6.23 - 8º Modo ($f = 6,96 \text{ Hz}$).	77
Fig.6.24 - 9º Modo ($f = 7,06 \text{ Hz}$).	77
Fig.6.25 - 500º Modo 500 ($f = 54,35 \text{ Hz}$).	77
Fig.6.26 - Curva de amortecimento de Rayleigh definida de acordo com os dados do Quadro 6.1, Limites inferior e superior de frequência, e função $\zeta = 2\%$	78

Fig.6.27 - Resultados das acelerações para todos os modelos de carga HSLM-A, na secção A para o modelo SNCF.	79
Fig.6.28 - Envolventes das acelerações na secção A para o modelo ADIF e SNCF, em função da velocidade.	80
Fig.6.29 - Envolventes das acelerações na secção B para o modelo ADIF e SNCF, em função da velocidade.	80
Fig.6.30 - Envolventes das acelerações na secção C para o modelo ADIF e SNCF, em função da velocidade.	81
Fig.6.31 - Envolventes dos deslocamentos na secção A para o modelo ADIF e SNCF, em função da velocidade.	82
Fig.6.32 - Envolventes dos deslocamentos na secção B para o modelo ADIF e SNCF, em função da velocidade.	83
Fig.6.33 - Envolventes dos deslocamentos na secção C para o modelo ADIF e SNCF, em função da velocidade.	84
Fig.6.34 - Envolventes dos momentos da secção A para o modelo ADIF e SNCF, em função da velocidade.	85
Fig.6.35 - Envolventes dos momentos da secção B para o modelo ADIF e SNCF, em função da velocidade.	85
Fig.6.36 - Envolventes dos momentos da secção C para o modelo ADIF e SNCF, em função da velocidade.	86
Fig.6.37 - Envolventes dos esforços transversos da secção A para o modelo ADIF e SNCF, em função da velocidade.	87
Fig.6.38 - Envolventes dos esforços transversos da secção A para o modelo ADIF e SNCF, em função da velocidade.	87
Fig.6.39 - Box Culvert: a) com uma única célula (Estrutura 1); b) de dupla célula (Estrutura 2).	88
Fig.6.40 - 1º Modo ($f= 3,66\text{Hz}$).	89
Fig.6.41 - 2º Modo ($f= 4,46\text{Hz}$).	89
Fig.6.42 - 3º Modo ($f= 5,83\text{Hz}$).	89
Fig.6.43 - 4º Modo ($f= 6,30\text{Hz}$).	89
Fig.6.44 - 5º Modo ($f= 6,44\text{Hz}$).	90
Fig.6.45 - 6º Modo ($f= 6,73\text{Hz}$).	90
Fig.6.46 - 7º Modo ($f= 6,75\text{Hz}$).	90
Fig.6.47 - 8º Modo ($f= 7,75\text{Hz}$).	90
Fig.6.48 - 9º Modo ($f= 7,80\text{Hz}$).	91
Fig.6.49 - 1º Modo ($f= 3,76\text{ Hz}$).	91
Fig.6.50 - 2º Modo ($f= 3,99\text{ Hz}$).	91
Fig.6.51 - 3º Modo ($f= 5,07\text{ Hz}$).	91

Fig.6.52 - 4º Modo ($f= 6,19$ Hz).	91
Fig.6.53 - 5º Modo ($f= 6,30$ Hz).	92
Fig.6.54 - 6º Modo ($f= 6,45$ Hz).	92
Fig.6.55 - 7º Modo ($f= 6,46$ Hz).	92
Fig.6.56 - 8º Modo ($f= 6,95$ Hz).	92
Fig.6.57 - 9º Modo ($f= 7,10$ Hz).	92
Fig.6.58 - Curva de amortecimento de Rayleigh definida de acordo com os dados do Quadro 6.1, limites inferior e superior de frequência, e função $\zeta = 2\%$	93
Fig.6.59 - Envolventes das acelerações na secção A das estruturas 1 e 2, para o modelo SNCF.	94
Fig.6.60 - Envolventes das acelerações na secção B das estruturas 1 e 2, para o modelo SNCF.	95
Fig.6.61 - Envolventes das acelerações na secção C das estruturas 1 e 2, para o modelo SNCF.	95
Fig.6.62 - Envolventes das acelerações nas secções X e Y da estrutura 2, para o modelo SNCF.	96
Fig.6.63 - Esquema da travessa superior do Box Culvert de dupla célula e valores de aceleração máxima (velocidade de 420 km/h) para as secções em estudo.	97
Fig.6.64 - Envolventes dos deslocamentos na secção A das estruturas 1 e 2, para o modelo SNCF.	97
Fig.6.65 - Envolventes dos deslocamentos na secção B das estruturas 1 e 2, para o modelo SNCF.	98
Fig.6.66 - Envolventes dos deslocamentos na secção C das estruturas 1 e 2, para o modelo SNCF.	98
Fig.6.67 - Envolvente dos deslocamentos nas secções X e Y da estrutura 2, para o modelo SNCF.	99
Fig.6.68 - Esquema da travessa superior do Box Culvert de dupla célula e valores de deslocamento máximo (velocidade de 420 km/h) para as secções em estudo.	100
Fig.6.69 - Envolventes dos momentos fletores na secção A das estruturas 1 e 2, para o modelo SNCF.	100
Fig.6.70 - Envolventes dos momentos fletores na secção B das estruturas 1 e 2, para o modelo SNCF.	101
Fig.6.71 - Envolventes dos momentos fletores na secção C da estrutura 1 e 2, para o modelo SNCF.	101
Fig.6.72 - Envolventes dos momentos fletores nas secções X e Y da estrutura 2, para o modelo SNCF.	102
Fig.6.73 - Envolventes dos esforços transversos na secção A das estruturas 1 e 2, para o modelo SNCF.	103
Fig.6.74 - Envolventes dos esforços transversos na secção B das estruturas 1 e 2, para o modelo SNCF.	103
Fig.6.75 - Envolventes dos esforços transversos na secção C das estruturas 1 e 2, para o modelo SNCF.	104
Fig.6.76 - Envolvente das acelerações na secção A das estruturas 1 e 2, para o modelo ADIF.	105

Fig.6.77 - Envolventes das acelerações na secção B das estruturas 1 e 2, para o modelo ADIF	105
Fig.6.78 - Envolventes das acelerações na secção C das estruturas 1 e 2, para o modelo ADIF	106
Fig.6.79 - Envolvente das acelerações nas secções X e Y da estrutura 2, para o modelo ADIF	107
Fig.6.80 - Esquema da travessa superior do Box Culvert de dupla célula e valores de aceleração extrema (velocidade de 420 km/h) para as secções em estudo.	107
Fig.6.81 - Envolventes dos deslocamentos na secção A das estruturas 1 e 2, para o modelo ADIF	108
Fig.6.82 - Envolventes dos deslocamentos na secção B das estruturas 1 e 2, para o modelo ADIF	108
Fig.6.83 - Envolventes dos deslocamentos na secção C das estruturas 1 e 2, para o modelo ADIF	109
Fig.6.84 - Envolventes dos deslocamentos na secção B das estruturas 1 e 2, para o modelo ADIF	109
Fig.6.85 - Esquema da travessa superior do Box Culvert de dupla célula e valores de deslocamento máximo (velocidade de 420 km/h) para as secções em estudo	110
Fig.6.86 - Envolventes dos momentos fletores na secção A das estruturas 1 e 2, para o modelo ADIF	110
Fig.6.87 - Envolventes dos momentos fletores na secção B das estruturas 1 e 2, para o modelo ADIF	111
Fig.6.88 - Envolventes dos momentos fletores na secção C das estruturas 1 e 2, para o modelo ADIF.	111
Fig.6.89 - Envolventes dos momentos fletores nas secções X e Y da estrutura 2, para o modelo ADIF	112
Fig.6.90 - Envolventes dos esforços transversos na secção A das estruturas 1 e 2, para o modelo ADIF	113
Fig.6.91 - Envolventes dos esforços transversos na secção B das estruturas 1 e 2, para o modelo ADIF	113
Fig.6.92 - Envolventes dos esforços transversos na secção C das estruturas 1 e 2, para o modelo ADIF	114
Fig.6.93 - Envolventes das acelerações na secção B da estrutura 2, para os modelos ADIF e SNCF	115
Fig.6.94 - Envolventes das acelerações na secção B da estrutura 2, para os modelos ADIF e SNCF	115

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Valores de análise paramétrica (González et al, 2006).	20
Quadro 5.1 – Limites dos parâmetros: força por eixo: P(kN) e comprimento das carruagens: D(m), de acordo com o tipo de comboio (adaptado de EN1991-2 (2003)).	47
Quadro 5.2 - Aplicação do modelo HSLM-A e HSLM-B (adaptado de EN1991-2 (2003)).	52
Quadro 5.3 - Tabela com as características dos comboios de alta velocidade HSLM-A (adaptado de EN1991-2 (2003)).	53
Quadro 5.4 - Limite inferior de amortecimento para o cálculo dinâmico (adaptado de EN1991-2 (2003)).	57
Quadro 5.5 - Resumo das características dos materiais utilizados para o modelo (adaptado de Carvalho (2012)). Legenda Quadro 2.....	63
Quadro 5.6 - Resumo das características dos materiais do modelo (adaptado de Carvalho (2012)).	64
Quadro 5.7 - Resumo das características do Box Culvert (adaptado de Carvalho (2012)).....	65
Quadro 5.8 -	65
Quadro 5.9 -	65
Quadro 6.0 -	65
Quadro 6.1 - Coeficientes de amortecimento de Rayleigh.	73
Quadro 6.2 - Coeficientes de amortecimento de Rayleigh para os modelos de Box Culvert	93
Quadro 6.3 - Diferença entre os resultados de aceleração e deslocamento da secção B obtidos a estrutura 1 e 2 à velocidade de 420 km/h, nos modelos ADIF e SNCFT.....	116

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

ADIF – Administrador de Infraestruturas Ferroviárias

CF – Camada de forma (ADIF)

CP – Comboios de Portugal

UIC – União Internacional de Caminhos de Ferro

GNT – Material Granular Não Tratado (SCNF)

GT – Material Tratado (SNCF)

HSLM – High Speed Load Model

MG – Material Granular (ADIF)

MT – Material Tratado (ADIF)

RAVE – Rede Ferroviária de Alta Velocidade

RMC – Material de aterro (SCNF)

SB – Sub-Balastro (ADIF)

SNCF – Sociedade Nacional de Caminhos de Ferro Franceses

A - Área

a_0 e a_1 - Constantes de amortecimento de Rayleigh

B – Balastro (ADIF)

C_{vn} – Coeficiente de amortecimento normal

C_{vt} – Coeficiente de amortecimento tangencial

D – Comprimento de uma carruagem

d – Altura da Estrutura

d_{bs} – Distância entre bogies de duas carruagens sequenciais

d_{ba} – Distância entre eixos do mesmo bogie

E - módulo de elasticidade [GPa]

E_{solo} – Módulo de deformabilidade do solo de Fundação

E_b – Módulo de elasticidade da fundação

E_0 – Módulo de elasticidade do aterro

E_R – Altura de Recobrimento (SNCF)

G – Módulo de distorção elástica

H – Altura de Aterro (SNCF)

H – Altura de Recobrimento sobre a Estrutura (ADIF)

H_{solo} – Altura total do solo de Fundação

I – Inércia

K – Rigidez vertical da via

K_0 – Rigidez de referência

$K_{\max}$ – Valor de rigidez máximo

L – Vão

l – Comprimento total da estrutura

t – Tempo

v – Velocidade

r – Altura de aterro sobre a estrutura

$\mathbf{K}$ – Matriz de rigidez

$\mathbf{C}$ – Matriz de amortecimento

$\mathbf{M}$ – Matriz de massa

$\mathbf{F}_i(t)$ – Forças de inércia

$\mathbf{F}_c(t)$ – Forças de amortecimento

$\mathbf{F}_e(t)$ – Forças elásticas

$\mathbf{F}(t)$ – Vetor de forças exterior

ΔF – Incrementos de carga sobre o Box Culvert

$f_{\max}$ – Frequência mais elevada de vibração

Δk – Variação de rigidez

Δt – Incrementos de tempo

$\ddot{u}$ - Vetor das acelerações para cada instante de tempo

$\dot{u}$ - Vetor das velocidades para cada instante de tempo

u - Vetor deslocamento para cada instante de tempo

$v_{\max}$ – Velocidade máxima do comboio

ζ – Coeficiente de amortecimento de Rayleigh

ω – Frequência angular

ϕ – Fase inicial

$x_k(t)$ – Localização das cargas móveis em cada instante de tempo

$x_k(t_0)$ – Posição inicial da carga móvel

ϕ - Modo de vibração

γ e β – Parâmetros de Newmark

y_i – Coordenada modal

ρ – Massa volúmica

ν – Coeficiente de Poisson

1

INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO

Durante séculos o Homem procurou vencer as longas distâncias entre nações, construindo estradas (Império Romano), descobrindo novos caminhos (Descobrimentos Portugueses) e criando novos meios de transporte. A busca incessante por aproximar culturas teve como grande marco a Revolução Industrial, no século XVIII, com o nascimento da máquina a vapor e, conseqüentemente, dos Transportes Ferroviários. Este novo conceito apresenta-se como um sistema constituído por vários veículos ligados entre si, sobre carris dispostos segundo um trajeto previamente planeado.

Após o aparecimento da primeira locomotiva, no ano de 1814, a exploração deste sistema, como um novo meio de transporte, cresceu rapidamente, alastrando-se por toda a Europa. Em Portugal, a primeira linha data do ano de 1856, com pouco mais que 36 km, uniu a cidade de Lisboa à do Carregado (CP, 2011).

Apesar de possuir o Monopólio de transportes até ao início do século XX, com a exploração do petróleo, o recurso às vias ferroviárias como meio de transporte viu-se reduzido, chegando mesmo a ocorrer o encerramento de algumas linhas. Porém, a meados do referido século, com a crise dos combustíveis fósseis e com uma maior consciência ambiental, ocorreram novos investimentos nos transportes ferroviários, marcados pela construção de novas linhas urbanas e das revolucionárias linhas de alta velocidade (Carvalho, 2012).

O sistema pioneiro de caminhos de ferro de alta velocidade nasceu no Japão, no ano de 1964, registando velocidade máxima de 200 km/h. Após o seu sucesso, o novo conceito alastrou-se por toda Europa (Fig. 1.1). Assim, entre 1981 e 1983, uma nova linha com extensão de 410 km ligou a cidade Paris a Lyon, com uma velocidade de projeto de 270 km/h. Seguiram-se países como a Bélgica, Alemanha, Holanda, entre outros. Atualmente existem 17 mil km de vias ferroviárias de alta velocidade e o recorde de velocidade pertence ao TGV, na linha que une Paris a Estrasburgo, chegando a atingir os 574,8 km/h (Fortunato, 2005).



Fig. 1. 1 PBA (Thalys, 2010)

Em Portugal, já foi discutida a hipótese da construção de uma rede de alta velocidade, capaz de desenvolver o sistema portuário, aeroportuário e logístico, aproximando-o da restante comunidade Europeia. Este projeto prevê a construção de cinco eixos da rede de alta velocidade que ligarão as cidades Lisboa-Madrid, Porto-Vigo, Porto-Lisboa, Aveiro-Salamanca e Évora-Faro-Huelva (Fig. 1.2) (RAVE, 2011).



Fig. 1. 2 Eixo ferroviário da rede de alta velocidade prevista para a Península Ibérica (Pereira, 2008).

Não obstante, a União Europeia pretende criar uma Rede Transeuropeia que una o Centro do continente às regiões periféricas, de modo a fortalecer a coesão social e económica da Europa. Surgiram assim, novas problemáticas como a necessidade de uma maior harmonização técnica, de modo a simplificar as operações internacionais e promover a união dos produtos ferroviários. Neste sentido, em 1996 a Comunidade Europeia cria uma diretiva comunitária 96/48/CE, na qual é defendida a aplicação de medidas de interoperabilidade ao nível do sistema ferroviário transeuropeu de alta velocidade. Do ponto de vista mais prático esta medida prevê uniformizar as metodologias de concepção, construção e operação das linhas de alta velocidade, simplificando a ligação entre linhas internacionais e evitando a fragmentação do mercado dos produtos ferroviários entre países (Fig. 1.3) (EuroLex, 1996).



Fig. 1. 3 Plano de expansão das linhas de alta velocidade na Europa, até 2020 (a vermelho as linhas de alta velocidade e a verde as linhas a reabilitar) (adaptado de Riessberger (2006)).

Os benefícios das linhas de alta velocidade são claros: grande capacidade de transporte, segurança e relação tempo/preço bastante competitivos. Contudo, surgem também novas exigências, principalmente ao nível das infraestruturas, pelo que estas devem ser capazes de responder ao impacto dinâmico causado por vias desta natureza.

Reconhecendo a importância deste novo meio de transporte, o presente trabalho desenvolve uma análise a um dos grandes desafios nas redes de alta velocidade: variação da rigidez dos materiais constituintes da subestrutura ao longo da via, devido à existência de estruturas enterradas. Assim, analisou-se a influência das ações dinâmicas sobre de passagens inferiores pré-fabricadas do tipo Box Culvert, de forma a evitar que o seu comportamento seja colocado em causa o funcionamento normal da via.

1.2. OBJETIVOS

A presente dissertação tem como principal objetivo o estudo do comportamento de estruturas pré-fabricadas do tipo Box Culvert, quando sujeitas a cargas dinâmicas, induzidas pela passagem do comboio. O estudo incidirá sobre comparação do comportamento destas estruturas quando colocadas em zonas de transição modeladas com base no previsto pela Sociedade Nacional de Caminhos de Ferro Franceses (SNCF) e em zonas de transição modeladas de acordo com o previsto pelo Administrador de Infraestruturas Ferroviárias de Espanha (ADIF).

Neste sentido, foram desenvolvidos quatro modelos com base no método dos elementos finitos, em estado plano de tensão, a partir do programa comercial SAP2000. A geometria da zona de transição modelada teve por base as propostas desenvolvidas pela SNCF e pelo ADIF, direcionadas a atravessamentos enterrados e duas geometrias de Box Culvert, isto é, estrutura com apenas uma célula e de dupla célula. Assim, foi possível analisar o impacto de cargas dinâmicas atuantes, de acordo com os modelos de comboios de alta velocidade, descritos na EN 1991-2, High Speed Load Model (HSLM).

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho encontra-se dividido em 7 capítulos.

O capítulo 1, INTRODUÇÃO, faz uma breve referência histórica à evolução do comboio e das linhas de alta velocidade e ainda uma apresentação dos objetivos e da estruturação do relatório desenvolvido para o presente trabalho.

No segundo capítulo, VIAS FÉRREAS: FUNCIONAMENTO E ESTRUTURA, é descrita a estrutura de uma via-férrea balastrada, de acordo com os seus componentes, características e funcionalidades. Neste capítulo, o leitor é familiarizado com os materiais de construção que estão na base de um bom funcionamento de uma via-férrea.

No capítulo 3, ATRAVERSAMENTOS PRÉ-FABRICADOS E SEU FUNCIONAMENTO são apresentados os diferentes tipos de Box Culvert existentes, os seus processos construtivos, os modelos de estudo da interação solo/estrutura, o estudo sobre a influência da rigidez do solo na estrutura enterrada e os parâmetros que condicionam o incremento de tensões, nas proximidades desta.

O capítulo 4, PROBLEMAS, NORMAS E RECOMENDAÇÕES PARA ZONAS DE TRANSIÇÃO EM LINHAS DE ALTA VELOCIDADE, faz referência aos problemas associados às zonas de transição, com especial destaque para as variações de rigidez e os locais onde estas ocorrem. De acordo com as problemáticas abordadas, são apresentadas as normas e recomendações geotécnicas desenvolvidas, no sentido de combater este problema.

O capítulo 5, ANÁLISE DINÂMICA E MODELAÇÃO, faz uma breve referência aos diferentes comboios comerciais de alta velocidade existentes na Europa e aos modelos de cargas dinâmicas e estáticas, propostos pela norma EN 1991-2, com especial destaque àquele que serviu de apoio ao estudo do modelo criado na presente dissertação. Apresenta-se ainda, os métodos de análise dinâmica e as características do modelo gerado para o presente caso de estudo, bem como as ferramentas que tornaram a sua modelação possível.

No capítulo 6, ESTUDO PARAMÉTRICO, são apresentados os resultados obtidos a partir do estudo desenvolvido para o presente relatório, no qual são comparados os valores de aceleração, deslocamentos, momentos e esforços transversos relativos às duas zonas de transição com geometrias diferentes e para Box Culvert com comprimentos variáveis. Em cada caso de estudo os resultados das variáveis obtidas, foram estudados em função da velocidade de circulação do comboio e do modelo de carga dinâmica.

No capítulo 7, CONCLUSÕES, são apresentadas as conclusões ao trabalho e ao estudo feito e sugestões para desenvolvimentos futuros.

No final do presente trabalho, são apresentados em Anexo os resultados que não foram alvo de análise ao longo do relatório.

2

VIA FÉRREA BALASTRADA: ESTRUTURA E FUNCIONAMENTO

2.1 CONTEXTUALIZAÇÃO

As vias ferroviárias devem proporcionar aos seus utilizadores uma circulação segura, confortável e económica. Para tal é importante prever o comportamento desta, de modo a tomar decisões adequadas no projeto, na construção e durante a conservação da linha. Na fase de projeto, o desempenho da via pode ser analisado estudando conjunto via + fundação ou tendo apenas por referência as características físicas dos componentes isoladamente.

Em qualquer um dos casos, cada elemento do sistema estrutural deve cumprir adequadamente a sua função, para que o conjunto seja estável, resiliente, capaz de evitar deformações permanentes e significativas ao nível dos carris, e o desgaste precoce dos componentes que constituem a linha.

No presente capítulo são apresentadas breves noções relativamente às vias balastradas. Aspetos como os materiais de construção utilizados, a estrutura do sistema e as funcionalidades de cada constituinte, são desenvolvidos ao longo das diferentes secções, de modo a compreender as suas funções para o bom funcionamento da linha.

2.2 ESTRUTURA DA VIA-BALASTRADA

Apesar de uma lenta evolução durante duzentos anos, na década de 60 o método de construção e conservação das vias-férreas sofreram evoluções significativas, o que permitiu o desenvolvimento destas, aumentando a sua capacidade de resposta às crescentes velocidades de circulação dos comboios (Fortunato, 2005).

As vantagens económicas no custo de construção, maior facilidade na substituição dos componentes da via-férrea e as boas condições de drenagem nas vias balastradas são claras face às não balastradas e às mistas. As vias balastradas são ainda apresentadas como a melhor solução para as linhas de alta velocidade que, apesar dos maiores custos associados à sua manutenção e consequentes aumentos no custo de exploração, oferecem o melhor compromisso entre rigidez e amortecimento da linha (Fortunato, 2005).

A Figura 2.1 representa a estrutura de uma via balastrada, que se divide em duas grandes partes: superestrutura e subestrutura. A superestrutura é constituída pelos carris, elementos de ligação e travessas, e a subestrutura divide-se em balastro, sub-balastro e fundação.

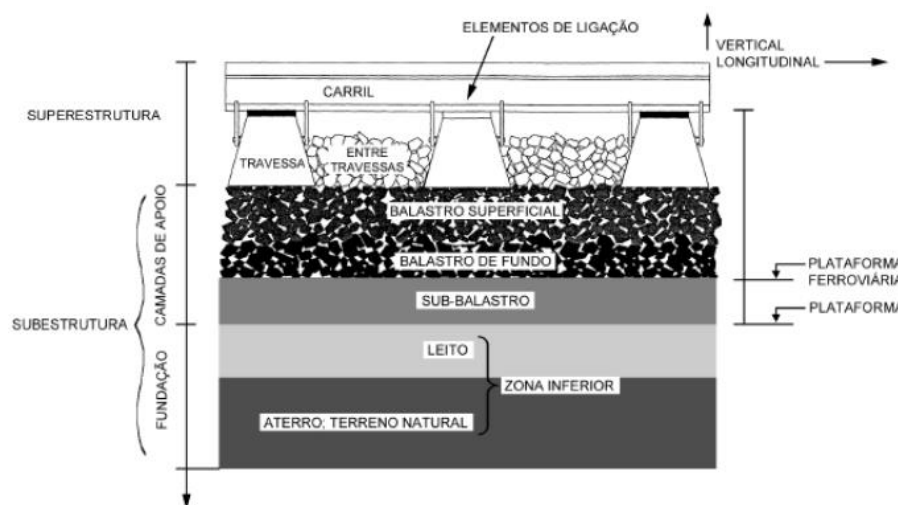


Fig. 2. 1 Perfil transversal de uma via-férrea balastrada (Fortunato,2005).

Observando a figura anterior é possível verificar que tanto a superestrutura como a subestrutura são constituídas por diferentes elementos que durante o funcionamento da via apresentam funcionalidades distintas, podendo mesmo de acordo com a natureza da linha existir ou não.

Na secção que se segue, serão apresentados os diferentes elementos, da subestrutura e superestrutura com maior detalhe.

2.3 ELEMENTOS DA SUPERESTRUTURA

2.3.1. CARRIS

Os carris são os elementos fundamentais e constituintes da via férrea, sendo os que mais contribuem nos custos da linha. As suas principais funções são: resistir diretamente às cargas aplicadas pelos rodados do comboio e transmiti-las aos restantes elementos, realizar o guiamento do veículo e servir de condutores de corrente elétrica nos sistemas de tração ou de sinalização (Couto, 2008).

Ao longo da história das vias férreas surgiram carris com diferentes características, acabando alguns por cair em desuso, como é caso do carril de Dupla Cabeça (Figura 2.2) que, devido ao seu rápido desgaste acabou por desaparecer. Surgiram assim carris de altura e rigidez progressivamente maiores, que permitiram reduzir os assentamentos das travessas e minorar as solicitações sobre as camadas de apoio. Atualmente, o tipo de carril mais utilizado é o de patilha ou Vignoles, constituído por três partes: cabeça (a), alma (b) e patilha (c), melhoradas ao longo dos tempos (Couto, 2008). Este tipo de carris, de maior rigidez, caracterizam-se por distribuir as cargas verticais e horizontais por um maior número de travessas, o que reduz a velocidade de desgaste e fadiga do carril, e minimiza as pressões transmitidas ao balastro. Um exemplo é o perfil UIC 60 (60 kg/m), utilizado para vias de alta velocidade, pois resiste às grandes oscilações de massas induzidas pela circulação do veículo, reduzindo os custos de manutenção e conservação da via (Figura 2.3). Relativamente ao espaçamento

entre carris (bitola), este pode assumir diferentes valores, no entanto, para vias de alta velocidade na Europa é de 1,43m (Santos, 2013).

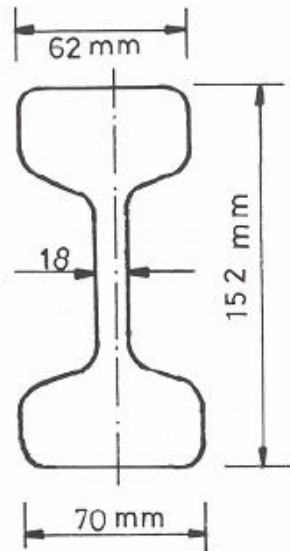


Fig. 2. 2 Carril de Dupla Cabeça (Couto, 2008)

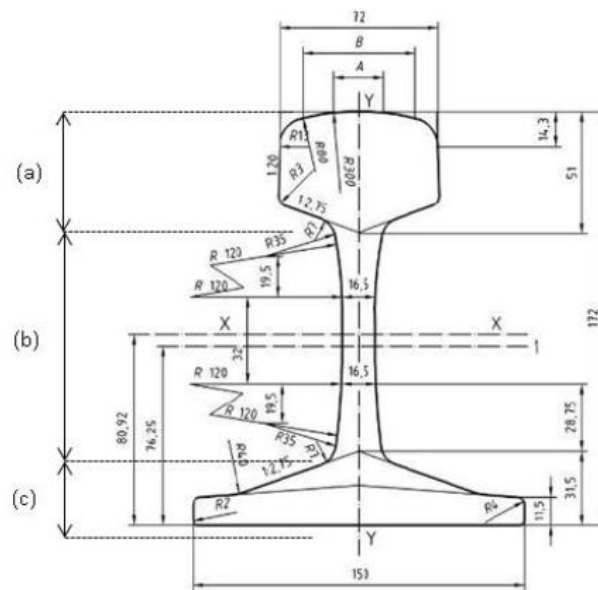


Fig. 2. 3 Carril UIC-60 (adaptado de EN 13674-1(2003))

Existem carris com propriedades longitudinais diversas, contudo o mais aconselhável nas vias de alta velocidade é o carril barra longa soldada. Este apresenta vantagens em relação ao standard, na medida em que minimiza a deterioração dos componentes da via e consequentemente o número de operações de intervenção, as oscilações do comboio, reduzindo o ruído causado pela sua passagem e aumentando o nível de conforto dos passageiros. Contudo, esta solução exige um maior investimento numa fase inicial, devido aos valores elevados do esforço transverso causados pela variação de temperatura,

e maiores cuidados na manutenção, devido à difícil substituição dos elementos dos carris (Fortunato, 2005).

2.3.2. ELEMENTOS DE LIGAÇÃO

Os elementos de ligação dos carris às travessas podem ser de diferentes naturezas, dependendo no caso das vias de alta velocidade da rigidez do material utilizado na camada do balastro e, em geral, do tipo de travessa utilizada. Relativamente às travessas, se estas forem em madeira, os fixadores devem ser metálicos (chapins), de forma a assegurar tensões admissíveis e a proteger a travessa do desgaste mecânico. No caso das travessas de betão devem ser colocados elementos resilientes capazes de amortecer as vibrações, de forma a reduzir o atrito entre o carril e a travessa e promover o isolamento elétrico da via, quando necessário. Em geral, os fixadores devem promover uma ligação adequada, capaz de resistir aos esforços longitudinais, verticais e de torção, sejam eles de origem térmica ou provocados pelas cargas dinâmicas (Fig. 2.4) (Fortunato, 2005).

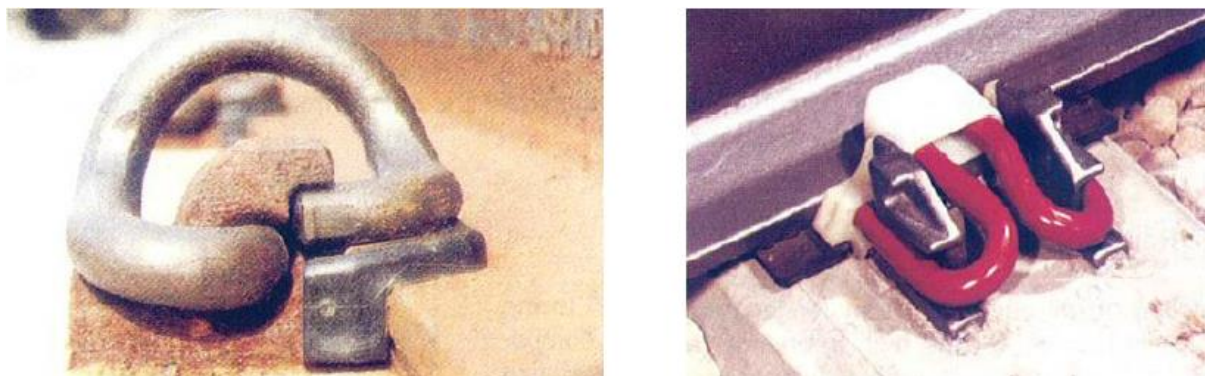


Fig. 2. 4 Pormenores da fixação Pandrol do tipo Spring em travessas monobloco (Esveld, 2001).

2.3.3 TRAVESSAS

As travessas são elementos que se encontram entre o carril e o balastro, desempenhando um papel importante na interação entre estes elementos. As principais funções das travessas são suportar o sistema de fixação dos carris e distribuir sobre o balastro as cargas verticais e horizontais, de forma adequada e sem comprometer a estabilidade longitudinal e transversal da via. (Fortunato, 2005).

As travessas podem ser de madeira, betão e metal. Devido a serem mais leves, mais fáceis de trabalhar, de fraca sonoridade e boa elasticidade, utilizou-se durante muito tempo as travessas de madeira. Contudo, estas apresentaram dois inconvenientes, que foram constatados ao longo da sua utilização: baixa resistência aos esforços horizontais e grande suscetibilidade aos ataques biológicos, diminuindo o tempo de vida da estrutura. Assim, no final do século XIX começaram a ser aplicadas travessas metálicas, que por sua vez, manifestaram um mau comportamento ao nível do isolamento elétrico entre carris, ao nível da transmissão de ruído e elevada sensibilidade a alguns ataques químicos.

Atualmente as travessas mais utilizadas são as de betão armado pré-esforçado, pois assumem vantagens de grande importância quando comparadas com as restantes, isto é, melhor resistência lateral, maior durabilidade e menor necessidade de conservação da via. Contudo, apresentam ainda alguns inconvenientes no que respeita ao manuseamento, à maior fragilidade, à conservação mais cara,

às dificuldades em manter o nivelamento de plataformas medíocres e aos custos mais elevados na produção (Fortunato, 2005).

As travessas em betão podem ser de duas tipologias diferentes: bi-bloco ou mono-bloco (Fig. 2.5, a e b)). As primeiras surgiram admitindo que para uma adequada transmissão de cargas ao balastro é apenas necessário um bom volume de matéria entre as superfícies de contacto, neste caso carril/travessa e travessa/balastro. Assim, as travessas bi-bloco apresentam vantagens por suportarem bem os esforços de flexão e de torção, terem boa resistência lateral ao deslocamento da via, apresentarem longa duração e serem, em alguns casos, mais baratas do que as de madeira. Por outro lado as travessas de monobloco, apesar da sua fraca resistência lateral, apresentam também algumas vantagens, mesmo quando comparadas às de bi-bloco. Assim, devido às suas propriedades, as travessas de monobloco, são mais baratas, têm praticamente igual duração, apresentam melhor distribuição de cargas, maior resistência que as travessas de madeira, boa conservação da bitola e o seu peso permite grande estabilidade à via (Couto, 2008).

Com a construção de vias com velocidades progressivamente maiores, a utilização das travessas em betão armado pré-esforçado aumentou, consequência das vantagens que apresentam para esse tipo de linhas. Assim, a partir do controlo do espaçamento entre travessas (normalmente de 0,60 metros) em vias de alta velocidade, e do seu comprimentos (variam entre 2,3 e 2,6 metros) é possível tirar total proveito destes elementos, reduzindo as tensões aplicadas à subestrutura.

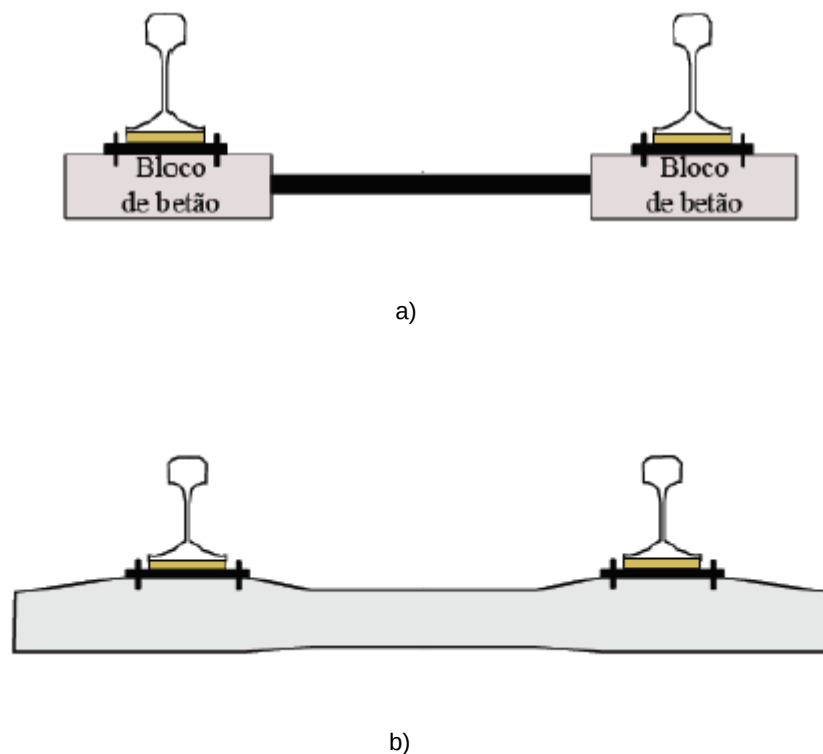


Fig. 2. 5 Perfil transversal da: a) Travessa bi-bloco; b) Travessa monobloco (Vale, 2010).

2.4 ELEMENTOS DA SUBESTRUTURA

2.4.1 BALASTRO

O balastro é a camada da superestrutura que se encontra imediatamente a seguir às travessas e desempenha um papel fundamental para a estabilidade da via. As suas propriedades permitem-lhe resistir às cargas verticais, converter o choque induzido pelas cargas rolantes em trabalho de deformação elástica, resistir às forças longitudinais e laterais (equilibradas pelo atrito entre as partículas que o constituem) e minimizar os efeitos das ações climatéricas. O balastro é ainda de grande importância para a drenagem das águas pluviais da via, permitindo o escoamento de material poluente (Couto, 2008) (Fortunato, 2005).

Durante o século XX, houve um reconhecimento da camada do balastro como sendo fundamental para um melhor comportamento da via, principalmente no que concerne a diminuição dos efeitos dinâmicos causados pela passagem do comboio e redução dos assentamentos permanentes ao longo da linha. Contudo, as características dos materiais que devem ser utilizados nesta camada, de modo a beneficiar melhor das suas capacidades, ainda são um assunto controverso e razão de alguma discórdia entre as empresas ferroviárias.

Assim, as características do balastro são definidas pelos diferentes materiais selecionados em cada obra. De acordo com o documento técnico IT.GEO.001.00, emitido pela REFER, o balastro deve ser apenas constituído por rochas duras, sãs e resistentes aos agentes atmosféricos, que acabam por condicionar as propriedades mecânicas e hidráulicas *in situ*. Esta camada pode ainda, ser dividida em subcamadas com diferentes propriedades: balastro entre travessas, prisma lateral, balastro superficial e balastro de fundo. A espessura total do balastro varia entre 0,25 a 0,50 metros (Fortunato, 2005).

Um dos principais fatores associados à degradação do balastro e consequentemente da via é o processo de contaminação deste, devido ao preenchimento dos vazios por finos e água. É usual a existência de partículas de menor dimensão na camada do balastro, até uma percentagem de 1% do peso do material. Porém, durante a utilização da via, fatores como infiltração de materiais a partir da superfície ou das camadas subjacentes, a alteração do material da travessa ou mesmo da granulometria das partículas potenciam degradando o balastro, sendo aconselhável a sua limpeza no mínimo entre doze a dezassete anos (Fortunato, 2005).

2.4.2 SUB-BALASTRO

A camada do sub-balastro está compreendida entre a camada de balastro e a fundação, e surge da necessidade de reduzir os níveis de tensão nos solos e proteger a plataforma. A sua presença permite manter constante a espessura da camada do balastro e sistematizar os equipamentos mecânicos utilizados durante operações de conservação e reabilitação da via (Fortunato, 2005).

O sub-balastro pode ser constituído por uma ou várias camadas, tendo em conta a solução mais económica, os materiais disponíveis e as propriedades que a fundação apresenta. Em qualquer um dos casos, o sub-balastro deve ser pouco deformável e de baixa permeabilidade. Os materiais utilizados para a sua construção devem ser bem graduados e resistentes ao desgaste. Usualmente, na construção, são aplicados detritos de pedreiras, materiais naturais britados ou areias cascalhentas.

As principais funções do sub-balastro são: reduzir as tensões transmitidas à fundação, prevenindo o desgaste da via; evitar a interpenetração e a migração de material fino; prevenir a subida de água, funcionando como uma camada impermeabilizante, evitando que as águas que caem no balastro

cheguem à fundação, e proteger a fundação contra as ações do gelo/degelo. O sub-balastro deve ainda funcionar como elemento drenante e filtrante em relação à plataforma, permitindo que se escoem as águas que ascendem da fundação (Fortunato, 2005).

2.4.3 FUNDAÇÃO DA VIA

A fundação da via, também conhecida por plataforma das terraplanagens, é a camada mais funda da subestrutura e é nela que se apoiam os restantes elementos já mencionados. A sua espessura não é fixa, sendo a profundidade determinada pela distância até à qual se faz sentir a ação das cargas atuantes.

A fundação da via assume um papel determinante durante e após a sua construção. Ao longo dos trabalhos na via é essencial que a plataforma de terraplanagem apresente boa capacidade de carga e uma relativa regularidade geométrica de modo a ser possível o tráfego dos equipamentos para a construção das restantes camadas da via. Durante a exploração, a fundação deve apresentar características físicas e mecânicas constantes, longitudinais e transversais, que permitam a esta resistir a variações climáticas e evitar deformações excessivas. Em qualquer uma das fases, a plataforma de terraplanagem deve ser capaz de resistir ao atrito e desgaste provocado pelo balastro e/ou sub-balastro.

A fundação é ainda constituída por duas sub-camadas: leito e a fundação em geral (que pode ser aterro ou terreno natural). O investimento na construção desta camada tem vindo a ser reconhecido como um fator de redução de custos na manutenção, especialmente no que respeita a investimentos feitos para o controlo do nível da via, isto é, dos assentamentos.

3

ATRAVESSAMENTOS PRÉ-FABRICADOS E SEU FUNCIONAMENTO

3.1 CONTEXTUALIZAÇÃO

Os atravessamentos inferiores são estruturas que, devido às exigências construtivas, são colocadas debaixo de terra. Estas apresentam diversas funcionalidades, sendo um dos principais objetivos vencer a diferença de cotas num cruzamento de duas vias, quando a alteração do traçado é desvantajosa ou mesmo impossível (Fig. 3.1).

A introdução de um elemento de maior rigidez no solo, como é o caso das passagens inferiores, induz uma redistribuição de tensões no terreno que resulta na migração de cargas das zonas de menor rigidez para as de maior rigidez. Tais propriedades podem conduzir a um mau comportamento do conjunto solo/estrutura, agravado pelo efeito causado pela via de alta velocidade. De modo a obter soluções economicamente vantajosas e eficientes do ponto de vista da segurança, desenvolvem-se modelos com base no método dos elementos finitos, capazes de reproduzir com elevada precisão o comportamento deste tipo de estruturas.

Os atravessamentos inferiores podem ser materializados por passagens realizadas *in situ* ou pré-fabricadas. O último é mais vantajoso na medida em que apresenta maior controlo, facilidade e rigor no transporte e durante a construção, sendo também economicamente mais viável. Assim, no presente trabalho, o estudo do comportamento do conjunto solo/estrutura é feito com passagens inferiores pré-fabricadas do tipo Box Culvert.



Fig. 3. 1 Box Culvert em fase de construção, à esquerda e em funcionamento à direita (Hanson et al., 2011)

3.2 TIPOS DE BOX CULVERT

Os Box Culvert consistem num grupo de estruturas enterradas que podem ser distinguidas por 3 geometrias diferentes: Box Culvert de três lados, Box Culvert de quatro lados e Box Culvert de dupla célula (Fig. 3.2 à 3.4). Os Box Culvert de três lados são constituídos por elementos em U que assentam ou neles assentam estruturas de placa em betão, criando uma galeria ao longo do seu desenvolvimento (Fig. 3.2). Os Box Culverts de quatro lados são peças monolíticas, isto é, peças contínuas e sem encaixe ou são constituídos por duas estruturas com forma de U, ligadas a partir de um encaixe do tipo macho/fêmea (Fig. 3.3). Por fim, os Box Culvert de dupla célula consistem na união de duas galerias, sendo normalmente utilizados como passagens hidráulicas, cuja principal função consiste em garantir o escoamento das águas (Fig. 3.4) (Nóbrega, 2010) (Sang, 2000).

O comprimento deste tipo de peças estende-se normalmente até 1,50m ou 2,50m. Caso seja necessário obter, por especificações construtivas, obter um maior desenvolvimento as peças são dispostas por justaposição de várias células longitudinalmente (Sang, 2000).

Estruturalmente, o Box Culvert pode ser classificado como flexível ou rígido. No primeiro caso o elemento apresenta comportamento semelhante ao de uma mola, apresentando baixa capacidade resistente devido à reduzida rigidez da estrutura. Assim, quando o Box Culvert é carregado por uma massa de solo, a estrutura tende a deformar-se e a transferir as cargas por efeito de arco para o solo adjacente, criando uma envolvente de impulso passivo (Fig. 3.5). Relativamente aos Box Culvert rígidos, a redistribuição de tensões ocorre no sentido contrário ao da estrutura flexível. Devido à sua maior capacidade resistente e fraca deformabilidade, as tensões passam a concentrar-se na travessa superior do Box Culvert. Assim, é importante estudar o comportamento do sistema como um todo: solo e Box Culvert, já que a sua interação ao nível de distribuição de tensões é condicionada pelas propriedades do conjunto.

Na Figura 3.6 é possível verificar a diferença entre a distribuição de tensões na travessa superior no Box Culvert tipo rígido e o flexível.

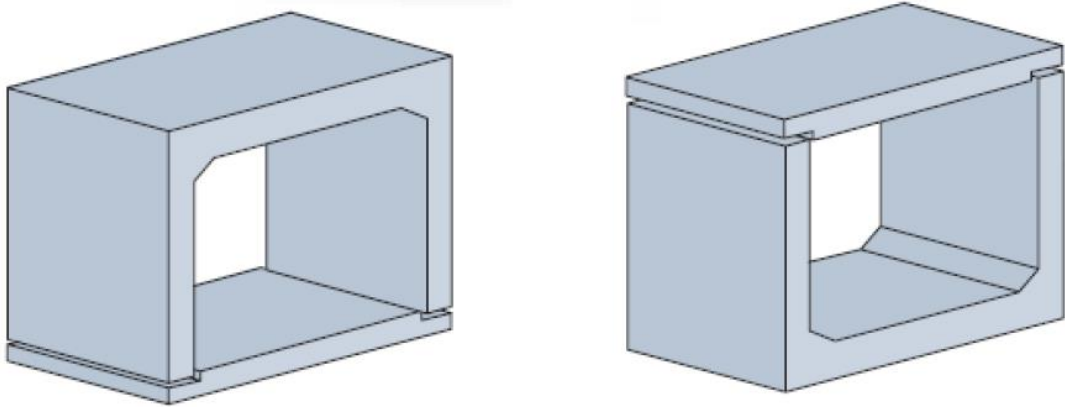


Fig. 3. 2 Box Culvert em forma de U, com 3 lados (Rocla, 2007)

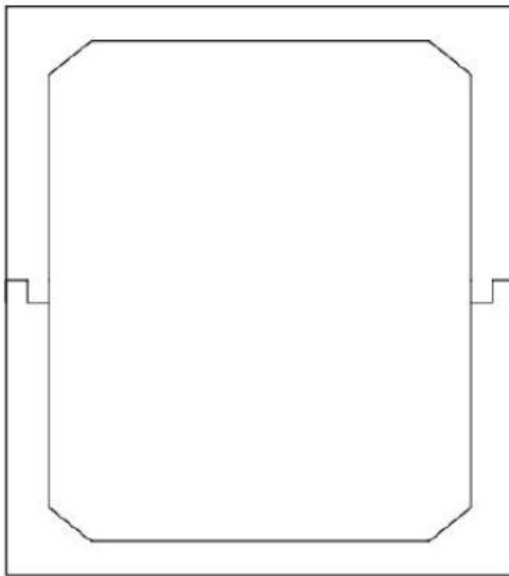


Fig. 3. 3 Box Culvert de quatro lados: com encaixe tipo macho-fêmea, à esquerda (Humes, 2010) tipo monolítica, à direita (Precast solutions, 2010).



Fig. 3. 4 Box Culvert de dupla célula (Hanson et al, 2011)

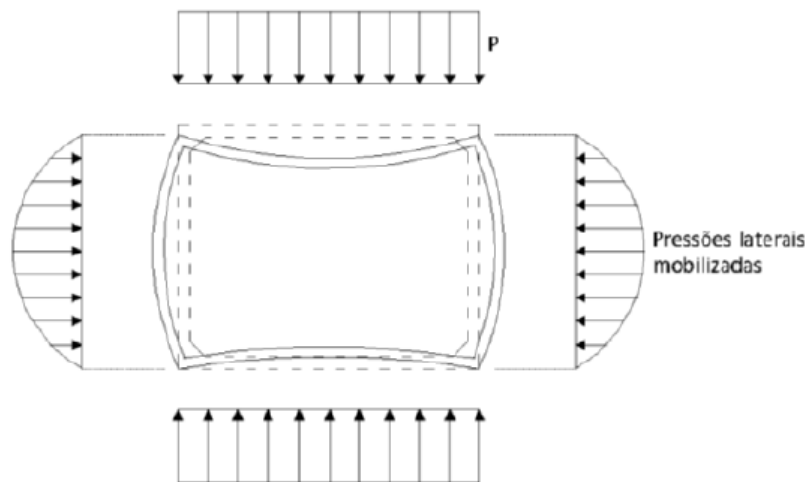


Fig. 3. 5 Envolvente de pressões no Box Culvert flexível (Gonçalves et al., 2009)

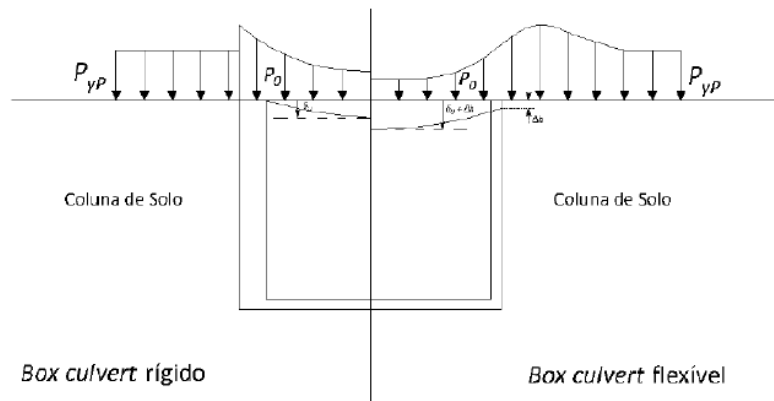


Fig. 3. 6 Diagrama de pressões para Box Culvert flexível e rígido, na travessa superior (Plumey, 2007) (adaptado de Gonçalves et al. (2009)).

3.3 PROCESSO CONSTRUTIVO DE ESTRUTURAS ENTERRADAS BOX CULVERT

A pré-fabricação dos Box Culverts inicia-se no estaleiro com a utilização de moldes metálicos adequados, de modo a criar uma estrutura com superfícies lisas. Após a colocação dos moldes, são introduzidas as armaduras e posteriormente o betão, que é compactado por vibração (Fig.3.7) (Sang, 2000).



Fig. 3. 7 Molde metálico para pré-fabrico do Box Culvert (Hanson et al, 2011)

Em obra, a estrutura é colocada no interior de uma vala previamente escavada ou diretamente no solo em aterro (Fig 3.8). Em qualquer um dos casos, a superfície na qual a estrutura assenta deve estar devidamente nivelada e compactada, evitando assentamentos posteriores. Caso seja necessário, é frequente recorrer à remoção de parte da fundação, especialmente quando esta é constituída parcialmente ou totalmente por materiais de diferente rigidez. Após a extração, é colocado material selecionado ou brita, que deve ser posteriormente compactada. Os cuidados referidos são essenciais ao bom funcionamento da estrutura enterrada, visto esta apresentar mau comportamento quando sujeita a assentamentos diferenciais. (Sang, 2000).

De modo a impedir a infiltração de água ou detritos prejudiciais ao funcionamento normal do Box Culvert, as juntas horizontais e verticais são seladas com tela asfáltica, aplicadas por colagem (Sang, 2000).



Fig. 3. 8 Colocação em obra dos Box Culvert com ligação tipo macho-fêmea (Hanson et al., 2011).

A drenagem de águas pluviais é um assunto de especial preocupação na construção deste tipo de estruturas. Esta é garantida pela colocação de geotêxtil ao longo da superfície exterior da travessa

superior e nos montantes do Box Culvert. Por vezes, são também colocados na base dos montantes enrocamentos de pedra e um tubo furado protegido com geotêxtil, permitindo a drenagem no extradorso dos montantes (Sang, 2000).

3.4 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DOS BOX CULVERTS

3.4.1 INTERAÇÃO SOLO – BOX CULVERT

Apesar de ser uma estrutura aparentemente simples, o conjunto Box Culvert/solo apresenta um comportamento de natureza complexa devido às diferenças de rigidez existentes entre os dois elementos e aos deslocamentos relativos que se podem verificar entre o solo e a envolvente da estrutura enterrada (Sang, 2000).

Os deslocamentos do terreno lateral ao Box Culvert em relação à fundação (δ_{sl} , Fig. 3.9) podem ter origem na alteração brusca das propriedades na interface do conjunto solo-estrutura ou serem causados pelos processos construtivos utilizados na execução da obra. Em qualquer um dos casos, a maior deformabilidade do solo da envolvente face ao solo de fundação origina uma redistribuição de esforços, das zonas de menor rigidez para as zonas de maior rigidez, causando um aumento das tensões laterais ao Box Culvert e consequentemente um acréscimo de carga aplicada na travessa superior da estrutura (Fig. 3.9). Um método de construção recomendado para a minimização deste efeito consiste na aplicação de material muito compressível nas zonas onde se verificam as mudanças de propriedades do terreno.

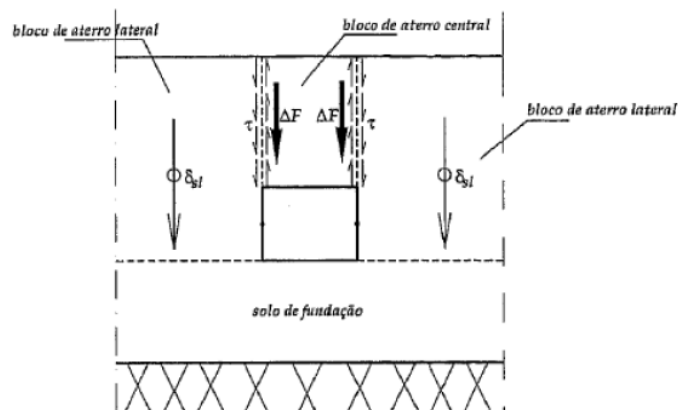


Fig. 3. 9 Redistribuição de cargas no Box Culvert (Sang,2000).

Nos casos em que o Box Culvert apresenta elevada deformabilidade na travessa superior a redistribuição de tensões ocorre de maneira diferente. Como é possível observar na figura 3.10, devido à deformação do bloco central da travessa superior ocorre um aumento das tensões tangenciais na fronteira interior dos blocos de montantes do Box Culvert, conduzindo a aumento das cargas nesta zona. Assim, contrariamente ao Box Culvert de elevada rigidez, o conjunto de terras que constituem o recobrimento deste é formado por três blocos em vez de apenas um (Sang, 2000).

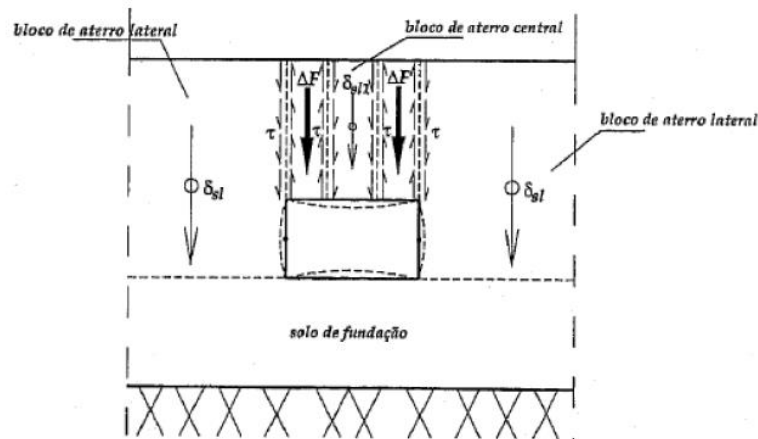


Fig. 3. 10 Redistribuição de forças no Box Culvert flexível (Sang, 2000)

3.4.2 DIMENSIONAMENTO DO BOX CULVERT – MODELOS MATEMÁTICOS

O estudo do comportamento de estruturas tipo Box Culvert foi no final do século passado bastante significativo.

Inicialmente foram desenvolvidos diferentes modelos capazes aproximar os resultados de cálculo do impulso ativo dos resultados reais e ainda considerar a interação solo/Box Culvert. Como é possível verificar observando figura 3.11, este modelo do Box Culvert apresenta-se com um comportamento semelhante à de um pórtico suportado por apoios elásticos. Neste modelo são representados através de um diagrama trapezoidal as tensões normais na travessa superior e os impulsos de terras nos montantes relativos ao valor do impulso em repouso. Contabiliza assim as diferenças de rigidez existentes entre o Box Culvert e o solo. Ainda há a destacar que a impulso ativo na base do Box Culvert são agravadas pelo fator “k”, que pode ser determinado por extrapolação de resultados obtidos no estudo de condutas circulares enterradas.

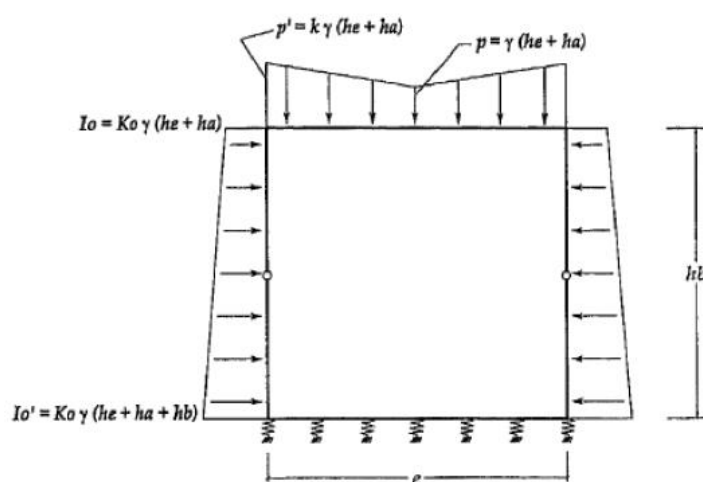


Fig. 3. 11 Modelação da estrutura do Box Culvert como um pórtico suportado em apoios elásticos, com a ação sobre a travessa superior considerada igual ao peso da coluna de aterro agravado por um fator k (Sang, 2000).

Atualmente, com a introdução de novos modelos numéricos, como é exemplo o método dos elementos finitos, este método de cálculo passou a ser utilizado apenas em casos particulares. Assim, com a introdução de novos modelos numéricos mais versáteis e rigorosos é possível dar reposta a estudos, onde a interação solo-estrutura durante o tempo de vida da obra é determinante para obtenção de resultados realistas e seguros.

3.4.3 INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ EM ESTRUTURAS COM BAIXO RECOBRIMENTO

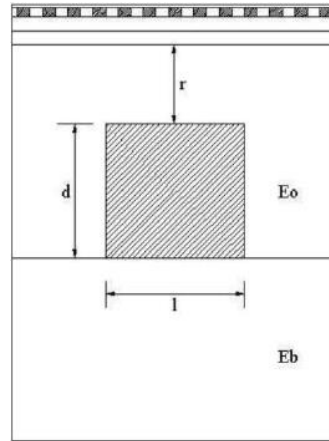
A existência deste tipo de passagens inferiores provoca um aumento brusco da rigidez do terreno ao nível do plano transversal e longitudinal da via, agravando os efeitos sobre esta durante a passagem do comboio a alta velocidade. A negligência no estudo destes efeitos provoca assentamentos à superfície e uma degradação acelerada da via e consequentemente maiores gastos na sua manutenção (Santos, 2013).

O impacto causado pela introdução de uma estrutura com rigidez significativamente maior que do restante solo foi estudado por Cuadrado et al. (2005). Nessa análise verificou-se que a variação da rigidez aumenta com o aumento das dimensões da estrutura enterrada, da rigidez da fundação e com a redução da altura do recobrimento. O valor da referida rigidez depende igualmente da secção da estrutura em causa, sendo maior nas retangulares e menor nas circulares.

A partir do estudo desenvolvido por Cuadrado et al. (2005), González et al. (2006) desenvolvem um modelo, com base no método dos elementos finitos, capaz de reproduzir o comportamento mecânico de uma via, de modo a compreender melhor o comportamento desta face à existência de estruturas enterradas. Neste sentido definiu cinco parâmetros como variáveis do problema e, de acordo com os valores atribuídos a estas, analisou-se de que modo a rigidez era influenciada. No Quadro 3.1 e figura 3.12 estão representadas as variáveis do problema: dimensões da passagem enterrada (d e l), recobrimento da estrutura (r), módulo de elasticidade do material de aterro (E_0) e da fundação (E_b), e na tabela que se segue os valores assumidos no estudo em questão.

Quadro 3. 1 Valores de análise paramétrica (González et al, 2006)

r (m)	0,10	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00
d (m)	0,50	1,50	2,50				
ε (l/d)	1,00	2,00	4,00				
E_0 (MPa)	45						
E_b (MPa)	45	225	4500				



Após a parametrização foi desenvolvida uma análise que permitiu estudar a variação da rigidez do modelo representativo da via. Esta é definida pela equação (3.1), onde $k_{m\acute{a}x}$ corresponde ao valor máximo de rigidez, que se observa na vizinhança da estrutura e k_0 ao valor de referência, que

Fig. 3. 12 : Esquema representativo dos principais parâmetros do problema (Cuadrado et al., 2005)

representa a rigidez de um aterro sem qualquer estrutura enterrada.

$$\frac{(k_{m\acute{a}x} - k_0)}{k_0} = \frac{\Delta k}{k_0} \quad (3.1)$$

Na Figura 3.13 encontram-se os resultados do estudo da variação de $k_{m\acute{a}x}$ em função da distância à passagem inferior, para três tipos de secções: secção tipo bloco (2,5 × 2,5 metros), tipo pórtico (2,5 × 2,5 metros) e circular(diâmetro de 2,5 metros), todas com dimensões de 2,5 metros. Os parâmetros fixados foram a altura de recobrimento, com valor igual a 1 metro, e a rigidez da fundação, igual a 4500 MPa.

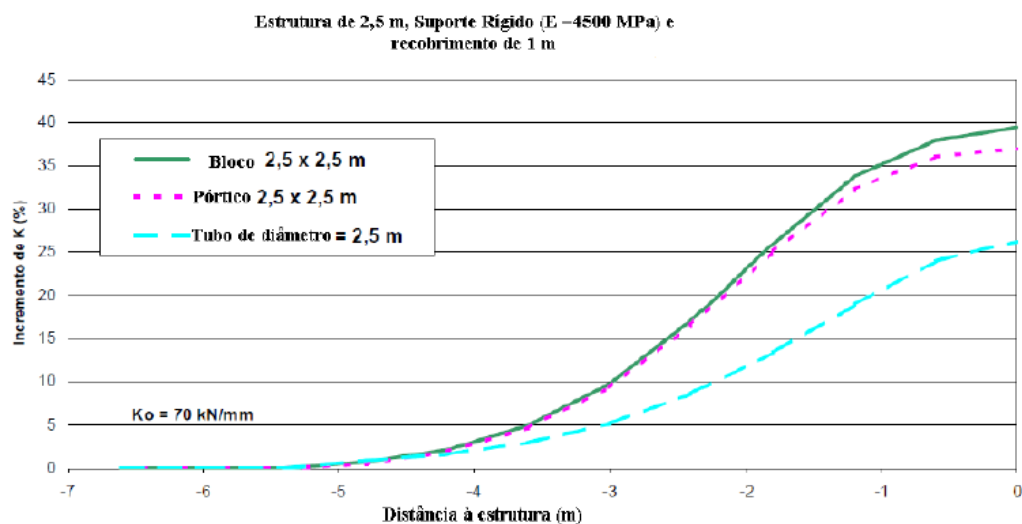


Fig. 3. 13 Curva de incremento da rigidez em função da distância à estrutura, para três estruturas diferentes (Gonçalves, 2009)

De seguida, fez-se variar o valor da rigidez da fundação e o comprimento da estrutura enterrada (l), analisando de seguida a variação da rigidez em função da altura de recobrimento até ao sub-balastro (Fig. 3.14).

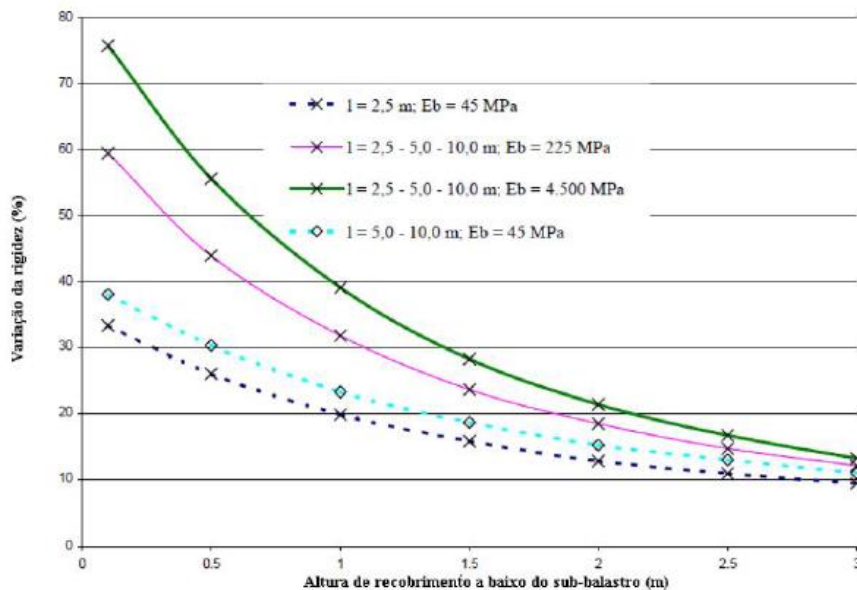


Fig. 3. 14 Curva da variação da rigidez em função do recobrimento, para três estruturas diferentes (Gonçalves, 2009)

Pela análise da figura 3.13 é possível concluir que o valor de $k_{m\max}$ aumenta com a proximidade da estrutura enterrada, e apresenta valores mais significativos no caso da linha a cheio que representa a estrutura Bloco (2,5 x 2,5 metros). Através da Figura 3.14 verifica-se que com o aumento da altura de recobrimento há uma diminuição do valor da variação da rigidez, sendo este facto mais acentuado para valores de comprimento da estrutura e E_b baixos.

Recorrendo às curvas que representam a variação da rigidez para diferentes casos, foi desenvolvido um modelo que, utilizando parâmetros semelhantes aos de uma via de alta velocidade (rigidez da suspensão, massas utilizadas na simulação da interação comboio e coeficientes de amortecimento) (Fig. 3.15), permitiu estudar o efeito da distância à estrutura enterrada.

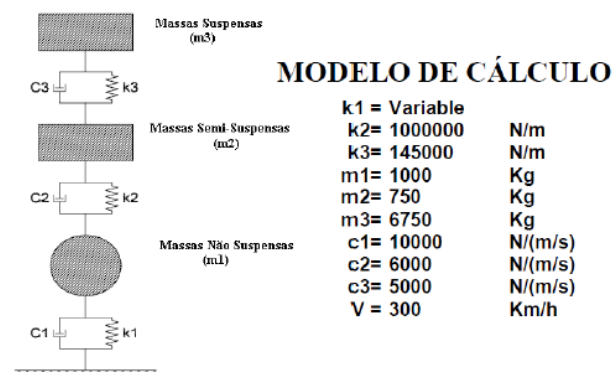


Fig. 3. 15 Modelo de cálculo dinâmico (Silva, 2013).

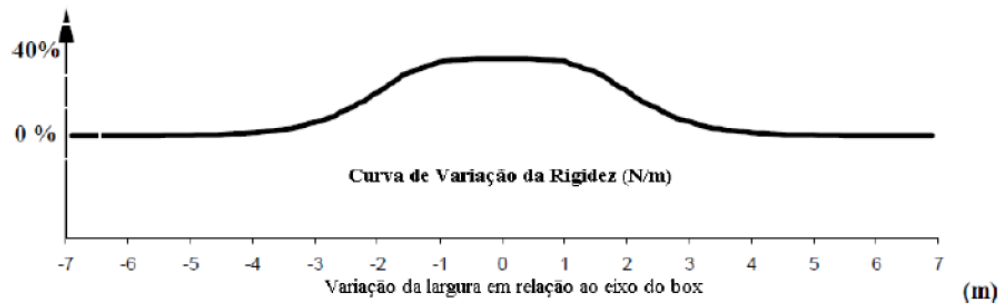


Fig. 3. 16 Curva de variação da rigidez (adaptado de Cuadrado et al (2005)).

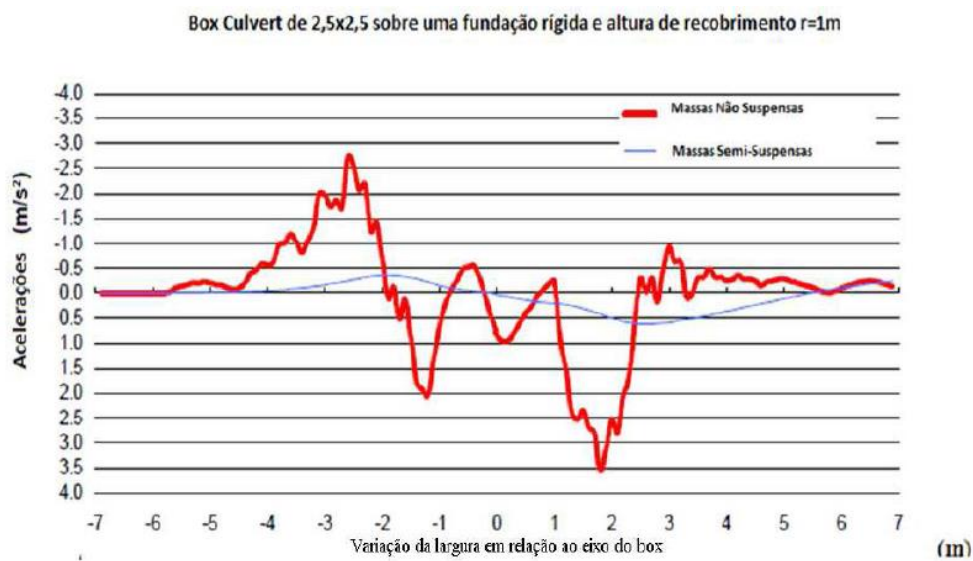


Fig. 3. 17 Variação das acelerações verticais em função da distância ao eixo central do Box Culvert (Cuadrado et al., 2005)

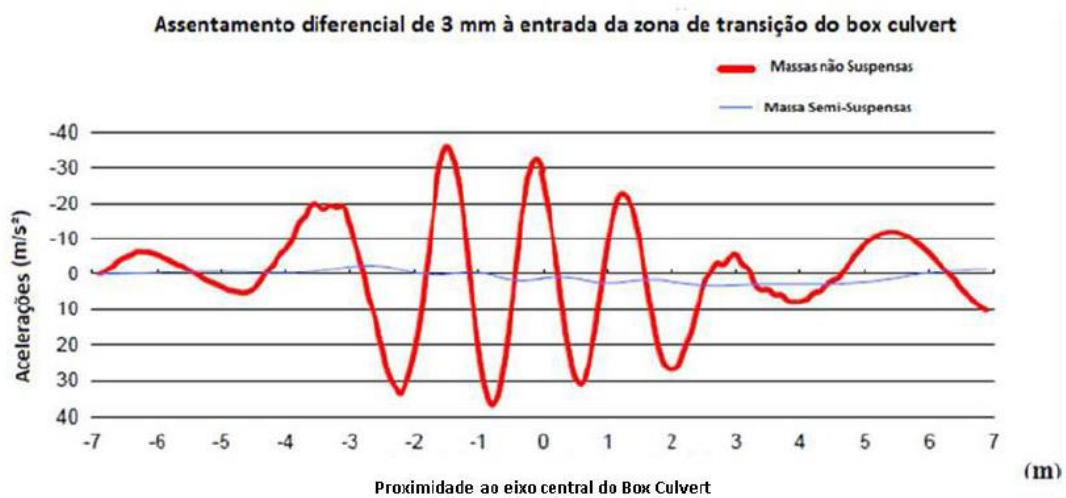


Fig. 3. 18 Variação das acelerações verticais em função da proximidade ao eixo central do Box Culvert, para uma estrutura com um assentamento diferencial (Cuadrado et al., 2005).

Como é possível observar pela Fig. 3.16, a proximidade à estrutura enterrada tem um efeito significativo na variação da rigidez, apontando o valor máximo nas proximidades das paredes da estrutura. Também como seria de esperar, é nesta zona que se verificam as acelerações máximas do sistema comboio/carril que provocam um aumento das cargas dinâmicas e consequente maior degradação da via (Fig. 3.17 e 3.18). De modo a controlar este efeito, os autores do estudo impuseram como limite de assentamento 3 milímetros na zona de transição solo/atravessamento enterrado.

No estudo efetuado, foi dado também realce à redistribuição das tensões no terreno, principalmente às verticais, devido a serem consideradas um dos parâmetros de estudo para a degradação do terreno. Assim, observando a figura 3.19, é possível verificar que a proximidade da carga à estrutura enterrada, conduz à rotação das tensões principais, deixando σ_1 (tensão principal) e σ_z de serem coincidentes (Cuadrado et al. (2005).

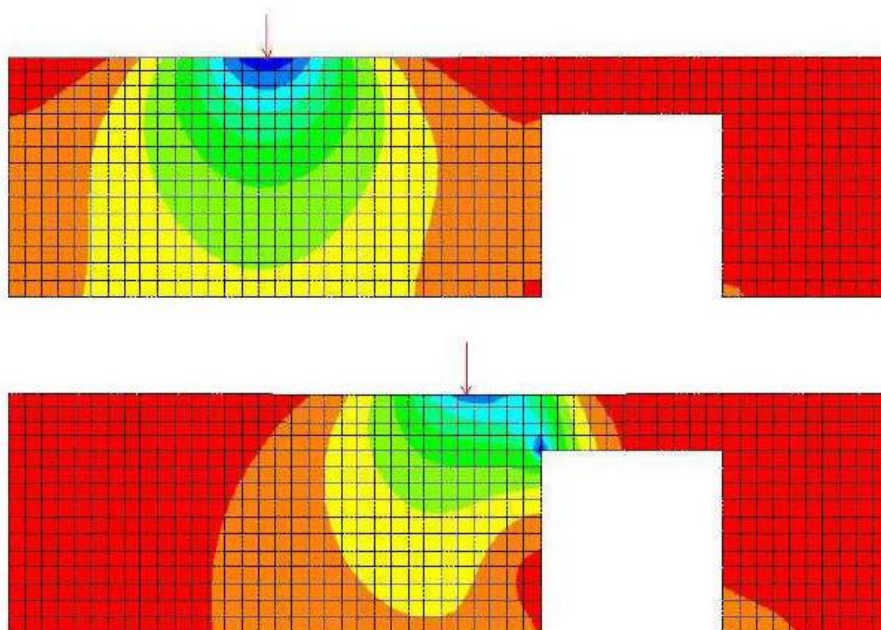


Fig. 3. 19 Alteração do estado de tensão pela existência de um Box Culvert (Cuadrado et al., 2005)

Os efeitos causados pela passagem de um comboio neste tipo de estruturas, em especial na redistribuição das tensões no solo, correlacionam-se com os seguintes parâmetros: altura de recobrimento, deformabilidade da fundação e altura da Box Culvert. À semelhança da variação da rigidez, o aumento do recobrimento favorece a diminuição do incremento de tensões nas proximidades da Box Culvert, sendo a queda de valores mais acentuada até 1 metro de recobrimento (Fig. 3.20, 3.21 e 3.22). Relativamente à altura da Box Culvert e ao módulo de deformabilidade da fundação, verifica-se que os incrementos de tensões são mais acentuados para maiores valores de d e de E_b (Fig. 3.20, 3.21 e 3.22).

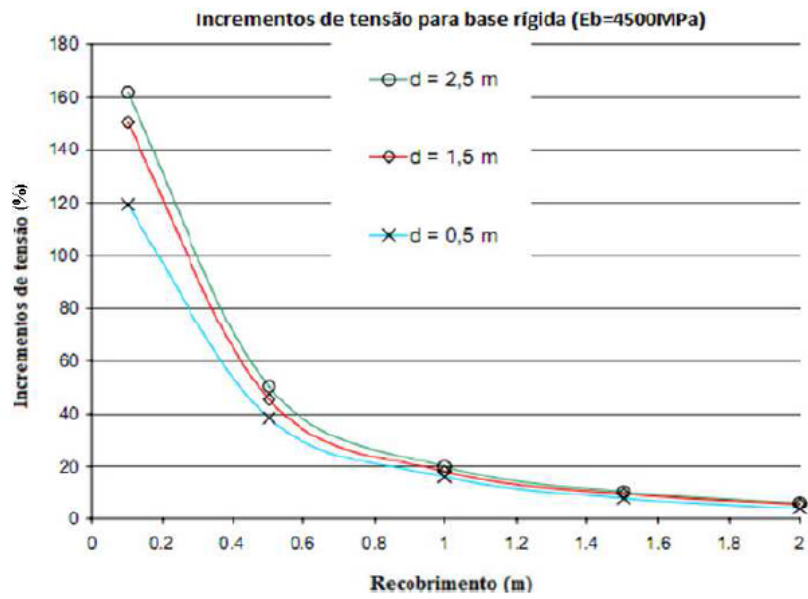


Fig. 3. 20 Curva dos incrementos de tensão, em função da altura de recobrimento, para três alturas de Box Culvert e E_b igual a 4500 MPa (Cuadrado et al., 2005)

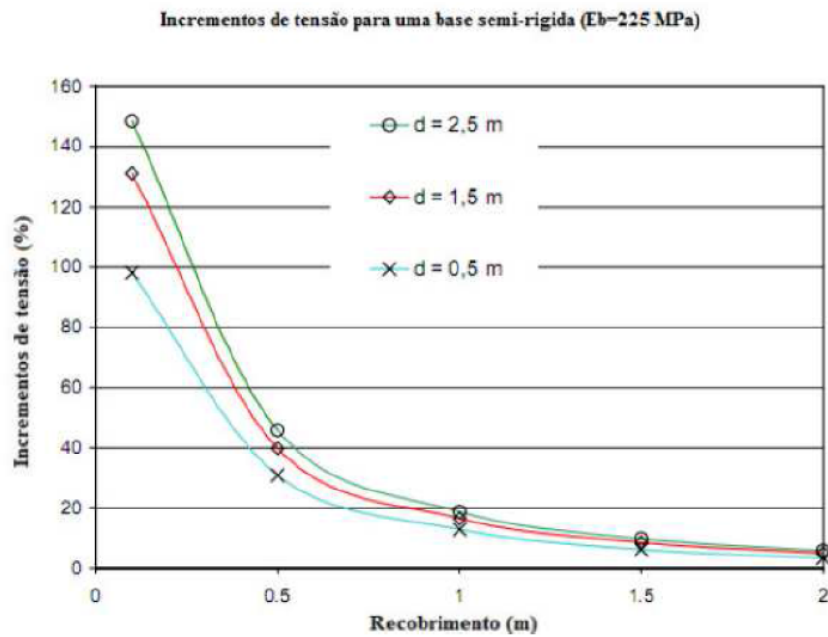


Fig. 3. 21 Curva dos incrementos de tensão, em função da altura de recobrimento, para três alturas de Box Culvert e um E_b igual a 225 MPa (Cuadrado et al., 2005).

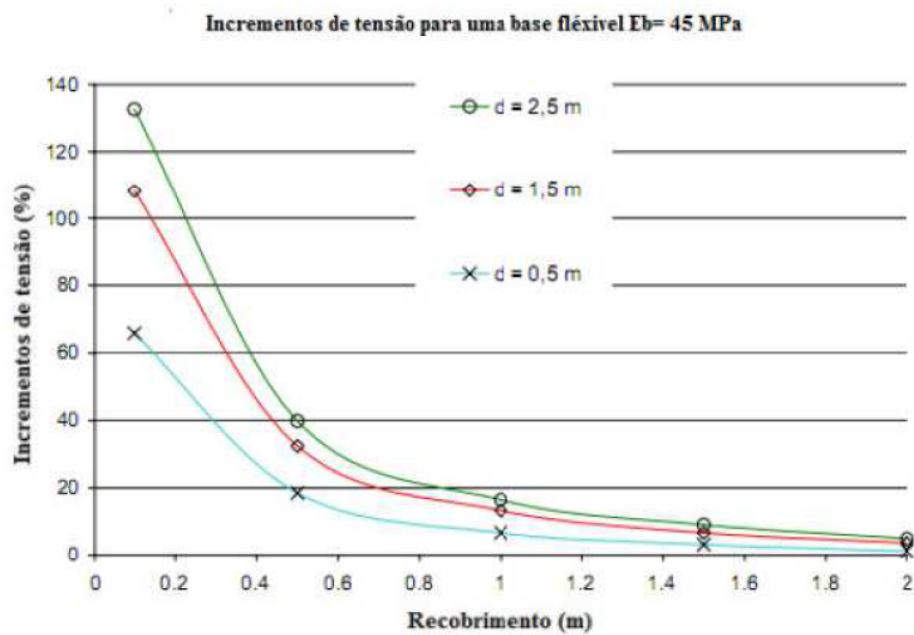


Fig. 3. 22 Curva dos incrementos de tensão, em função da altura de recobrimento, para três alturas de Box Culvert e E_b igual a 45 MPa (Cuadrado et al., 2005)

4

PROBLEMAS, NORMAS E RECOMENDAÇÕES PARA ZONAS DE TRANSIÇÃO EM LINHAS DE ALTA VELOCIDADE

4.1 CONTEXTUALIZAÇÃO

As vias férreas de alta velocidade são, ao longo de toda sua extensão, sustentadas por um grande número de obras de arte que, por sua vez, são afetadas pelos efeitos dinâmicos induzidos pela passagem dos comboios. A coordenação adequada entre as disciplinas de engenharia de estruturas, de vias e de geotecnia é fundamental para um bom desempenho da linha.

Como já foi referido no capítulo anterior, a variação da rigidez ao longo da via, como é o caso das passagens enterradas, provoca a amplificação das cargas dinâmicas causando assentamentos diferenciais agravados. Aliado a este facto, verifica-se por vezes uma fraca qualidade dos materiais de fundação ou mesmo uma inadequada compactação dos aterros, o que conduz a maior custos de manutenção, limitações no desempenho e disponibilidade da via.

No sentido de estudar soluções adequadas a esta problemática, foram redigidos diferentes documentos, como disposições normativas e recomendações, entre os quais é possível destacar o ERRI (1999) e a ficha UIC 719R (UIC, 2008). O primeiro teve por objetivo estabelecer recomendações que regulamentassem a construção de linhas ferroviárias, pontes e obras geotécnicas em linhas férreas, passíveis de serem adotadas na construção de zonas de transição. O documento UIC-719R (UIC, 2008), tal como o ERRI (1999), apresenta recomendações ao nível do dimensionamento e construção de aterros para zonas de transição aterro/estrutura e ainda algumas soluções utilizadas por entidades gestoras de infraestruturas ferroviárias de diversos países (Ribeiro, 2012).

Ao longo do presente capítulo serão abordados, com mais detalhe, os problemas que podem surgir ao nível dos diferentes elementos que constituem a via, bem como as soluções a adotar, no sentido de minimizá-los.

4.2 PROBLEMAS NA VIA

São, essencialmente, as forças verticais de caráter dinâmico induzidas durante a passagem do comboio, que contribuem para a deterioração dos diferentes elementos da via. Com a passagem do comboio, as referidas forças são descendentes na zona carregada e ascendentes nas laterais ao carregamento, o que provoca a flexão do carril. Consequentemente, ocorre uma degradação da superestrutura, por desagregação dos elementos que a constituem (Fig. 4.1) (Fortunato, 2005).

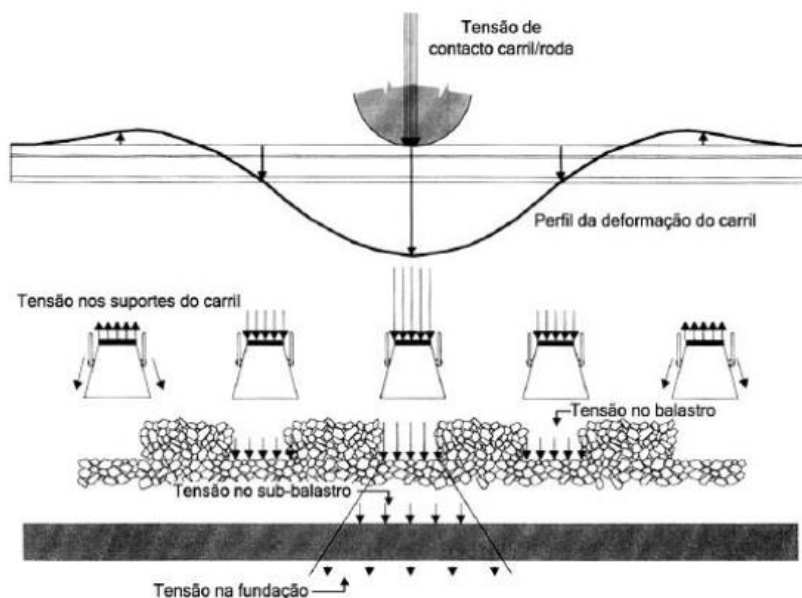


Fig. 4. 1 Distribuição de tensões no solo por ação de uma carga vertical (Fortunato, 2005).

4.2.1 ZONAS DE TRANSIÇÃO

A degradação da via pode ser agravada pela existência de passagens inferiores do tipo Box Culvert. No caso de uma via ferroviária comum, 30 a 40% da elasticidade é fornecida pela camada de balastro e os restantes 60 a 70% pela fundação (ERRI-D230,1999). No entanto, em linhas onde existem estruturas enterradas tal não se verifica. Os níveis de deformação suportados por este tipo de estruturas são significativamente mais baixos, provocando o efeito designado por “dip&bump”. Este fenómeno ocorre nas zonas de transição aterro-estrutura, caracterizando-se por provocar assentamentos diferenciais nessa mesma zona e fenómenos de curvatura no plano vertical da via (Fig. 4.2). Numa fase inicial, os assentamentos apresentam valores pouco significativos, agravando-se exponencialmente com a passagem do comboio. Como consequência deste agravamento dá-se um aumento das vibrações e do ruído de circulação, tornando necessária a diminuição da velocidade de circulação, um maior número de intervenções de manutenção e maior custo nas mesmas (Fortunato, 2005).

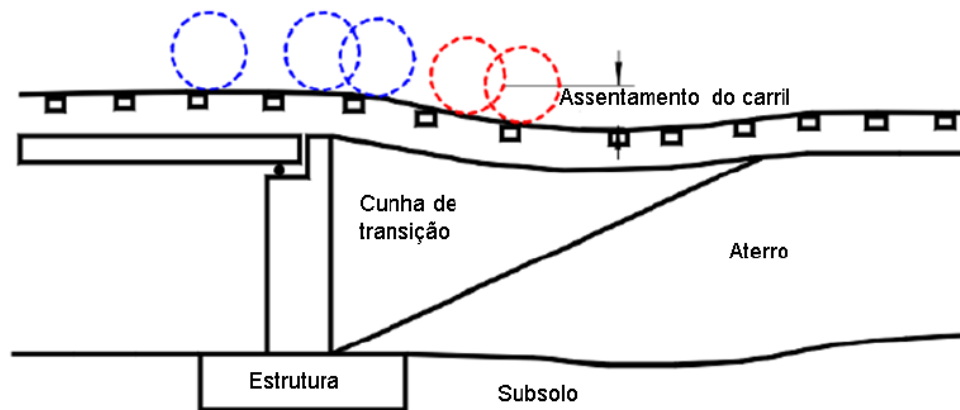


Fig. 4. 2 Fenómeno “dip&bump” (adaptado de ERRI, 1999).

4.2.2 DIMINUIÇÃO DA RESISTÊNCIA LATERAL DA VIA

A redução da resistência lateral é outro problema que pode surgir ao longo de uma via ferroviária. Esta representa um problema grave ao funcionamento adequado da linha, podendo, nos casos mais críticos, conduzir a fenômenos de encurvadura. Estes casos aparecem com maior incidência em vias com carris contínuos, que apesar do seu bom comportamento face às cargas dinâmicas, apresentam um elevado risco em zonas onde ocorrem variações significativas da temperatura ou onde se verifica a existência de travessas flutuantes. Quando tal acontece o carril, impedido de se mover longitudinalmente, tende a aumentar o seu comprimento original, desenvolvendo-se assim tensões tangenciais ao longo da linha. Essas tensões, aliadas à diminuição da resistência do balastro, podem provocar encurvadura na linha (Fig.4.3).

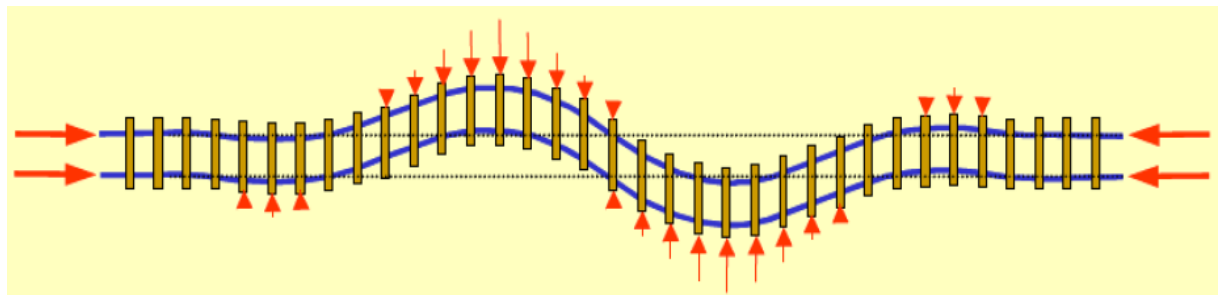


Fig. 4. 3 Encurvadura do carril devido aos esforços longitudinais (setas a vermelho) (Esveld, 2001).

4.2.3 TRAVESSAS FLUTUANTES

As travessas flutuantes refletem a importância de uma adequada colocação dos diferentes elementos da via em obra. Este tipo de travessas caracteriza-se por apresentarem uma folga entre a sua base e a camada de balastro. Como consequência, quando ocorre um carregamento vertical da roda sobre o carril, devido à passagem do comboio, a travessa flete, até encontrar o balastro, originando assentamentos na zona mal apoiada e maior degradação da via.

4.3 PROBLEMAS GEOTÉCNICOS

O aumento da velocidade nas vias ferroviárias provoca um aumento das cargas dinâmicas aplicadas e, consequentemente, maior instabilidade na via. Em zonas de transição, estes problemas são potenciados pela diferença de rigidez entre a estrutura e o solo, pelo que se torna indispensável um conhecimento dos problemas geotécnicos existentes na zona afeta à construção e daqueles que podem vir a surgir.

Os problemas geotécnicos que surgem na via podem ter origem nas diferentes camadas que a suportam, verificando-se ao nível do solo de fundação, das cunhas de transição ou mesmo na camada de balastro. A compactação insuficiente dos materiais, as elevadas cargas cíclicas e dinâmicas, a construção sobre solos de fraca qualidade e sem tratamento adequado e a má drenagem dos terrenos, são casos que conduzem a uma degradação precoce da via.

Os assentamentos são a principal causa de degradação da linha e caracterizam-se por ser diferidos no tempo. Como já foi referido anteriormente, os assentamentos podem ter origens diversas e verificam-se ao nível das camadas de fundação, nas cunhas de transição e no terreno adjacente. Os assentamentos diferenciais que ocorrem com maior frequência verificam-se ao longo do balastro e entre aterro e estrutura. Torna-se por isso indispensável, uma seleção controlada dos materiais a utilizar e o recurso a equipamentos e processos construtivos cada vez mais precisos e controlados. Só assim é possível a construção de cunhas de transição, que possibilitam uma passagem suave entre os elementos de diferente rigidez, ao longo da via (Fortunato, 2005).

4.3.1 ASSENTAMENTO DEVIDO À DETERIORAÇÃO DO BALASTRO

A deterioração do balastro é normalmente associada à fraca qualidade dos materiais que o constituem e às irregularidades da via, que se verificam normalmente quando ocorre uma variação da rigidez do solo. Este fenómeno acaba por potenciar a ocorrência de assentamentos diferenciais e um aumento das cargas dinâmicas aplicadas nessa zona. Como resultado deste fenómeno verifica-se o esmagamento dos materiais desta camada e a formação de partículas finas ao longo da via. Assim, a compactação e a colocação dos materiais de forma inadequada, conduz a deformações precoces do balastro comparativamente às restantes camadas da estrutura, sendo estas progressivamente agravadas ao longo do tempo com a passagem do comboio (Nóbrega, 2010) (Costa, 2011).

4.3.2 ASSENTAMENTO DEVIDO AO DESLIZAMENTO DOS TALUDES DE ATERROS

As elevadas cargas dinâmicas e cíclicas, induzidas pela passagem do comboio, aliadas à existência de taludes de inclinações elevadas e à ação do gelo/degelo, levam a deformações excessivas na via e em casos extremos, podem conduzir a fenómenos de deslizamento da camada de aterro e da camada do balastro (Fig. 4.4) (Nóbrega, 2010).

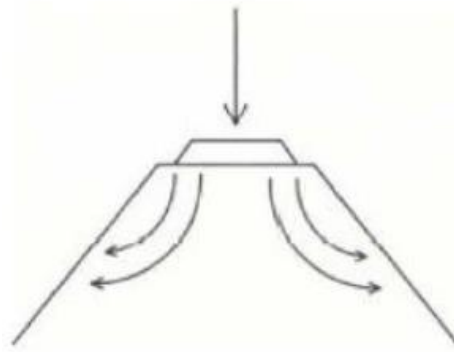


Fig. 4. 4 Esquema do deslizamento dos taludes do aterro, devido à ação vertical sobre a linha (adaptado de ERRI (1999)).

4.3.3 ASSENTAMENTO DA FUNDAÇÃO

O assentamento do solo de fundação é normalmente associado ao comportamento dos solos finos, especialmente, aos de elevado teor argiloso. Devido à passagem de cargas repetidas, ocorre um aumento das tensões na plataforma, o que leva à rotura por corte dos solos de fundação e desnivelamento ao nível do balastro (Fig. 4.5).

No sentido de corrigir este problema, recorre-se com frequência ao nivelamento apenas da camada do balastro, adicionando mais material à via. Contudo, este procedimento não é suficiente, sendo necessário efetuar uma drenagem adequada ao tipo de terreno, tratar e nivelar o solo de fundação. Só assim é possível solucionar definitivamente os assentamentos desta camada (Fortunato, 2005).

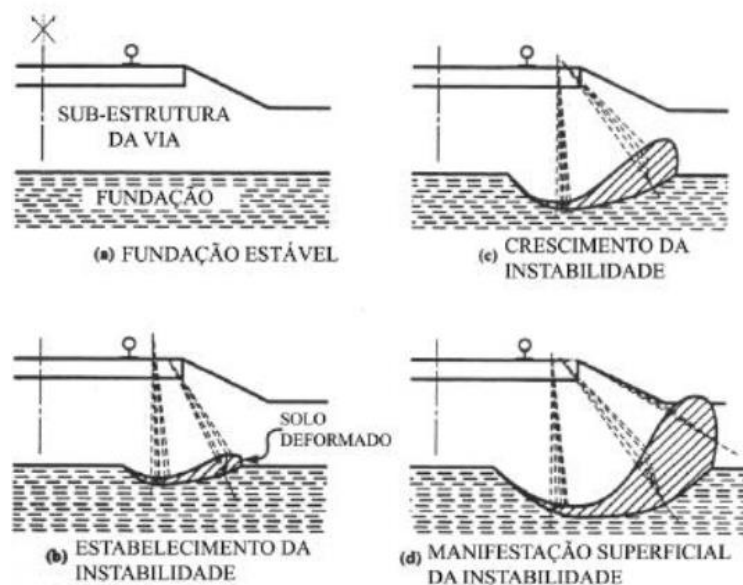


Fig. 4. 5 Esquema de rotura do solo de fundação por corte, em diferentes fases (Fortunato, 2005).

4.4 SOLUÇÕES DOS PROBLEMAS GEOTÉCNICOS

4.4.1 SOLUÇÕES COM RECURSO MATERIAIS RESILIENTES

As linhas férreas convencionais são cada vez menos adequadas às velocidades empregues pelos comboios de alta velocidade, tornando-se por isso indispensável o recurso a materiais de maior resiliência, tais como:

- **Palmilhas elásticas aplicadas sob os carris**, são a solução economicamente mais viável. Contudo, apresenta valores de rigidez limitados, devido à necessidade de evitar pressões excessivas ao nível do carril.

- **Manta elástica aplicada sob as travessas**. Esta solução deve estender-se ao longo de toda a travessa, devido ao agregado grosso que constitui o balastro.

- **Camada elástica aplicada sob o balastro**, é a solução mais comum em pontes com via balastrada, nas linhas férreas de alta velocidade alemãs. Apresenta-se também como a solução mais eficaz comparativamente às restantes, visto estender-se a uma maior área da via, conferindo-lhe boas características elásticas (Fig 4.6) (Riessberger, 2006).

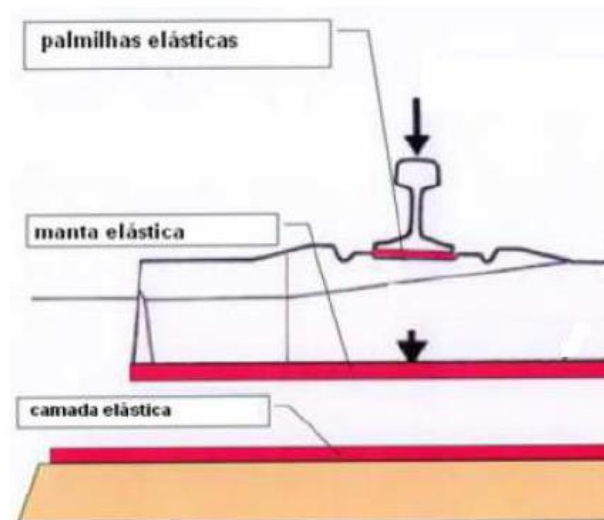


Fig. 4. 6 Esquema das diferentes soluções com materiais resilientes (adaptado de Leykauf et al. (2006)).

4.4.2 MELHORAMENTO DAS TRAVESSAS

As travessas desempenham um papel fundamental na transmissão de cargas aos restantes elementos da superestrutura. Neste sentido, foram desenvolvidos diferentes métodos que permitiram reduzir os assentamentos e as pressões ao nível do balastro, tais como: o Alargamento das Travessas e utilização de “Frame Sleeper”.

A primeira solução, baseia-se na utilização de travessas com o peso, aproximadamente, de 560 kg, um comprimento igual a 2,40m, largura de 57 cm e espaçamento de 60 cm. Nesta solução o espaço adicional entre travessas é normalmente preenchido com elementos de borracha.

A segunda solução, travessas tipo “Frame Sleeper”, distingue-se por apresentar uma geometria em “H duplo”, onde as vigas contínuas coincidem com vigas transversais (Fig. 4.7). Nesta solução os

elementos apresentam dimensões de 2,40 x 0,95 metros e dois pontos de fixação. Assim, as referidas propriedades permitem, para além da redução das pressões transmitidas, um aumento da resistência lateral e um melhor alinhamento da via, durante um maior período de tempo (Couto, 2008).



Fig. 4. 7 “Frame Sleepers” (Riessberger, 2006).

4.4.3 OTIMIZAÇÃO DA VIA UTILIZANDO BETUMINOSO

O aumento da velocidade nas linhas ferroviárias requer um aumento da capacidade de carga dos elementos que a constituem. Numa fase inicial esse aumento consistia apenas em adicionar material à camada do sub-balastro, o que implicava um aumento significativo na sua espessura. Como alternativa a este procedimento, em países como a Itália e o Japão, optou-se pela aplicação de uma camada de betuminoso, entre 12 e 14 cm de espessura, em detrimento do sub-balastro tradicional. Assim, com poucos centímetros de material, foi possível aumentar significativamente a capacidade de suporte da plataforma, reduzir as variações verticais de rigidez e proteger a subestrutura contra ações externas (água, gelo, etc.). Apesar de estudos demonstrarem que a aplicação de betuminoso se apresenta como uma solução mais dispendiosa comparativamente à aplicação de material granular, esta reduz o número de procedimentos de manutenção da via e prolonga o seu tempo de vida (Fig. 4.8) (Teixeira, 2006).

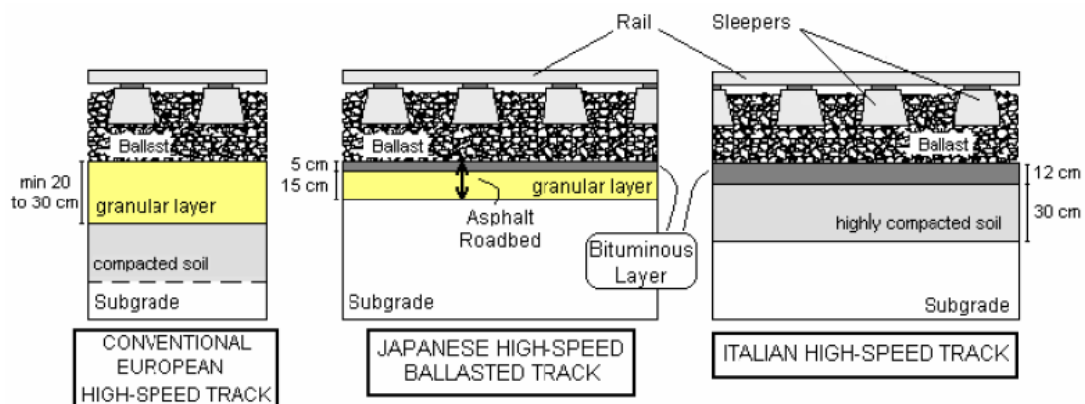


Fig. 4. 8 Esquema de uma secção transversal de uma via férrea de alta velocidade balastrada (Riessberger, 2006).

4.4.4 INCREMENTO DA RIGIDEZ AO LONGO DA VIA

Uma das principais causas dos assentamentos diferenciais é a variação da rigidez dos materiais que suportam a via, o que pode conduzir ao sua deterioração precoce. Esta variação pode ser solucionada a partir de tratamentos do solo ou do melhoramento das propriedades das travessas, nas zonas mais críticas da linha (Fig 4.9 e 4.10).

Ambas as soluções referidas são aplicadas nas zonas de transição de aterro/estrutura, como é o caso das passagens inferiores ou pontes. A primeira passa por substituir o material de aterro vizinho à estrutura por outros de rigidez progressivamente mais elevada, como mostra a figura 4.9. Este procedimento permite uma passagem suave, de valores baixos de rigidez para valores mais elevados. A segunda solução consiste em substituir as travessas próximas da zona de transição por outras com comprimentos progressivamente maiores, de forma a aumentar a estabilidade da via. Neste caso é importante referir que o balastro deve apresentar propriedades mecânicas e espessura suficiente, de modo a suportar o peso das travessas (Fig. 4.10) (FTA, 2006).

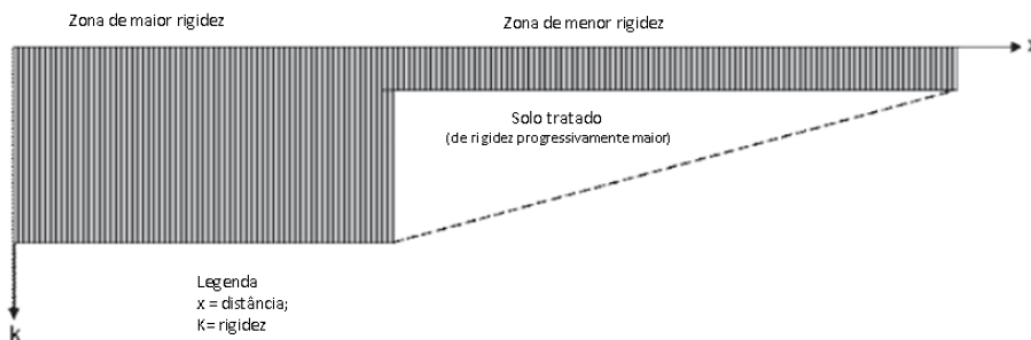


Fig. 4. 9 Corte longitudinal de uma zona de transição com solo tratado (adaptado de FTA (2006)).

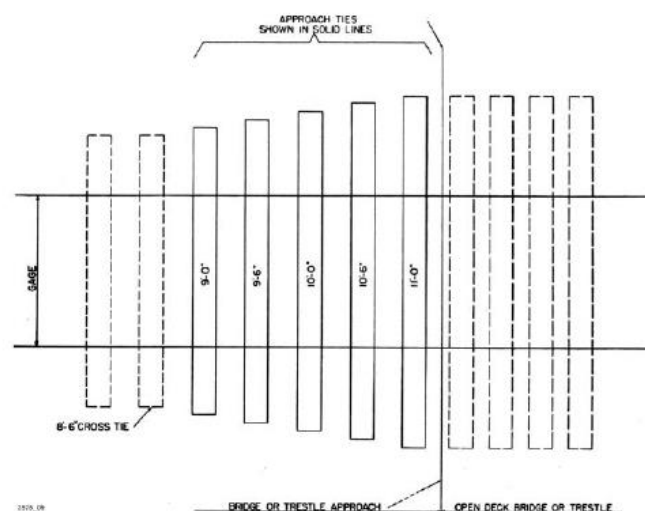


Fig. 4. 10 Travessas de aproximação a zonas de transição (FTA, 2006).

4.4.5 REFORÇO DO SOLO DE FUNDAÇÃO DA VIA

Como já referido na secção 4.3.3 é frequente a degradação da via ferroviária devido a assentamentos do solo de fundação. Quando tal acontece, a reparação da via torna-se dispendiosa, morosa e complexa. É assim indispensável, antes da construção, proceder ao levantamento das propriedades mecânicas e físicas do solo, das suas condições de drenagem, dos assentamentos totais e diferenciais e da sua capacidade de carga. Caso os resultados do levantamento sejam desfavoráveis é necessário recorrer a técnicas de tratamento do solo que garantam maior resistência ao corte, que diminuam os assentamentos, e que permitam uma variação gradual da rigidez, caso se verifique a presença de zonas de transição.

As técnicas apontadas pelo ERRI-D230 (1999), para o tratamento do solo de fundação passam pela injeção de Jet Grouting, utilização de ligantes, reforço do solo com geossintético e recurso a micro estacas. No caso de solos argilosos, são apresentadas outras soluções, tais como, remoção e substituição do solo por material tratado, drenagem do terreno, aplicação de pré-carga combinada com drenos verticais e utilização de colunas de brita (Fig 4.11 à 4.13).

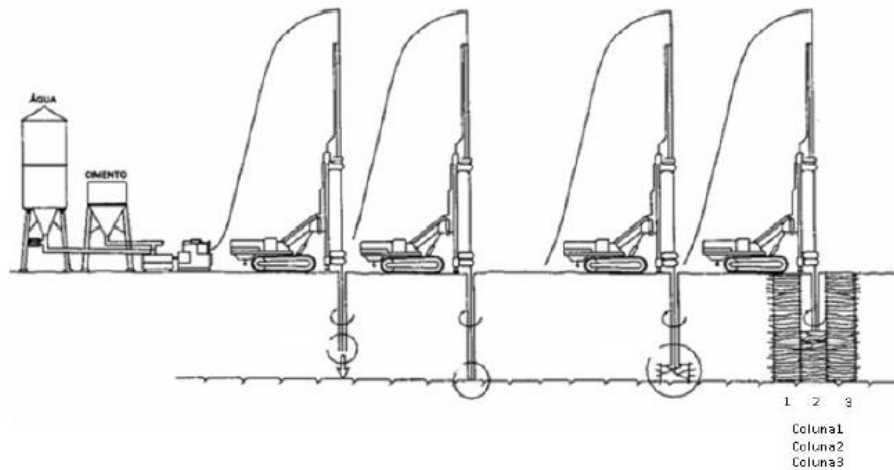


Fig. 4. 11 Processo de tratamento do solo Jet Grouting (Fonseca, 2011).

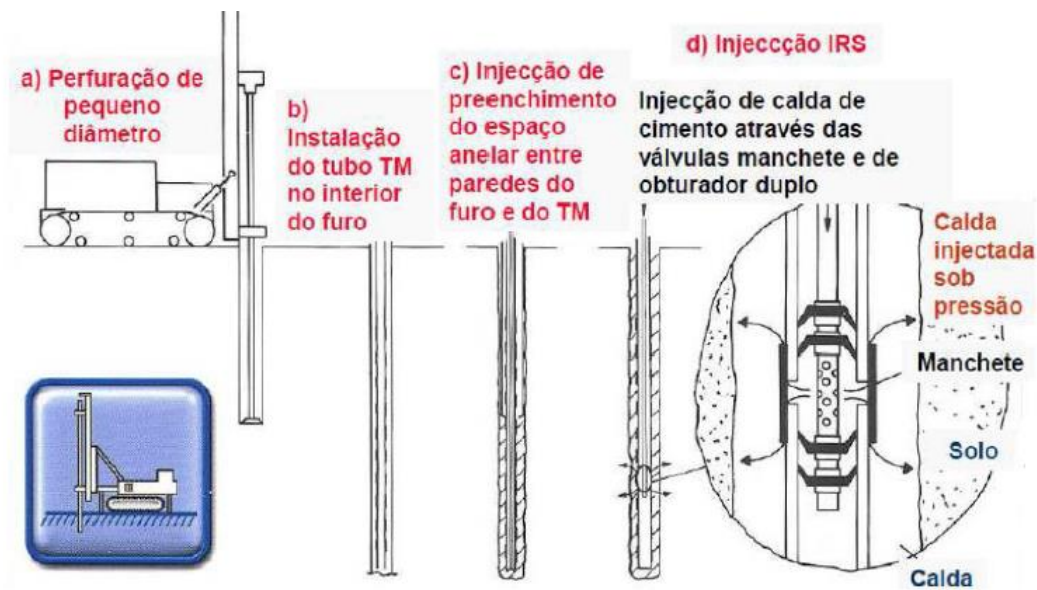


Fig. 4. 12 Fases de concepção de microestacas (Viana da Fonseca, 2012).

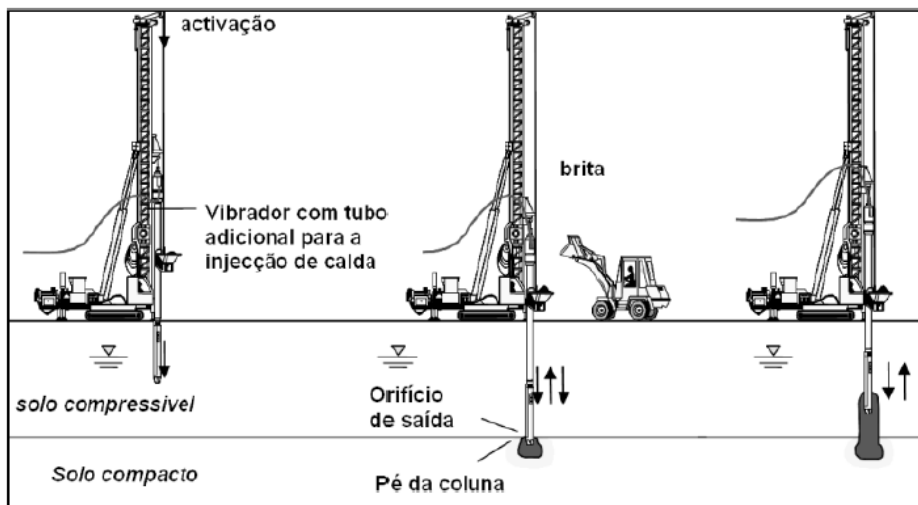


Fig. 4. 13 Fases de concepção das colunas de brita (Antunes et al., 2005).

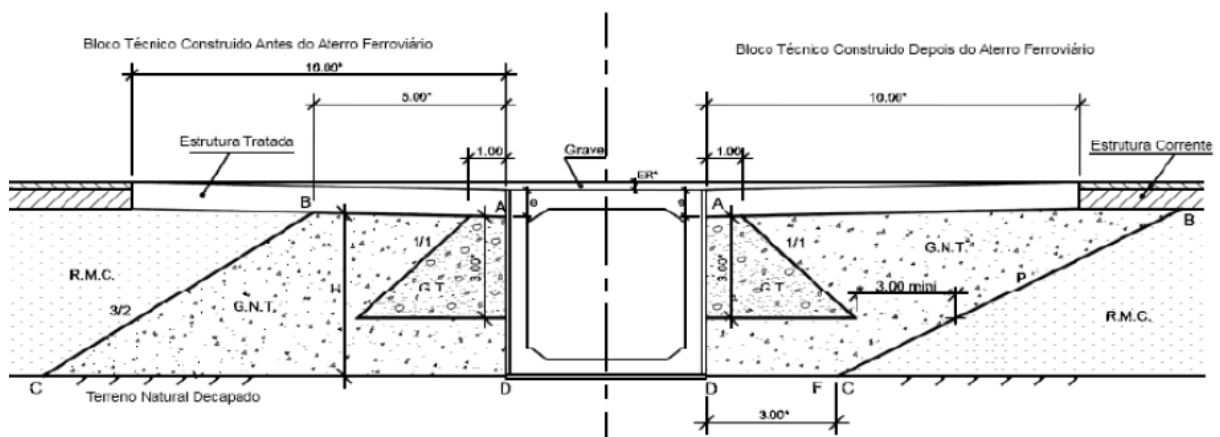
4.4.6 UTILIZAÇÃO DE CUNHAS DE TRANSIÇÃO

No sentido de combater as diferenças de rigidez da via, como já foi referido na secção 4.3.4, é necessário recorrer à substituição do terreno na zona transição, por solo com rigidez progressivamente crescente, até ao local onde se encontra a estrutura enterrada, sendo utilizados normalmente materiais granulares e materiais granulares tratados com cimento. Estes tipos de terrenos designam-se por cunhas de transição e o seu dimensionamento depende de vários fatores: tipo e geometria das obras de arte enterradas, importância da obra, limitações impostas para os assentamentos diferenciais, velocidades de circulação de projeto, características do perfil real do terreno afeto à obra, altura e processos construtivos utilizados para a construção do aterro.

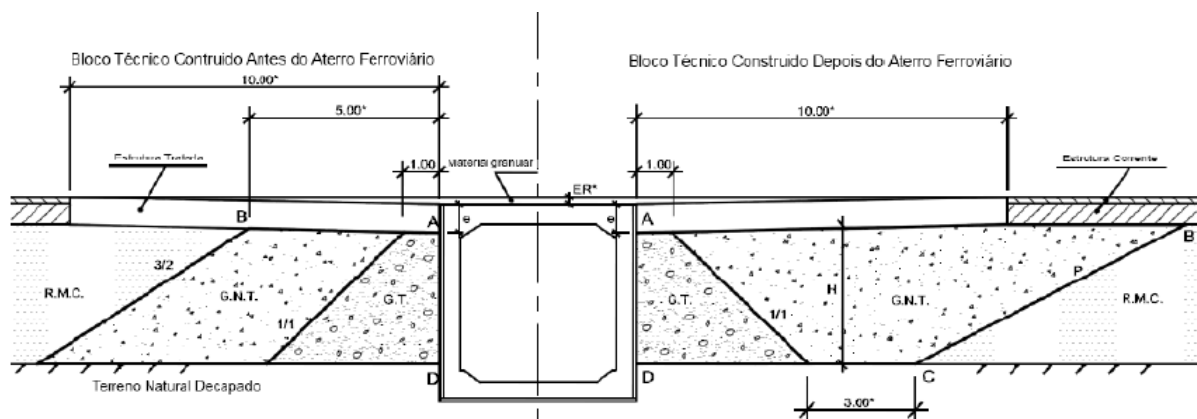
No sentido de regularizar os parâmetros de construção, foram desenvolvidos em vários países normas com especificações construtivas para zonas de transição. Entre as existentes são de destacar as desenvolvidas pela Sociedade Nacional de Caminhos de Ferro Franceses (SNCF) e as redigidas pelo Administrador de Infraestruturas Ferroviárias de Espanha (ADIF), que serão alvo de estudo ao longo do presente trabalho.

4.4.6.1 Cunhas de transição tipo SNCF (2002)

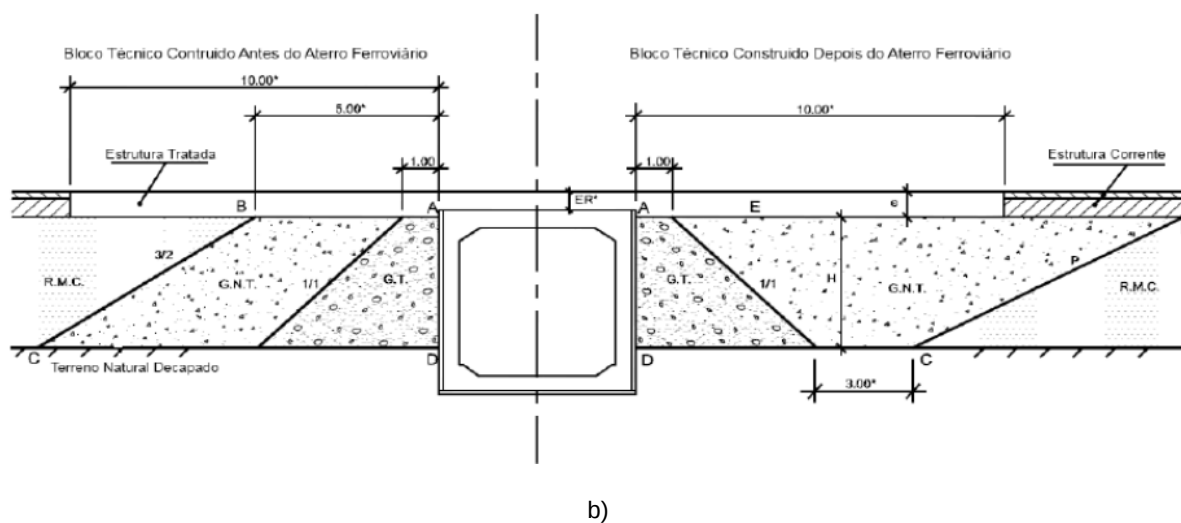
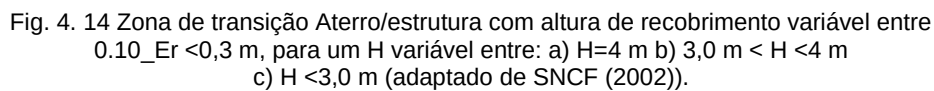
De acordo com as normas estabelecidas pela SNCF, as cunhas de transição devem apresentar-se, para os materiais granulares não tratados (GNT) com inclinação de 3/2 e para os materiais estabilizados com cimento (GT), caso seja necessária a sua utilização, inclinação de 1/1. No caso dos materiais tratados, estes devem apresentar uma dosagem de cimento de 3% e dimensão máxima de partículas de 31,5 mm. Nem sempre a utilização de uma camada granular é necessária; só para casos em que a altura de recobrimento é inferior a 0,70 metros. De acordo com a SNCF existem diferentes geometrias possíveis para estruturas enterradas, que são apresentadas nas figuras que se seguem (Fig. 4.14 à 4.16).



a)



b)





c) $H < 3,0$ m (adaptado de SNCF (2002)).



m, (adaptado de SNCF (2002)).

4.4.6.2 Cunhas de transição tipo ADIF (2002)

À semelhança da norma francesa, a norma espanhola também assume a existência de diferentes tipos de perfis, para estruturas enterradas. De acordo com as metodologias construtivas estes podem ser divididos em duas categorias: caso geral I e caso geral II (Fig.4.18 e 4.19). No primeiro caso, as cunhas de transição são construídas antes da execução dos aterros adjacentes à obra, ao contrário do caso geral II, onde as cunhas são construídas após a construção dos aterros. Este caso só se verifica quando é necessário consolidar terrenos naturais, a partir de pré-carga e drenos verticais.

Tal como é estabelecido pela SNCF, a ADIF impõe a aplicação de material tratado (MT), consoante a altura de recobrimento do aterro, com 3% de cimento. Nos casos em que esta é inferior a 0,50 metros, é necessário a sua colocação, com uma inclinação de 1/1, nos casos em que o recobrimento assume valores entre 0,50 e 2 metros é apenas necessário colocar material granular não tratado (MG), de inclinação igual a 3/2. Nos casos em que a altura de recobrimento ultrapassa os 2 metros, a espessura do MG deve ser de 80 cm acima da estrutura enterrada e de inclinação 3/2 (Fig. 4.17 à 4.19).

A necessidade de colocação de material tratado, para valores baixos de recobrimento está relacionada com a influência da rigidez na redistribuição de tensões no solo, tal como já foi referido no capítulo 3, do presente trabalho.

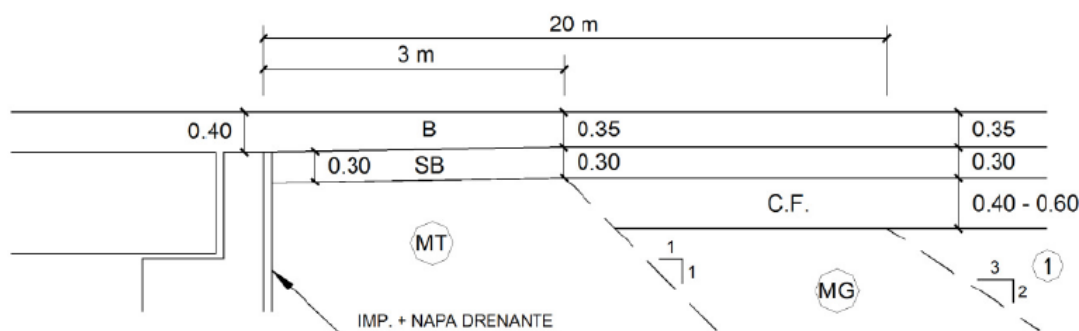


Fig. 4. 17 Zona de transição aterro/ponte, que serve de exemplo para os casos em que a altura de recobrimento é nula e com balastro assente diretamente na estrutura (adaptado da ADIF, 2006).

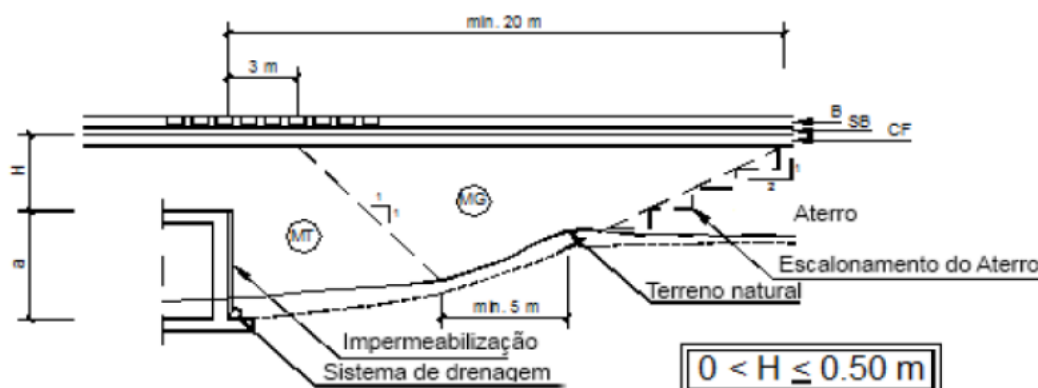


Fig. 4. 18 Zona de transição aterro/estrutura para o caso geral II, com altura de recobrimento variável entre: $0 < H < 0,50$ m (adaptado da ADIF, 2006).

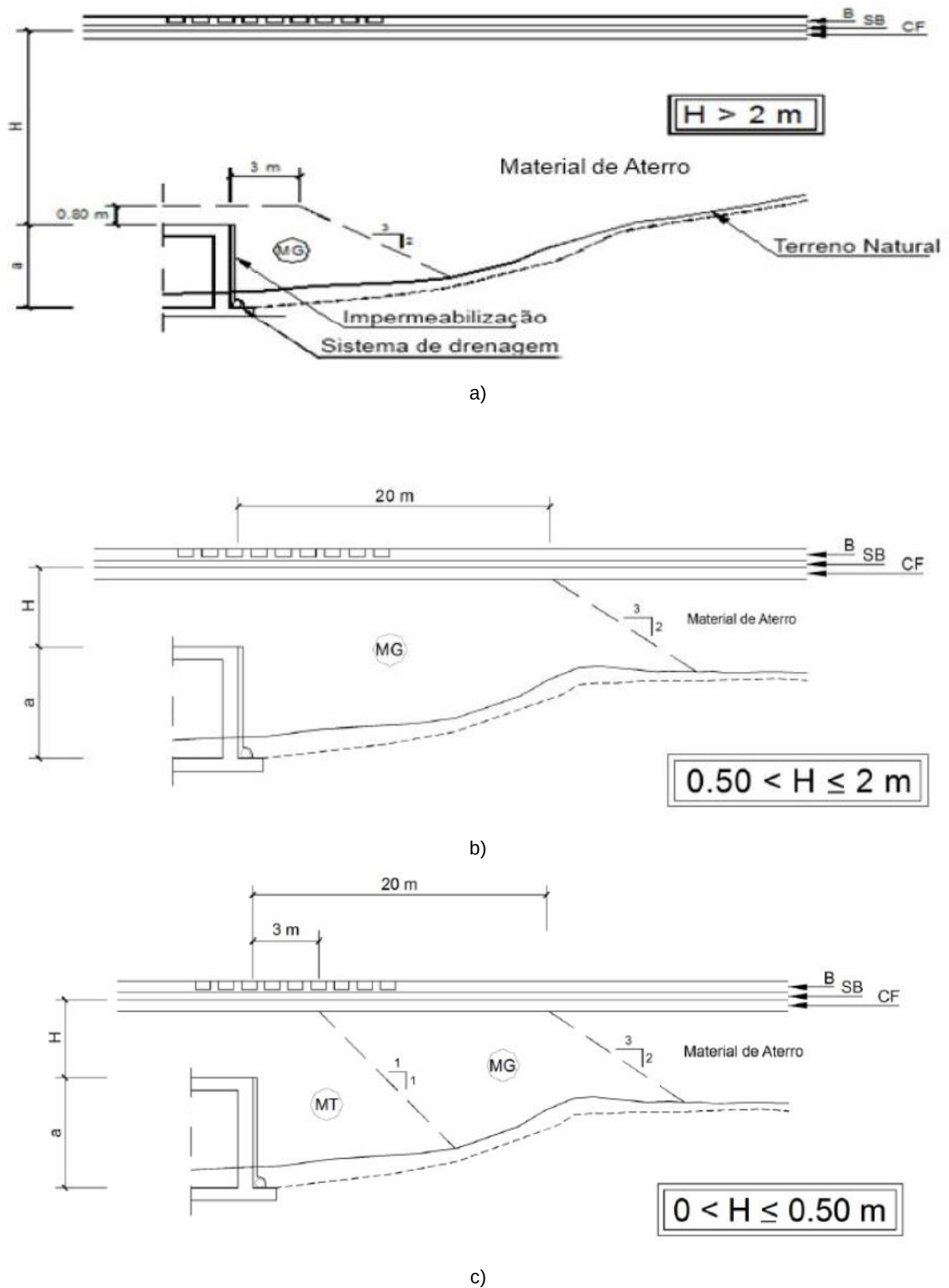


Fig. 4. 19 Cunhas de transição utilizadas pela ADIF relativas à transição aterro / Box Culvert para o caso geral I e II, com alturas de recobrimento variáveis entre: a) $H > 2,0$ m b) $0,5 < H < 2,0$ m c) $0 < H < 0,5$ m (adaptado da ADIF (2006)).

4.5. RECOMENDAÇÕES E NORMAS RELATIVAS À GEOTECNIA

4.5.1 CONTROLO DA QUALIDADE

A crescente exigência das vias ferroviárias, no que concerne ao volume de tráfego a transportar, qualidade e velocidade de circulação, obrigam a um maior controlo da qualidade. Existem atualmente dois métodos normalmente utilizados para análise comportamental dos elementos da via. O primeiro, designado por método tradicional, tem por base a imposição de processos construtivos e controlo por estabelecimento de características físicas e mecânicas mínimas a atingir para o produto final, como é o caso da granulometria, dimensão máxima e resistência das partículas. O segundo método está relacionado com o controlo da qualidade através do produto final, tendo em consideração especificações baseadas no desempenho da via. Esta análise tem por objetivo principal, quantificar os níveis de compactação, deformabilidades das camadas e inclinações das superfícies, tendo por base o estudo de dados recolhidos em ensaios periódicos (Fortunato, 2006).

4.5.2 GEOMETRIA DOS ATERROS

De acordo com o ERRI-D230 (1999) as vias podem ter diferentes dimensões, dependendo se são classificadas como Vias Antigas ou Recentes. No primeiro caso, as dimensões do coroamento variam entre 4,8 e 6,0 metros e apresentam uma inclinação que varia entre 1:1,2 e 1:1,5. Nas vias mais recentes, o coroamento com dimensões que podem variar entre 6 e 7 metros e inclinações dos taludes são de 1:1,5 (Fig 4.20).

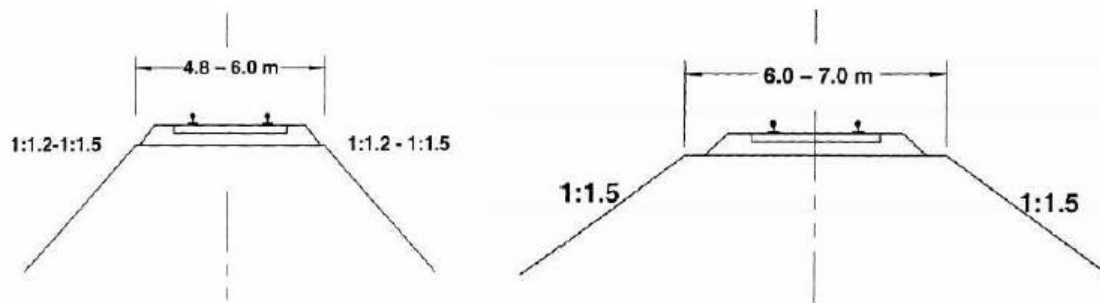


Fig. 4. 20 Perfil transversal de uma via férrea tradicional, à esquerda e recente, à direita (ERRI, 1999).

Como é possível verificar, as vias mais recentes apresentam coroamentos mais largos e inclinações mais reduzidas, o que possibilita a melhor degradação das cargas, comparativamente às vias mais antigas. No entanto, a inclinação dos taludes não depende apenas da idade da via, mas também da qualidade dos solos disponíveis, das exigências do traçado da linha, das técnicas de reforço dos solos e da proteção dos taludes.

4.5.3 CARACTERÍSTICAS DO MATERIAIS A SEREM UTILIZADOS EM ATERRO

A escolha de materiais adequados à via é vital para o seu correto funcionamento. Normalmente as razões económicas são as mais determinantes, sendo por vezes escolhidos materiais menos adequados para a construção do aterro. Tal facto não compromete a qualidade da via caso haja um maior cuidado

ao nível da drenagem e infiltração de água para o interior do aterro, capaz de evitar a ocorrência de deformações excessivas ao longo do tempo. Assim, os materiais aconselháveis à construção de linhas ferroviárias são as areias grossas limpas e os cascalhos, sendo possível em determinados casos utilizar materiais constituídos por areias argilosas. Contudo, a utilização de rochas e solos solúveis em água, argilas saturadas, solos expansivos e suscetíveis as ações de gelo e degelo, não é permitida (ERRI 1999).

No que respeita à aplicação do material em obra, a principal preocupação centra-se na compactação adequada à construção. Normalmente, para o corpo do aterro é definido um grau de compactação de 95% do peso volúmico seco máximo relativo ao ensaio de proctor e 100% para o leito do aterro. Caso a compactação não seja bem efetuada os riscos de ocorrência de assentamentos diferenciais, liquefação e infiltração de água aumentam.

Relativamente ao módulo de deformabilidade, de acordo com a ficha UIC 719R, a camada de leito deve apresentar como valor mínimo 80 MN/m^2 e para o corpo do aterro, varia entre 45 e 60 MN/m^2 , dependendo do tipo de solo.

4.5.4 LIMITAÇÕES DE ASSENTAMENTOS

Como já explicado ao longo do presente trabalho, a existência de assentamentos excessivos conduz a uma degradação precoce da via, que em casos extremos pode levar ao corte no funcionamento da mesma. Atualmente o único critério que limita este parâmetro, consiste em estabelecer a velocidade de projeto máxima permitida para a circulação e assim, definir valores máximos de assentamentos. Um exemplo referido no ERRI-D230 (1990), são as normas suecas nas quais é possível encontrar limites de deslocamentos permitidos para vias ferroviárias. De acordo com o documento os assentamentos totais máximos são limitados a 300 mm para a velocidade de 100 km/h a 100 mm para a velocidade de projeto de 350 km/h. No caso dos limites estabelecidos para os assentamentos diferenciais, as normas suecas estabelecem como parâmetros a velocidade de circulação e o comprimento do vão da estrutura enterrada. Assim para veículos que circulem a 100 km/h os limites dos deslocamentos diferenciais variam entre 4cm/10m e 30cm/30m, e para velocidades máximas de 350 km/h, os limites variam entre 2cm/50m e 10cm/110m (ERRI-D230, 1990).

5

ANÁLISE DINÂMICA E MODELAÇÃO

5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Com o aumento do número de linhas ferroviárias de alta velocidade, das exigências de segurança e de conforto, torna-se necessário um conhecimento cada vez mais detalhado deste meio de transporte. São, assim, levantados novos problemas e responsabilidades ao nível do estudo e conhecimento do comportamento das infraestruturas ferroviárias, quando sujeitas a ações dinâmicas. Como já referido anteriormente o impacto causado pelas vias de alta velocidade é de maior risco quando se verificam variações das propriedades do solo que suporta a linha, como zonas de transição.

No sentido de compreender o comportamento da via-férrea face a existência de uma estrutura enterrada foram desenvolvidos dois modelos em 2D para zonas de transição, a partir do programa de cálculo estrutural, SAP2000. Para tal, foram tidas em consideração as propriedades reais do solo utilizado para as cunhas de transição, das características de uma via férrea de alta velocidade, a escolha de condições fronteira adequadas ao modelo e o afastamento entre eixos e cargas de acordo com a EN1991-2 (2003).

O comboio deve ser modelado com igual rigor à zona de transição, representando de forma realista as cargas dinâmicas que atuam sobre a estrutura e os valores que estas podem assumir. Para o efeito utilizaram-se duas aplicações desenvolvidas em Visual Basic por Pinto (2007), que simulam a passagem do comboio utilizando o método de Integração Direta. Numa das aplicações é simulada a passagem do comboio com base no modelo de cálculo de cargas dinâmicas apresentado pela EN1991-2 (2003): HSLM-A. O outro simula a passagem de uma carga de 100 kN num determinado espaço que permite, de acordo com as características do comboio e o intervalo de tempo de resposta da estrutura, a sobreposição dos efeitos causados na mesma. Assim, é possível estudar o comportamento da estrutura face a uma ação dinâmica a partir de uma carga única de 100 kN, para diferentes velocidades. De seguida são calculados os valores de aceleração, deslocamentos, momentos fletores e esforços transversos para qualquer ponto da estrutura enterrada.

No presente capítulo é feita uma breve referência aos diferentes tipos de comboios de alta velocidade existentes, aos modelos de análise dinâmica apresentados no Eurocódigo 1, aos métodos de análise dinâmica, ao modelo desenvolvido no programa SAP2000 e ainda é feita uma breve explicação do funcionamento do programa desenvolvido por Pinto (2007).

5.2. COMBOIOS DE ALTA VELOCIDADE

Atualmente existem na Europa alguns comboios comerciais que, de acordo com a EN 1991-2 (2003), podem ser classificados como articulados, convencionais e regulares (Quadro 5.1 e Fig. 5.1 a 5.3). Nas secções que se seguem será feita uma breve referência a cada um dos grupos.

Quadro 5. 1 Limites dos parâmetros: força por eixo: P(kN) e comprimento das carruagens: D(m), de acordo com o tipo de comboio (adaptado de EN1991-2 (2003)).

Tipo de comboio	Força por eixo P (kN)	Comprimento das carruagens D (m)
Articulado	170	$18 \leq D \leq 27$
Convencional	> 170 ou o valor da equação (5.1)	$18 \leq D \leq 27$
Regular	170	$10 \leq D \leq 14$

$$4P \cos\left(\frac{\pi d_{BS}}{D}\right) \cos\left(\frac{\pi d_{BA}}{D}\right) \leq 2P_{HSLMA} \cos\left(\frac{\pi d_{HSLMA}}{D_{HSLMA}}\right) \tag{5.1}$$

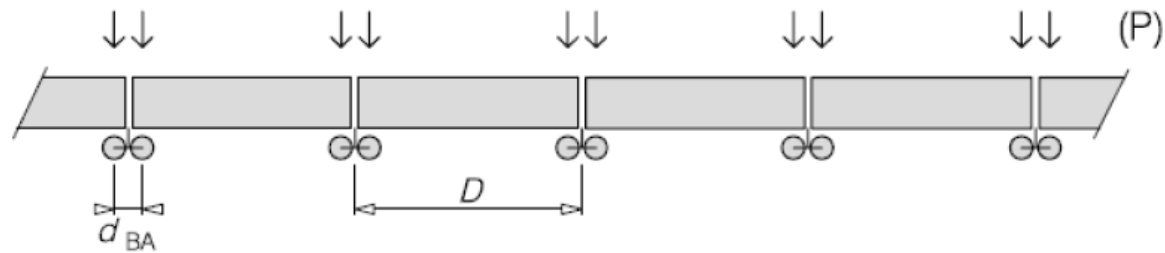


Fig. 5. 1 Esquema de um comboio articulado (EN1991-2, 2003).

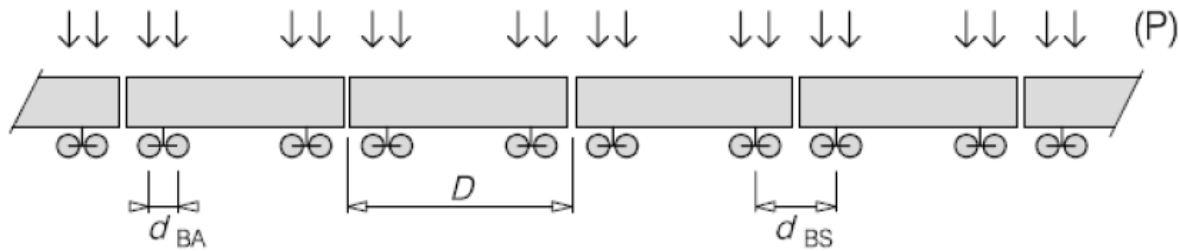


Fig. 5. 2 Esquema de um comboio convencional (EN1991-2, 2003).

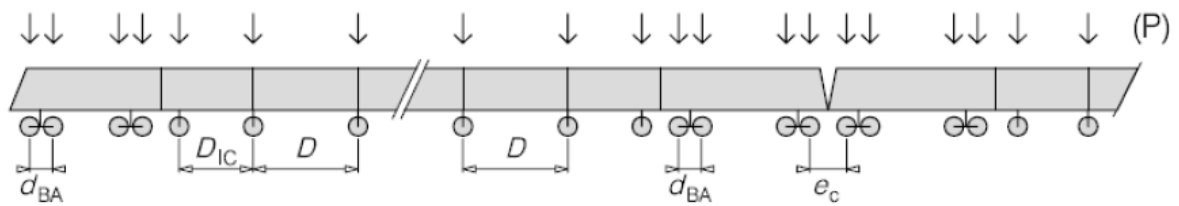


Fig. 5. 3 Esquema de um comboio regular (EN1991-2, 2003).

5.2.1 COMBOIOS CONVENCIONAIS

Dos comboios comerciais convencionais é possível destacar os ICE-2 e o ETR-Y-500. O primeiro distingue-se por possuir um sistema de tração em todo o seu comprimento, o que permite uma maior distribuição de cargas e, assim menor desgaste da via e do comboio. O ETR-Y-500 foi o primeiro comboio de alta velocidade em Itália e chega a atingir os 300 km/h (Fig. 5.4 a) e b)) (Nóbrega, 2010).



a)



b)

Fig. 5. 4 Comboios de alta velocidade convencionais, a) ICE-2 (gogermany, 2011); b) ETR-500 (ferrovie, 2011).

5.2.2 COMBOIOS ARTICULADOS

Os comboios articulados comerciais caracterizam-se pelo fato de cada carruagem apresentar um bogie com dois eixos na zona de separação entre carruagens. Dos diversos comboios existentes é possível destacar: o TGV, de origem francesa, atualmente detém o record de velocidade de 574,8 km/h; os PBA (Paris-Brussels-Amsterdam) e PBKA (Paris-Brussels- Köln-Amsterdam): dois modelos cujas designações correspondem as cidades onde realizam as suas viagens regulares, possuem um comprimento de 200 m e que se caracterizam por atingir velocidade máxima de 300 km/h; o Eurostar, capaz de atingir os 300km/h, faz a ligação entre Londres, Paris e Bruxelas e apresenta um comprimento total de 394 metros; a AGV, do fabricante Alstom, é o primeiro comboio do tipo VHST's (Very High Speed Trains), e chega atingir os 360 km/h (Fig 5.5 a), b), c) e d)) (Nóbrega, 2010).



a)



b)



c)



d)

Fig. 5. 5 Comboios articulados a) AGV (Alstom, 2010); b) TGV (SNCF, 2010); c) PBA (Thalys, 2010); d) Eurostar (Trainwallpapers, 2010)

5.2.3 COMBOIOS REGULARES

Estes modelos caracterizam-se por apresentarem um único eixo na articulação entre as carruagens e são o modelo base do comboio Talgo-350, cuja velocidade máxima em serviço é igual a 330 km/h (Nóbrega, 2010) (Fig. 5.6).



Fig. 5. 6 Comboio regular de alta velocidade, Talgo-350 (Railway-Technology, 2011).

5.3 MODELOS DE CARGAS DE ACORDO COM A EN 1991-2 (2003)

5.3.1 MODELOS DE ANÁLISE

Existem 5 modelos de carga ferroviária, de carácter dinâmico e estático, descritos na EN1991-2 (2003). A partir desses modelos é possível prever o comportamento das estruturas durante o seu tempo de vida, e proceder ao seu dimensionamento.

Os quatro modelos estáticos definidos no EN 1991-2 (2003), são os:

- **Modelo de carga LM71**, que representa o efeito estático de cargas verticais em pontes de vão contínuo, causadas pelo tráfego ferroviário comum;
- **Modelo de carga SW/0**, que representa o efeito do tráfego ferroviário normal, sobre pontes contínuas;
- **Modelo de carga SW/2**, que representa o efeito estáticos relativos ao tráfego ferroviário pesado;
- **Modelo de carga “Unloaded train”**, que consiste na aplicação de uma carga uniformemente distribuída sobre a estrutura, de valor característico igual a 10 kN/m, com o objetivo de verificar a estabilidade lateral de uma ponte quando sujeita a ações laterais (adaptado de EN1991- 2 (2003)).

Caso os modelos sugeridos, não representem o real efeito das comboios de alta velocidade, é necessário recorrer a outros, de carácter dinâmico. Na Figura que se segue é apresentado em forma de fluxograma o processo que serve de apoio à decisão de uma análise dinâmica em detrimento de uma estática.

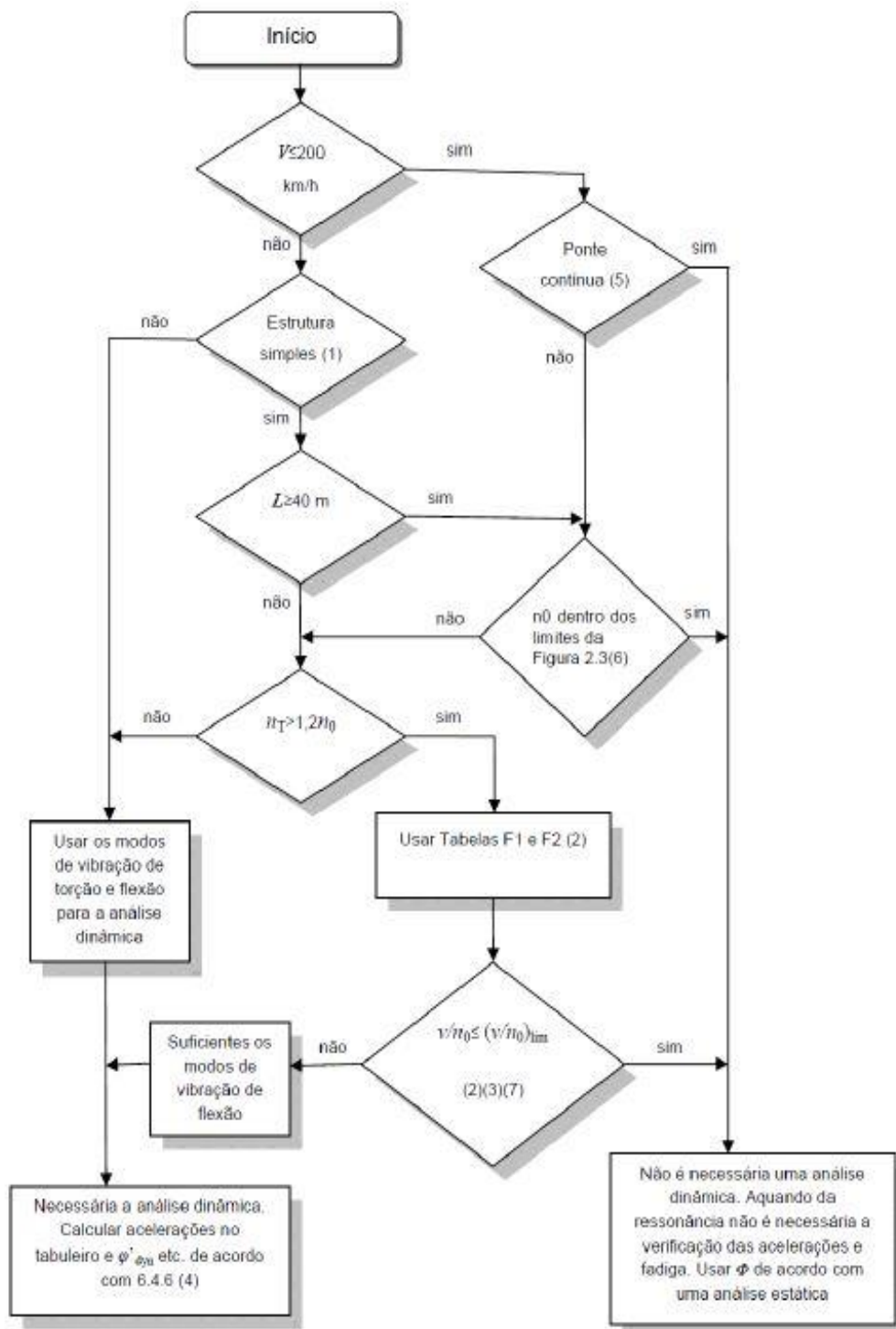


Fig. 5. 7 Fluxograma de apoio à decisão da realização de uma análise dinâmica de uma estrutura (adaptado de EN1991-2 (2003)).

Segundo a EN 1991-2 (2003), o processo de decisão tem em consideração os parâmetros como a velocidade máxima da linha, o vão da estrutura (pontes), o grau de complexidade da estrutura, as frequências naturais de vibração correspondente ao 1º modo de flexão e ao 1º modo de torção. Caso, o modelo verifique as condições necessárias para uma análise dinâmica, este pode ser analisado, independentemente das características do comboio (massa, distância entre eixos e cargas aplicadas). De

acordo com o modelo descrito no EN1991-2 (2003), High Speed Load Model (HSLM), é possível fazer um estudo que abrange as propriedades dos comboios existentes e daqueles que possam vir a existir.

5.3.2 MODELOS DE CARGA

O modelo de análise dinâmica HSLM (High Speed Load Model), divide-se em duas classes: HSLM-A e HSLM-B. A escolha de uma em detrimento de outra depende da configuração estrutural da ponte e do vão que esta apresenta (Quadro 5.2). No que diz respeito ao vão da estrutura, podem ser escolhidas duas classes. A sua existência prende-se com o facto de, no caso do vão da estrutura ser inferior a 7 metros, o comprimento de onda condicionante deixar de ser o da carruagem, e passar a ser a distância entre eixos dos bogies.

Quadro 5. 2 Aplicação do modelo HSLM-A e HSLM-B (adaptado de EN1991-2 (2003))

Configuração estrutural	Vão	
	L > 7 m	L < 7m
Vão simplesmente apoiado ^a	HSLM-B ^b	HSLM-A ^c
Estrutura com vãos contínuos ^a ou Estrutura complexa ^e	HSLM-A com comboios de A1 a A10 Exclusivamente ^d	HSLM-A com comboios de A1 a A10 Exclusivamente ^d

^a Válido para pontes simplesmente apoiadas com comportamento assemelhável ao de viga ou laje sem viés;

^b Para tramos simplesmente apoiados com vão até 7 m apenas um único comboio crítico do modelo de cargas HSLM-B deverá ser usado para as análises dinâmicas, de acordo com 6.4.6.1.1 (5);

^c Para tramos simplesmente apoiados com vão superior ou igual a 7 m apenas um único comboio crítico do modelo de cargas HSLM-A é usado nas análises dinâmicas, de acordo o Anexo E (em alternativa todos os comboios A1 a A10 podem ser usados);

^d Todos os comboios de A1 a A10 inclusive devem ser usados no dimensionamento;

^e Qualquer estrutura que não cumpra a nota a, como por exemplo, estruturas com viés, pontes em que o comportamento à torção seja significativo, estruturas em arco onde os modos das vigas principais e da laje tenham contributos significativos. Para estas estruturas complexas deve igualmente ser aplicado o HSLM-B.

A classe HSLM-A é subdividida em 10 subclasses (Quadro 5.3), onde cada uma representa um esquema de cargas diferente, com diferente número de carruagens, comprimento, espaçamento entre eixos dos bogies e diferentes forças por eixo (Fig. 5.8)

Quadro 5. 3 Tabela com as características dos comboios de alta velocidade HSLM-A (adaptado de EN1991-2 (2003))

Comboio Universal	Número de carruagens intermédias - N	Comprimento das carruagens - D(m)	Espaçamento entre eixos dos bogies - d(m)	Força por eixo F (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

A classe HSLM-B assume o valor de cálculo de cargas como fixo - 170 kN - e de acordo com o vão da estrutura (L), é possível determinar o número de cargas (N) atuantes e o espaçamento entre elas (d) (Fig 5.9 e 5.10).

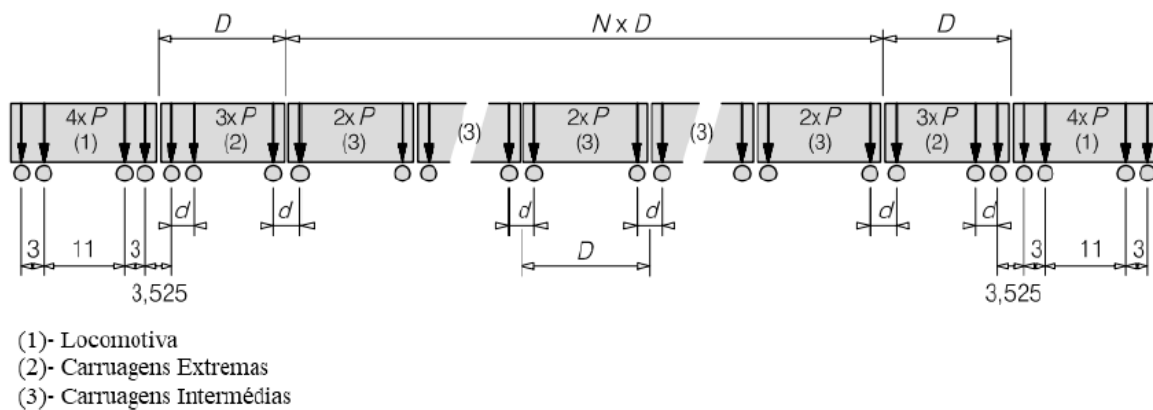


Fig. 5. 8 Modelo de carga HSLM-A (EN1991-2, 2003)

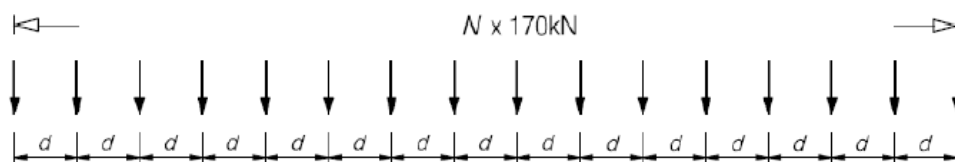


Fig. 5. 9 Modelo de carga para o HSLM-B, onde N representa as cargas de 170 kN e d o espaçamento uniforme entre cargas (EN1991-2, 2003).

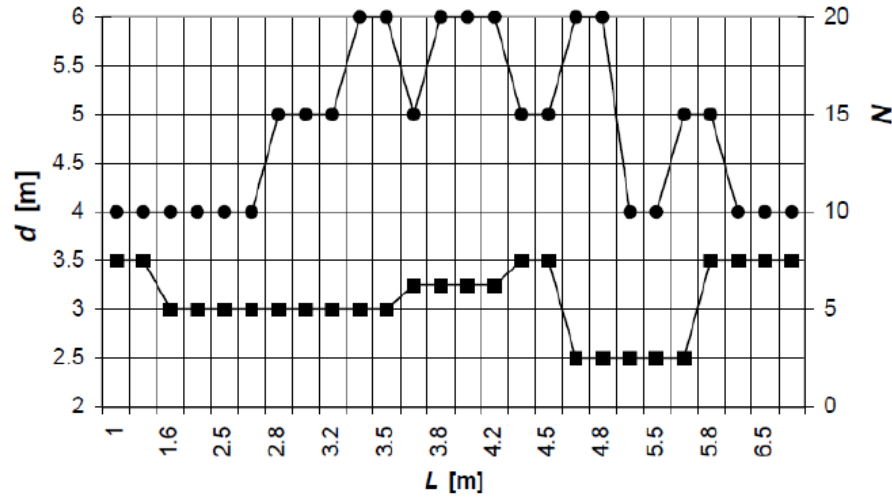


Fig. 5. 10 Diagrama dos parâmetros d e N , em função do vão da estrutura, para o modelo de carga HSLM-B (EN1991-2, 2003).

5.4 MÉTODO DE ANÁLISE DINÂMICA

O efeito das ações dinâmicas sobre o Box Culvert foi estudado sem considerar a interação veículo-estrutura, pelo que o comboio foi simplificado a um conjunto de cargas móveis, com distâncias pré-definidas e constantes no tempo. Este método permite, por um lado reduzir a complexidade dos problemas a estudar e por outro, o tempo de cálculo que a análise numérica implica.

5.4.1 EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO

As equações de equilíbrio dinâmico, desenvolvidas com base na segunda lei do movimento de Newton, para estruturas com múltiplos graus de liberdade, caracterizam-se por, em cada instantes, representarem um equilíbrio entre forças internas e externas ($F(t)$). As primeiras referidas são representadas por: $F_a(t)$ - forças de amortecimento; $F_e(t)$ - forças elásticas; $F_i(t)$ - forças de inércia (Fig. 5.11).

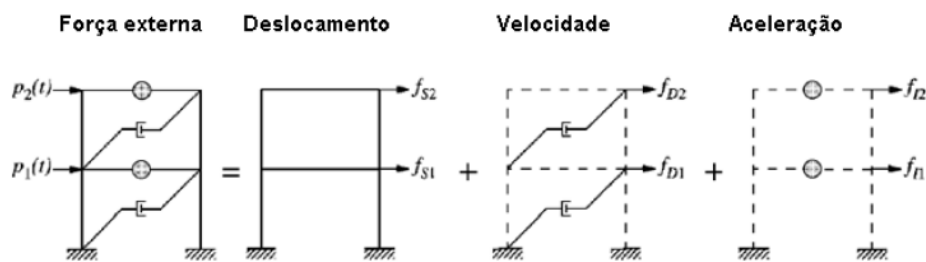


Fig. 5. 11 Sistema combinado por componentes puros de rigidez, amortecimento e massa (adaptado de Chopra (1995))

$$F(t) = F_i(t) + F_a(t) + F_e(t) \quad (5.2)$$

Onde :

$$\mathbf{F}_i(\mathbf{t}) = \mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} \quad (5.3)$$

$$\mathbf{F}_a(\mathbf{t}) = \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} \quad (5.4)$$

$$\mathbf{F}_e(\mathbf{t}) = \mathbf{K}\mathbf{u} \quad (5.5)$$

Na equação 5.3, $\mathbf{M}$ representa a matriz de massa e $\ddot{\mathbf{u}}$ o vetor das acelerações e na equação 5.4 $\mathbf{C}$ representa a matriz de amortecimento e $\dot{\mathbf{u}}$ o vetor velocidade. Por fim, na equação 5.5 é representada a matriz rigidez, por $\mathbf{K}$ e o vetor deslocamento por $\mathbf{u}$. Na equação (5.2), $\mathbf{F}(\mathbf{t})$ corresponde ao vetor das forças exteriores, calculado a partir do conjunto de cargas móveis associadas ao modelo dinâmico HSLM aplicado sobre o modelo.

Ao contrário do cálculo da matriz rigidez e massa, a matriz amortecimento não pode ser determinada a partir de dimensões e valores de amortecimento dos elementos constituintes da estrutura. Assim, para o problema em causa, $\mathbf{C}$ foi determinado a partir do amortecimento de Rayleigh, que resulta da combinação linear das matrizes de rigidez e de massa e pode ser expressa pela equação que se segue:

$$\mathbf{C} = a_0\mathbf{M} + a_1\mathbf{K} \quad (5.6)$$

A a_0 e a_1 são as constantes de amortecimento de Rayleigh (ζ_n). Considerando a equação anterior e ortogonalidade característica das matrizes massa e rigidez é possível obter ζ_n , caso:

- Considerando $\mathbf{C} = a_0\mathbf{M}$

$$C_n = \phi_N^T \mathbf{C} \phi_n \quad (5.7)$$

$$C_n = a_0 \phi_n^T \mathbf{M} \phi_n \quad (5.8)$$

$$C_n = a_0 M_n \quad (5.9)$$

De acordo com (Chopra, 1995):

$$a_0 = 2\zeta_n \omega_n \quad (5.10)$$

Logo:

$$\zeta_n = \frac{C_n}{2M_n \omega_n} = \frac{a_0}{2\omega_n} \quad (5.11)$$

- Considerando $\mathbf{C} = a_1 \mathbf{K}$

$$C_n = \phi_N^T \mathbf{C} \phi_n \quad (5.12)$$

$$C_n = a_1 \phi_n^T \mathbf{K} \phi_n = a_1 M_n \quad (5.13)$$

De acordo com (Chopra, 1995):

$$a_1 = \frac{2\zeta_n}{\omega_n} \quad (5.14)$$

$$\omega_n = \sqrt{\frac{K_n}{M_n}} = \omega_n^2 M_n \quad (5.15)$$

Logo:

$$\zeta_n = \frac{C_n}{2M_n\omega_n} = \frac{a_1\omega_n^2 M_n}{2M_n\omega_n} = \frac{a_1}{2}\omega_n \quad (5.16)$$

Por fim, o fator de amortecimento deve ser calculado pela soma das equações (5.11) e (5.16), sendo o resultado final o que se segue:

$$\zeta_n = \frac{a_0}{2\omega_n} + \frac{a_1}{2}\omega_n \quad (5.17)$$

A partir da equação anterior os coeficientes de amortecimento (ζ_i e ζ_j) podem ser determinados, recorrendo à gama de frequências angulares compreendida entre ω_i e ω_j , correspondentes aos i-ésimo e j-ésimo modos de vibração da estrutura.

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} \frac{1}{\omega_i} & \omega_i \\ \frac{1}{\omega_j} & \omega_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \zeta_i \\ \zeta_j \end{Bmatrix} \quad (5.18)$$

Baseado em dados experimentais é razoável admitir que as constantes de amortecimentos têm o mesmo ζ , pelo que resolvendo a equação (5.18), conclui-se que (Chopra, 1995):

$$a_0 = \zeta \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad (5.19)$$

$$a_1 = \zeta \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (5.20)$$

Na figura que se segue (Fig 5.12) encontram-se duas curvas, que representam a proporcionalidade entre o amortecimento e a massa (equação (5.11)) e a proporcionalidade entre o amortecimento e a rigidez (equação (5.16)). De acordo com Chopra (1995) a variação do coeficiente de amortecimento em função das frequências naturais da estrutura, representada pelas curvas a tracejado, não é concordantes com dados experimentais. Assim, recorre-se à terceira curva representada pela linha a cheio. Os valores ω_i e ω_j , representados no eixo das abcissas, correspondem aos valores limites de frequência do intervalo de interesse, que se verificam durante o carregamento ou na resposta da estrutura. Assim é possível determinar as constantes de amortecimento.

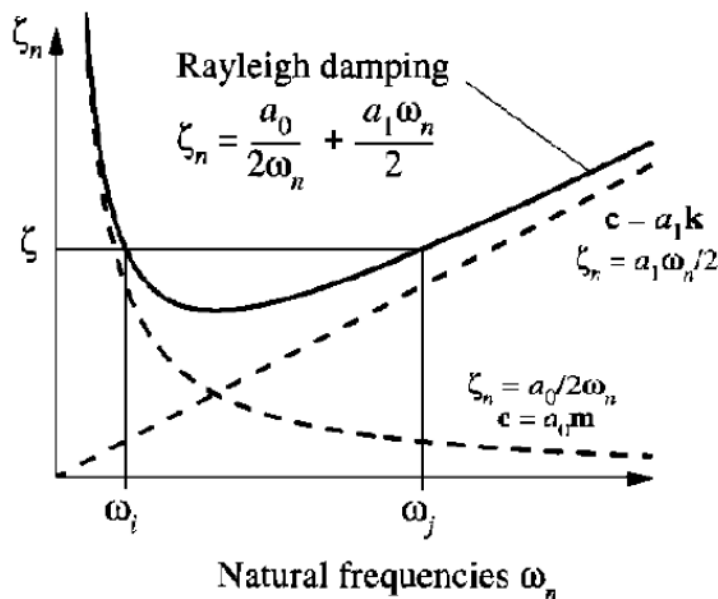


Fig. 5. 12 Amortecimento de Rayleigh (adaptado de Chopra (1995)).

Os limites de amortecimento adotados para o presente trabalho tiveram por base o previsto pelo EN1991-2 (2003) e são apresentados no quadro que se segue.

Quadro 5. 4 Limite inferior de amortecimento para o cálculo dinâmico (adaptado de EN1991-2 (2003)).

Tipo de Estrutura	ξ Limite inferior de amortecimento (%)	
	Vão L < 20 m	Vão L > 20 m
Aço	0,5+0,125(20-L)	0,5
Betão Pre-Esforçado	1,0+0,07(20-L)	1
Betão Armado	1,5+0,06(20-L)	1,5

5.4.2 CARGAS MÓVEIS

As cargas móveis são cargas verticais de valor constante ao longo do tempo, aplicadas num percurso nodal pré-definido. Estas simulam a força transmitida pelos eixos dos comboios sobre o carril e podem ser matematicamente definidas através de funções de carga temporal nos nós correspondentes à passagem do comboio. Em cada instante, o valor que a função assume para um dado nó representa a força aplicada pelo comboio.

Para definir a função de cargas temporárias é necessário, numa primeira fase determinar o percurso nodal, que as cargas móveis vão efetuar e para o instante inicial, definir a posição da carga P_k em relação ao início do percurso, $x_k(0)$. De seguida, é necessário determinar a posição da carga sobre a estrutura ($x_k(t)$) para qualquer instante t . Para tal soma-se à posição inicial $x_k(0)$ o espaço percorrido pelo comboio, de acordo com a equação:

$$x_k(t) = x_k(0) + v \times t \quad (5.21)$$

Assim, para o instante t , é possível definir a carga nodal de acordo com a equação que se segue:

$$P_i = P_k N_i(x_k). \quad (5.22)$$

Onde $N_i(x_k)$ (equação (5.22)) representa a função de forma para o nó i , limitada ao intervalo de ação $L_{i-1,i}$ e $L_{i,i+1}$ (Fig. 5.13).

$$N_i(x) = \begin{cases} \frac{x_k - x_{i-1}}{L_{i-1,i}} & x_{i-1} \leq x_k \leq x_i \\ 1 - \frac{x_k - x_i}{L_{i,i+1}} & x_i \leq x_k \leq x_{i+1} \end{cases} \quad (5.23)$$

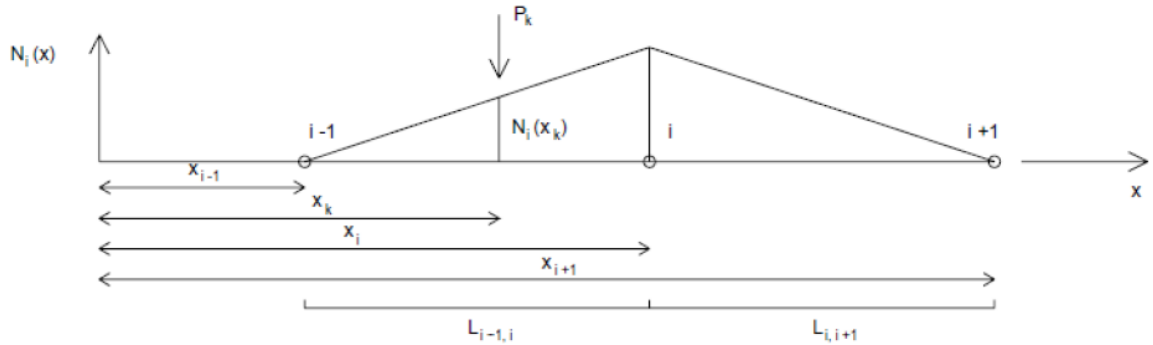


Fig. 5. 13 Função $N_i(x)$ para o nó i , devida à passagem da carga P_k (adaptado de Ribeiro (2004))

5.4.3 MÉTODO DE NEWMARK

O método de Newmark é um método implícito de integração direta do sistema de equações diferenciais de equilíbrio, onde os parâmetros γ e β , controlam a estabilidade e precisão do sistema (Faria, 1994). De acordo com o método, a velocidade e o deslocamento no instante $(t + \Delta t)$ são determinados a partir dos valores obtidos para t , adicionando o integral das acelerações ou velocidade de acordo com a variável em estudo (equações (5.24) e (5.25)) (Chopra, 1995).

$$\dot{u}(t + \Delta t) = \dot{u}(t) + \int_0^{\Delta t} \ddot{u}(\delta).d\delta \quad (5.24)$$

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \int_0^{\Delta t} \dot{u}(\delta) \cdot d\delta \quad (5.25)$$

No método de Newmark a aceleração assume uma lei de variação linear entre os instantes t e $t + \Delta t$, pelo que desenvolvendo os integrais das equações (5.25) e (5.26) obtém-se as seguintes equações:

$$\dot{u}(t + \Delta t) = \dot{u}(t) + (1 - \gamma) \cdot \Delta t \cdot \ddot{u}(t) + \gamma \cdot \Delta t \cdot \ddot{u}(t + \Delta t) \quad (5.26)$$

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \Delta t \cdot \dot{u}(t) + \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \cdot \Delta t^2 \cdot \ddot{u}(t) + \beta \cdot \Delta t^2 \cdot \ddot{u}(t + \Delta t) \quad (5.27)$$

O método é considerado estável e atinge a máxima eficiência em termos de dissipação algorítmica quando cumpre, respetivamente as equações (5.28) e (5.29) (Ribeiro, 2004):

$$\gamma \geq \frac{1}{2} \quad (5.28)$$

$$\beta = \frac{(\gamma + \frac{1}{2})^2}{4} \quad (5.29)$$

De acordo com as equações anteriores verifica-se que para $\gamma = \frac{1}{2}$, o valor de β é igual a $\frac{1}{4}$. Neste caso o método exibe precisão de segunda ordem, sendo conhecido pelo método da aceleração média constantes. (Faria, 1994).

Para a representação dos primeiros modos de vibração, que corresponde aos que mais contribuem para a resposta, é necessário definir o incremento de tempo a utilizar (Δt). De acordo com o ERRI D214/RP9 (1990) o incremento de tempo deve corresponder ao mínimo dos seguintes valores obtidos nas duas equações:

$$\Delta t = \frac{1}{8f_{m\acute{a}x}} \quad (5.30)$$

$$\Delta t = \frac{L}{4nv_{m\acute{a}x}} \quad (5.31)$$

onde $f_{m\acute{a}x}$ corresponde ao valor de frequência de vibração mais elevada a considerar na resposta, L ao vão, n ao número de modos de vibração observado durante a resposta e $v_{m\acute{a}x}$ a velocidade máxima do comboio de alta velocidade. A equação (5.27) garante que o ciclo correspondente ao movimento

sinusoidal de maior frequência é representado por oito pontos no mínimo, enquanto a equação (5.29) certifica-se que o Δt selecionado caracteriza com precisão suficiente a excitação (Ribeiro, 2004).

Por fim, o método de Newmark considera a matriz de amortecimento de acordo com o apresentado na equação (5.18). É importante ainda realçar que este é o método de cálculo assumido por defeito pelo programa comercial SAP2000.

5.5 MODELAÇÃO DO PROBLEMA

O presente trabalho tem por objetivo a análise do comportamento de estruturas enterradas quando sujeitas a cargas dinâmicas. Para tal foram criados dois modelos no programa comercial SAP2000: um com base nas recomendações feitas pela SNCF para as zonas de transição e outro de acordo com as definidas pelo ADIF. Ambas as modelações apresentam uma altura de recobrimento de 0,30 metros, desde a travessa superior do Box Culvert até a camada do sub-balastro, e elementos da malha triangulares, quadrangulares e trapezoidais. O desenvolvimento longitudinal do modelo é variável, dependendo da zona de transição em causa. Contudo, para uma primeira análise desenvolveram-se dois modelos base, que são apresentados nas figuras 5.14 a) e b).

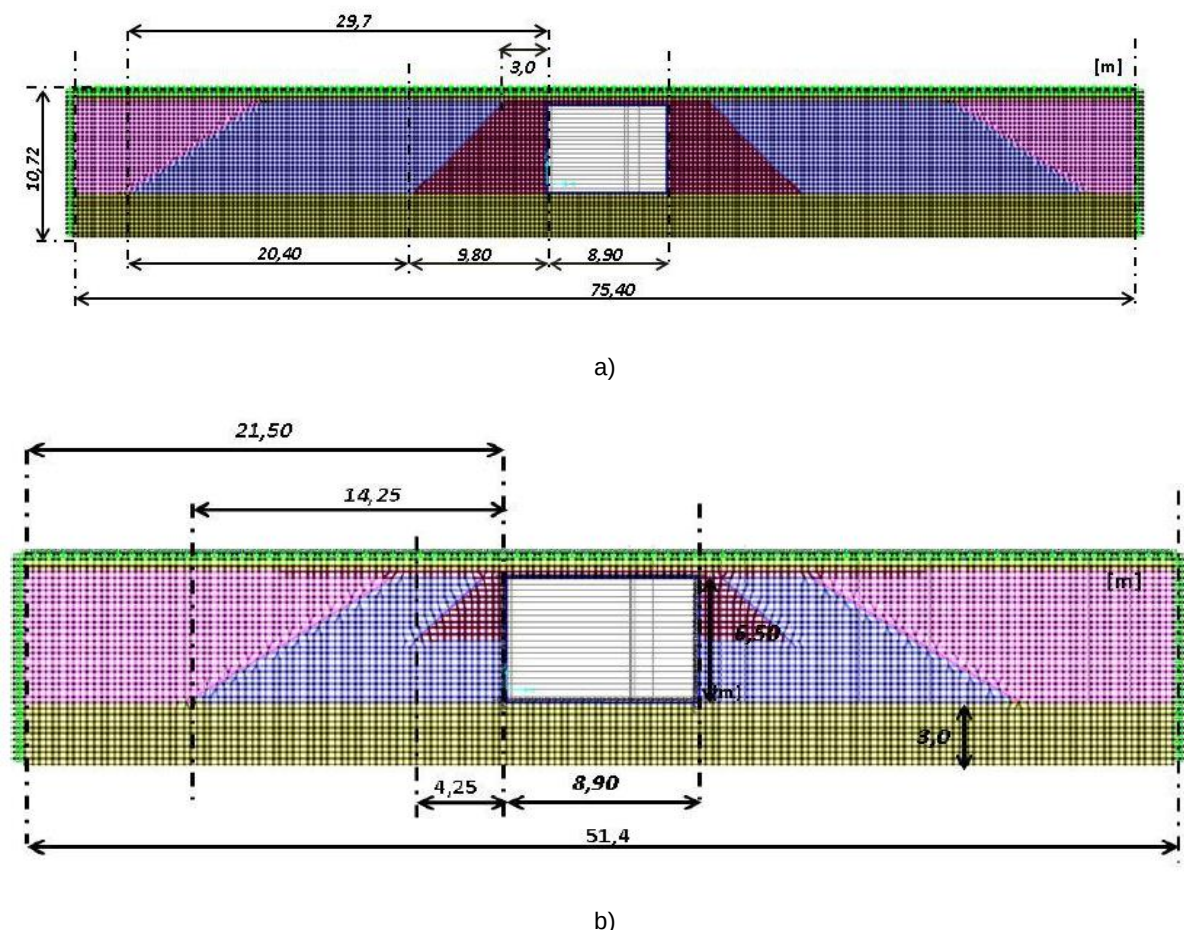


Fig. 5. 14 Modelos desenvolvidos no SAP2000 de acordo com o previsto: a) pela ADIF; b) pela SNCF.

De acordo com a imagem anterior verifica-se para o modelo ADIF um desenvolvimento longitudinal é de 74,10 metros e do modelo SNCF é de 50,1 metros, havendo simetria em relação ao eixo a meio vão

da estrutura. É de notar que as figuras apresentadas correspondem aos modelos utilizados apenas para um caso de estudo. Para outros cenários a geometria do Box Culvert foi alterada (Fig 6.38, Capítulo 6).

Os elementos no modelo foram modelados em 2D, e a cada uma das linhas da malha do modelo foi associada uma espessura, crescente em profundidade. O seu cálculo parte do comprimento das travessas de 2,60 metros e de um ângulo de degradação α igual a 30° , sendo de seguida determinada a espessura de cada linha da malha de acordo com a profundidade a que se encontra (Fig. 5.15). Do mesmo modo aos vários elementos 'frame' que representavam o Box Culvert foi adicionado a espessura correspondente à profundidade a que se encontrava.

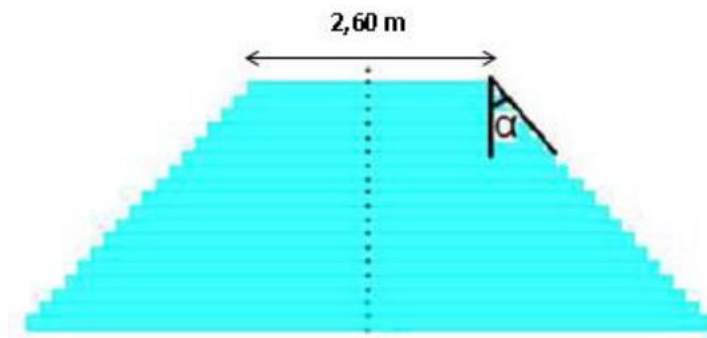


Fig. 5. 15 Ângulo de degradação de cargas, vista yz com α representado (adaptado de Silva (2013)).

Assim a partir do modelo em 2D, contabilizaram-se as propriedades de uma zona de transição em 3D, reduzindo o tempo de cálculo do SAP2000 e aproximando os resultados obtidos aos reais. A ferramenta que permite a introdução de elementos com uma dada espessura num modelo de duas dimensões foi pela primeira vez utilizada por Silva (2013), sendo de seguida apresentado, a título de exemplo uma imagem 3D de uma zona de transição.

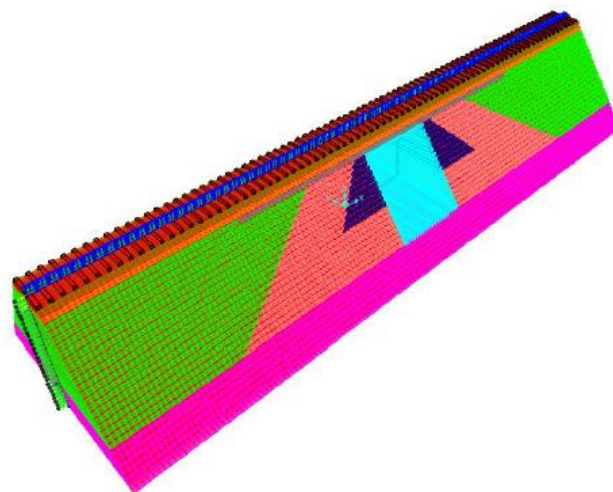


Fig. 5. 16 Representação 3D do modelo desenvolvido em 2D da zona de transição (Silva, 2013)

Na secção que se segue são apresentadas as propriedades dos materiais da zona de transição e respetiva geometria.

5.5.1 MODELAÇÃO DA SUPERESTRUTURA DA VIA.

A superestrutura da via, constituída pelas travessas, palmilhas e carris, foi modelada com base nos valores das propriedades que estes elementos apresentam, criando um modelo o mais equiparado possível às linhas férreas reais.

As travessas foram modeladas como uma peça em betão armado pré-esforçado, tipo monobloco e exibem geometria trapezoidal (Fig. 5.17). O espaçamento que existe entre elas é de 0,60 metros, a massa volúmica é de 2203 kg/m^3 e a largura de cada uma é de 2,60 metros. Como já referido anteriormente, estes elementos foram desenvolvidos para um estudo em estado plano de tensão e dois graus de liberdade em cada nó, nas direções X e Y.

Os carris foram modelados como se fossem vigas contínuas, utilizando elementos tipo “Frame”, do programa SAP2000. Os elementos são constituídos por dois nós nas extremidades e cada um deles apresenta três graus de liberdade. Relativamente às propriedades do carril, estas são iguais ao dobro das verificadas num único perfil UIC60 pois de acordo com o modelo desenvolvido, existe apenas um único elemento ao longo de todo o seu comprimento, que deve representar os dois carris que existem numa via real.

As palmilhas foram modeladas como se fossem elementos tipo mola-amortecedor, sem massa (Fig. 5.17). Como cada palmilha, no modelo em questão apresenta dois pontos de contacto com o carril, as propriedades originais desta foram divididas por dois e distribuídas pelos pontos de contacto com o carril. Assim a rigidez do conjunto mola-amortecedor toma valores de $100 \times 10^6 \text{ N/m}$ e 60 kN.s/m (Quadro 5.5).

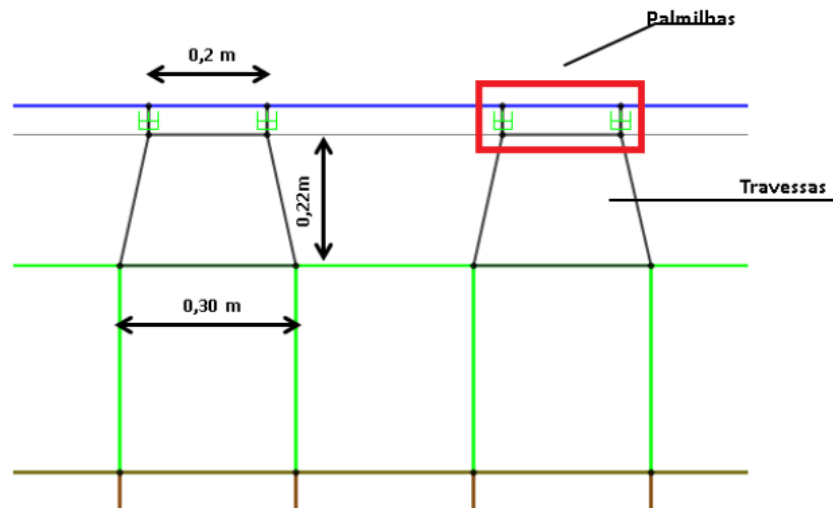


Fig. 5. 17 Pormenor da malha criado do programa SAP2000.

Quadro 5. 5 Resumo das características dos materiais utilizados para o modelo (adaptado de Carvalho (2012))

Elementos	Características	Elementos utilizados (SAP2000)
Carris	• $E = 200 \text{ GPa}$ • $A = 0,0154 \text{ m}^2$ • $\rho = 7700,85 \text{ kg/m}^3$ • $I = 61,1 \times 10^{-6} \text{ m}^4$	<i>Frame</i>
Palmilhas	• $K = 100 \times 10^6 \text{ N/m}$ • $C = 60 \text{ kN.s/m}$	<i>Damper</i>
Travessas	• $E = 25 \text{ GPa}$ • $\nu = 0,20$ • $\rho = 2203 \text{ kg/m}^3$	<i>Plane Section</i>

5.5.2 MODELAÇÃO DA SUBESTRUTURA DA VIA.

A subestrutura é dividida em balastro, sub-balastro, aterro, e fundação. Para a modelação do balastro foi utilizada uma espessura de 0,30 metros, do sub-balastro de 0,35 metros e para fundação uma profundidade de 3,0 metros. Relativamente à camada de aterro, esta pode ser dividida em diferentes elementos de acordo com a regulamentação adotada. Como para o presente trabalho foram desenvolvidos dois modelos, um com base nas zonas de transição previstas pela SNCF e outro com base nas previstas pelo ADIF, diferentes geometrias foram adotadas. Para o primeiro caso é considerado que o aterro é constituído por material granular tratado (GT), material granular não tratado (GNT) e uma camada de recobrimento, de 0,30 metros, entre o Box Culvert e o sub-balastro. O modelo espanhol, ADIF, à semelhança do francês apresenta uma camada de material granular tratado (MT) e outro não tratado (MG), contudo a camada de recobrimento corresponde apenas a uma extensão do MT, com espessura de 0,30 metros, sobre a Box Culvert, separando a estrutura enterrada de um contacto direto com o sub-balastro.

Como referido anteriormente, para as diferentes linhas que constituíam a malha de elementos finitos foram calculadas diferentes espessuras, de acordo com a profundidade dos elementos se encontravam. Assim, considerando a largura das travessas iguais 2,60 metros e a altura de cada linha da malha obteve-se uma subestrutura de 9,95 metros.

No Quadro 5.6 são apresentadas as propriedades dos materiais referidos, que tiveram por base a ficha UIC-719R (2008).

Quadro 5. 6 Resumo das características dos materiais do modelo (adaptado de Carvalho (2012)).

Elementos	Características	Elementos utilizados (SAP2000)
Balastro	• $E = 130 \text{ MPa}$ • $\rho = 1529 \text{ kg/m}^3$ • $\nu = 0,20$	<i>Plane Section</i>
Sub-Balastro	• $E = 130 \text{ MPa}$ • $\rho = 1529 \text{ kg/m}^3$ • $\nu = 0,20$	<i>Plane Section</i>
Material Granular (MG ou GNT)	• $E = 120 \text{ MPa}$ • $\rho = 2145 \text{ kg/m}^3$ • $\nu = 0,30$	<i>Plane Section</i>
Material Granular Tratado (MT ou GT)	• $E = 4,8 \text{ GPa}$ • $\rho = 2170 \text{ kg/m}^3$ • $\nu = 0,35$	<i>Plane Section</i>
Aterro	• $E = 80 \text{ MPa}$ • $\nu = 0,30$ • $\rho = 1980 \text{ kg/m}^3$	<i>Plane Section</i>
Fundação	• $\rho = 1950 \text{ kg/m}^3$ • $\nu = 0,30$ • $E = 60 \text{ MPa}$	<i>Plane Section</i>

5.5.3 MODELAÇÃO DO BOX CULVERT

O Box Culvert foi modelado em estado plano de tensão, com recurso aos elementos “Frame” do programa SAP2000. O vão varia de acordo com o caso em estudo (Fig. 6.39), mas mantém-se igual quando o modelo SNCF e o modelo ADIF são comparados. Para modelação da estrutura foi ainda considerado que esta resultava da junção de duas peças em U, com uma ligação simulada por duas rótulas e espessura igual a 0,5 metros (Quadro 5.7 e Fig 5.18).

Quadro 5. 7 Resumo das características do Box Culvert (adaptado de Carvalho (2012)).

Elementos	Características	Elementos utilizados (SAP2000)
Box culvert	• $E = 30 \text{ GPa}$ • $\rho = 2548 \text{ kg/m}^3$ • $\nu = 0,20$ • $b = \{8,9; 4,45\} \text{ metros}$ • $a = 6,5 \text{ metros}$	<i>Frame</i>

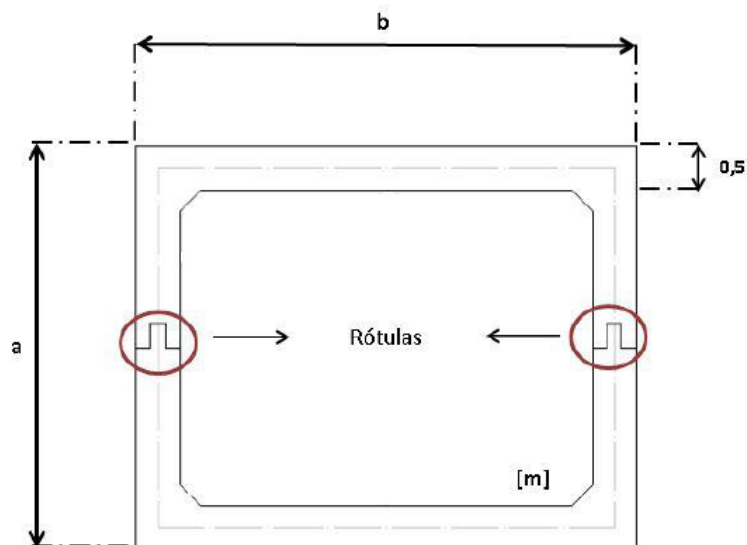


Fig. 5. 18 Esquema do Box Culvert utilizado e representação das variáveis em estudo: altura (a) e vão (b) (adaptado de Carvalho (2012))

5.5.4 MODELAÇÃO DAS CONDIÇÕES FRONTEIRA

A criação de um modelo numérico com desenvolvimento infinito é impossível, tornando necessário definir condições fronteira adequadas à realidade. Como referido anteriormente, a fundação deve representar um solo de rigidez suficiente, capaz de impedir deslocamentos nas direções x e y, pelo que para o presente modelo foram acrescentados nos nós da base apoios duplos (Fig.5.19).

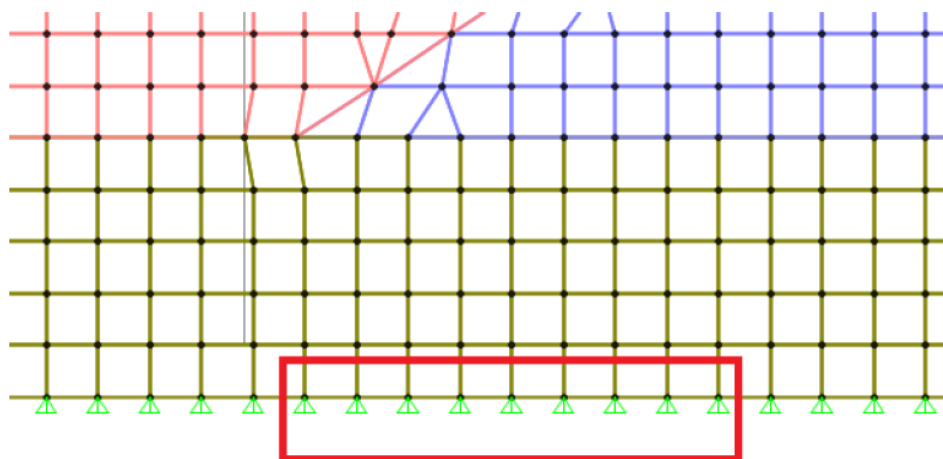


Fig. 5. 19 Apoios duplos como condição fronteira da fundação.

Relativamente às fronteiras laterais, a principal preocupação centrou-se na necessidade de colocar apoios capazes de impedir a reflexão das ondas quando estas atingissem os limites do modelo. Neste

sentido foram colocados amortecedores na direção horizontal e vertical, sendo possível simular a continuidade de solo, que existe na realidade para além do aterro (Fig. 5.20).

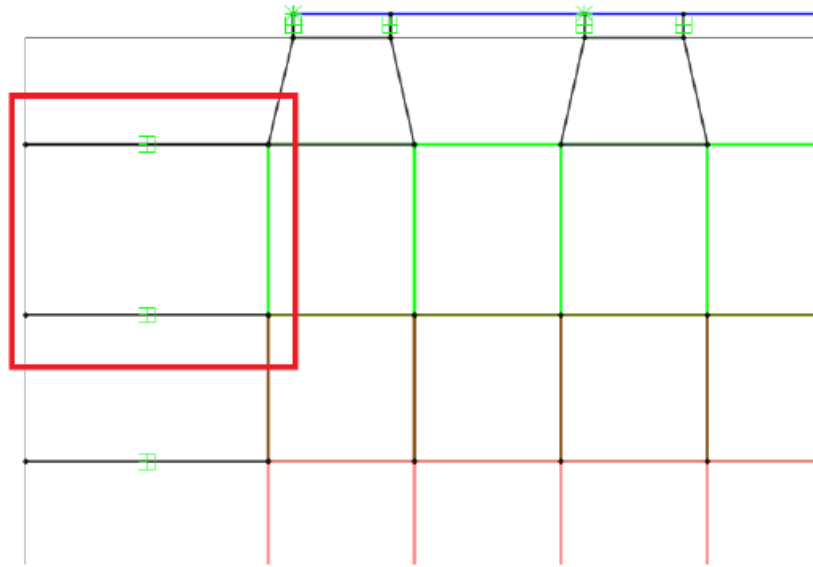


Fig. 5. 20 Apoios duplos como condição fronteira dos limites laterais do modelo.

O valor do amortecimento horizontal (C_{vn}) e vertical (C_{vt}) foram calculados a partir da equação escrita por (White, 1971), que por simplificação da matriz transposta, pode ser escrita da seguinte forma:

$$\begin{bmatrix} C_{vn} \\ C_{vt} \end{bmatrix} = \frac{8\sqrt{\rho G}}{15\pi} \begin{bmatrix} \frac{5}{s} - 2 \times s + 2 \\ 2 \times s + 3 \end{bmatrix} \quad (5.32)$$

Sendo:

$$s = \sqrt{\frac{(1 - 2\nu)}{2(1 - \nu)}} \quad (5.33)$$

e:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (5.34)$$

O quadro com os resultados do amortecimento utilizados na modelação encontra-se no anexo A4 do presente trabalho.

5.6 SIMULAÇÃO DA PASSAGEM DE CARGAS MÓVEIS A PARTIR DO PROGRAMA “TIME HISTORY”

Para simular a passagem dos comboios sobre a malha recorreu-se ao programa criado por Pinto (2007), “Time History”, originalmente desenvolvido para o estudo do comportamento do conjunto de uma ponte quando sujeita a uma ação dinâmica, será aplicado a estruturas enterradas Box Culvert. Este programa tem por base os modelos de cargas móveis HLSM-A definido na EN1991-2 (2003), onde a análise é feita sem considerar a interação comboio estrutura. Nele é possível estudar o comportamento de uma via ferroviária selecionando o tipo de comboios, o intervalo de velocidades a estudar, o método de integração, os incrementos de tempo e o tipo de amortecimento (Pinto, 2007). As diferentes tarefas desenvolvidas pelo programa “Time History” durante a análise dinâmica dividem-se por três fases: Fase de pré-processamento, Fase de processamento e Fase de pós-processamento.

No pré-processamento são definidos os pontos de passagem das cargas sobre o carril. Para tal, é exportado do programa SAP2000 um ficheiro, em formato Excel onde é possível encontrar uma folha de cálculo com as coordenadas de todos os nós do sistema, inclusivamente as que correspondem às extremidades de cada elemento “Frame” do carril. Numa fase inicial, são determinados o número de nós correspondentes ao caminho das cargas e calculada a distância entre nós adjacentes (Pinto, 2007). De seguida são definidos os incrementos de velocidade (*Dvelo*), número de velocidades a serem estudadas (*Nvelo*), o incremento de tempo Δt , a partir do qual são calculadas as ações cargas móveis, o amortecimento a adoptar (*ConsD*), o número de simulações (*nsimu*) e o incremento de tempo Δt_{out} , a partir do qual é calculada a resposta da estrutura (Fig 5.21).

No seguimento do estudo feito por Silva (2013) foi selecionado o intervalo de velocidades a variar entre 200 km/h e 420 km/h, com incrementos de 20 km/h, um amortecimento calculado com base no Quadro 5.3, e por fim um Δt e Δt_{out} iguais a 0,003s.

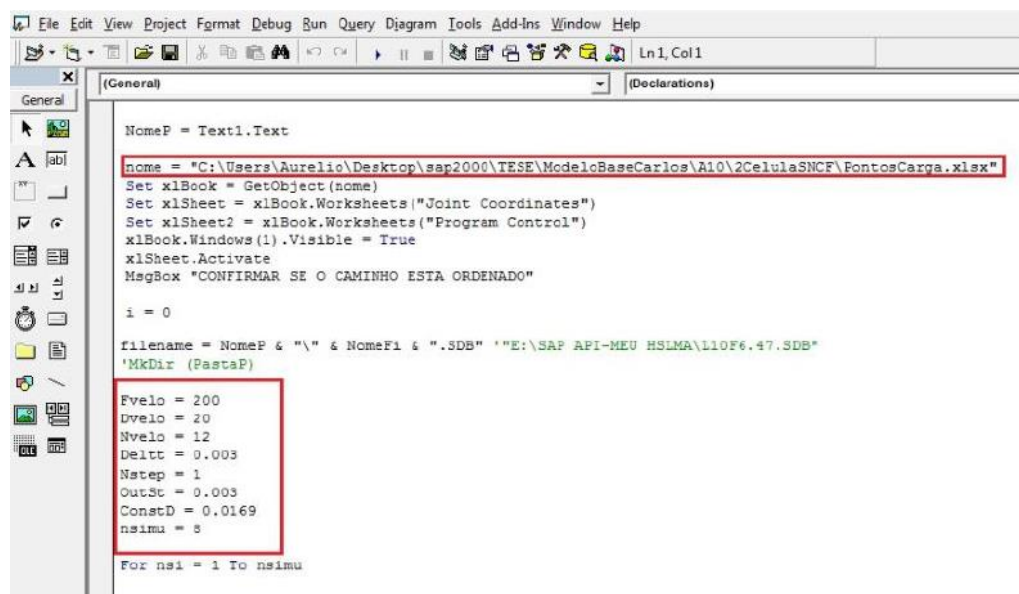


Fig. 5. 21 Exemplo dos valores escolhidos para o estudo do modelo e link com a localização dos dados.

A fase de processamento consiste na execução do programa SAP2000, com base no modelo criado. Nesta etapa os dados definidos no programa “Time History” durante a fase de pré-processamento são

automaticamente transferidos para o programa SAP2000 e é iniciado o cálculo através de um comando interno do programa (Fig. 5.22).

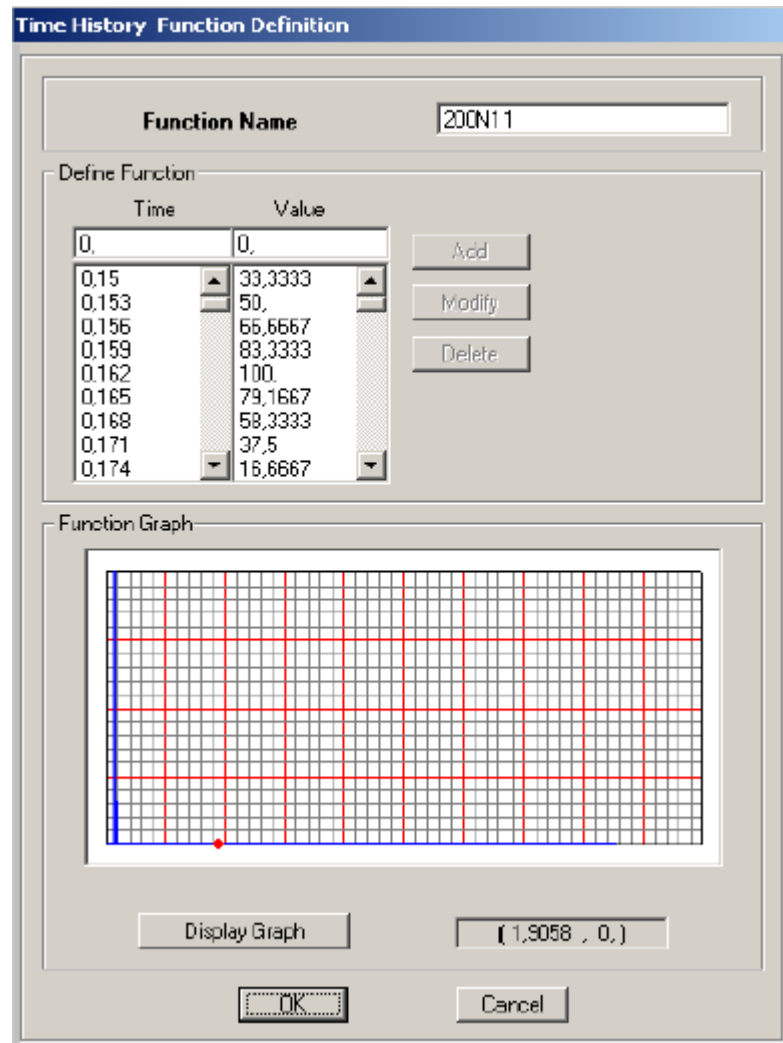


Fig. 5. 22 Exemplo de uma função "Time History" (para a velocidade de 200 km/h)

Por fim, no pós-processamento, são obtidos os resultados relativos à análise dinâmica, isto é, os deslocamentos, os momentos fletores, os esforços transversos e as acelerações em diferentes secções do Box Culvert. Para tal, são exportados os resultados para o ficheiro de texto ou do tipo Excel.

6

ESTUDO PARAMÉTRICO

6.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Após a definição das propriedades do Box Culvert foram recolhidos os resultados das acelerações, deslocamentos, momentos fletores e esforços transversos para as secções da travessa superior. A escolha destas deve-se ao facto de representarem as secções do Box Culvert mais próximas da via, logo aquelas cujos valores de aceleração e deslocamentos causam maior impacto sobre a linha e consequente maior degradação desta. Na figura 6.1 é apresentado um esquema do Box Culvert em estudo e as secções dos montantes da travessa superior e a secção a meio vão (A,B e C).

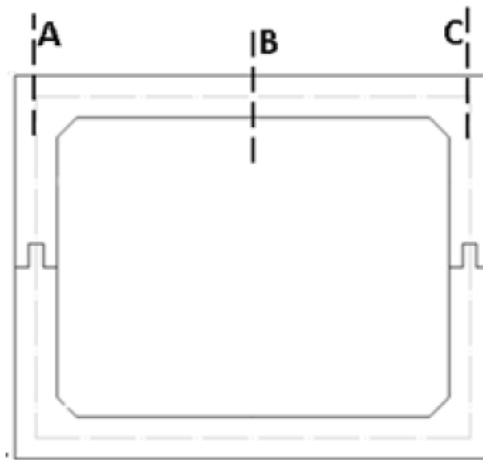


Fig. 6. 1 Modelo Geral do Box Culvert, com secções seleccionadas para o estudo (adaptado de Carvalho (2012)).

No seguimento do estudo desenvolvido por Silva (2013) e como já referido no capítulo anterior, a análise incidirá sobre os modelos HSLM-A, para 12 valores de velocidades entre 200 km/h e 420 km/h, com incrementos de 20 km/h.

Como referido no Capítulo 5, os incrementos de tempo a utilizar são outro aspeto importante na definição da análise. Devido à ausência de especificações que estabeleçam os Δt aplicáveis a estruturas do tipo Box Culvert, a escolha destes foi feita com base nos critérios adotados pelo EN1991-2 (2003) para pontes com vias ferroviárias. Inicialmente foi calculado o incremento de tempo mínimo a partir das equações (5.27) e (5.28) a adotar para este tipo de estruturas, concluindo-se que este deveria ser igual a 0,02s. Porém, a escolha dos incrementos de tempo influencia o tempo de cálculo, pelo que para o estudo optou-se por um intervalo maior. Assim, com base no trabalho desenvolvido por Carvalho

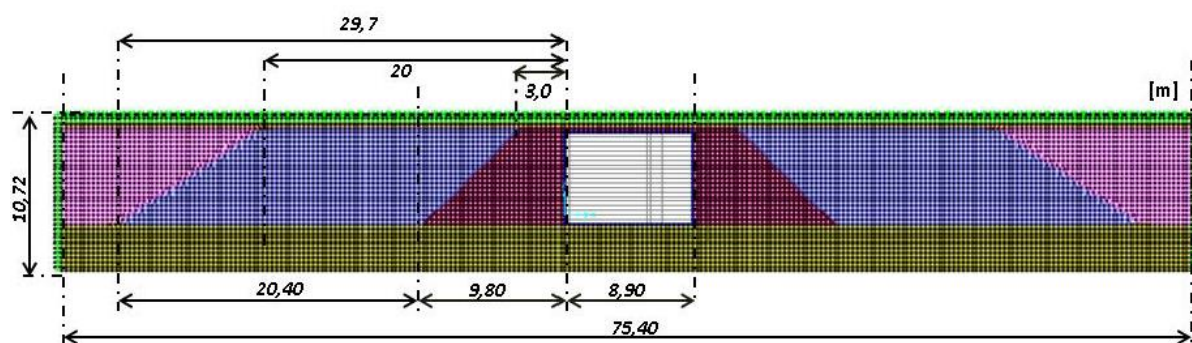
(2012) verificou-se que o intervalo de tempo que conduz a um menor erro é o de 0,03s, sendo este o utilizado para o estudo em causa.

Tal como os incrementos de tempo outros parâmetros foram definidos de acordo com a EN1991-2 (2003), como é o caso do intervalo de amortecimento do modelo, calculado com recurso à equação apresentada no Quadro 5.2, do presente trabalho.

À semelhança do Box Culvert, as escolhas tomadas para geometria dos elementos na zona de transição foram feitas com base em estudos anteriormente desenvolvidos. Assim para altura de fundação foi escolhida uma profundidade de 3,0 metros, um ângulo de degradação de 30° e para a altura do recobrimento o valor de 30 centímetros.

6.2 ANÁLISE DINÂMICA – ESTUDO COMPARATIVO ENTRE MODELO ADIF E SNCE

A escolha do estudo comparativo entre o modelo ADIF e o SNCF deve-se à diferença significativa na geometria sugerida por cada um deles para as zonas de transição. A partir da análise das figuras 4.19 e 4.15 verifica-se que o modelo ADIF apresenta em alguns casos, um desenvolvimento de 20 metros para cada um dos lados da estrutura enterrada, enquanto numa situação semelhante, o modelo SNCF sugere apenas um desenvolvimento de 5 metros. Para o modelo desenvolvido existem também diferenças ao nível do volume de terras tratadas no plano transversal ao Box Culvert. No caso do solução espanhola a profundidade de terras tratada (MT) atinge a base da estrutura, enquanto para o solução francês a altura de terras tratadas (GT) é aproximadamente igual a metade da altura do Box Culvert (Fig. 6.2 a) e b)).



a)

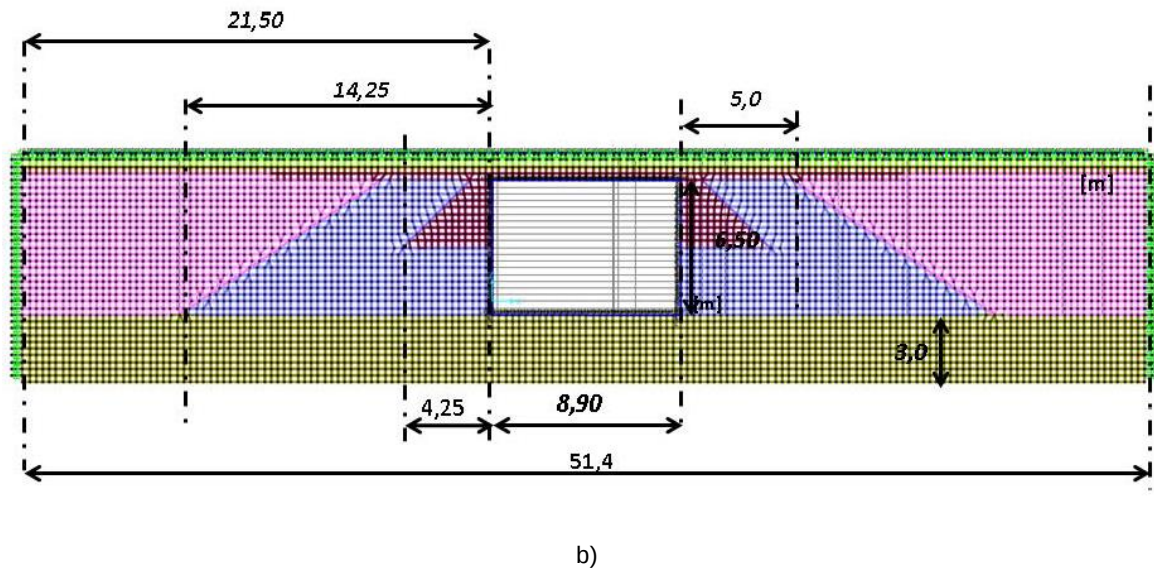


Fig. 6. 2 Modelos desenvolvidos no SAP2000 de acordo com o previsto: a) pelo ADIF; b) pela SNCF (dimensões do Box Culvert incluem a espessura do mesmo).

De forma simplista é possível determinar área de terras tratadas em cada um dos modelos no plano transversal à estrutura enterrada, calculando a zona da zona a roxo das Fig. 6.3 e Fig. 6.4. Assim, para o modelo ADIF verificou-se que essa área é, aproximadamente de $43,52 \text{ m}^2$ enquanto para o modelo SNCF é de apenas $6,91 \text{ m}^2$.

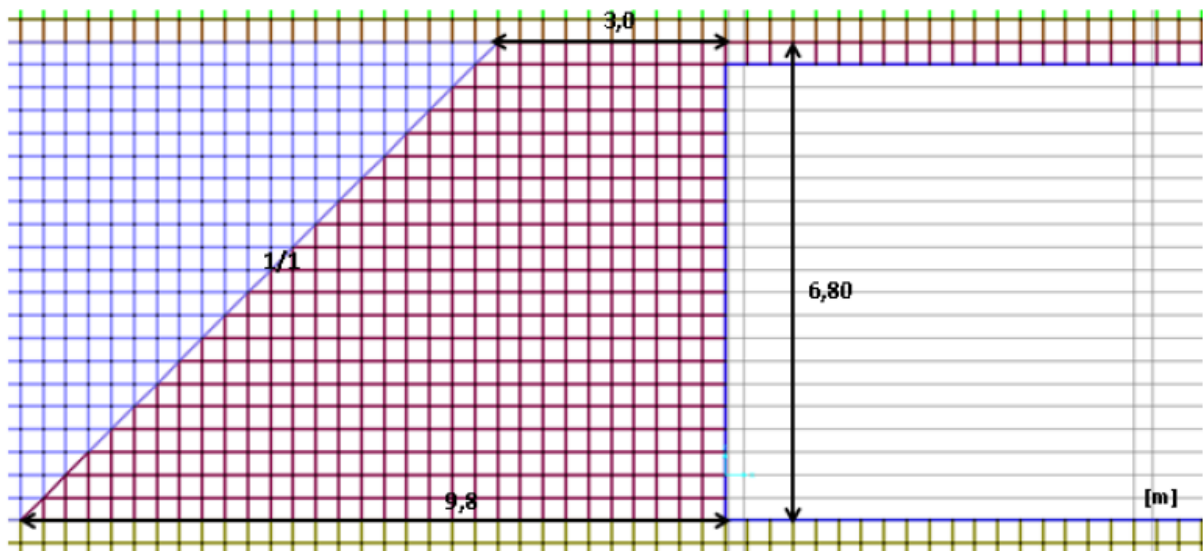


Fig. 6. 3 Pormenor da zona de transição do material tratado (MT) da solução ADIF.

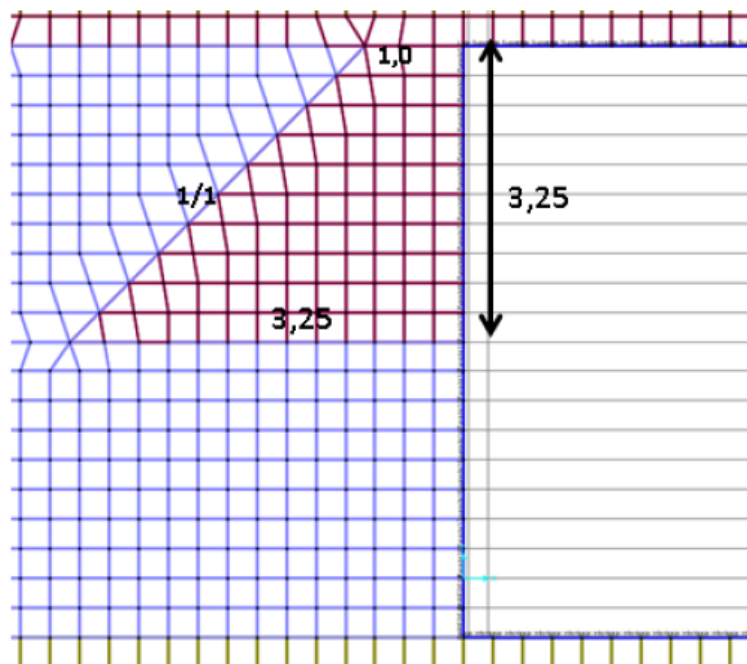


Fig. 6. 4 Pormenor da zona de transição do material tratado (GT) da solução SNCF.

Nesta análise, o Box Culvert apresenta a geometria idêntica à da Figura 6.5 e as propriedades são iguais às definidas com base no Quadro 5.6.

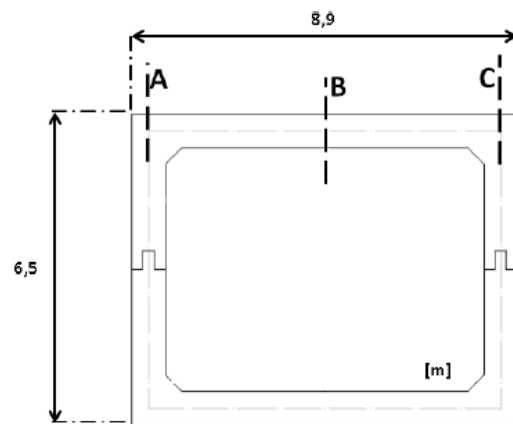


Fig. 6. 5 Dimensões do modelo base do Box Culvert e respetivas dimensões (adaptado de (Carvalho, 2012))

Apesar de apresentar um comprimento de 8,9 metros, optou-se por um Box Culvert com apenas uma única célula. A escolha desta geometria, teve como referência o estudo desenvolvido por Carvalho (2012), no qual a estrutura enterrada apresenta um comprimento de 10,2 metros, sem qualquer apoio a meio vão.

No Quadro 6.1 são apresentados os valores de amortecimento calculados, o intervalo de frequência e os respetivos coeficientes de amortecimentos (a_0 e a_1) para a estrutura em causa. Estes valores foram obtidos com base no Quadro 5.2 e numa análise desenvolvida para os primeiros nove modos de vibração do modelo ADIF e SNCF, que permitiu compreender o comportamento da estrutura face a uma ação dinâmica (Fig. 6.6 a 6.25 e Fig. 6.26).

Quadro 6. 1 Coeficientes de amortecimento de Rayleigh.

Box Culvert (L=8,4m)		
ζ (%)		1,812 $\approx$ 2
Frequência (Hz)	Máxima	4
	Mínima	60
ω_i (rads-1)		25,132
ω_j (rads-1)		376,991
a0		0,8538
a1		0,00901

- MODELO SNCF

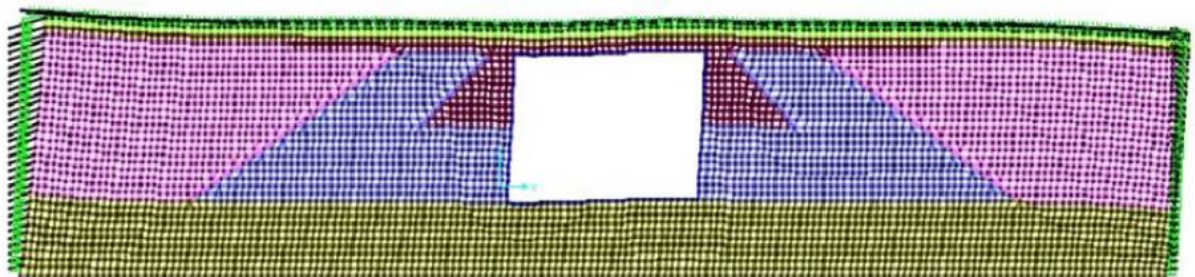


Fig. 6. 6 1º Modo ($f = 3,63 \text{ Hz} \approx 4 \text{ Hz}$).

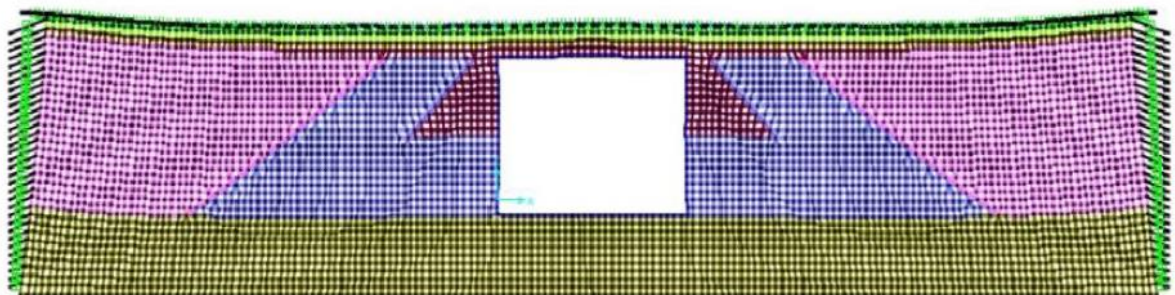


Fig. 6. 7 2º Modo ($f = 4,45 \text{ Hz}$).

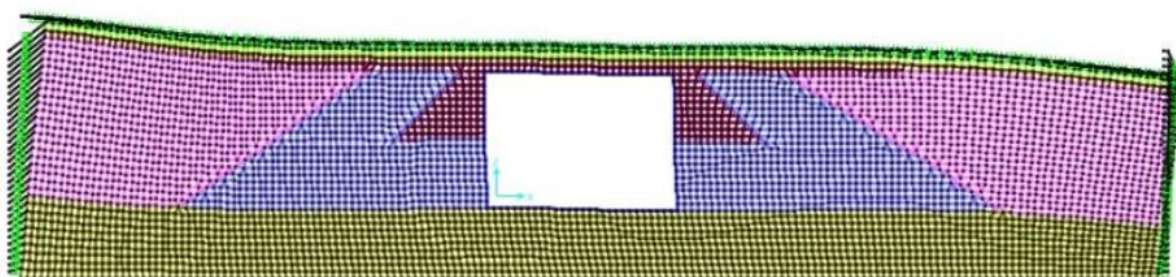


Fig. 6. 8 3º Modo (f= 5,85 Hz)

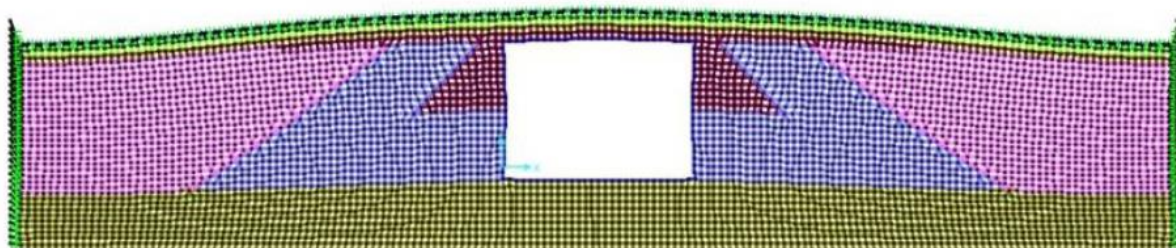


Fig. 6. 9 4º Modo (f= 6,29 Hz)

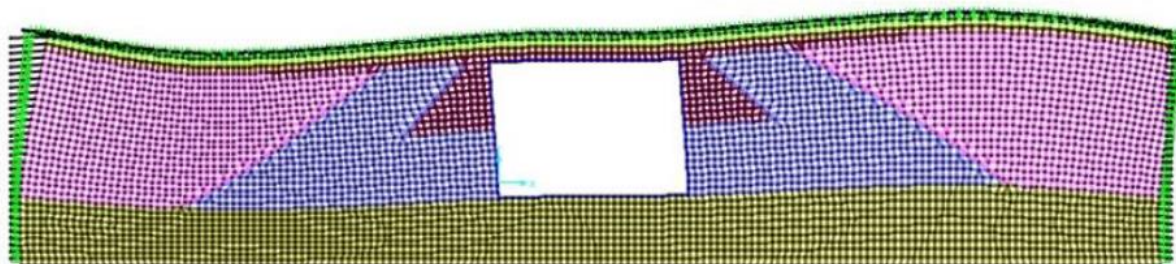


Fig. 6. 10 5º Modo (f= 6,45 Hz)

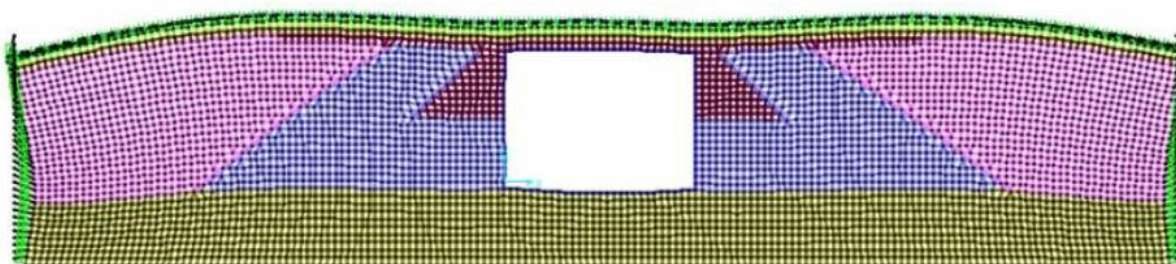


Fig. 6. 11 6º Modo (f= 6,72 Hz)

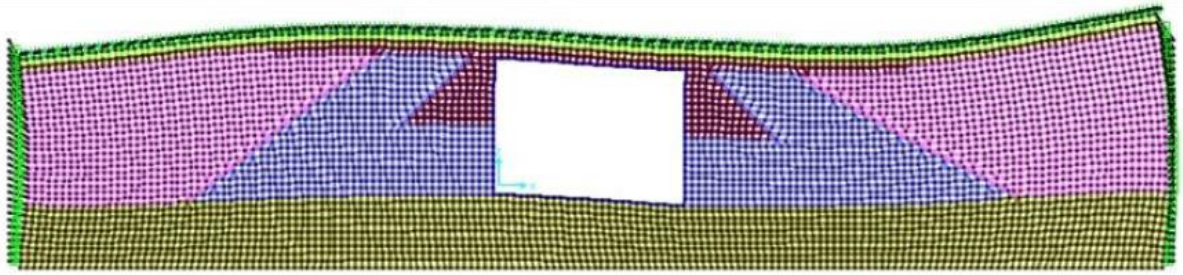


Fig. 6. 12 7º Modo ($f= 6,75$ Hz)

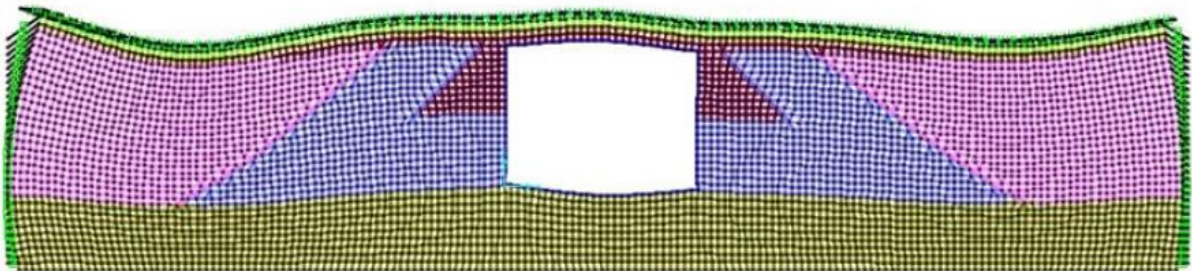


Fig. 6. 13 8º Modo ($f= 7,66$ Hz)

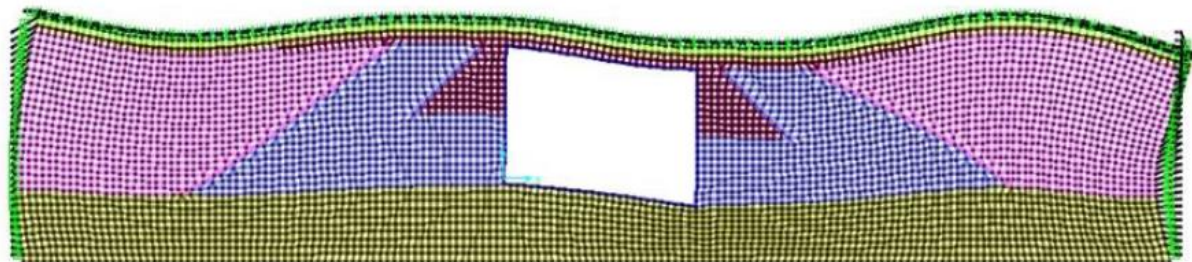


Fig. 6. 14 9º Modo ($f= 7,74$ Hz)

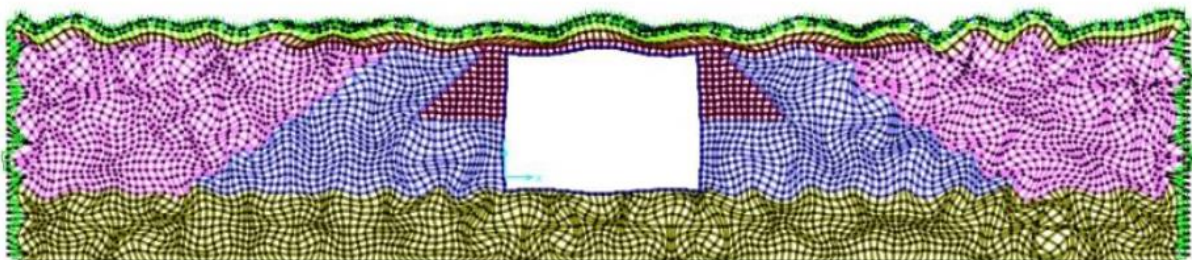


Fig. 6. 15 468º Modo ($f= 60,96$ Hz)

- MODELO ADIF



Fig. 6. 16 1º Modo ($f= 3,75$ Hz).



Fig. 6. 17 2º Modo ($f= 3,99$ Hz).

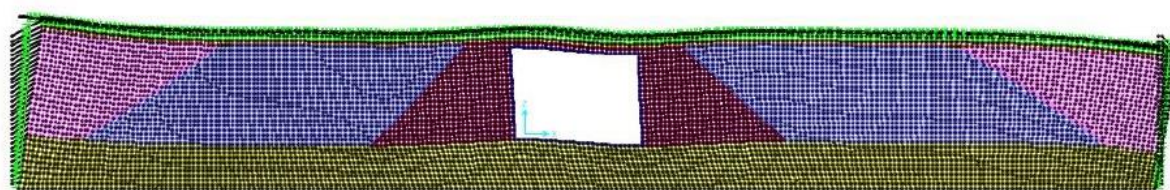


Fig. 6. 18 3º Modo ($f= 5,07$ Hz).



Fig. 6. 19 4º Modo ($f= 6,19$ Hz).

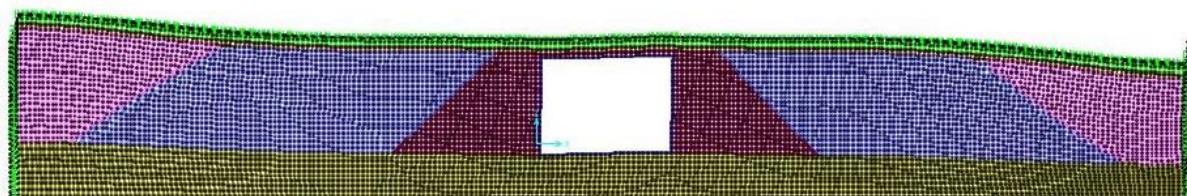


Fig. 6. 20 5º Modo ($f= 6,37$ Hz).

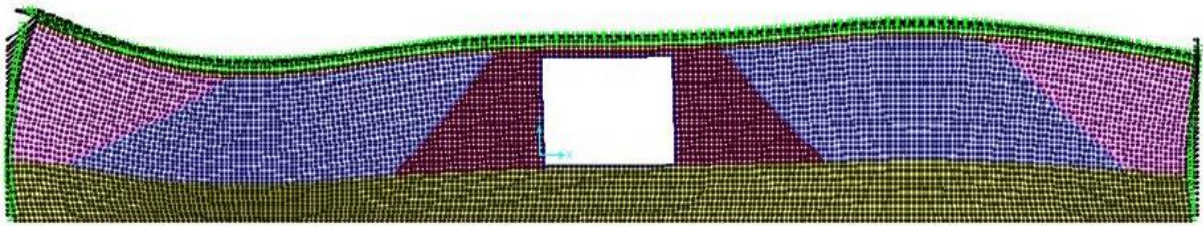


Fig. 6. 21 6º Modo (f= 6,45 Hz).



Fig. 6. 22 7º Modo (f= 6,46 Hz).



Fig. 6. 23 8º Modo (f= 6,96 Hz).



Fig. 6. 24 9º Modo (f= 7,06Hz).

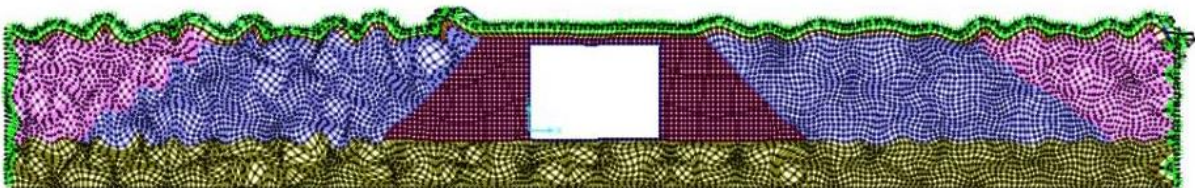


Fig. 6. 25 500º Modo 500 (f= 54,35Hz).

A partir da análise dos primeiros modos de vibração foi selecionado o intervalo de frequências do estudo e consequentemente, calculado o valor dos coeficientes de amortecimentos (a_0 e a_1). De acordo com as figuras anteriores, para ambos os modelos (ADIF e SNCF), a frequência do primeiro modo de vibração é aproximadamente 4Hz, sendo este o limite inferior escolhido. Relativamente ao valor máximo da frequência, este foi definido no sentido de obter um intervalo de frequências vasto capaz de representar adequadamente o comportamento da estrutura face a uma ação dinâmica. Na figura que se segue é apresentada a curva do amortecimento de Rayleigh, o intervalo de frequência máxima e

mínima escolhido para o estudo, a função $\zeta = 0,02$ e os pontos de frequência correspondentes aos primeiros modos de vibração para o modelo ADIF e SNCF.

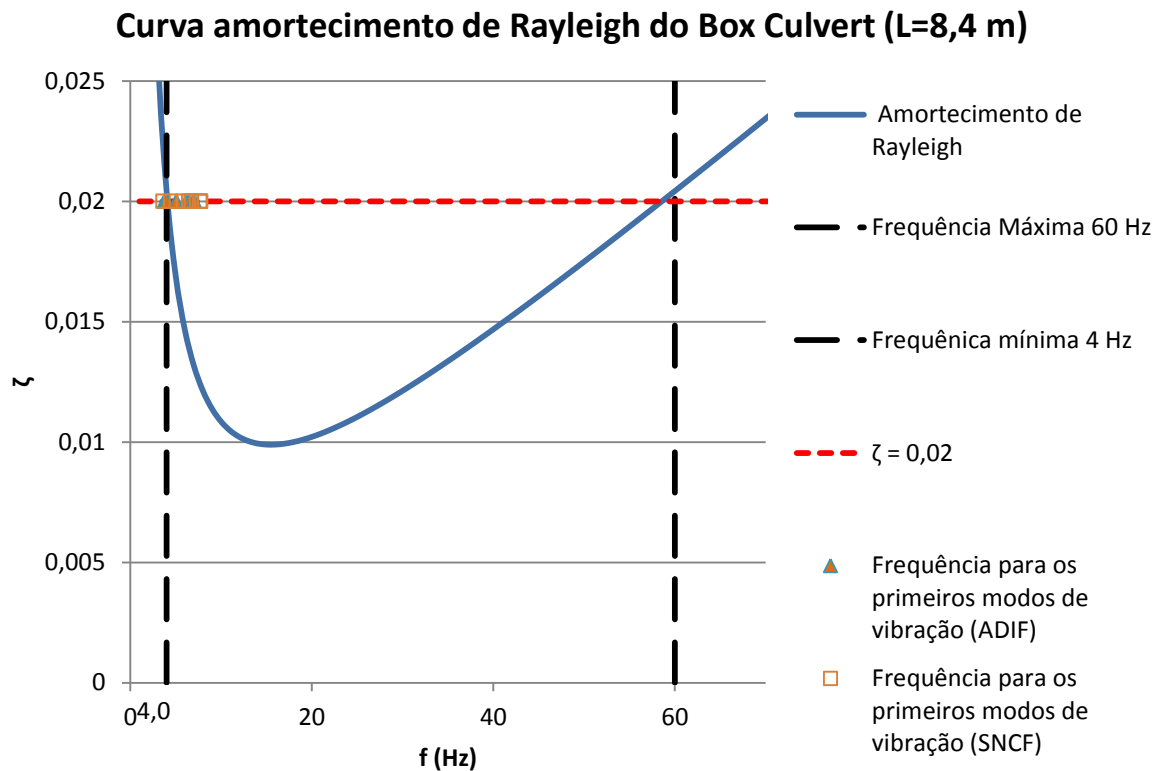


Fig. 6. 26 Curva de amortecimento de Rayleigh definida de acordo com os dados do Quadro 6.1, Limites inferior e superior de frequência, e função $\zeta = 2\%$.

A partir da figura 6.26 é possível verificar que o intervalo de frequências escolhido para o estudo é o adequado, na medida em que os limites inferior (4 Hz) e superior (60 Hz) correspondem na curva de amortecimento de Rayleigh (linha a azul) ao amortecimento calculado para o estudo ($\zeta=0,02$). Assim o valor mínimo de amortecimento possível verificar no modelo em causa (mínimo da curva de Rayleigh) encontra-se compreendido entre o intervalo de frequências selecionado, sendo os cálculos efetuados durante esta análise desenvolvidos pelo lado de segurança. É ainda de notar que para as zonas ADIF e SNCF, os valores de frequências dos primeiros modos de vibração são idênticos, sendo os coeficientes de amortecimento calculados para o estudo iguais (a linha dos triângulos e quadrados laranja encontram-se sobrepostas).

Nas secções que se seguem é feita uma comparação entre as soluções ADIF e SNCF, a partir da análise da envolvente de deslocamentos, momentos fletores, esforços transversos e acelerações na travessa superior do Box Culvert. No sentido de compreender melhor a seleção das envolventes é apresentado de seguida, a título de exemplo, os valores de aceleração para todos os modelos de carga HSLM-A da secção A na solução SNCF.

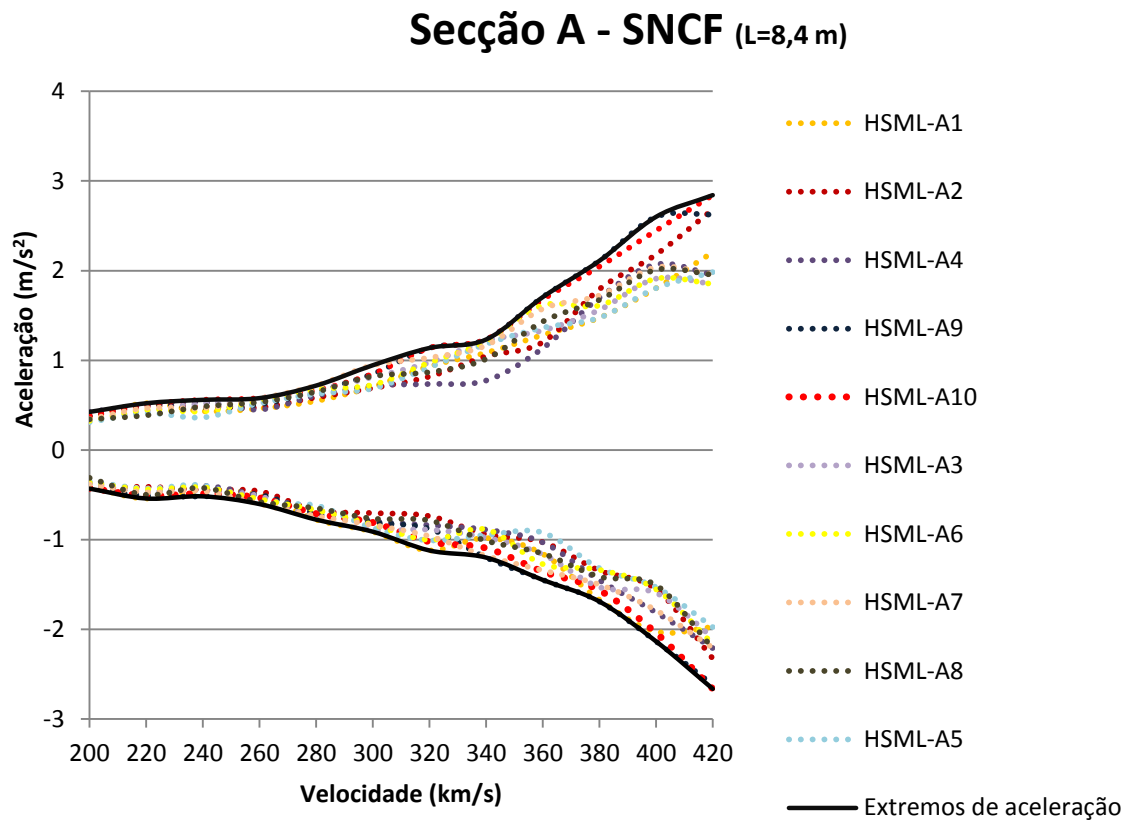


Fig. 6. 27 Resultados das acelerações para todos os modelos de carga HSLM-A, na secção A para o modelo SNCF.

Na figura 6.27 a linha a preto representa todos os valores máximos e mínimos de aceleração observado em cada velocidade de circulação, seleccionados com base em todos os resultados obtidos para os modelos de carga HSLM-A. Essa linha corresponde à envolvente de acelerações observadas na secção A do Box Culvert, na zona de transição tipo SNCF e permite para cada velocidade de circulação fazer o estudo com base no valor mais gravoso que é possível observar nessa secção. A partir deste procedimento foram igualmente definidas as envolventes para os deslocamentos, momentos fletores e esforços transversos de todas as secções e zonas de transição em estudo.

6.2.1 ANÁLISE DAS ACELERAÇÕES.

Nas figuras que se seguem são apresentadas as envolventes de acelerações para as secções da travessa superior, apresentadas na figura 6.1.

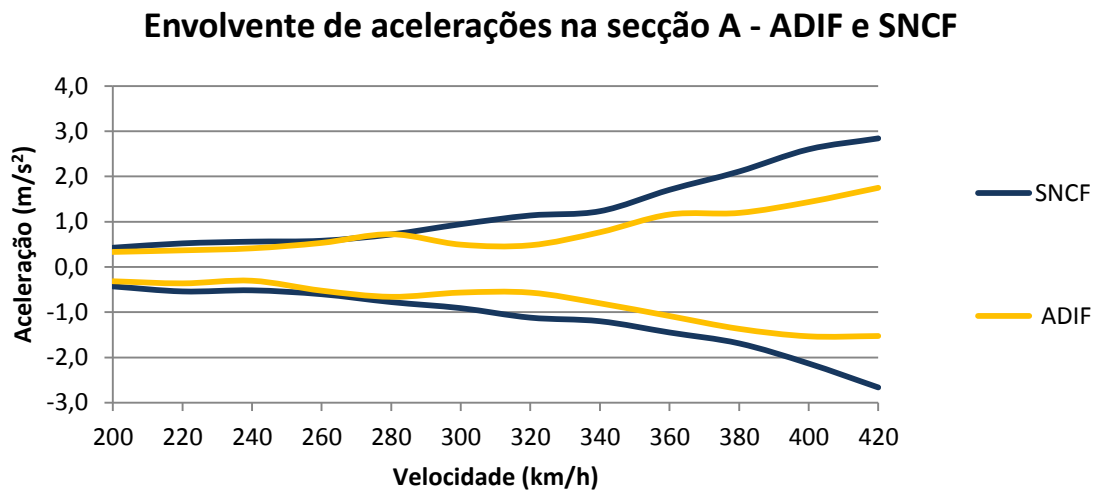


Fig. 6. 28 Envoltentes das acelerações na secção A para o modelo ADIF e SNCF, em função da velocidade.

De acordo com a figura anterior verifica-se que na secção A os valores máximos da aceleração positivos e negativos ocorrem à velocidade de 420 km/h, sendo para o modelo ADIF de 1,75 m/s² e - 1,53 m/s² e no modelo SNCF de 2,84 m/s² e -2,66 m/s². Assim, para a secção A do Box Culvert da modelo francesa os valores de aceleração da secção são maiores que os observados para na solução espanhola, o que pode ser explicado pelo facto do segundo apresentar maior volume de terras tratadas na zona de transição e maior confinamento da estrutura enterrada.

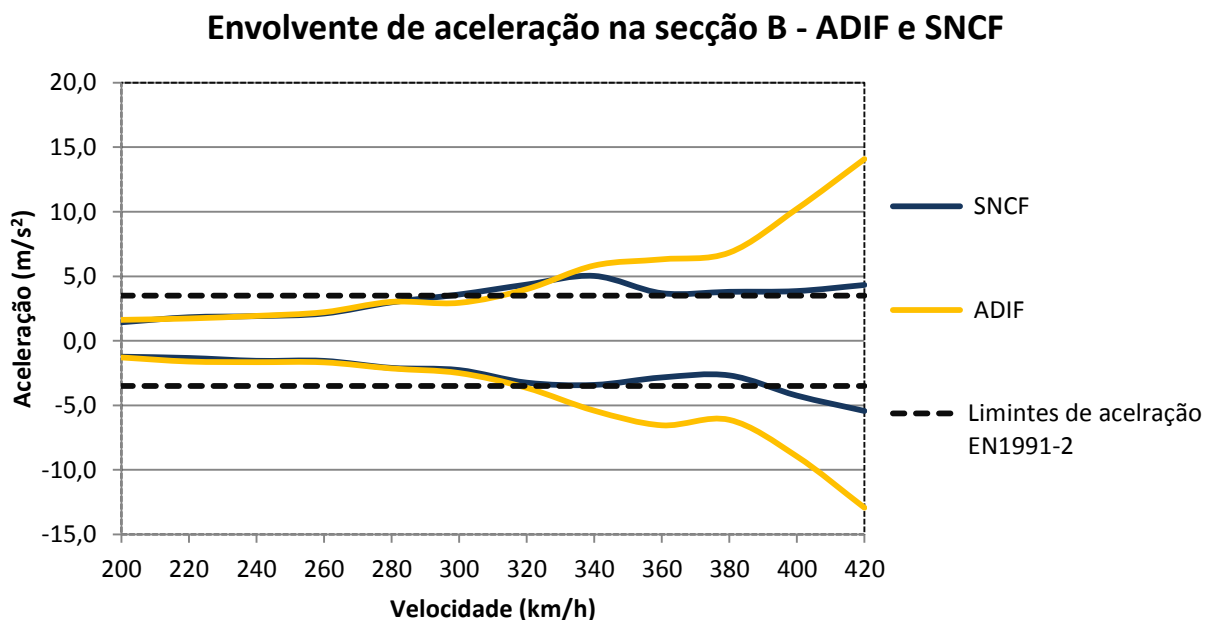


Fig. 6. 29 Envoltentes das acelerações na secção B para o modelo ADIF e SNCF, em função da velocidade.

Contrariamente ao observado na secção A, na secção B os valores de aceleração máximos do modelo ADIF são maiores que os observados para o modelo SNCF e em ambos os casos o limite de aceleração de $3,5 \text{ m/s}^2$, estabelecido pela EN1991-2 (2003) é ultrapassado. Estes resultados são consequência de três fatores: reduzida espessura da estrutura enterrada, elevado vão da mesma e grande volume de terras tratadas utilizado pelo modelo Espanhol. Quando passa um comboio a alta velocidade sobre uma zona de transição é transmitida ao solo uma ação dinâmica que deve ser suportada pela interação do conjunto estrutura-solo. No caso do modelo SNCF, o volume de terras tratada não apresenta grande extensão pelo que a estrutura enterrada interage com o solo, mobilizando mais massa em todo o modelo de forma a opor-se à ação transmitida. No caso do modelo Espanhol, o Box Culvert é inserido num meio com grande volume de material tratado, estando mais confinado e por isso apresenta maior dificuldade em se mover na direção horizontal. Este fenómeno permite reduzir as acelerações nas secções de maior contacto entre o Box Culvert e o solo tratado, isto é nos montantes da travessa superior (Fig. 6.28 e 6.29). Contudo, o maior confinamento da estrutura enterrada dificulta a interação do conjunto solo-estrutura. Neste caso o Box Culvert comporta-se como um corpo rígido, sendo menor a massa do solo mobilizada que se opõe a passagem do comboio sobre a estrutura e consequentemente a travessa superior comportando-se como se fosse uma laje isolada do restante modelo. A dificuldade de interação com o solo aliado do elevado vão que o Box Culvert apresenta e a reduzida espessura da secção (menor rigidez), faz com a secção a meio vão (secção com menor rigidez) se mova segundo a única direção que não está impedida, isto é a direção vertical favorecendo o aumento das acelerações desta secção com a velocidade de circulação.

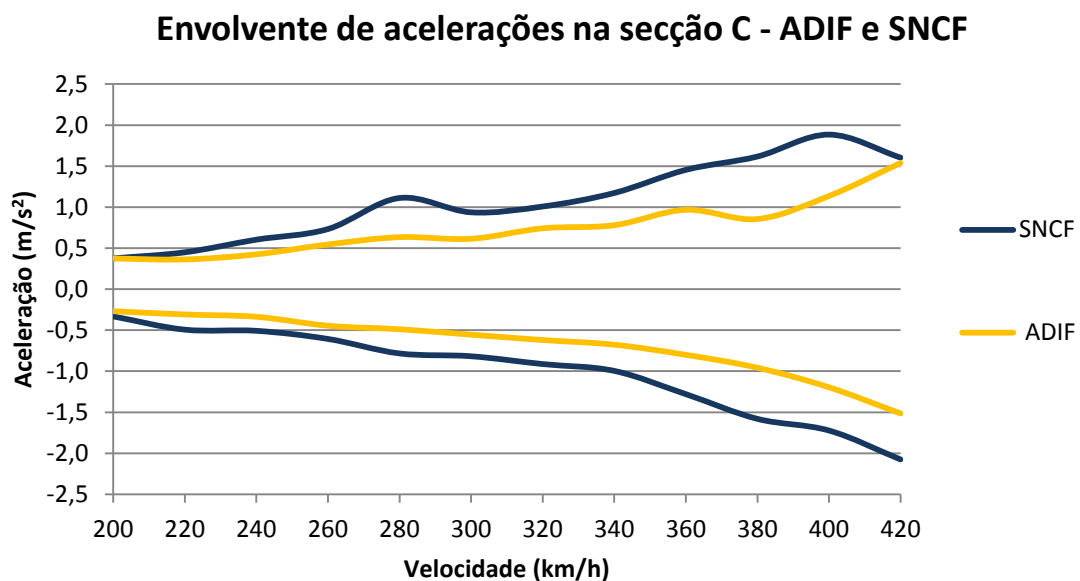


Fig. 6. 30 Envoltentes das acelerações na secção C para o modelo ADIF e SNCF, em função da velocidade.

À semelhança da secção A, para a secção C os resultados da aceleração negativa do Box Culvert no modelo SNCF são maiores que os observados no ADIF. Assim, para o modelo espanhol os limites da envolvente de acelerações são $1,5 \text{ m/s}^2$ e $-1,51 \text{ m/s}^2$, enquanto no modelo francês são $1,5 \text{ m/s}^2$ e $-2,07 \text{ m/s}^2$.

6.2.2 ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS.

A ocorrência de deslocamentos superiores aos estabelecidos pelo EN1991-2 (2003) no Box Culvert, é um dos fatores que conduz a uma degradação precoce da via férrea, pelo que é importante quantificar os valores máximos que este apresenta durante a passagem do comboio, de modo a prever o comportamento da linha e prevenir problemas que possam surgir. Assim, a partir dos dados recolhidos pelo programa “Time History”, foram estudadas as secções A, B e C da travessa superior do Box Culvert (Fig. 6.1). Nas figuras 6.30, 6.31 e 6.32 são apresentadas as envolventes de deslocamentos das referidas secções.

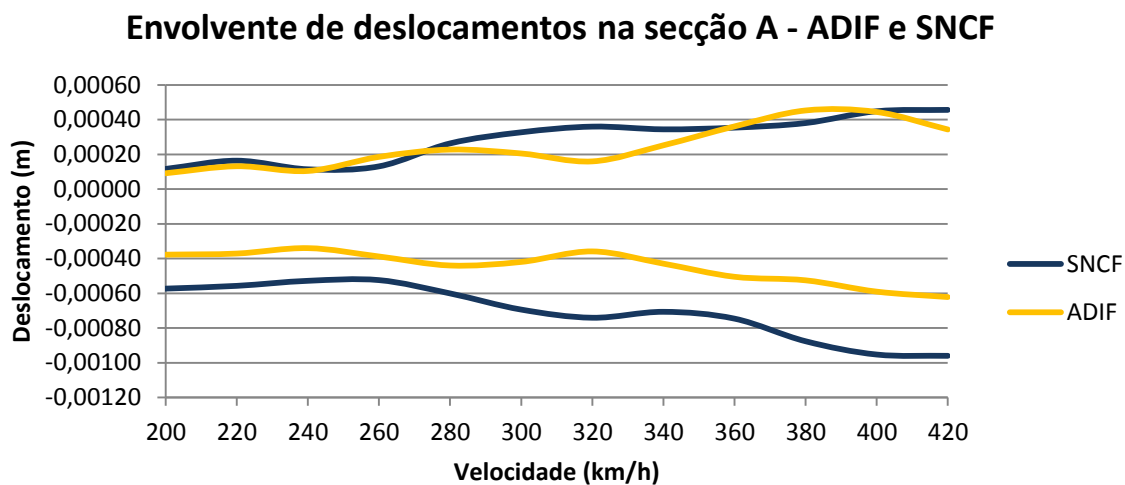


Fig. 6. 31 Envoltentes dos deslocamentos da secção A para o modelo ADIF e SNCF, em função da velocidade

De acordo com a figura 6.31 os resultados dos deslocamentos máximos são, para o modelo ADIF de 0,45 mm e -0,62 mm e para o modelo SNCF de 0,46 mm e -0,96 mm. Assim, à semelhança do que acontecia para as acelerações, na secção A a diferença entre os valores obtidos em cada um dos modelos é menor comparativamente aos resultados da secção B, apresentado o modelo ADIF valores menores de deslocamento máximo. Este facto é mais uma vez explicado pelo volume elevado de terras tratadas utilizado para uma zona de transição do tipo ADIF o que acaba por confinar mais o Box Culvert impedindo os pontos de contacto com o solo de se mover com maior facilidade. Como resultado os deslocamentos na secção A são inferiores aos observados na mesma secção para o modelo SNCF.

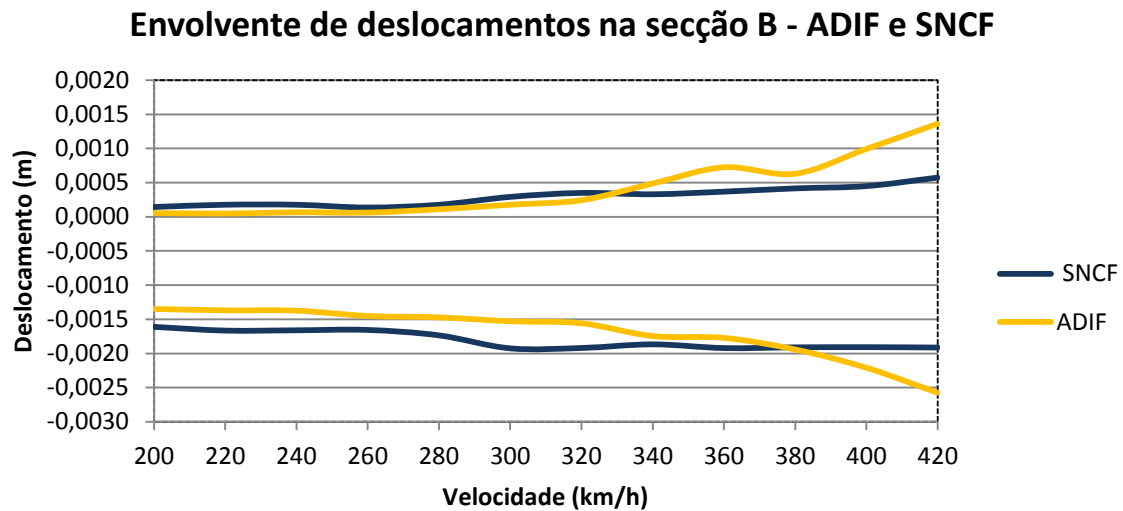


Fig. 6. 32 Envolvente dos deslocamentos da secção B para o modelo ADIF e SNCF, em função da velocidade.

Com base na figura 6.32 os resultados dos deslocamentos máximos e mínimos para a secção B na solução ADIF são iguais a 1,36 mm e -2,6 mm e no caso da solução SNCF são iguais a 0,57 mm e -1,9 mm. A diferença desses resultados para valores positivos até à velocidade de 340 km/h é pouco significativa, aumentando a partir desse valor e atingindo o valor máximo de 0,79 mm à velocidade de 420 km/h. No caso dos resultados negativos a diferença é mais evidente ao longo de toda a gama de velocidades, sendo o valor máximo observado para à velocidade de 420 km/h igual a -0,70 mm.

Contrariamente ao observado na secção A os valores de deslocamentos máximos para a secção B são maiores no modelo ADIF. Tal como explicado na análise dos resultados da aceleração, os elevados deslocamentos observados na secção a meio vão são consequência da dificuldade do conjunto Box Culvert-solo em interagir no sentido de se opor à ação dinâmica causada pela passagem do comboio, do elevado vão da estrutura e reduzida espessura das paredes do Box Culvert. Deste modo o conjunto solo- Box Culvert comportam-se de forma independente. Assim, a secção B, que apresenta o movimento horizontal limitado pelo grande volume de terras tratadas que a envolve e vibra na direção vertical, originando elevados valores de deslocamentos, apresentados na figura 6.32.

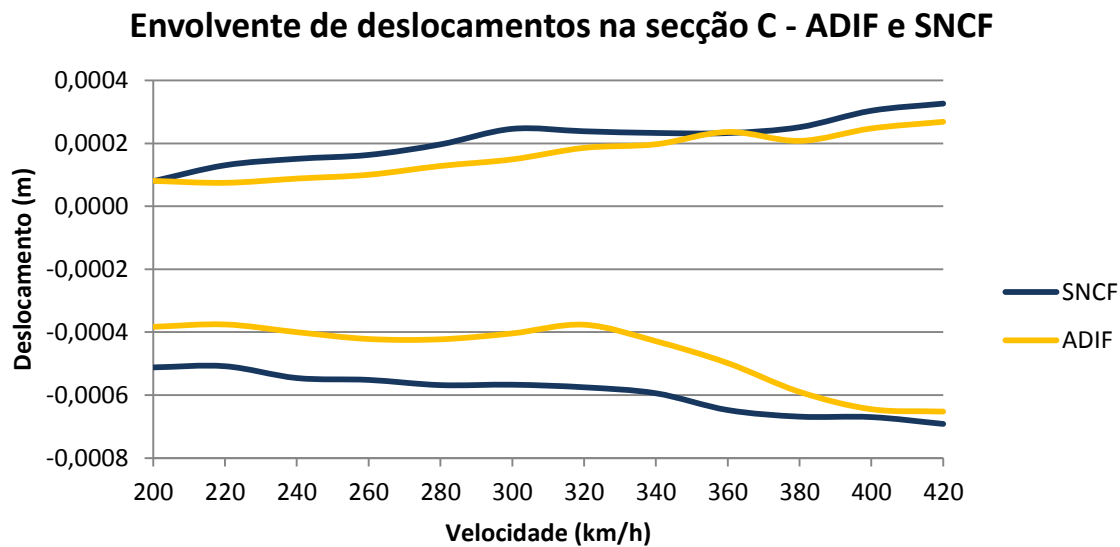


Fig. 6. 33 Envoltures dos deslocamentos da secção C para o modelo ADIF e SNCF, em função da velocidade.

A partir dos resultados obtidos para a secção C verifica-se que os valores absolutos do deslocamento máximo para a solução ADIF e SNCF são idênticos. Assim para o modelo espanhol, à velocidade de 420 km/h verifica-se deslocamento de 0,27 mm e -0,65 mm e para o modelo francês um deslocamento de 0,32 mm e de -0,69 mm. Para qualquer um dos modelos os resultados na secção C são inferiores aos observados nas restantes secções do Box Culvert, devido a esta representar na estrutura o último ponto de contacto entre o Box Culvert e o comboio.

6.2.3 ANÁLISE DOS MOMENTOS FLETORES.

Para a análise dos momentos fletores foram traçadas as envolventes dessa variável em função da velocidade de circulação, para os dois modelos da zona de transição, sendo apresentadas nas figuras que se seguem.

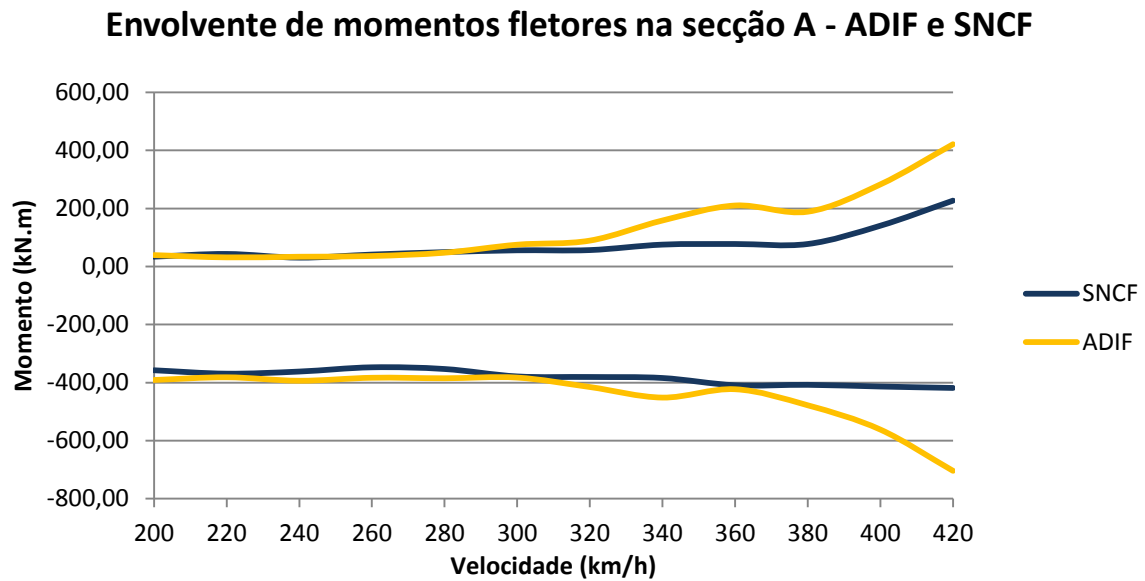


Fig. 6. 34 Envoltentes dos momentos na secção A para o modelo ADIF e SNCF, em função da velocidade.

Observando a envolvente dos momentos fletores na secção A do Box Culvert (Fig. 6.34) verifica-se que o modelo ADIF apresenta valores máximos superiores aos do modelo SNCF. Os resultados são consequência das acelerações na secção a meio vão que por serem maiores no modelo ADIF originam maiores esforços na secção A desse modelo, quando comparado com o modelo SNCF. Contudo as diferenças apenas são significativas para valores superiores a 300 km/h no caso dos momentos fletores positivos e a partir de 380 km/h no caso dos momentos fletores negativos.

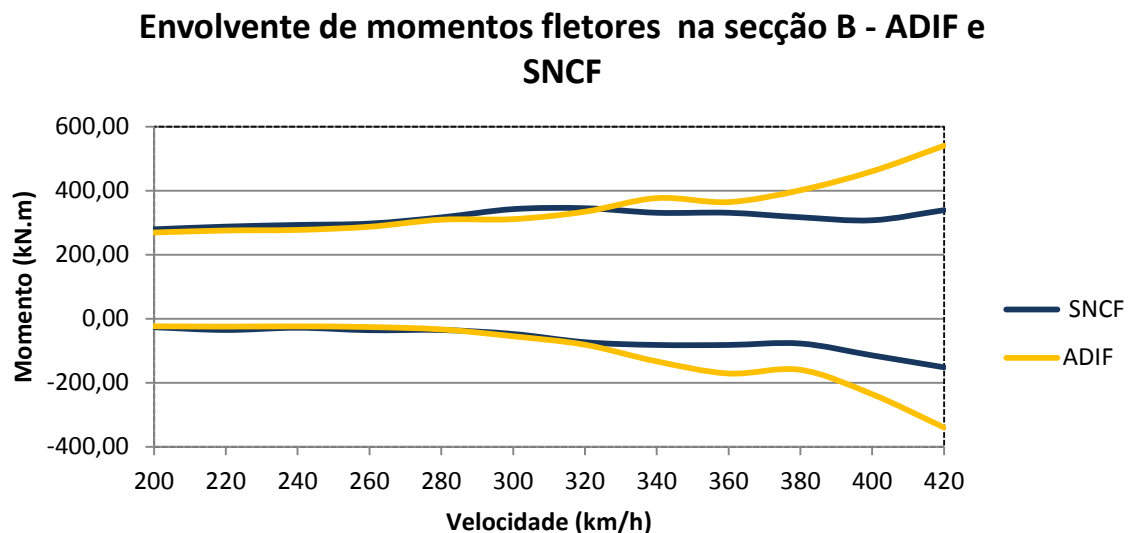


Fig. 6. 35 Envoltentes dos momentos na secção B para o modelo ADIF e SNCF, em função da velocidade.

Os valores dos momentos fletores na secção B para o modelo ADIF também são superiores aos observados no modelo SNCF. No primeiro modelo referido o valores máximos e mínimos de momentos fletores são 540,8 kN.m e -339,9 kN.m e no segundo modelo de 339,4 e -151,8 kN.m. A razão para estes resultados é a mesma observada na secção A.

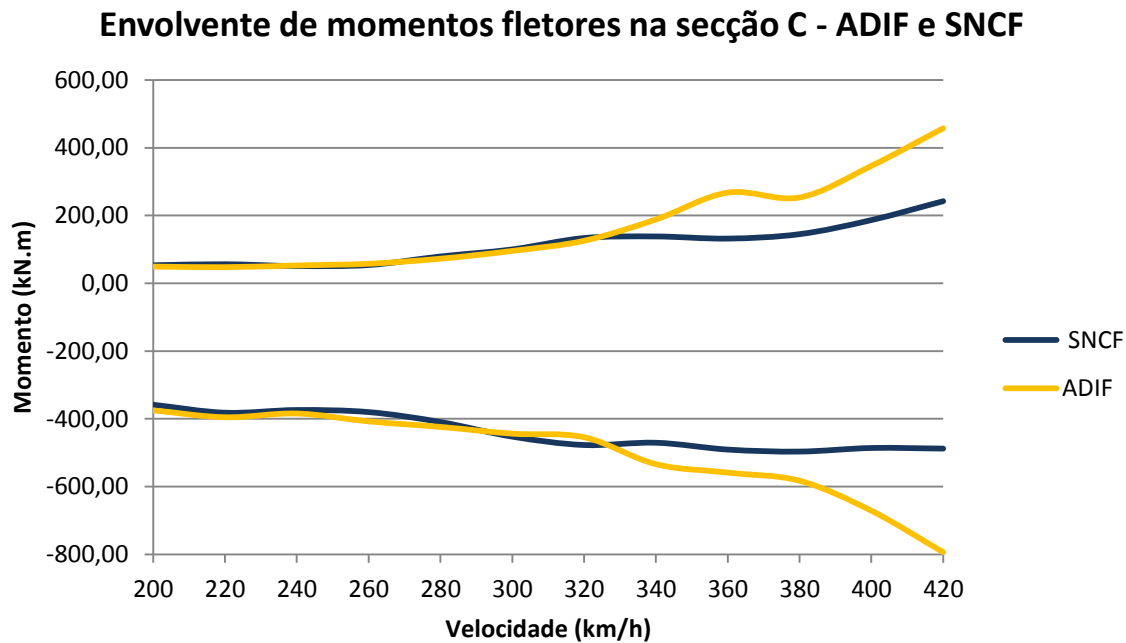


Fig. 6. 36 Envolturas dos momentos na secção C para o modelo ADIF e SNCF, em função da velocidade.

Os resultados obtidos para a secção C são idênticos aos observados para a secção A, devido a ambas representarem os montantes da travessa superior do Box Culvert. Assim, os resultados dos momentos fletores obtidos para modelo ADIF são superiores aos do modelo SNCF. A diferença máxima é observada para valores positivos e negativos de aceleração à velocidade de 420 km/h sendo igual a 215 kN.m e -311 kN.m, respetivamente.

6.2.4 ANÁLISE DOS ESFORÇOS TRANSVERSOS.

Para os esforços transversos foram apenas estudadas as secção A e C da travessa superior do Box Culvert, por representarem as secção de apoio na mesma.

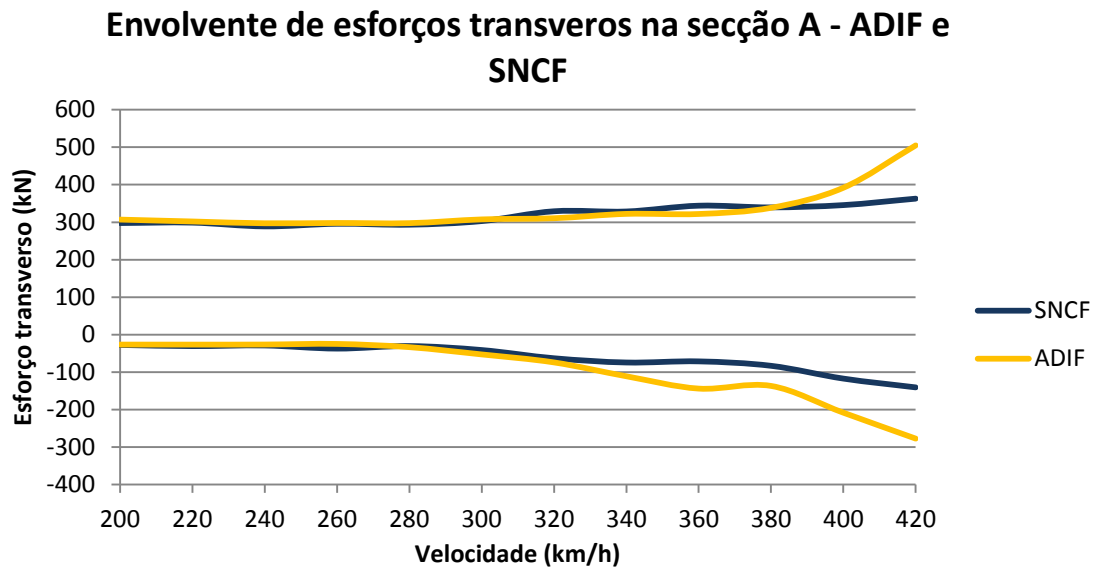


Fig. 6. 37 Envoltentes dos esforços transversos na secção A para o modelo ADIF e SNCF, em função da velocidade.

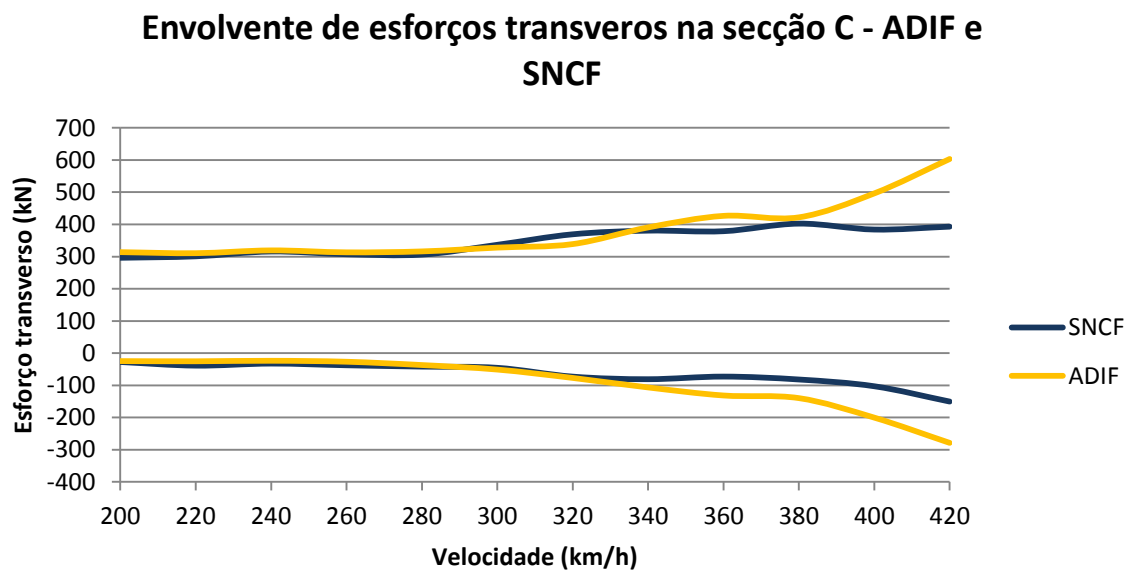


Fig. 6. 38 Envoltentes dos esforços transversos na secção C para o modelo ADIF e SNCF, em função da velocidade.

De acordo com os resultados obtidos para a secção A verifica-se que o modelo ADIF apresenta como máximo e mínimo de esforço transverso valores de 504 kN e -277 kN e para o modelo SNCF de 362 kN e -141 kN respetivamente, pelo que o esforço máximo no modelo SNCF é 28% menor que os observados no modelo ADIF para valores positivos e 49 % para valores negativos. No caso da secção C os resultados máximos e mínimos para o modelo ADIF são iguais a 603 kN e -279 kN e para o modelo Francês iguais a 393 kN e -150 kN, sendo o esforço máximo do modelo SNCF neste caso 35 % inferior ao do modelo ADIF para valores positivos e para valores negativos de 46%. Como verificado

para os momentos fletores os valores dos esforços transversos nas secções de montante da travessa superior são maiores para o modelo espanhol, quando comparado com o francês, pelo facto das acelerações do primeiro serem superiores, conduzindo assim os esforços maiores nas secções que representam os apoios do Box Culvert.

6.3 ANÁLISE DINÂMICA – VARIAÇÃO DA GEOMETRIA DO BOX CULVERT

Como observado pelo estudo anterior, a utilização de Box Culvert com grande comprimento pode levar a problemas no funcionamento normal da estrutura, pondo em risco a via ferroviária. No sentido de compreender melhor esta problemática foi estudada a hipótese de colocação de um apoio a meio vão, desenvolvendo-se um modelo de Box Culvert com as dimensões e propriedades iguais às definidas no Capítulo 5, mas desta vez com dupla-célula (Fig. 6.39). A partir desse novo modelo foram analisados os deslocamentos, acelerações, momentos fletores e esforços transversos para as secções já estudadas em 6.2, e para as novas secções a meio vão; secções X e Y (Fig. 6.39). A análise foi ainda aplicada ao modelo ADIF e SNCF, de modo a compreender a influência da colocação de um apoio a meio vão no comportamento da estrutura.

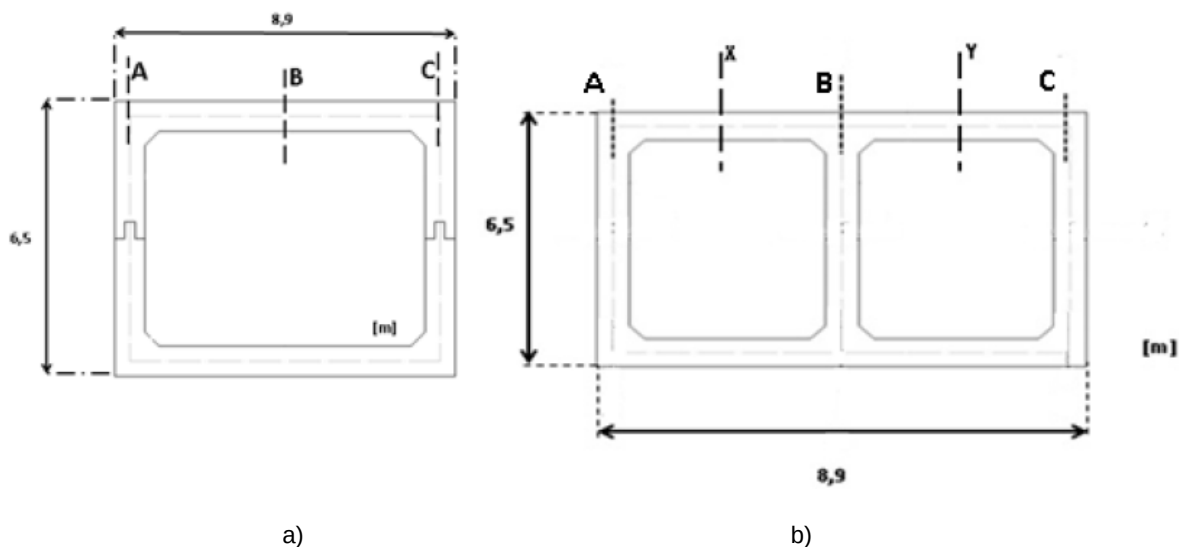


Fig. 6. 39 Box Culvert: a) com uma única célula (Estrutura 1); b) de dupla célula (Estrutura 2).

À semelhança da análise dinâmica anterior o cálculo das frequências máxima e mínimas do Box Culvert teve por base a equação do Quadro 5.2 e uma análise desenvolvida para os primeiros nove modos de vibração do modelo ADIF e SNCF (Fig. 6.40 à 6.57). No Quadro 6.2 são apresentados os resultados dos limites de frequência e os coeficientes de amortecimento respetivos (a_0 e a_1) para as estruturas 1 (Box Culvert com uma célula) e estrutura 2 (Box Culvert de dupla-célula) (Fig. 6.58).

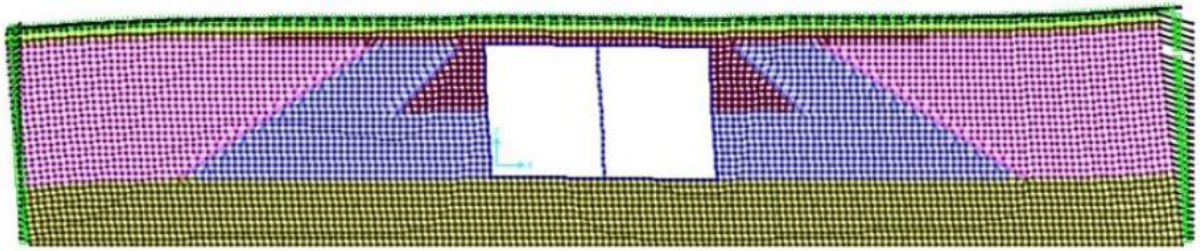


Fig. 6. 40 1º Modo ($f= 3,66\text{Hz}$).

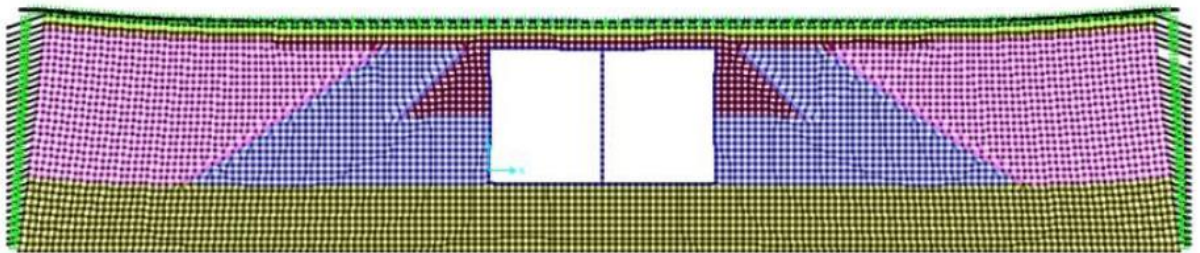


Fig. 6. 41 2º Modo ($f= 4,46\text{Hz}$).

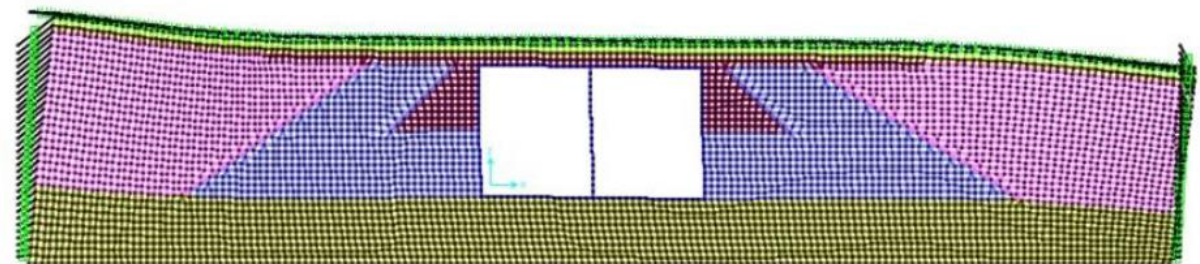


Fig. 6. 42 3º Modo ($f= 5,83\text{Hz}$).

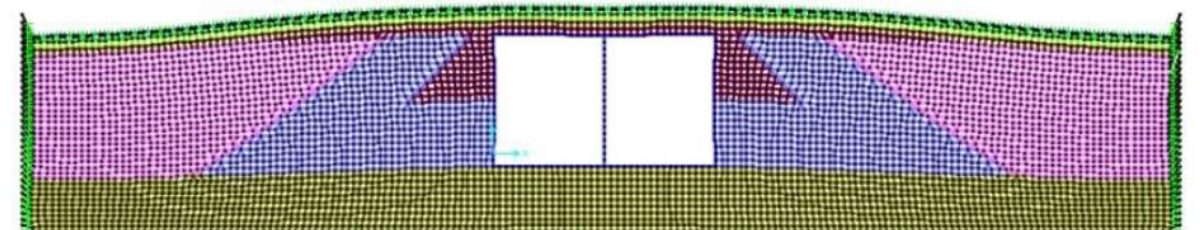


Fig. 6. 43 4º Modo ($f= 6,30\text{ Hz}$).

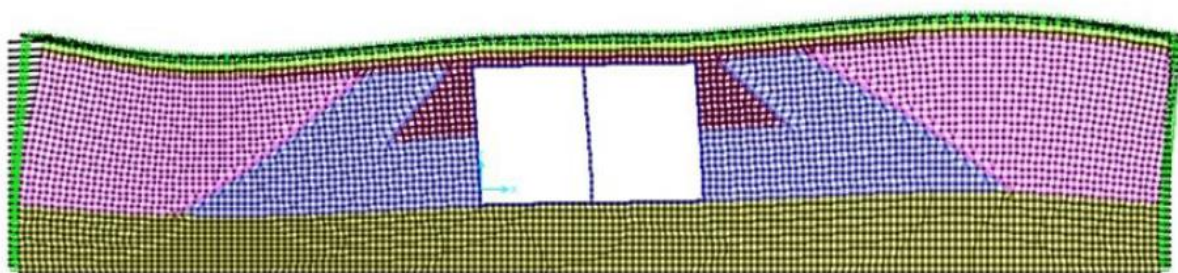


Fig. 6. 44 5º Modo ($f= 6,44$ Hz).

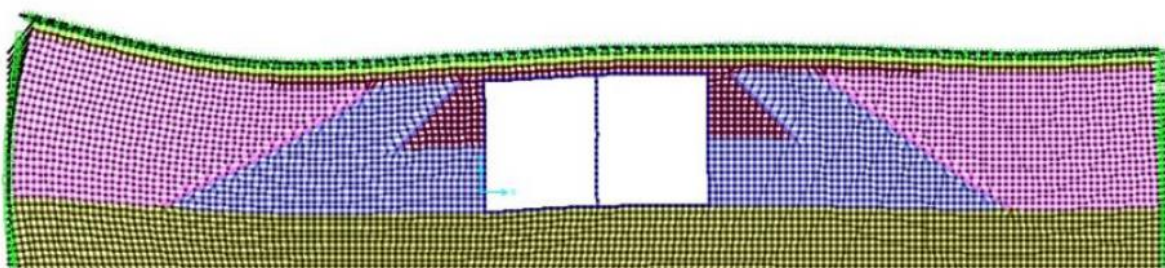


Fig. 6. 45 6º Modo ($f= 6,73$ Hz).

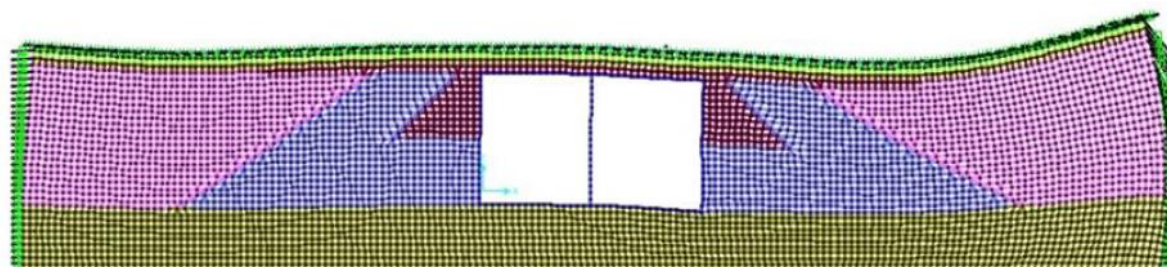


Fig. 6. 46 7º Modo ($f= 6,75$ Hz).

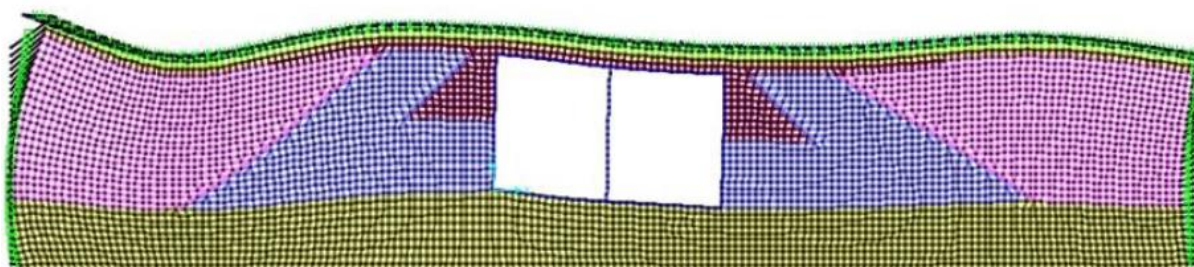


Fig. 6. 47 8º Modo ($f= 7,75$ Hz).

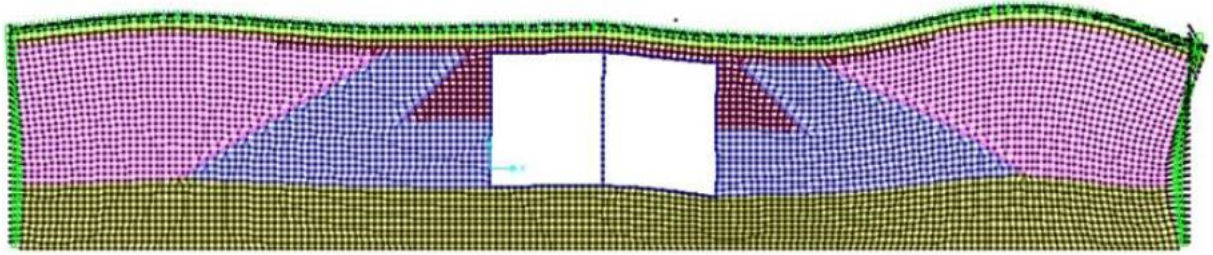


Fig. 6. 48 9º Modo ($f= 7,80$ Hz).



Fig. 6. 49 1º Modo ($f= 3,76$ Hz).

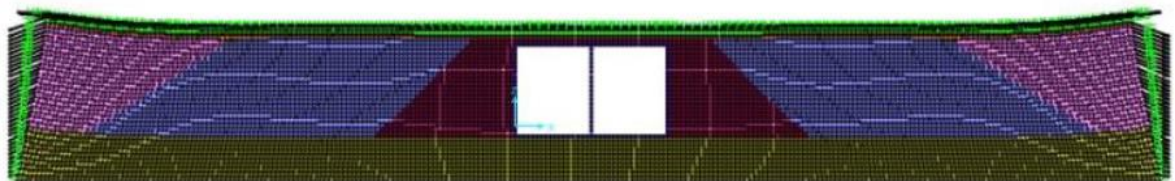


Fig. 6. 50 2º Modo ($f= 3,99$ Hz).

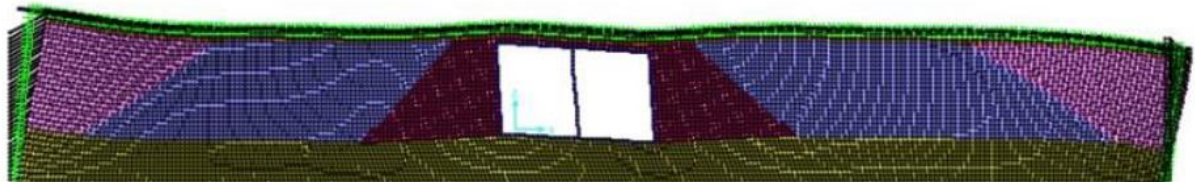


Fig. 6. 51 3º Modo ($f= 5,07$ Hz).

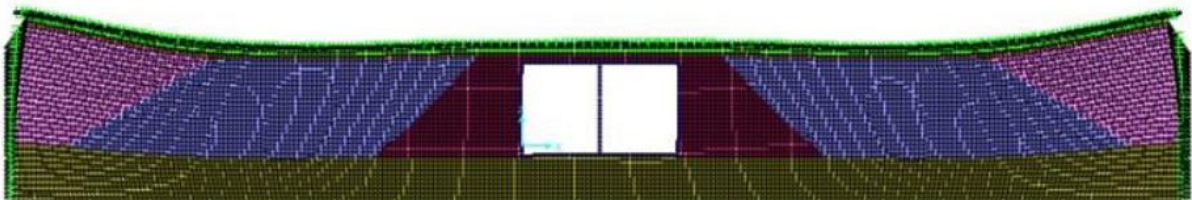


Fig. 6. 52 4º Modo ($f= 6,19$ Hz).

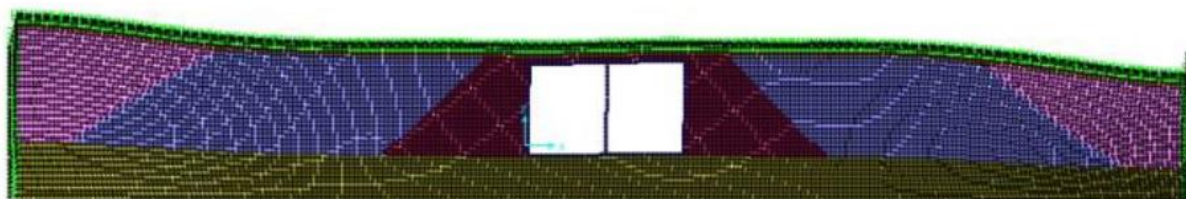


Fig. 6. 53 5º Modo ($f= 6,30$ Hz).

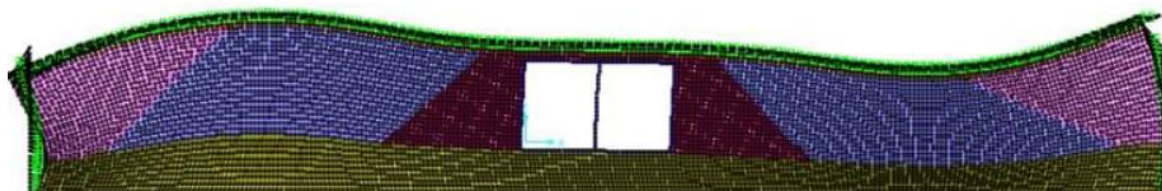


Fig. 6. 54 6º Modo ($f= 6,45$ Hz).



Fig. 6. 55 7º Modo ($f= 6,46$ Hz).

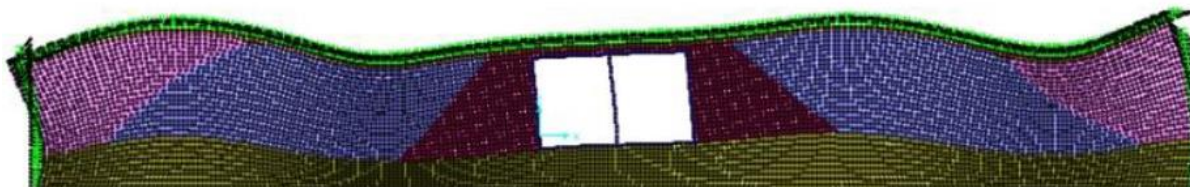


Fig. 6. 56 8º Modo ($f= 6,95$ Hz).

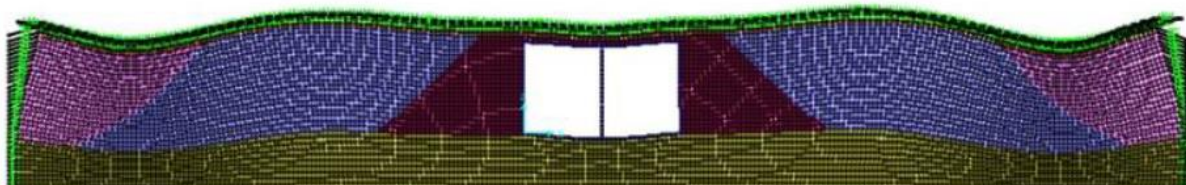


Fig. 6. 57 9º Modo ($f= 7,10$ Hz).

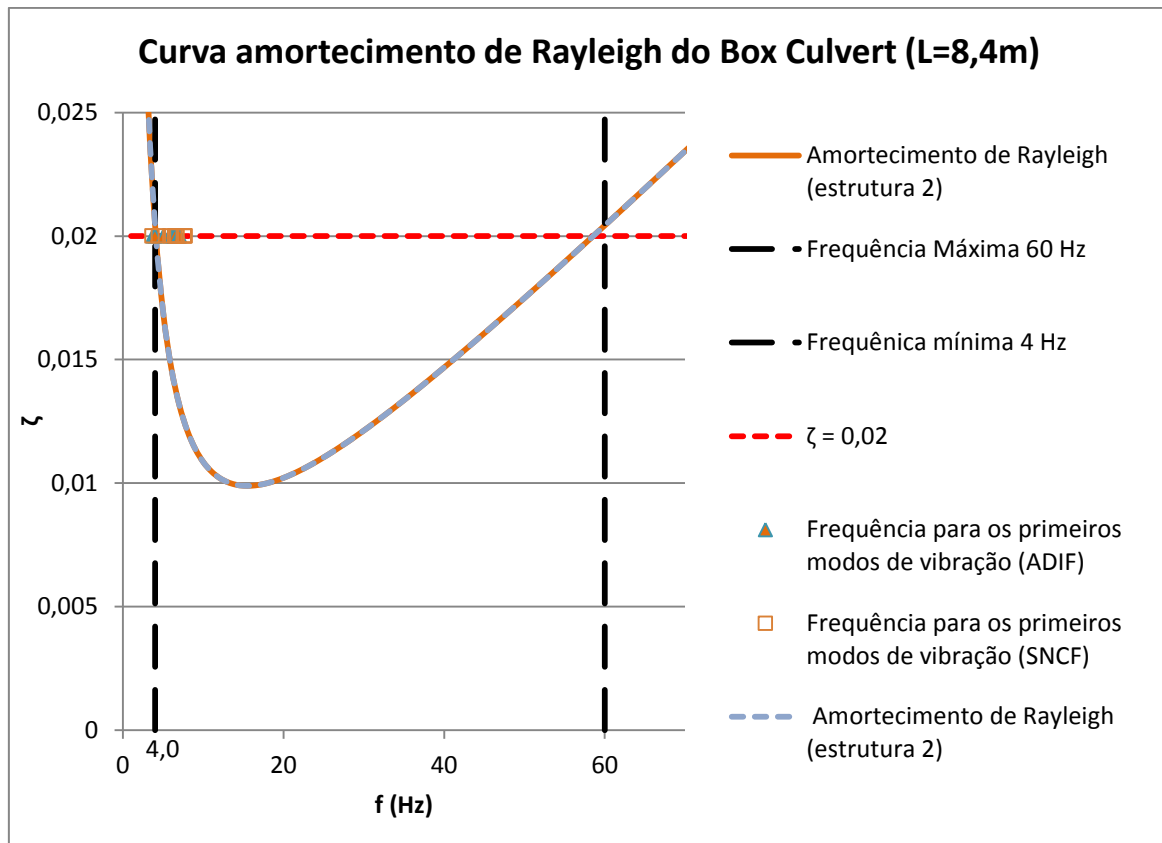


Fig. 6. 58 Curva de amortecimento de Rayleigh definida de acordo com os dados do Quadro 6.1, Limites inferior e superior de frequência, e função $\zeta = 2\%$.

As figuras 6.40 e 6.53, que representam o primeiro modo de vibração de cada um dos modelos indicam que a frequência correspondente para ambos é próxima de 4 Hz. Assim, tal como estabelecido na secção 6.2 o limite de frequências escolhido foi o intervalo compreendido entre 4 e 60 Hz. A curva de Rayleigh traçada na figura 6.58 permite confirmar que os limites estabelecidos abrangem o mínimo amortecimento do modelo, sendo a escolha desse intervalo feito do lado de segurança. É ainda importante notar que as curvas da estrutura 1 e 2 (linha azul a tracejado e linha laranja contínua) encontram-se sobrepostas, sendo que apesar da diferente geometria no Box Culvert, a relação entre o amortecimento e a frequência de vibração é semelhante.

Quadro 6. 2 Coeficientes de amortecimento de Rayleigh para os modelos de Box Culvert.

Vão do Box Culvert (m)		Estrutura 1	Estrutura 2
		8,4	5,1
ξ		1,812	2,043
Frequência (Hz)	Máxima	4	4
	Mínima	60	60
ω_i (rads-1)		25,13274	25,13274
ω_j (rads-1)		376,9911	376,9911
a_0		0,794509	0,962741
a_1		0,008385	0,000102

Numa fase inicial, os modelos e ADIF e SNCF foram estudados separadamente, de modo a compreender o comportamento de cada uma dos Box Culvert e os modelos de carga mais gravosos para o problema em causa. De seguida, foi feita a comparação entre os resultados obtidos, estudando em qual zona de transição a alteração da geometria do Box Culvert é mais influente nos resultados finais obtidos. As envolventes foram traçadas do mesmo modo que na secção 6.2.

6.3.1 SNCF

6.3.1.1 Análise das acelerações no Box Culvert

A partir dos resultados obtidos pelo programa “Time History” foram traçadas as envolventes de aceleração das secções da estrutura 1 e 2 referidas anteriormente, em função da velocidade de circulação (Fig.6.59, 6.60 e 6.61).

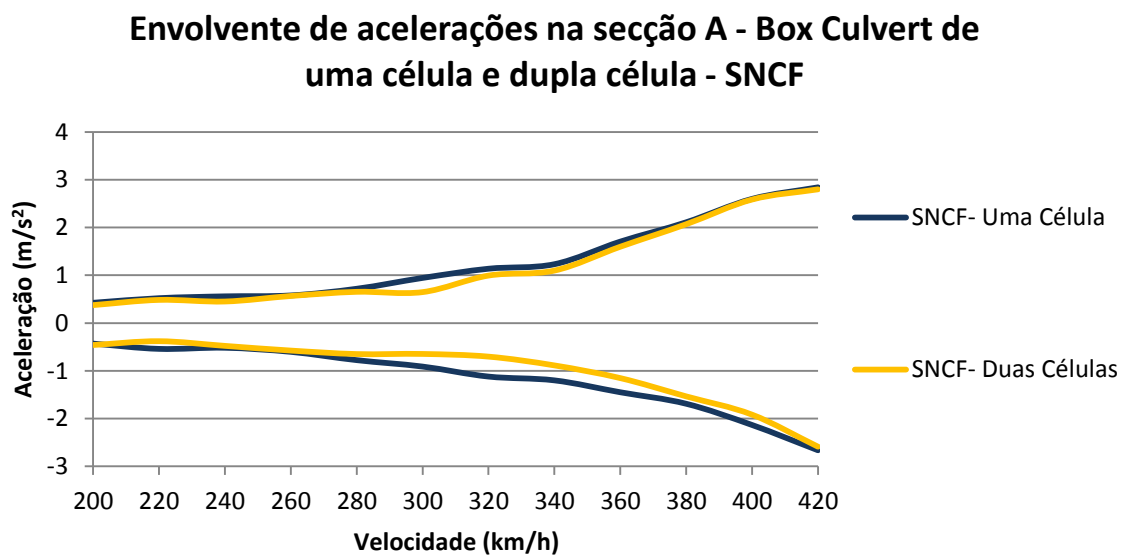


Fig. 6. 59 Envolventes das acelerações na secção A das estruturas 1 e 2, para o modelo SNCF.

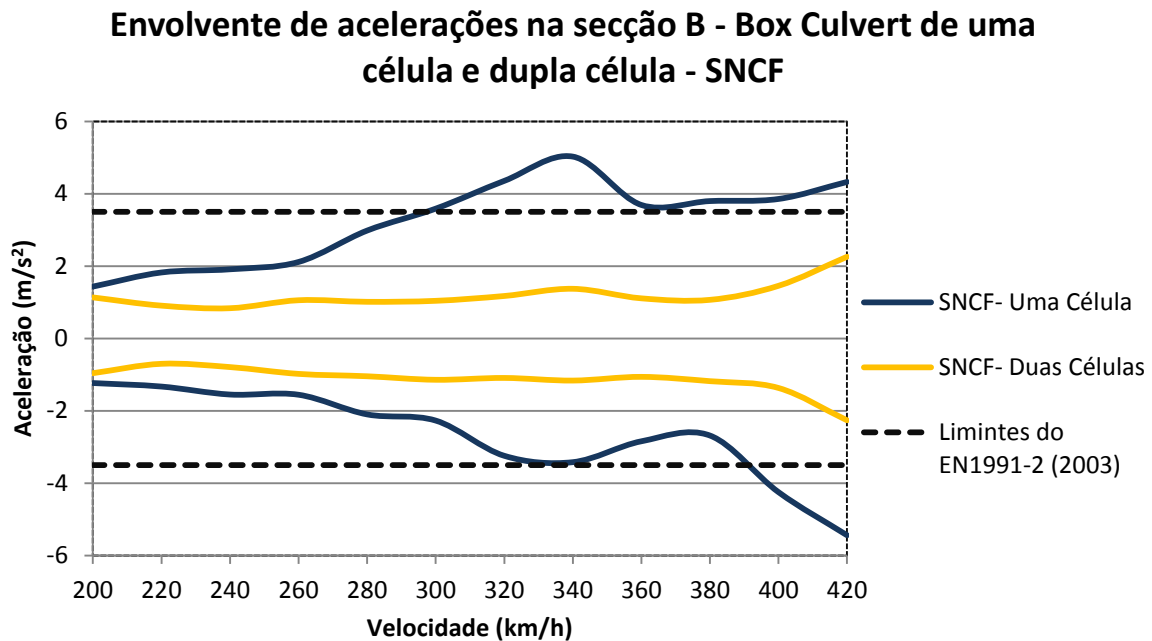


Fig. 6. 60 Envoltentes das acelerações na secção B das estruturas 1 e 2, para o modelo SNCF.

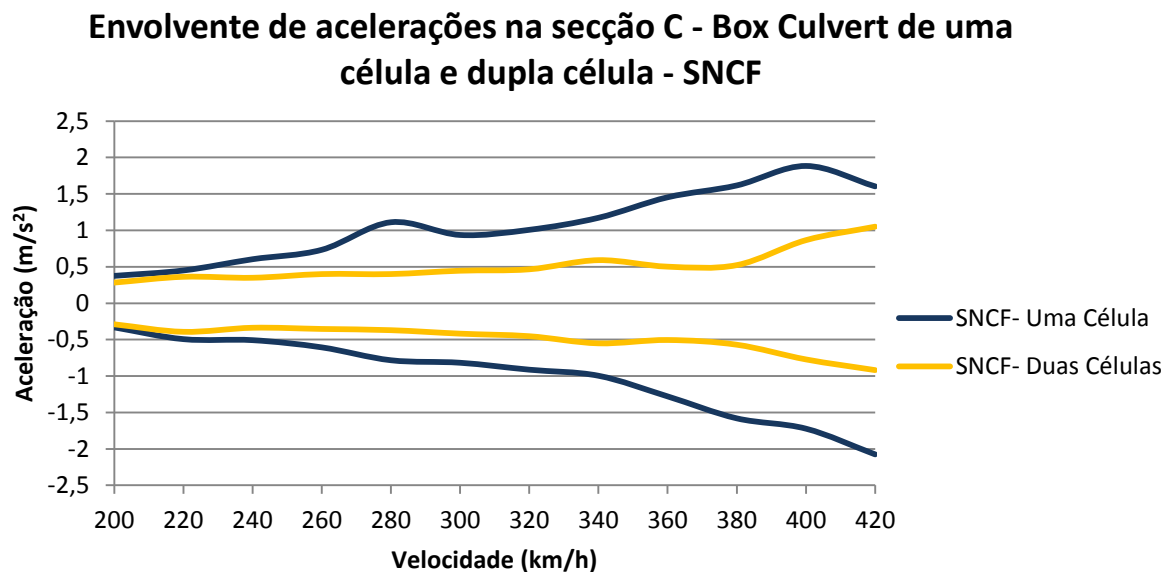


Fig. 6. 61 Envoltentes das acelerações na secção C das estruturas 1 e 2, para o modelo SNCF.

Analisando as figuras 6.59, 6.60 e 6.61 verifica-se que para a secção A a diferença entre os resultados obtidos entre a estrutura 1 e 2 é pouco significativa, sendo ambos os valores de aceleração máximos positivos aproximadamente iguais a $2,80 m/s^2$ e máximo negativo iguais a $-2,50 m/s^2$. No caso da secção C a diferença dos resultados obtidos entre os dois tipos de estruturas para valores negativos de aceleração é igual a $1,15 m/s^2$, ocorrendo à velocidade de $420 km/h$ e no caso de valores positivos é igual a $1,01 m/s^2$ e verifica-se à velocidade de $380 km/h$. Assim, o facto da diferença ser mais evidente

para Estes resultados devem-se ao facto de ambas as secções coincidirem com os apoios da travessa superior do Box Culvert, sendo por isso limitada a sua vibração e a aceleração das mesmas.

Na secção B, a diferença entre os resultados da aceleração obtidos para as duas geometrias é a mais evidente das três secções. Na estrutura 1 o valor máximo da aceleração é de $-5,43 \text{ m/s}^2$ enquanto para a estrutura 2 o valor máximo de aceleração é de $-2,26 \text{ m/s}^2$. Como já se previa, a divisão do Box Culvert de uma célula em duas células leva a valores de aceleração significativamente menores, cumprindo deste modo o valor limite de $3,5 \text{ m/s}^2$, estabelecido pela EN1991-2 (2003). Este resultado resulta da redução do vão da estrutura devido à colocação de um apoio na secção a meio vão da estrutura 1, conferindo ao novo Box Culvert menores valores de aceleração, maior estabilidade e consequentemente maior segurança. Assim, a escolha de uma geometria de dupla célula para o Box Culvert, em casos em que o vão é elevado representa uma boa solução permitindo reduzir valores de aceleração que possam conduzir à degradação precoce da via.

De seguida são apresentados os resultados obtidos para as duas secções a meio vão das duas células do Box Culvert (Fig. 6.63 – secções X e Y). Esta análise deve-se à necessidade de verificar se os valores de aceleração máxima positiva e negativa são inferiores ao valor limite definido pela EN1991-2 (2003).

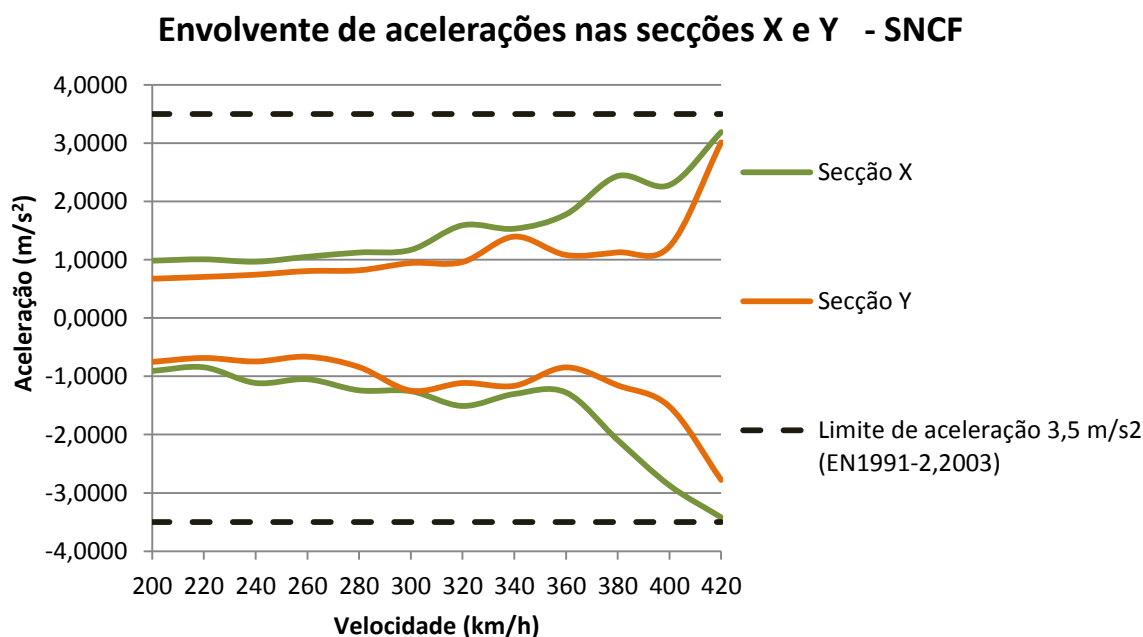


Fig. 6. 62 Envoltentes das acelerações nas secções X e Y da estrutura 2, para o modelo SNCF.

Analisando a Fig. 6.62 verifica-se que para as secções X e Y os valores de aceleração cumprem o limite imposto pela EN1991-2 (2003), sendo para a secção X o valor máximo positivo de $3,19 \text{ m/s}^2$ e negativo de $3,42 \text{ m/s}^2$, enquanto a secção Y apresenta valores de $3,01 \text{ m/s}^2$ e $-2,77 \text{ m/s}^2$. Posto isto conclui-se que a secção X apresenta valores de aceleração maiores que a secção Y, o que pode ser justificado pelo facto de essa secção corresponder à primeira secção a meio vão do Box Culvert que entra em contacto com o comboio. Contudo essa diferença é pouco significativa, principalmente para valores positivos de aceleração.

A figura que se segue representa um desenho esquemático da travessa superior do Box Culvert com as respectivas acelerações máximas das secções em estudo: secções A, B, C, X e Y.

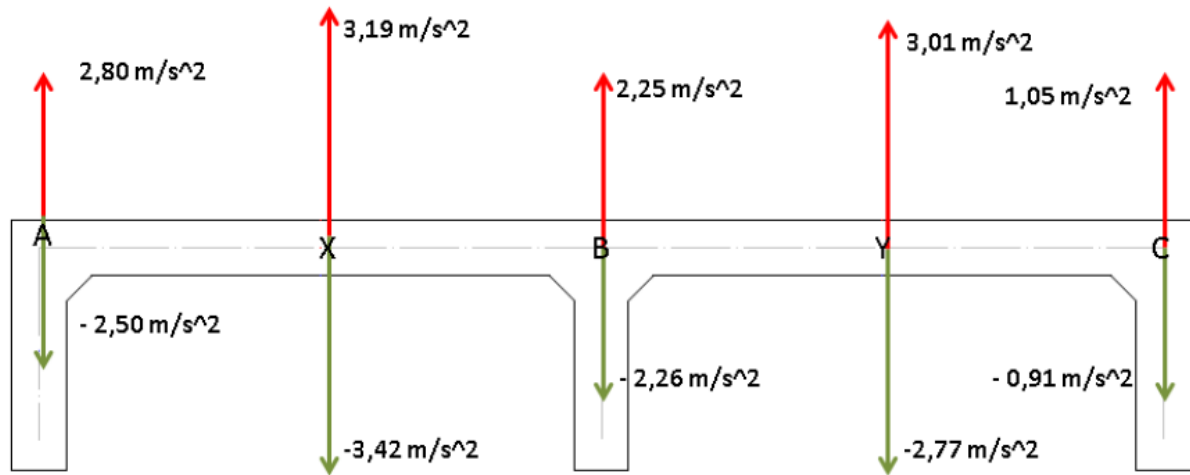


Fig. 6. 63 Esquema da travessa superior do Box Culvert de dupla célula e valores de aceleração máxima (velocidade de 420 km/h) para as secções em estudo.

6.3.1.2 Análise dos deslocamentos do Box Culvert.

À semelhança das acelerações o estudo dos deslocamentos no Box Culvert incidiu sobre as secções da travessa superior representada na Fig. 6.39. Nas figuras que seguem são apresentadas as envolventes de deslocamentos máximos e mínimos, traçadas de acordo com os resultados obtidos a partir dos modelos de carga que causam maior instabilidade à estrutura.

Envolvente de deslocamentos na secção A - Box Culvert de uma célula e dupla célula - SNCF

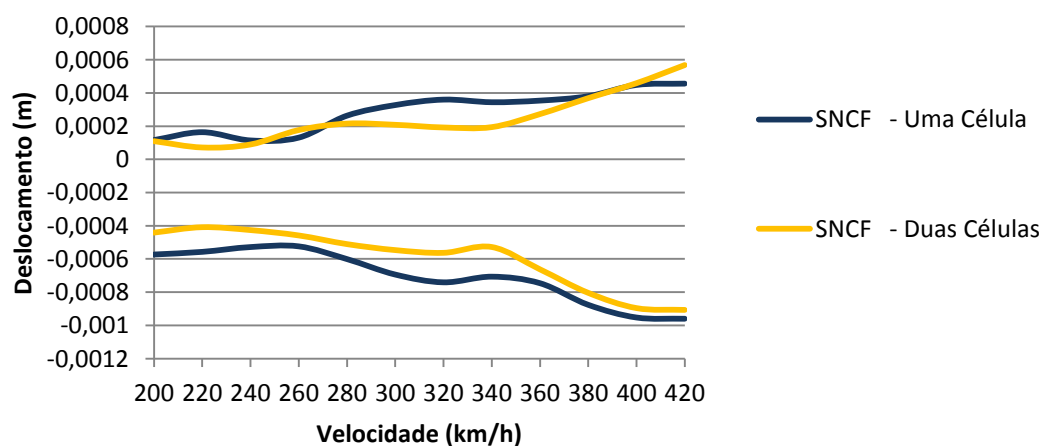


Fig. 6. 64 Envolventes dos deslocamentos na secção A das estruturas 1 e 2, para o modelo SNCF.

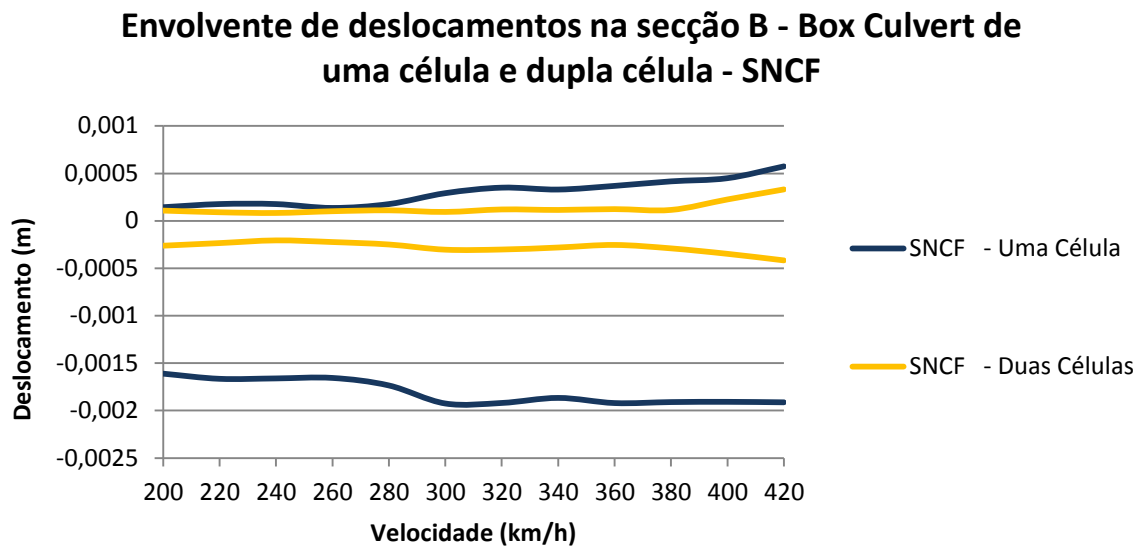


Fig. 6. 65 Envoltentes dos deslocamentos na secção B das estruturas 1 e 2, para o modelo SNCF.

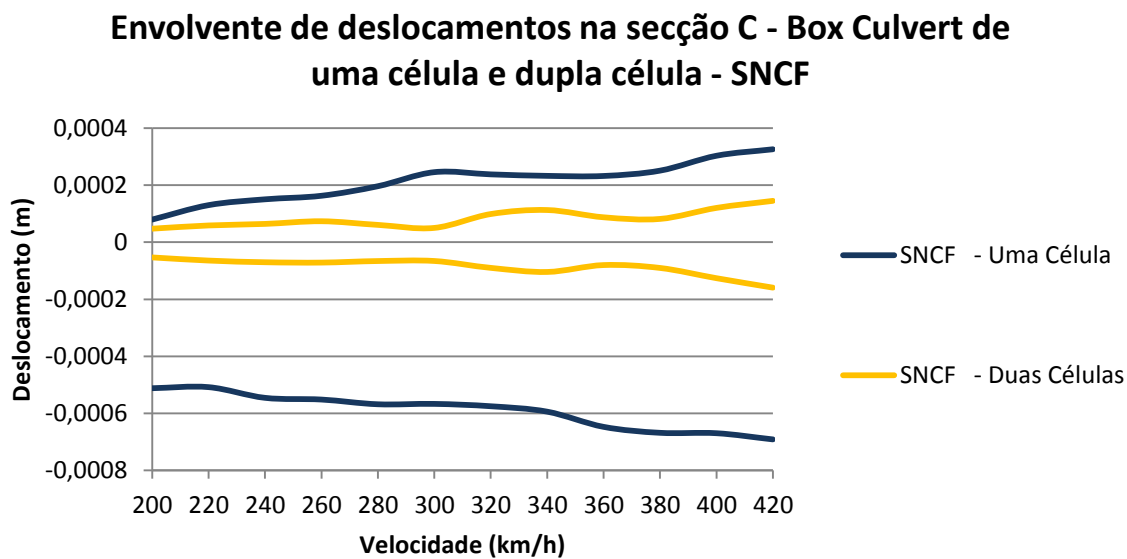


Fig. 6. 66 Envoltentes dos deslocamentos na secção C das estruturas 1 e 2, para o modelo SNCF.

Os resultados dos deslocamentos máximos e mínimos obtidos para secção A são idênticos em ambos os tipos de Box Culvert, pois esta secção coincide com um dos montantes da estrutura, isto é, um dos apoios da travessa superior, sendo assim o seu movimento vertical limitado (Fig.6.64).

No caso da secção B a diferença dos deslocamentos negativos entre o Box Culvert com uma célula e o Box Culvert de dupla-célula é significativa. Analisando os resultados obtidos para a velocidade de 420 km/h, a estrutura 1 apresenta como deslocamento aproximadamente igual a -2 mm, enquanto a estrutura 2 apenas de -0,5 mm (Fig.6.65). Este resultado pode ser explicado pela existência de um

apoio na secção B da estrutura 2, o que impede o movimento vertical tão acentuado nessa secção do Box Culvert. Assim, aquando da passagem do comboio sobre a estrutura 1 a secção a meio vão flete, provocando deslocamentos elevados nessa zona. Contudo, em condições semelhantes, na estrutura 2 a secção B não flete devido à presença da parede a meio vão do Box Culvert, originando assim menores deslocamentos no sentido vertical descendente.

No caso da secção C a diferença dos valores dos deslocamentos negativos entre as estruturas 1 e 2 é maior que a observada para os deslocamentos positivos. Contudo, essa diferença não é tão evidente com a verificada na secção B, sendo de 0,1mm. Este resultado é explicado pelas mesmas razões de observadas em A (Fig. 6.39).

Na figura 6.67 são apresentadas as envolventes de deslocamentos dos pontos a meio vão das duas células que constituem o Box Culvert, onde se verifica que a X apresenta valores de deslocamento iguais a 0,49 mm e -0,8 mm, enquanto a secção Y apresenta deslocamentos de 0,15 mm e -0,135 mm. Tal como observado no estudo da aceleração, a secção X apresenta resultados maiores de deslocamentos que os observados na secção Y.

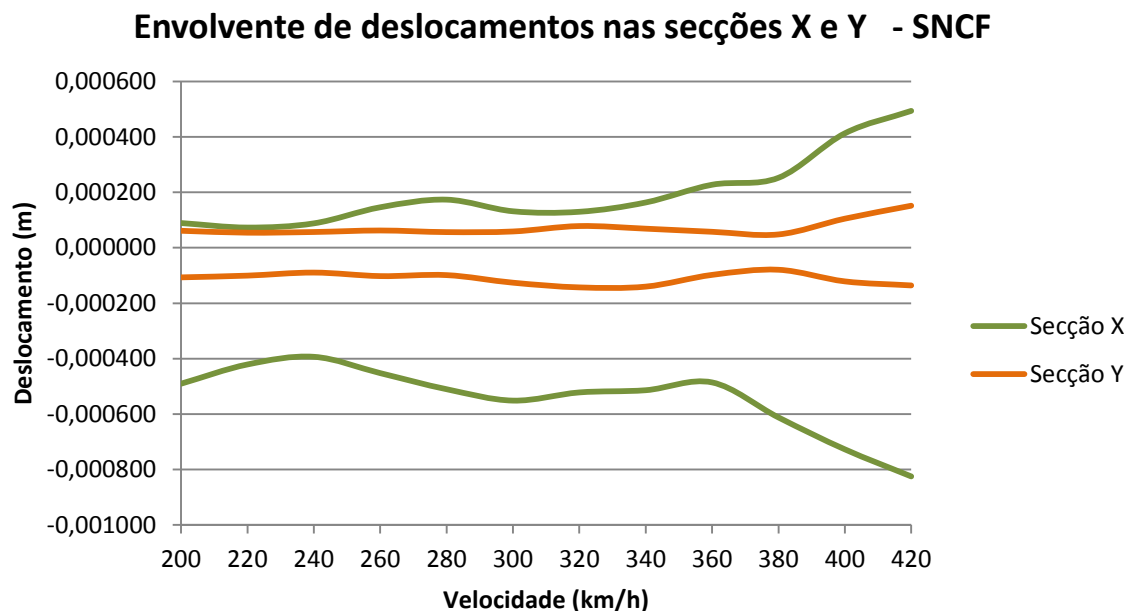


Fig. 6. 67 Envolvente dos deslocamentos nas secções X e Y da estrutura 2, para o modelo SNCF.

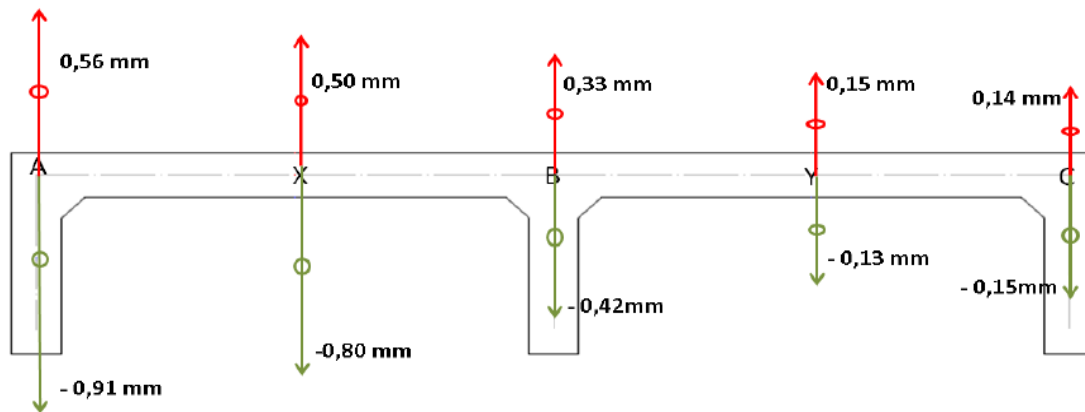


Fig. 6. 68 Esquema da travessa superior do Box Culvert de dupla célula e valores de deslocamento máximo (velocidade de 420 km/h) para as secções em estudo.

Como é possível verificar pela Fig. 6.68, os deslocamentos diminuem à medida que avançamos na travessa, o que é resultado do facto da secção A representar o primeiro ponto de contacto entre o comboio e o Box Culvert e a secção C o último ponto de contacto.

6.3.1.3 Análise dos momentos fletores do Box Culvert.

À semelhança das acelerações e dos deslocamentos foram estudadas as secções da travessa superior, apresentadas na Fig. 6.39, isto é as secções A, B, C, X e Y. Nas figuras que se seguem são apresentadas as envolventes dos momentos fletores e de seguida desenvolvida uma análise aos resultados obtidos. É ainda de notar que os resultados obtidos para a secção B correspondem aos momentos fletores observados à esquerda da mesma, visto ser esse o primeiro nó que entra em contacto com o comboio para essa secção.

Envolvente dos momentos na secção A- Box Culvert de uma célula e dupla célula - SNCF

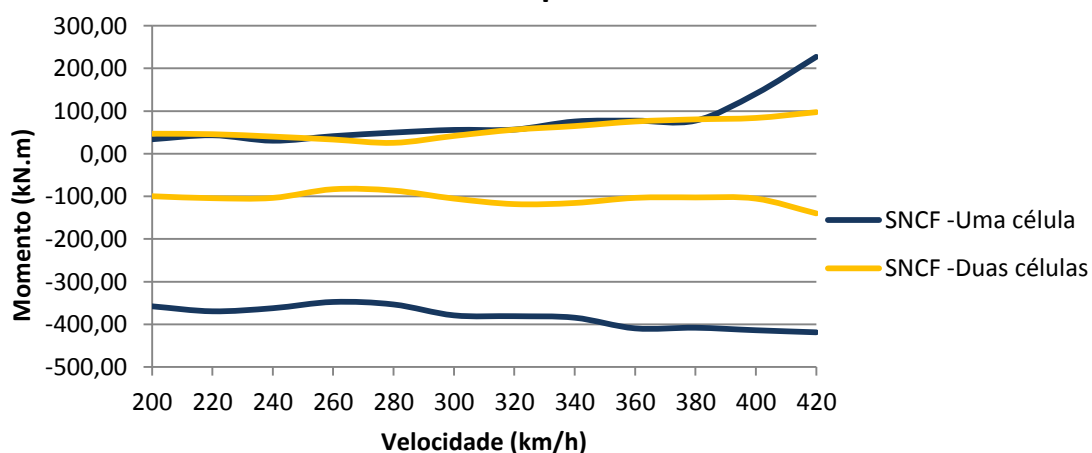


Fig. 6. 69 Envolturas dos momentos fletores na secção A das estruturas 1 e 2, para o modelo SNCF.

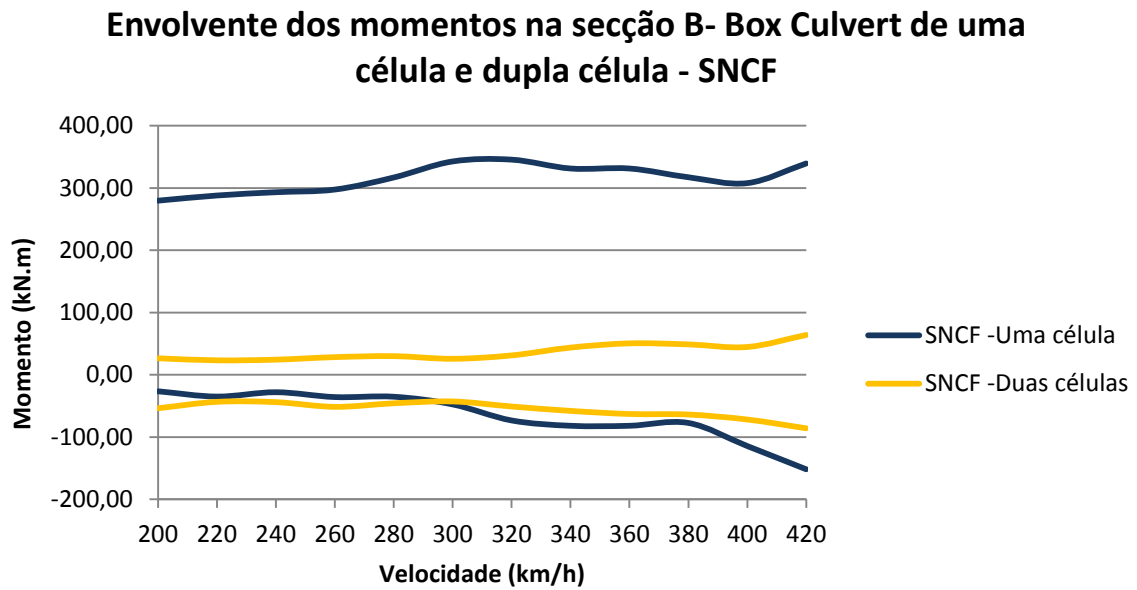


Fig. 6. 70 Envoltentes dos momentos fletores na secção B das estruturas 1 e 2, para o modelo SNCF.

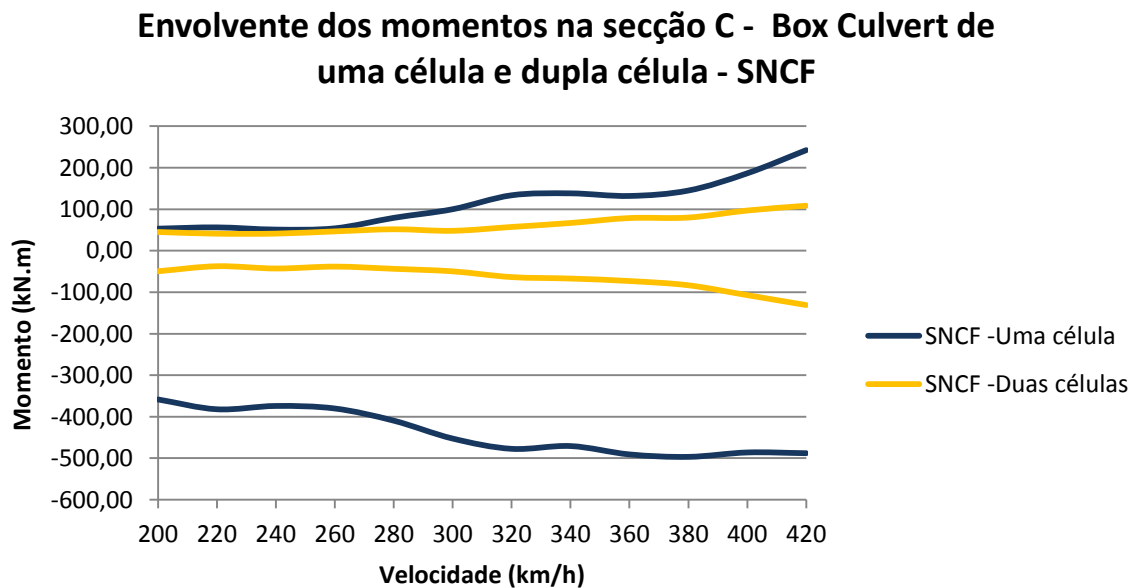


Fig. 6. 71 Envoltentes dos momentos fletores na secção C da estrutura 1 e 2, para o modelo SNCF.

A partir das figuras 6.69, 6.70 e 7.71 verifica-se que os resultados dos momentos fletores nas três secções da travessa superior do Box Culvert são significativamente menores no caso em que a estrutura apresenta duas células. Para a estrutura 2 os valores dos momentos fletores nas secções em causa variam mais ou menos entre 100 kN.m e -100 kN.m, intervalo consideravelmente mais reduzido quando comparado com o observado no Box Culvert com uma célula. Estes resultados devem-se à

existência de uma parede a meio vão na estrutura de dupla célula (novo apoio a meio da estrutura), que permite melhor distribuição de esforços ao longo da estrutura e menor concentração destes em pontos críticos, como é caso das secções A, B, e C.

Analisando a figura 6.72 verifica-se que os resultados obtidos para as secções X e Y só apresentam diferenças significativas ao nível dos momentos positivos, sendo neste caso os valores apresentados pela secção X maiores que os observados na secção Y, isto é na secção X os momentos fletores são aproximadamente iguais a 150 kN.m e na Y 50 kN.m. Este resultado pode ser explicado pela mesma razões apresentadas na análise dos deslocamentos em 6.3.1.3.

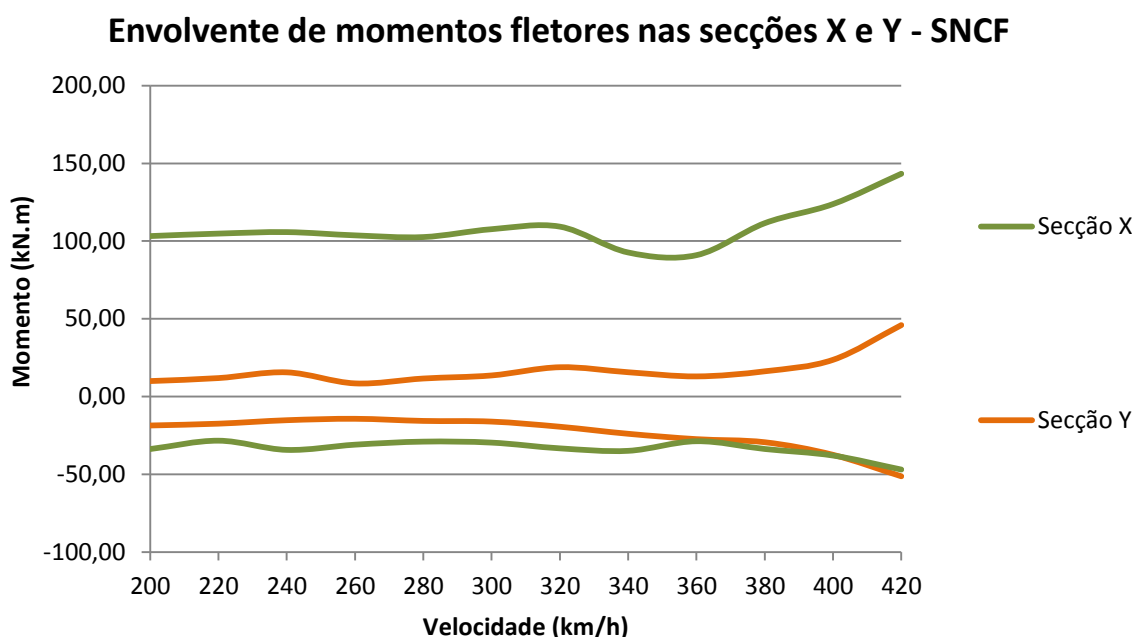


Fig. 6. 72 Envoltentes dos momentos fletores nas secções X e Y da estrutura 2, para o modelo SNCF

6.3.1.4 Análise dos esforços transversos do Box Culvert.

Para a análise dos esforços transversos do Box Culvert foram apenas estudadas as secções de apoio da travessa superior, isto é A, B (valores relativos à esquerda da secção) e C a partir das suas envoltentes.

Envolvente do esforço transverso na secção A- Box Culvert de uma célula e dupla célula - SNCF

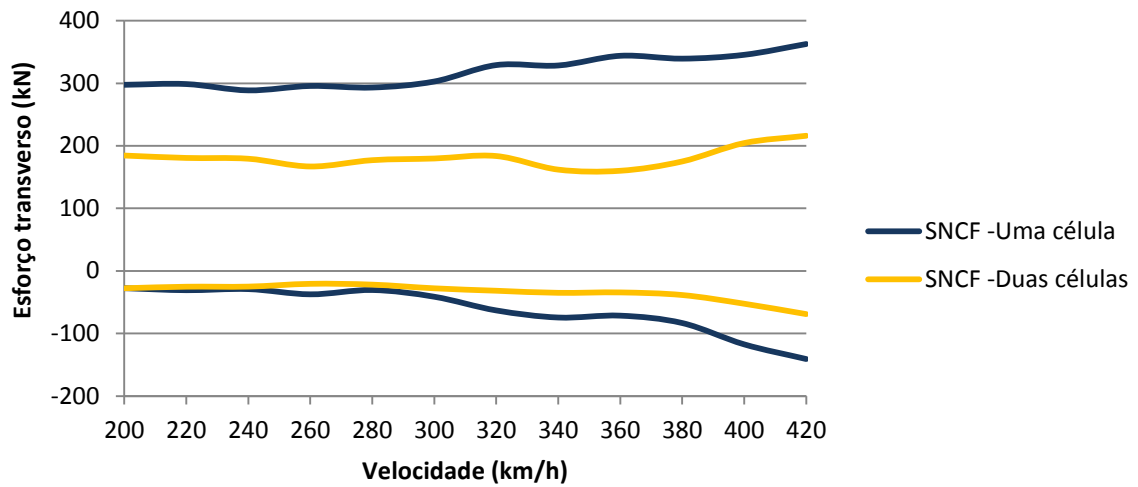


Fig. 6. 73 Envoltórios dos esforços transversos na secção A das estruturas 1 e 2, para o modelo SNCF.

Envolvente do esforço transverso na secção B- Box Culvert de uma célula e dupla célula - SNCF

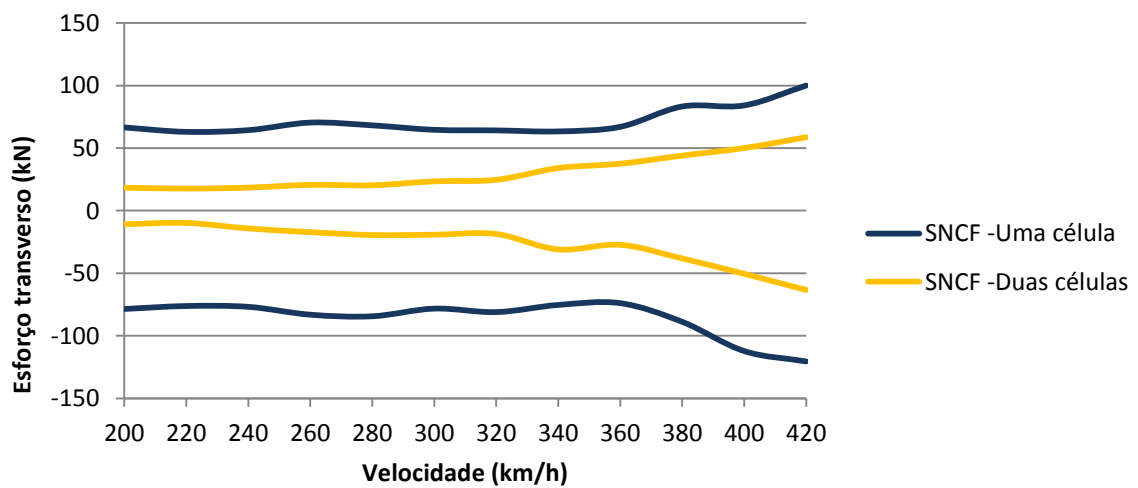


Fig. 6. 74 Envoltórios dos esforços transversos na secção B das estruturas 1 e 2, para o modelo SNCF.

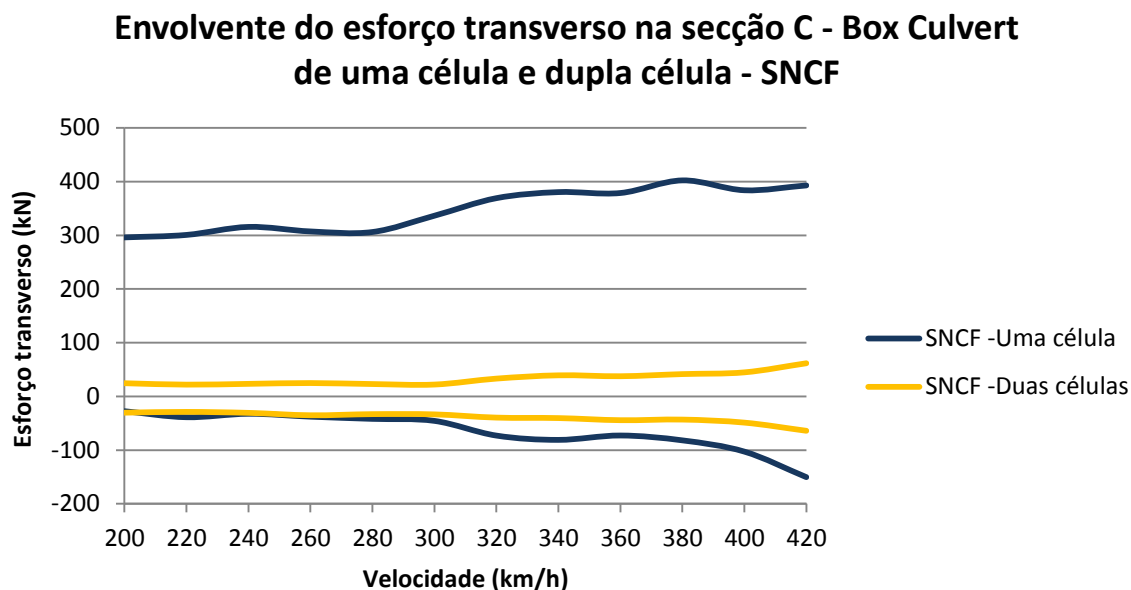


Fig. 6. 75 Envoltórios dos esforços transversos na secção C das estruturas 1 e 2, para o modelo SNCF.

De acordo dos resultados obtidos verifica-se que para as secções A e C os esforços transversos positivos são menores para o Box Culvert no caso da estrutura 2 e podem ser explicado pelas mesmas razões apresentadas na análise dos momentos fletores.

Na secção B, a diferença dos esforços transversos entre a estrutura 1 e 2 é para valores positivos de 41,3 kN.m e negativos de -57,1 kN.m. Assim, apesar desta secção corresponder a um apoio no Box Culvert de dupla célula, o que a partida levaria a maiores esforços nessa secção, os resultados para o Box Culvert com uma célula são maiores. Este facto, tal como verificado na secção A e C pode ser explicado pela melhor distribuição de esforços na estrutura 2, que faz diminuir não só os resultados nos montantes do Box Culvert, bem como o esforço transverso na secção B.

6.3.2 ADIF

À semelhança do modelo SNCF, foram comparadas as duas geometrias de Box Culvert para o modelo ADIF, de modo a compreender melhor o comportamento da estrutura com dupla-célula em zonas com grande extensão de solo tratado. Como já referido anteriormente, este estudo tem também como objetivo entender em que medida a divisão do Box Culvert em duas células representa uma solução que reduz os elevados valores de aceleração e deslocamento apresentados na secção 6.2 do presente trabalho.

Nas secções que se seguem serão apresentados os resultados para as acelerações, deslocamentos, momentos e esforços transversos.

6.3.2.1 Análise das acelerações no Box Culvert

A análise do comportamento do Box Culvert teve por base a envolvente de acelerações traçada para as cinco secções da travessa superior do Box Culvert, anteriormente seleccionadas (Fig.6.76, 6.77 e 6.78).

Envolvente de acelerações na secção A - Box Culvert de uma célula e dupla célula - ADIF

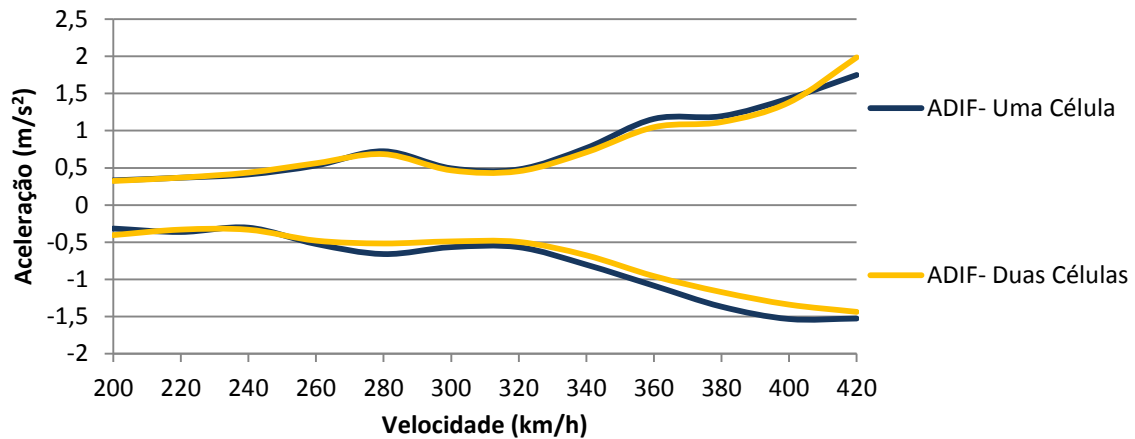


Fig. 6. 76 Envolvente das acelerações na secção A das estruturas 1 e 2, para o modelo ADIF.

Envolvente de acelerações na secção B- Box Culvert de uma célula e dupla célula - ADIF

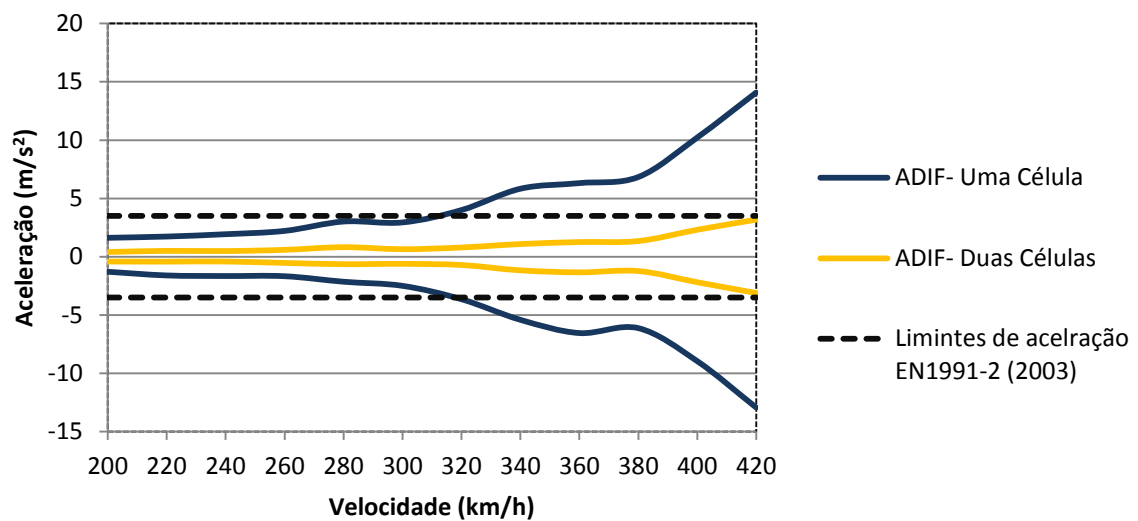


Fig. 6. 77 Envoltentes das acelerações na secção B das estruturas 1 e 2, para o modelo ADIF.

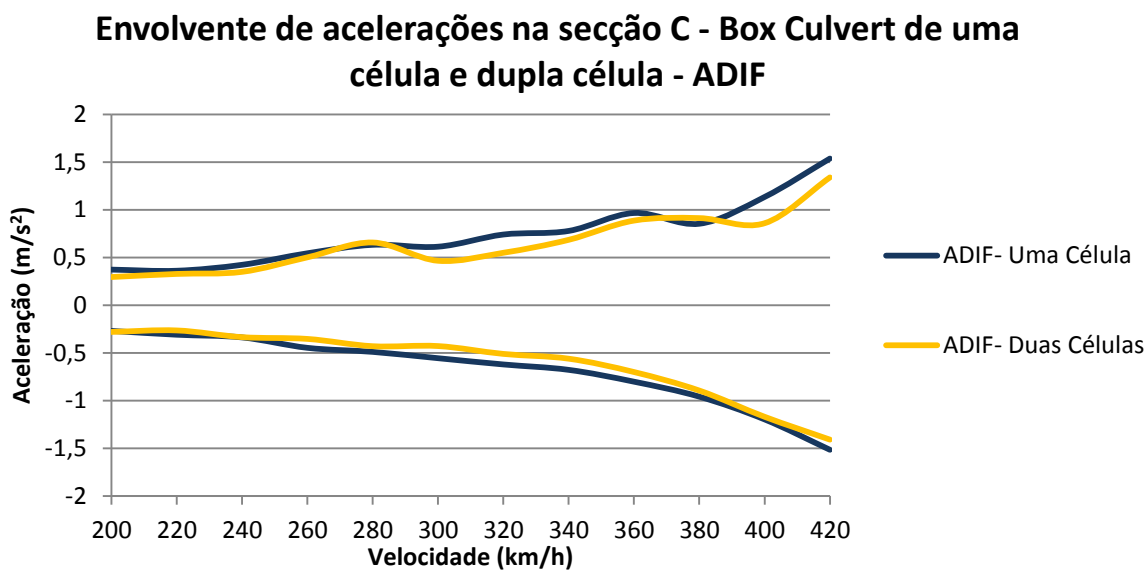


Fig. 6. 78 Envoltórios das acelerações na secção C das estruturas 1 e 2, para o modelo ADIF.

Para as secções dos montantes do Box Culvert no modelo ADIF, as diferenças entre as estruturas 1 e 2 para os valores finais de aceleração são pouco significativas, sendo no caso da secção A a maior diferença igual a $0,24 \text{ m/s}^2$ e na secção C igual a $0,19 \text{ m/s}^2$. Os resultados obtidos para as duas geometrias de Box Culvert, justificam-se pelo facto das duas secções representarem em ambas as geometrias os apoios da travessa superior, estando impedidos de se moverem na direcção vertical o que leva a menores valores da aceleração.

Contrariamente às secções dos montantes, na secção B a diferença entre os resultados das acelerações obtidos para as estruturas 1 e 2 é significativa, o que se deve às diferenças na geometria entre os dois tipos de Box Culvert. De facto, se na estrutura 1 a secção B representa a secção a meio vão, na estrutura 2 essa secção representa um dos apoios da travessa superior do Box Culvert. Esse apoio permite reduzir os resultados das acelerações na secção a meio vão e assim confirmar as conclusões retiradas na secção 6.2 do presente trabalho. Nessa secção foram justificados os valores de aceleração com base em três factores: o grande vão da estrutura enterrada, elevado confinamento da mesma e reduzida espessura. A partir dos resultados obtidos para as três secções da travessa superior verificou-se que a incapacidade dessas vibrarem no sentido horizontal, limitava a interacção solo tratado – estrutura, passando a travessa superior a comportar-se como uma laje isolada dos restantes elementos do modelo, o que fazia com que a secção a meio vão do Box Culvert (secção com menor rigidez) vibrasse na direcção vertical. Este facto aliado à existência de um elevado vão conduziu a valores elevados de aceleração, observados na Fig. 6.29. Deste modo a colocação de um apoio a meio vão do Box Culvert reduz significativamente as acelerações da secção B, funcionando este procedimento como uma solução ao risco que os valores elevados de acelerações representam para a estrutura.

Na figura que se segue são apresentados os resultados obtidos para as secções X e Y, de modo a verificar se os valores da aceleração para as secções a meio vão não ultrapassam os limites impostos pelo EN1991-2 (2003).

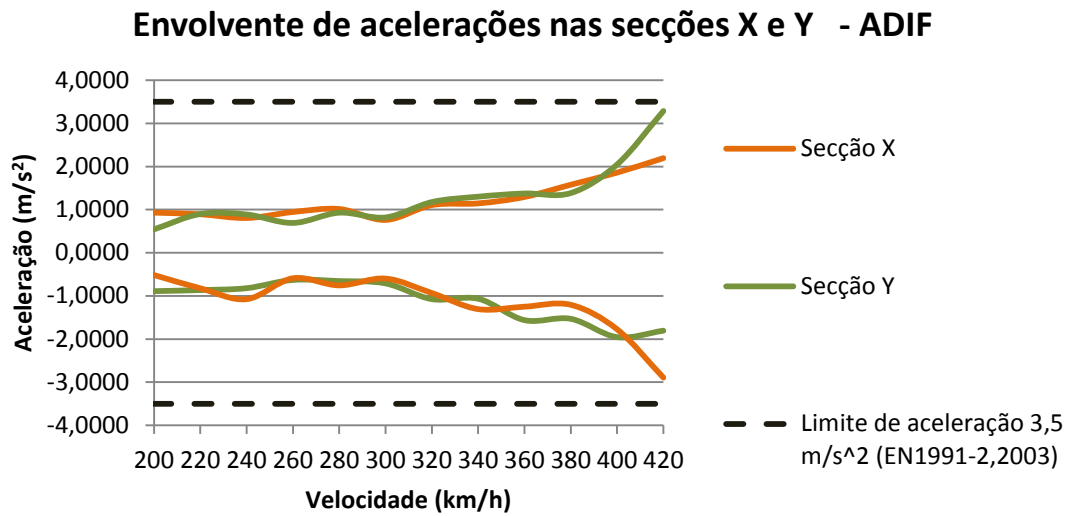


Fig. 6. 79 Envolvente das acelerações nas secções X e Y da estrutura 2, para o modelo ADIF.

De acordo com os resultados apresentados na figura anterior verifica-se que ambas as secções cumprem o estabelecido pelo EN1991-2 (2003) e ainda que as secções X e Y apresentam, à semelhança do modelo SNCF, valores máximos de aceleração semelhantes.

A figura seguinte apresenta os valores máximos de aceleração para todas as secções em estudo, de modo a tornar mais claro como esta variável varia ao longo da travessa superior.

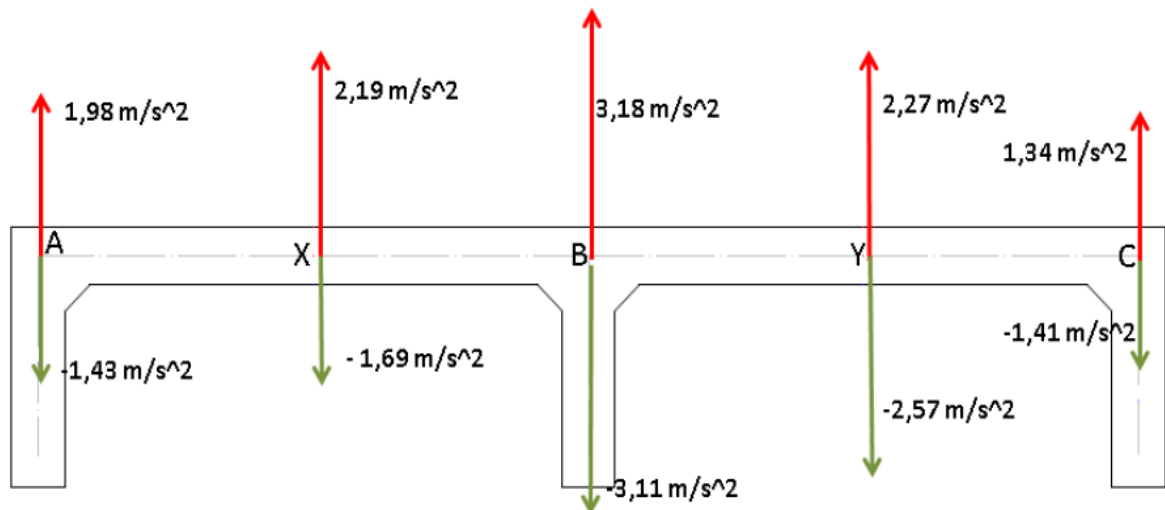


Fig. 6. 80 Esquema da travessa superior do Box Culvert de dupla célula e valores de aceleração extremas (velocidade de 420 km/h) para as secções em estudo.

6.3.2.2 Análise dos deslocamentos no Box Culvert

Para análise dos deslocamentos foram igualmente traçadas as envolventes de deslocamentos das secções A, B e C, que se apresentam nas figuras que se seguem.

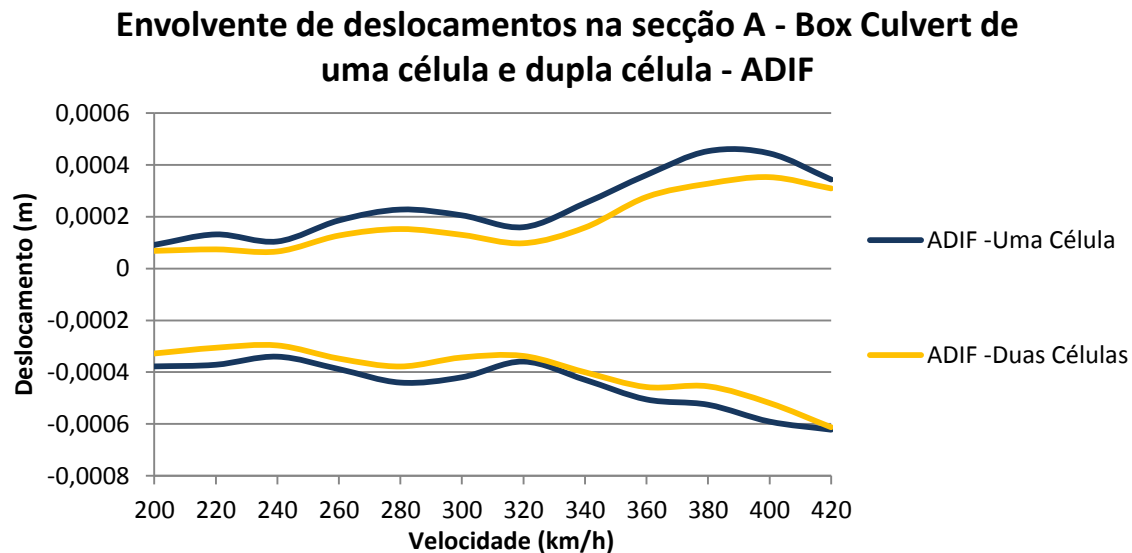


Fig. 6. 81 Envoltentes dos deslocamentos na secção A das estruturas 1 e 2, para o modelo ADIF.

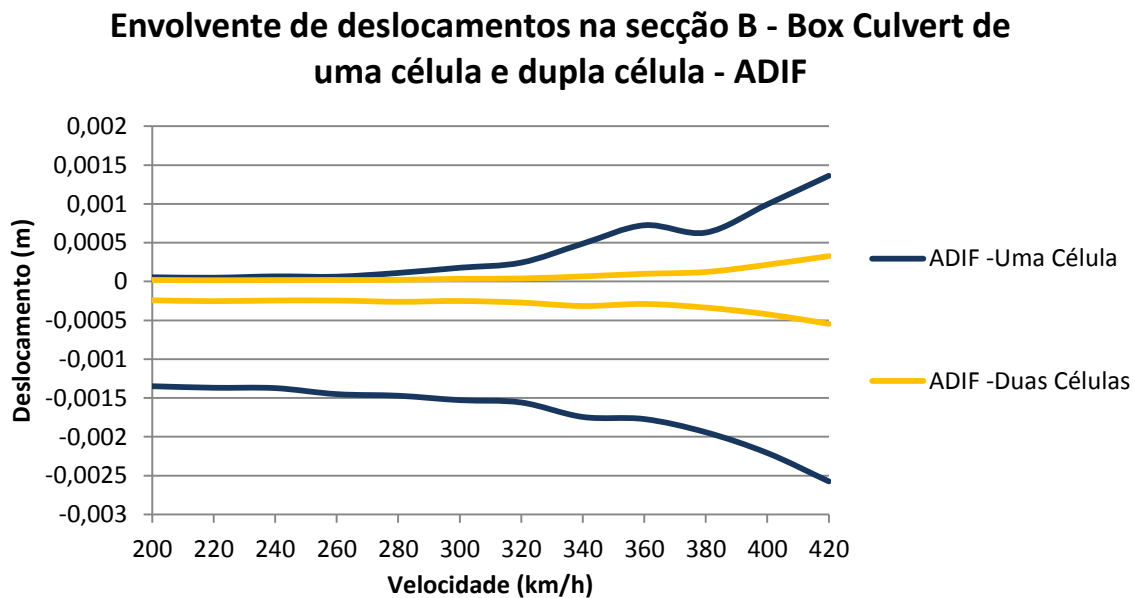


Fig. 6. 82 Envoltentes dos deslocamentos na secção B das estruturas 1 e 2, para o modelo ADIF.

Envolvente de deslocamentos na secção C- Box Culvert de uma célula e dupla célula - ADIF

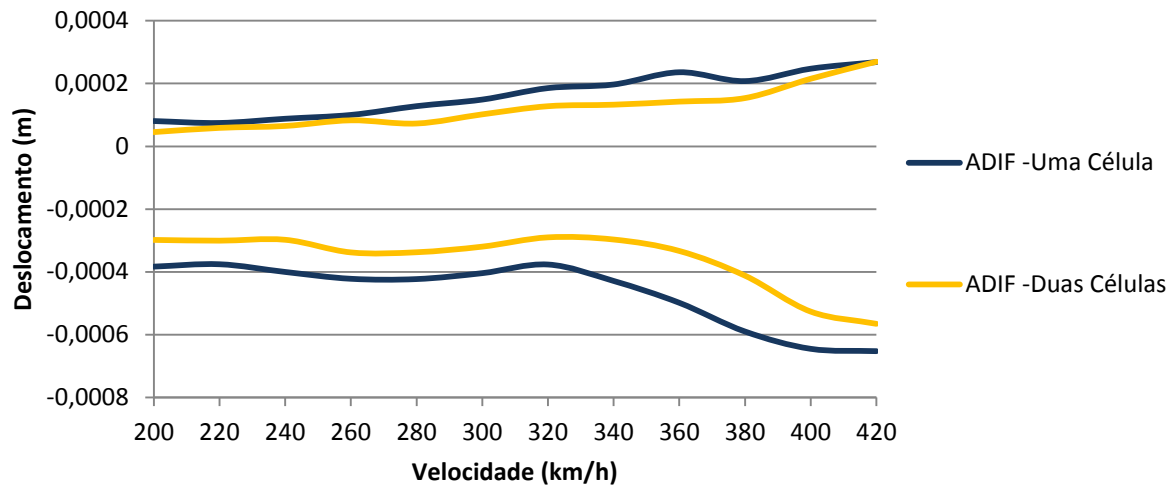


Fig. 6. 83 Envoltentes dos deslocamentos na secção C das estruturas 1 e 2, para o modelo ADIF.

A partir das figuras 6.81 e 6.83 verifica-se que a diferença dos deslocamentos entre as duas geometrias de Box Culvert é pouco significativa. Tal como concluído para no estudo das acelerações este facto deve-se à existência de apoios nas secções A e C em ambos os tipos de Box Culvert em estudo.

Na secção B a diferença dos deslocamentos entre o Box Culvert de dupla célula e de uma célula é mais significativa, sendo a maior diferença igual a 2,02 mm, observada para os deslocamentos negativos. Estes resultados são justificados pelas razões apresentadas no estudo das acelerações para essa secção.

Deslocamento nas secções X e Y (Box Culvert de dupla célula)

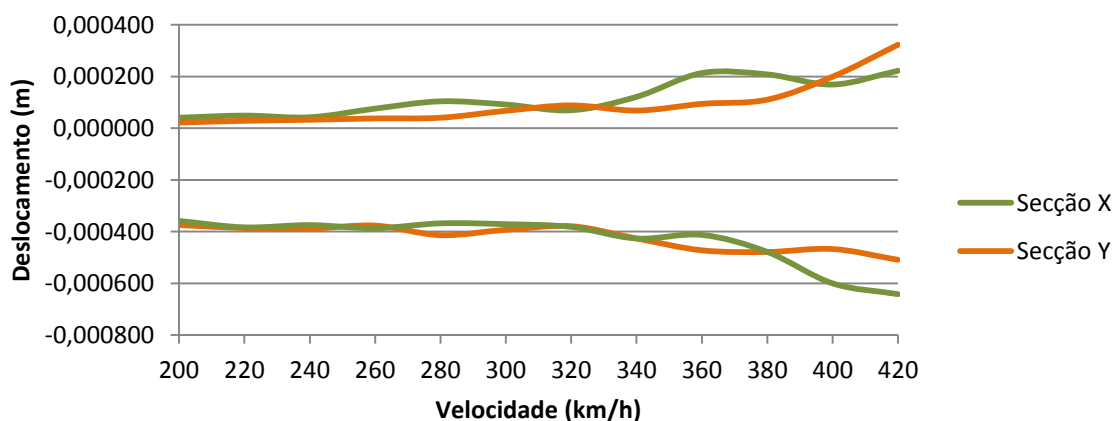


Fig. 6. 84 Envoltentes dos deslocamentos nas secções X e Y da estrutura 2, para o modelo ADIF.

À semelhança das acelerações no modelo ADIF e dos deslocamentos do modelo SNCF, as envoltantes de deslocamentos das secções X e Y apresentam valores semelhantes. Na figura que se segue são apresentados os resultados máximos e mínimos dos deslocamentos na travessa superior.

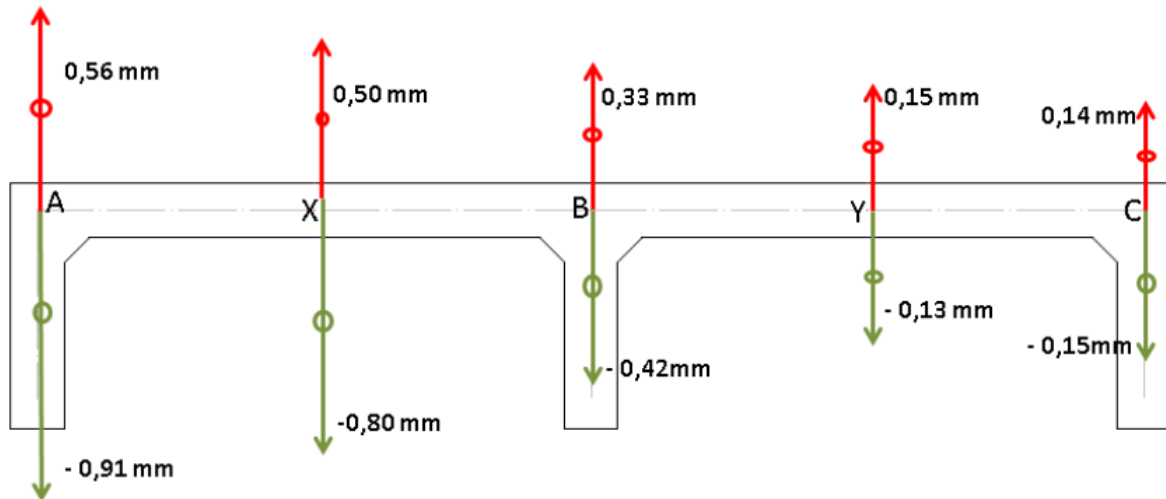


Fig. 6. 85 Esquema da travessa superior do Box Culvert de dupla célula e valores de deslocamento máximo (velocidade de 420 km/h) para as secções em estudo.

6.3.2.3 Análise dos momentos fletores no Box Culvert

À semelhança das análises anteriores, para o estudo dos momentos fletores foram traçadas as respetivas envoltantes das secções A, B, C, X e Y (Fig.6.85, 6.87 e 6.88). É de notar que para a secção B os resultados de momentos fletores obtidos correspondem aos valores à esquerda da secção, pela mesma razão apresentada no modelo SNCF.

Envoltante dos momentos na secção A- Box Culvert de uma célula e dupla célula - ADIF

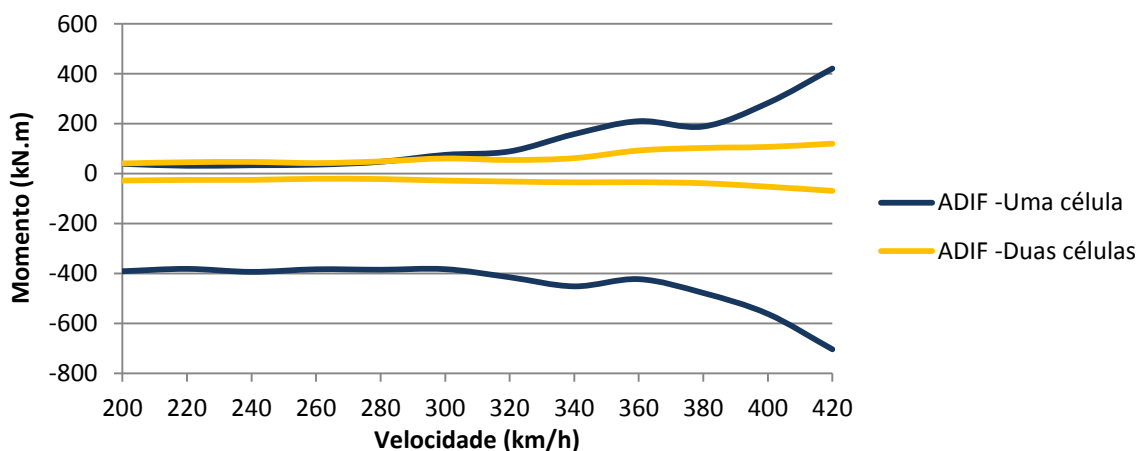


Fig. 6. 86 Envoltantes dos momentos fletores na secção A das estruturas 1 e 2, para o modelo ADIF.

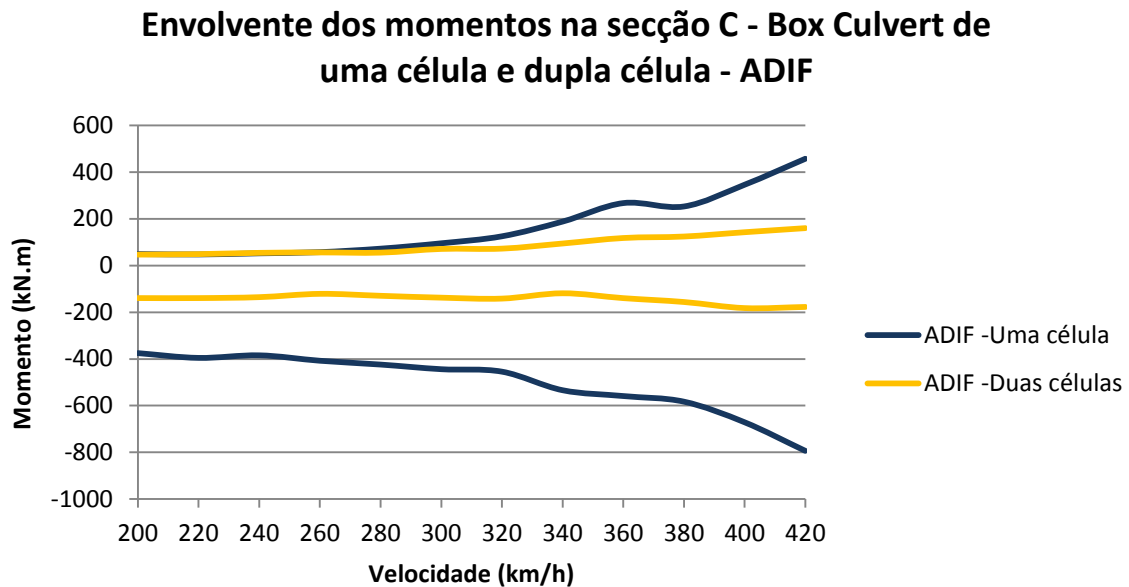


Fig. 6. 87 Envoltentes dos momentos fletores na secção B das estruturas 1 e 2, para o modelo ADIF.

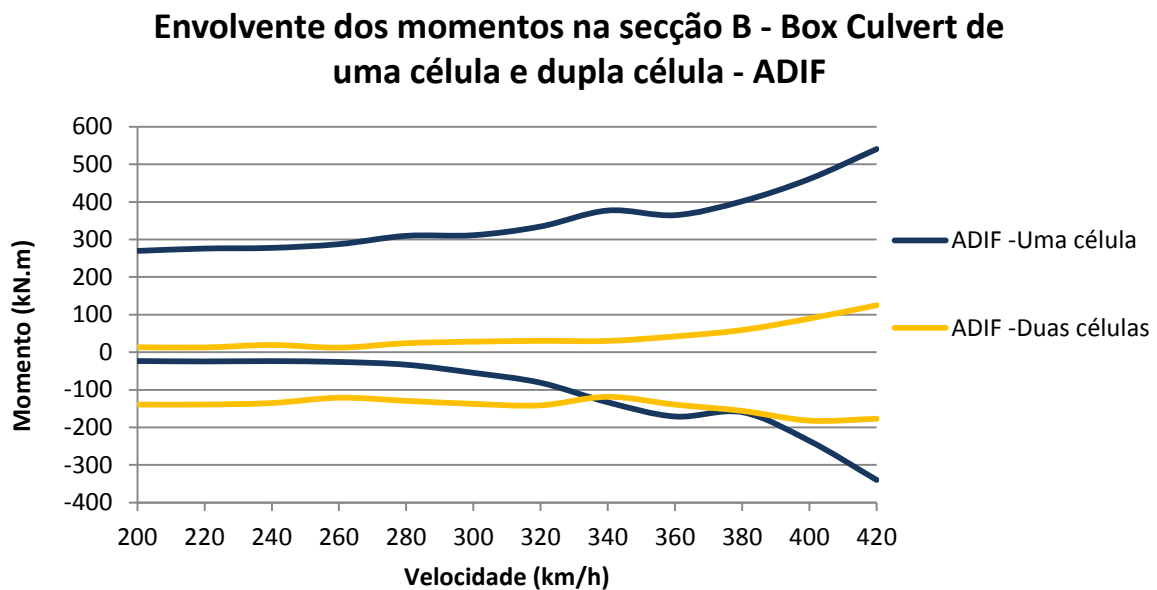


Fig. 6. 88 Envoltentes dos momentos fletores na secção C das estruturas 1 e 2, para o modelo ADIF.

Com base nas figuras anteriores verifica-se que os valores máximos positivos para as secções A e C da estrutura 1 são iguais a 421,21 kN.m e 457,58 kN.m, e os valores máximos negativos de -704,18 kN.m e -793,74 kN.m, respetivamente. No caso da estrutura 2 para as mesmas secções os valores máximos positivos são iguais a 120,22 kN.m e de 160,40 kN.m, enquanto os máximos negativos são de -177,12 kN.m e de -289,91 kN.m, para as secções A e C respetivamente. Assim, para as secções dos montantes

do Box Culvert a diferença dos momentos observados entre a estrutura 1 e 2 é significativa tanto para valores positivos como para valores negativos. No entanto, para secção a B essa diferença é apenas significativa para valores positivos de momentos, sendo neste caso igual a 415,8 kN.m.

Em qualquer uma das três secções referidas os resultados dos momentos observados para a estrutura com apenas uma célula são maiores que os observados no caso do Box Culvert de dupla-célula. Estes valores podem ser justificados pela da melhor distribuição de esforços ao longo da travessa superior, tal como observado na análises dos momentos e transversos no modelo SNCF.

Na figura que se segue são apresentados os resultados obtidos para as duas secções a meio vão de cada uma das células.

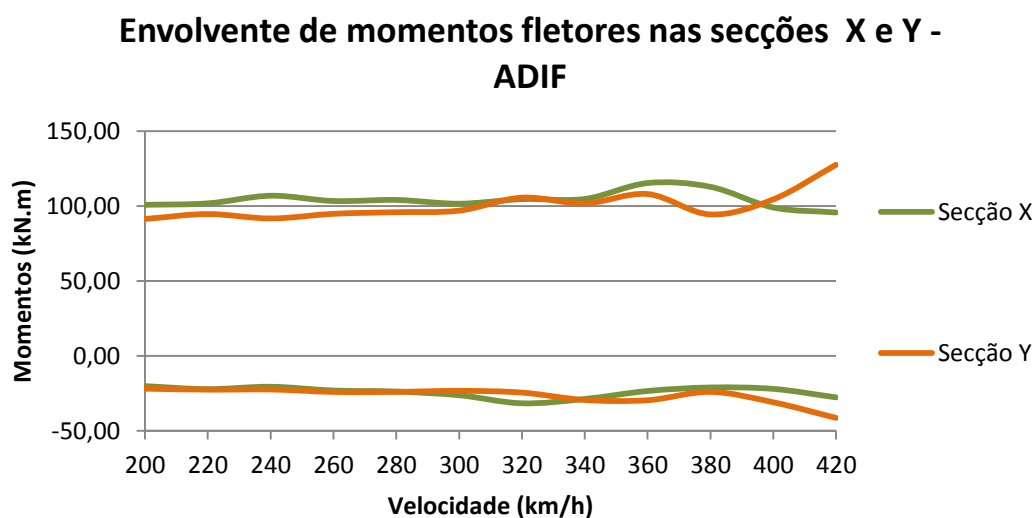


Fig. 6. 89 Envoltórias dos momentos fletores nas secções X e Y da estrutura 2, para o modelo ADIF.

À semelhança dos resultados obtidos nas análises anteriormente feitas às secções X e Y, as envoltórias dos momentos fletores dessas secções apresentam valores máximos semelhantes, pelo facto de ambas representarem secções a meio vão das células de Box Culvert. No caso da secção Y os valores máximos e mínimos são iguais a 127,61 kN.m e -41,34 kN.m, respetivamente e para a secção X são iguais a 95,79 kN.m e -27,62 kN.m.

6.3.2.4 Análise dos esforços transversos no Box Culvert

Tal como estudado no modelo SNCF, para os esforços transversos foram apenas analisadas as secções que representa zonas de apoio da travessa superior, isto é, as secções A, B (resultados do nó à esquerda da secção) e C.

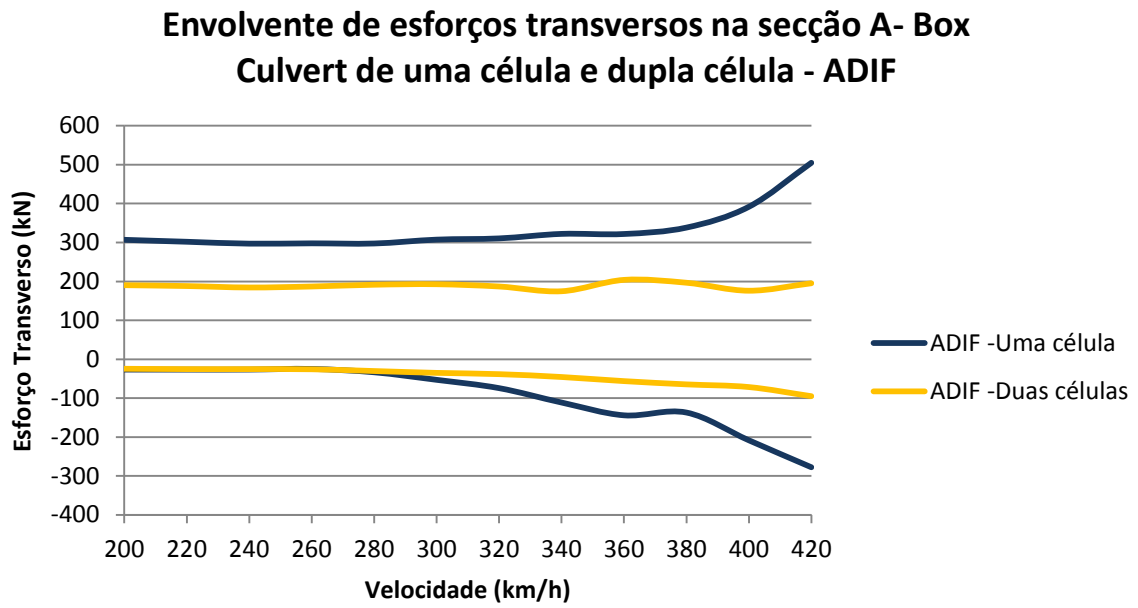


Fig. 6. 90 Envoltentes dos esforços transversos na secção A das estruturas 1 e 2, para o modelo ADIF.

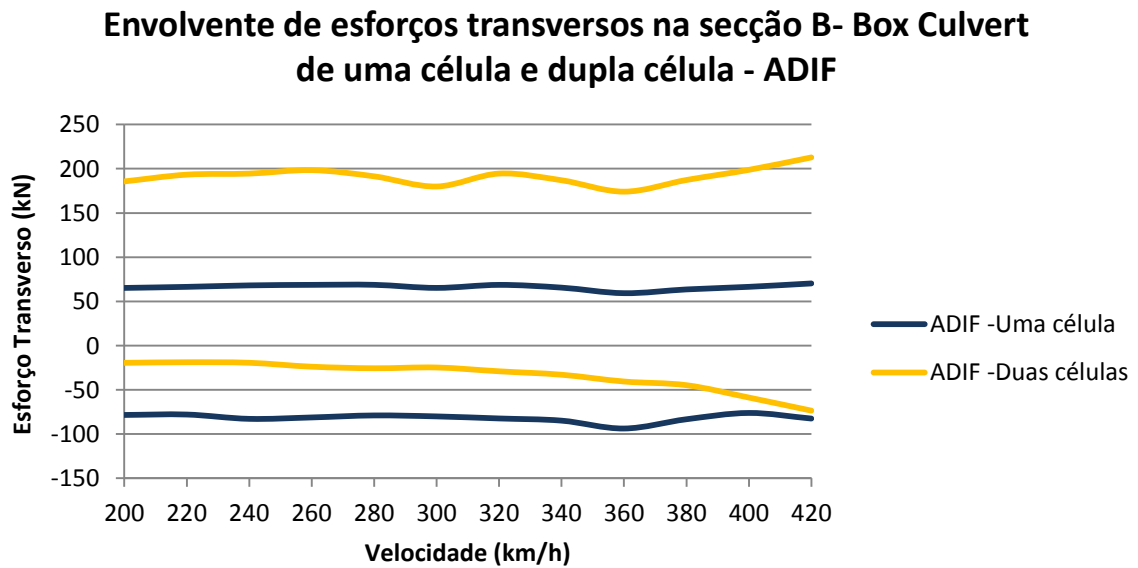


Fig. 6. 91 Envoltentes dos esforços transversos na secção B das estruturas 1 e 2, para o modelo ADIF.

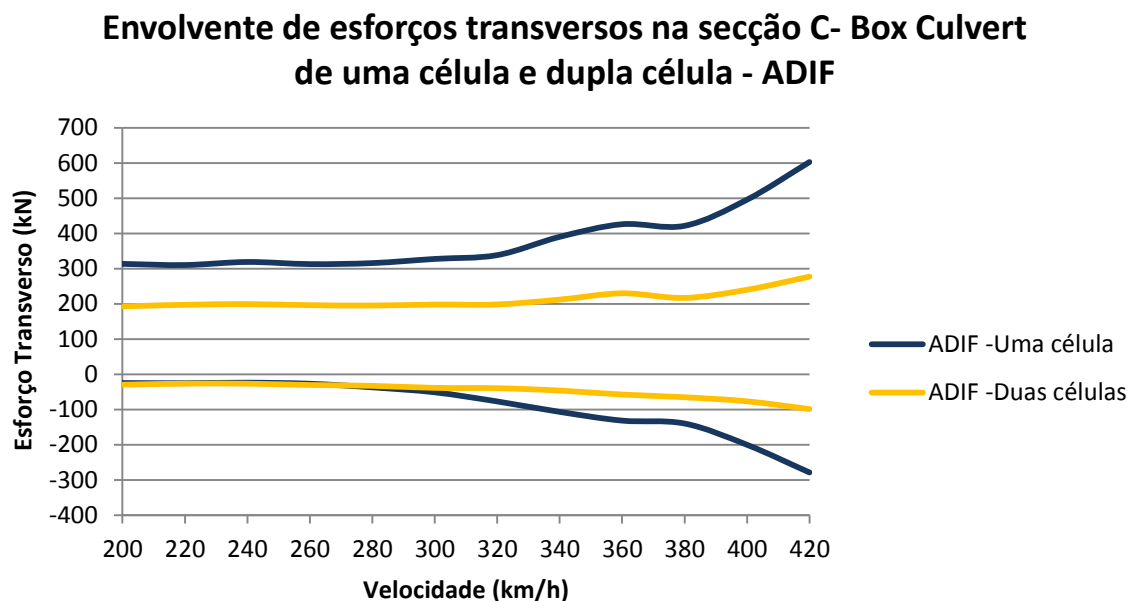


Fig. 6. 92 Envolventes dos esforços transversos na secção C das estruturas 1 e 2, para o modelo ADIF

Analisando os resultados obtidos para as secções A e C, verifica-se a entre as duas geometrias de Box Culvert, a que apresenta menor valor de esforço transverso é a de dupla-célula, tanto para valores positivos como negativos. A razão para tais resultados é igual à apresentada na análise dos momentos fletores.

Relativamente à secção B, os resultados obtidos para os esforços transversos positivos são maiores no caso em que a estrutura apresenta duas células. Este resultado deve-se ao facto da secção B representar no Box Culvert de uma célula a secção a meio vão e para o de dupla-célula a secção de apoio, que suporta parte dos esforços atuantes sobre a travessa superior. No caso em que a estrutura apresenta apenas uma célula, quando é sujeita a uma ação dinâmica, a secção B, livre de se mover verticalmente vibra com valores de aceleração elevados. No entanto, no caso em que a estrutura apresenta dupla célula esta secção está impedida de se mover pelo que se uma ação dinâmica inicialmente conduzia a valores de aceleração elevados, neste caso leva a elevados valores de esforço transverso. É importante ainda notar que ao contrário do modelo SNCF, para o modelo ADIF a redistribuição de esforços ao longo da travessa superior não representa impacto evidente na secção B, sendo os resultados dos esforços transversos para esta secção mais elevados na estrutura 2.

6.3.2.5 Análise comparativa dos deslocamentos e acelerações entre o modelo ADIF e SNCF

O principal objetivo da presente dissertação consistiu em compreender em que medida as propriedades da zona de transição podem influenciar o comportamento do Box Culvert. Nas secções anteriores foram apenas comparados os resultados relativos ao Box Culvert com uma única célula e os resultados relativos ao Box Culvert de dupla célula, para a mesma zona de transição. Assim, de seguida desenvolve-se uma análise comparativa sobre os valores de aceleração e deslocamento onde é estudado o comportamento da estrutura enterrada com duas células quando inserida em zonas de transição diferentes. É ainda acrescentado um quadro resumo com os valores máximos e mínimos de

aceleração e deslocamentos, onde é possível verificar para que zona de transição a utilização do Box Culvert de dupla célula em detrimento do de uma tem mais impacto.

Nas figuras que se seguem são apresentados as envolventes relativas à secção com valores extremos das variáveis referidas, isto é na secção B.

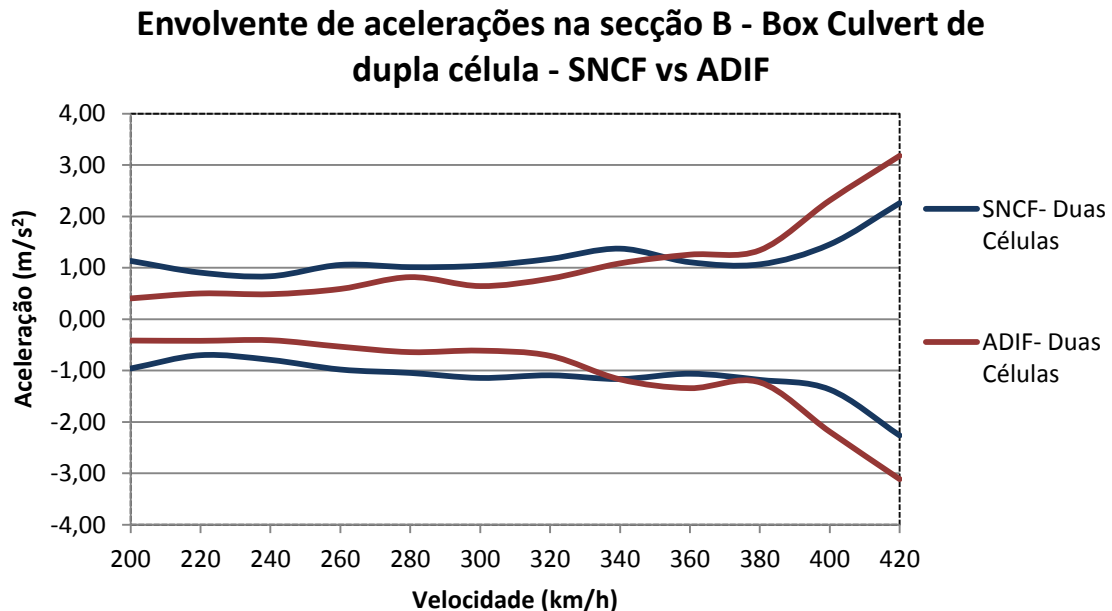


Fig. 6. 93 Envolventes das acelerações na secção B da estrutura 2, para os modelos ADIF e SNCF.

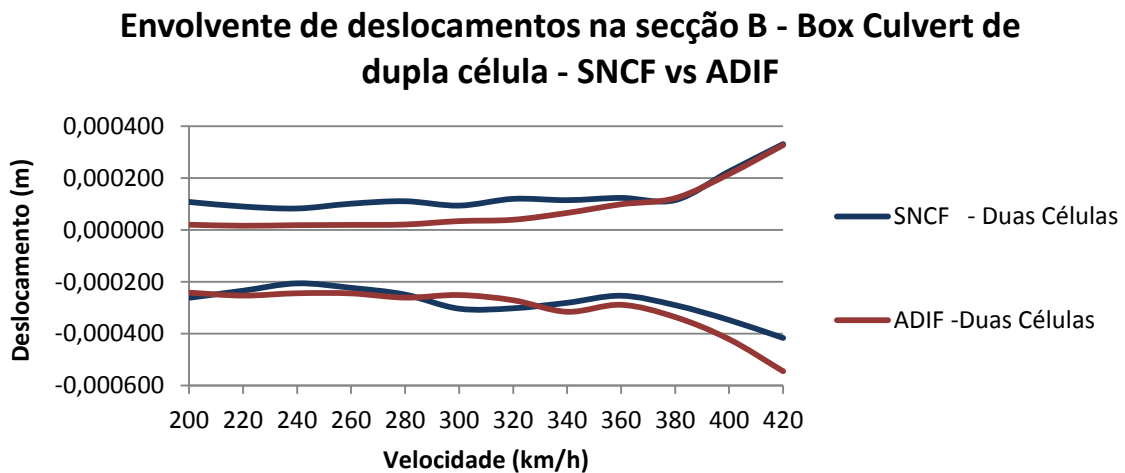


Fig. 6. 94 Envolventes das acelerações na secção B da estrutura 2, para os modelos ADIF e SNCF

Como é possível observar pelas figuras 6.93 e 6.94 os valores máximos de aceleração e deslocamento de ambos os modelos são idênticos. No primeiro caso a maior diferença verifica-se para valores positivos de aceleração à velocidade de 420 km/h e é igual a 0,92 m/s². No segundo caso a maior

diferença de deslocamentos entre os dois modelos em estudo verifica-se para valores negativos e é igual a 0,13 mm. Posto isto, conclui-se a alteração da geometria da estrutura não só reduz os valores máximos de aceleração e deslocamentos como aproxima os resultados dos dois modelos em estudo.

No quadro que se segue são apresentados os valores de aceleração e deslocamento máximos e mínimos para a secção B (secção a meio vão), à velocidade de 420 km/h.

Quadro 6. 3 Diferença entre os resultados de aceleração e deslocamento da secção B obtidos a estrutura 1 e 2 à velocidade de 420 km/h, nos modelos ADIF e SNCF.

	SNCF			ADIF		
	Estrutura 1	Estrutura 2	Diferença entre Estrutura 1 e 2	Estrutura 1	Estrutura 2	Diferença entre Estrutura 1 e 2
Aceleração (m/s ²)	4,3	2,3	2,1	14,1	3,2	10,9
	-5,4	-2,3	-3,2	-12,9	-3,1	-9,8
Deslocamentos (mm)	0,574	0,331	0,242	0,331	0,327	0,004
	-1,913	-0,417	-1,496	-0,417	-0,545	0,128

Como é possível observar pelo quadro 6.3 a divisão do Box Culvert em duas células tem para a aceleração maior impacto no modelo ADIF e no caso dos deslocamentos para o modelo SNCF.

7

CONCLUSÕES

7. CONCLUSÕES GERAIS

O presente trabalho centrou-se no estudo do comportamento de passagens inferiores pré-fabricadas do tipo Box Culvert quando sujeitas a uma ação dinâmica induzida pela passagem de um comboio de alta velocidade. No estudo foram comparadas duas soluções para zonas de transição; uma proposta pela SNCF e outra pelo ADIF, onde a cada uma delas foram associadas duas geometrias de Box Culvert, uma com duas células e outra apenas uma célula. Para tal foram desenvolvidos quatro modelos a 2D com base no método dos elementos finitos e em estado plano de tensão, a partir do programa de cálculo comercial SAP2000. Nesse programa foram desenvolvidas as duas malhas com as geometrias correspondentes a cada uma das zonas de transição em análise e os Box Culvert com dimensões iguais a 8,9mx6,5m. A passagem do comboio sobre a malha do programa SAP2000 foi definida com base num modelo de carga dinâmico HSLM-A descrito na norma EN1991-2(2003), e modelada com recurso ao programa “Time History”. A partir desse programa foi possível obter também os resultados das acelerações, deslocamentos, momentos fletores e esforços transversos em qualquer secção do Box Culvert. As propriedades dos materiais que constituem a zona de transição, do Box Culvert entre outras escolhas feitas para a modelação do problema tiveram por base trabalhos anteriores como o de Nóbrega (2010), Carvalho(2012) e Silva(2013).

A análise dinâmica incidiu sobre as secções correspondentes e à travessa superior do Box Culvert e foi desenvolvida para velocidades compreendidas entre 200 km/h e 420 km/h, com incrementos de 20 km/h, para todos os modelos HSLM-A. Numa análise geral verificou-se que o aumento da velocidade de circulação do veículo conduz a valores de aceleração, deslocamentos, momentos fletores e esforços transversos maiores, sendo os máximos e mínimos das referidas variáveis observados em geral para 420 km/h. De acordo com os resultados obtidos verificou-se ainda que de modo geral os valores observados no modelo ADIF são mais gravosos que os observados no modelo SNCF.

Os resultados das acelerações e dos deslocamentos observadas no modelo ADIF são superiores aos obtidos no modelo SNCF, fenómeno que pode ser explicado pela extensão de material tratado no modelo espanhol. Como referido anteriormente o grande volume de solo tratado utilizado no modelo espanhol conduz a um grande confinamento do Box Culvert, o que por um lado confere maior estabilidade às secções da estrutura com maior contacto com esse solo, diminuído as acelerações verticais das mesmas, mas por outro favorece as acelerações a meio vão da travessa superior. De facto, no caso em que volume de terras tratadas é maior os movimentos horizontais do Box Culvert encontram-se limitados, pelo que a estrutura passa a apresentar dificuldades em interagir com o solo

que a envolve no sentido de se opor à passagem do comboio. Neste caso, a travessa superior do Box Culvert passa a comportar-se como uma laje isolada do restante material tratado, sendo menor o volume de solo que interage com a estrutura enterrada. Consequentemente, os resultados das acelerações e deslocamentos verticais na zona de menor rigidez do Box Culvert, isto é na secção a meio vão são maiores para o modelo com maior extensão de material tratado, isto é, o modelo ADIF.

Na análise comparativa entre as duas geometrias os resultados para as acelerações nas secções A, B e C do Box Culvert de dupla-célula são significativamente menores aos observados para a estrutura com uma célula apenas.

No caso do modelo SNCF, o impacto da colocação de um apoio na secção B é mais evidente no sentido em que esta deixa de apresentar os valores de aceleração mais graves em toda a travessa superior, passando estes a ocorrer nas secções a meio vão de cada uma das células do Box Culvert de dupla-célula, isto é, nas secções X e Y. No caso do modelo ADIF, a secção B do Box Culvert de dupla célula continua a corresponder aquela que apresenta maiores valores de aceleração, comparativamente às restantes secções da travessa superior. No entanto, esses valores continuam a ser significativamente menores aos observados na mesma secção para o Box Culvert com uma célula. Assim, para o modelo francês e espanhol, a divisão do Box Culvert de uma célula em duas representa uma possível solução para os valores elevados de aceleração observados na secção B da estrutura com uma célula, no sentido em que reduz estes resultados a valores inferiores ao limite imposto pelo EN1991-2 (2003).

Na análise dos deslocamentos, verificou-se que os resultados da estrutura com uma célula são maiores que os observados no Box Culvert de dupla-célula, independentemente da secção em análise. É ainda importante realçar que a secção A na estrutura com duas células apresenta os valores máximos de deslocamentos nos dois modelos da zona de transição, o que resulta do facto desta representar o primeiro ponto de contacto do Box Culvert com comboio.

Na análise comparativa entre o modelo ADIF e SNCF dos momentos fletores verificou-se que os resultados obtidos para o primeiro foram superiores aos observados no segundo modelo. Estes podem ser explicados pelo facto do valor das acelerações apresentados no modelo espanhol serem significativamente maiores que as observadas para o modelo francês.

Relativamente ao estudo comparativo entre as duas geometrias verificou-se que para as secções A, B e C, da travessa superior, os resultados dos momentos fletores no Box Culvert com dupla célula são menores que os observados para o Box Culvert com uma célula apenas. Estes valores são consequência da melhor distribuição de esforços ao longo da travessa superior na estrutura com dupla-célula, visto esta apresentar mais um apoio ao nível da secção B. É ainda importante realçar que a diferença de resultados é mais evidentes para a secção B, visto no caso da estrutura com uma célula esta representar a secção a meio vão do Box Culvert e na estrutura com duas células uma das secções de apoio da travessa superior.

A análise dos esforços transversos incidiu apenas sobre as secções de apoio da travessa superior do Box Culvert, no caso da análise comparativa entre os modelos ADIF e SNCF as secções A e C. Os resultados obtidos indicaram que, à semelhança dos momentos fletores as secções dos montantes da estrutura apresentavam para o modelo ADIF esforços superiores aos do modelo SNCF. Estes valores podem ser justificados pelas acelerações do modelo espanhol na secção a meio vão do Box Culvert serem maiores que as observadas no modelo francês.

No estudo comparativos entre o Box Culvert de dupla célula e de uma célula foram não só analisadas as secções de montantes da estrutura (secções A e C), como também a secção B, visto representar na estrutura com duas células uma das secções de apoio da travessa superior. No caso do modelo SNCF, os esforços transversos verificados nas secções da estrutura com uma célula são superiores aos observados na estrutura de duas células. Este resultado pode ser explicado pela melhor distribuição de esforços que se dá na travessa superior do Box Culvert de dupla célula, consequente da existência de três apoios ao longo desta. No caso do modelo ADIF verificou-se que para as secções A e C do Box Culvert os esforços transversos da estrutura com uma célula são superiores aos observados na estrutura de duas células, o que à semelhança do modelo francês, é explicado pela redistribuição dos esforços pelo terceiro apoio do Box Culvert. No entanto, para o mesmo modelo na secção B os resultados são diferentes aos observados no modelo Francês. Analisando a envolvente de esforços transversos verifica-se que os valores finais obtidos para o Box Culvert de dupla-célula são superiores aos observados na de uma célula. Apesar de se verificar uma redistribuição de esforços nas secções dos montantes do Box Culvert, a secção B, por representar na estrutura com duas células um dos apoios da travessa superior, passa a resistir às cargas dinâmicas atuantes. Assim, uma ação dinâmica que numa estrutura com uma célula conduzia a valores de aceleração e deslocamentos elevados, no Box Culvert de dupla-célula conduz a esforços transversos elevados

Posto isto verifica-se que o modelo ADIF, apesar de apresentar maior volume de terras tratadas que o modelo SNCF, não representa a melhor solução para a zona de transição, principalmente quando o vão da estrutura enterrada é elevado. De acordo com os resultados obtidos, o modelo Espanhol para além de apresentar acelerações e deslocamentos maiores que os do modelo Francês, para velocidades superiores a 320 km/h os valores de aceleração são superiores aos limites impostos pelo EN1991-2 (2003). Neste sentido, conclui-se que existe uma relação direta entre o comportamento da estrutura e o volume de terras utilizadas, sendo necessário conciliar o estudo destes dois elementos, solo e estrutura para um bom comportamento da via. Assim, para um estudo adequado deve recorrer-se preferencialmente a modelos numéricos cujas características se aproximam o mais possível dos efeitos causados pela passagem de um comboio de alta velocidade e que traduzam de forma realista o comportamento do conjunto solo-estrutura enterrada.

É ainda importante realçar que a redução do vão do Box Culvert a partir da divisão da célula em duas constitui uma boa solução do ponto de vista de segurança. Como já referido anteriormente, a colocação de um terceiro apoio a meio vão da primeira estrutura modela permite a aproximação dos resultados de acelerações, deslocamentos e esforços do modelo SNCF e ADIF, e ainda a redução desses valores a resultados inferiores ao limite imposto pelo EN1991-2 (2003). Assim, a segunda análise desenvolvida na presente dissertação, permitiu por um lado compreender o comportamento de Box Culvert com diferentes geometrias e por outro encontra uma solução aos valores elevados de aceleração e deslocamentos apresentados na primeira análise.

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O presente trabalho teve como principal foco o estudo comportamental de passagens inferiores pré-fabricadas, para diferentes geometrias e são quando inseridas em meios de diferente rigidez. No sentido de em dar continuidade ao trabalho até então desenvolvido são apresentas algumas sugestões:

- Criação de um modelo a três dimensões e a sua comparação com o modelo de duas dimensões;

- Alteração das dimensões do Box Culvert;
- Estudar outras geometrias possíveis para zonas de transição nas quais são analisadas questões como a altura de recobrimento;
- Alteração das características dos materiais a utilizar na subestrutura e superestrutura de modo a compreender a influência no comportamento da via perante uma ação dinâmica;

BIBLIOGRAFIA

- ADIF. (2006). *Instrucciones y Recomendaciones para Redaccion de Proyectos de Plataforma*, da ADIF, Madrid
- Alves Ribeiro, C., Calçada, R., Delgado, R. (2008). *Efeitos Dinâmicos em Zonas de Transição em Vias Férreas de Alta Velocidade*, XI Congresso Nacional de Geotecnia, IV Congresso Luso-Brasileiro de geotecnia, 7-11 Abril 2008. Coimbra.
- Carvalho, C. (2012). *Efeitos Dinâmicos induzidos por Tráfego Ferroviário em Passagens Inferiores Pré-Fabricadas a vias de alta velocidade*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Chopra, Anil K. (1995). *Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering*, Englewood Cliffs: Prentice Hall International, New Jersey.
- Clough, R., Penzien, J. (1993). *Dynamic of Structures*, McGraw-Hill Book Company, New York.
- Costa, C. (2011). *Comportamento Dinâmico de Atravessamentos Inferiores Pré-Fabricados em Vias de Alta Velocidade*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto
- Couto, F. (2008). *Sebenta da cadeira de Caminhos-de-ferro*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.
- Cuadrado, M., González, P., Romo, E. (2005). *Pequeñas Obras de Fábrica en el Cuerpo de los Terraplenes de Líneas de Alta Velocidad ,Efectos sobre Variacion de la Rigidez Global de la Vía y Recomendaciones de Diseño*, artigo apresentado no congresso WCRR01.
- EN1991-2. (2003). *Action on Structures - Part 2: General Actions - Traffic loads on bridges*. Edited by E. C. f. S. (CEN). Brussels.
- Engenhariacivil.com, (2011). [http://www.engenhariacivil.com/box-culverts-analise dimensionamento](http://www.engenhariacivil.com/box-culverts-analise_dimensionamento) (13/04/2013).
- ERRI, D230.1. (1999). *Bridge ends. Embankment Structure Transition RP3*. State of the art report, European Rail Research Institute. Utrecht, Netherlands.
- Esvel, C. (2001). Título Modern railway track. 2nd edition, MRT Productions. Zaltbommel.
- Faria, Rui. (1994). *Avaliação de um comportamento sísmico de barragens de betão através de um modelo de dano contínuo*, Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Ferrovie.com, (2011). <<http://www.ferrovie.it/forum/viewtopic.php?f=47&t=24754&start=525>>
- Forcechange.com, (2008). <<http://forcechange.com/1166/new-very-high-speed-train-goes-220-mph-and-has-no-centralized-engine>>
- Fortunato, E., Pinelo, A., Hadjadj, T., Lobo, C. (2000). *Aspectos Geotécnicos da reabilitação de infraestrutura ferroviária*. VII congresso Nacional de Geotecnia, Porto.

Fortunato, E. (2006). *Caracterização Físico-Mecânica de Plataformas Ferroviárias*. 9º Ciclo de Palestras em Engenharia Civil UNIC 2006, 3 de Maio de 2006. Lisboa.

Fortunato, E., Paixão, A. (2009). *Novas soluções de superestrutura de via para alta velocidade ferroviária*. LNEC. Lisboa.

Fortunato, E. (2005). *Renovação de plataformas ferroviárias estudos relativos à capacidade de carga*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

FTA. (2006). *Design of Track Transitions*. edited by Research Results Digest. Washington D.C.

Gogermay.com, (2011). <<http://gogermay.about.com/od/sightsandattractions/ig/Germany-with-Kids/Taking-the-Train-with-kids.htm>>.

Gonçalves, R.; Costa, P.A.; Cardoso, A.S. (2009). *Box Culverts, Métodos de Dimensionamento: Estado do Conhecimento*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

González, P., M. Cuadrado, and E. Romo (2006). *Small Structures in the Core (Nucleus) of the Embankment in High-speed Lines. Effects on the Variation of the global Stiffness of the Track and Design Recommendations in Railway Foundations*. University of Birmingham.

IMTT. (1996).

<http://eurlex.europa.eu/LexUriServ/LexUriServ.do?uri=CELEX:31996L0048:PT:HTML> (17/4/2013).

Nóbrega, S. (2010). *Comportamento dinâmico de Atravessamentos Inferiores Pré-fabricados em vias de alta velocidade*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

Pinto, D. (2008). *Análise de passagens Hidráulicas Enterradas constituídas por Box Culver*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

Pinto, J. (2007). *Dinâmica de Pontes em Viga Caixa em Linhas Ferroviárias de Alta Velocidade*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

Plumey, S. (2007). *Interaction sol-structure dans le domaine des tranchées couvertes*. Dissertação de Doutoramento, Faculté de L'Environnement Naturel, Architectural ey Construit, École Polytechnique Fédérale de Lausanne. Lausanne.

Railway-technology.(2010a). <http://www.railway-technology.com/projects/italy/italy4.html>. (27/05/2010)

Ribeiro, A. (2012). *Transições Aterro-Estrutura em Linhas Férroviárias de Alta Velocidade: Análise Experimental e Numérica*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

Riessberger, Klaus. (2006). *Ballast Tracks for High Speeds*. Technical University of Graz, Graz.

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

Sang, P. (2000). *Comportamento e Modelação numérica de Estruturas Enterradas de betão*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.

Silva, C. (2013). *Efeitos dinâmicos induzidos por tráfego em atravessamentos inferiores pré-fabricados a vias de alta velocidade*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

Silva, H. (2010). *Transições aterro-ponte em Vias férreas de Alta Velocidade*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.

SNCF. (2002). *Remblais Contigues aux Maçonneries*. Livre 1: A - Conception, article 8.1.

SNCF. (2010). <http://www.sncf.com/> , (27/05/2010)

Teixeira, P. (2004). *Contribución a la reducción de los costes de mantenimiento de vías de alta velocidad mediante la optimización de su rigidez vertical*. Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona, España.

Thalys, (2010) <http://www.thalys.com/> .(17/05/2010)

Wood, T. (2009). *An evaluation of Alternative Analysis methods for Production Load Rating of Culverts*. Dissertação de Mestrado ,Texas University.

UIC, (2008). *UIC Code 719R: Earthworks and Track bed for Railway Lines*. International Union of Railways.

UIC (2010). http://www.uic.org/IMG/pdf/20101219_d_high_speed_lines_in_the_world_maps.pdf (2/04/2013)

Vitez, I, D Krumes and B Vitez.(2005). *UIC-Recommendationsfor the use of Rail Steel Grades*.

ANEXOS

A1

ACELERAÇÕES VERTICAIS (AY) MÁXIMAS DESLOCAMENTOS VERTICAIS (UY) MOMENTOS FLETORES (MZ) E ESFORÇOS TRANSVERSOS (SXY) MÁXIMOS NAS SECÇÕES A, B, C DO BOX CULVERT DE UMA CÉLULA

Solução SNCF				
Acelerações verticais máximas (m/s ²)				
	v (km/h)	Secções		
		A	B	C
ACELERAÇÕES POSITIVAS (m/s ²)	200	0,4247	1,4338	0,3750
	220	0,5210	1,8241	0,4494
	240	0,5596	1,9116	0,6037
	260	0,5787	2,1141	0,7329
	280	0,7183	2,9820	1,1114
	300	0,9450	3,5874	0,9367
	320	1,1380	4,3549	1,0074
	340	1,2321	5,0260	1,1725
	360	1,7053	3,6890	1,4540
	380	2,1099	3,7969	1,6166
	400	2,6004	3,8549	1,8840
	420	2,8424	4,3259	1,6039
ACELERAÇÕES NEGATIVAS (m/s ²)	200	-0,4302	-1,2318	-0,3320
	220	-0,5409	-1,3296	-0,4934
	240	-0,5170	-1,5501	-0,5076
	260	-0,6028	-1,5554	-0,6065
	280	-0,7767	-2,0989	-0,7833
	300	-0,9111	-2,2697	-0,8176
	320	-1,1205	-3,2425	-0,9129
	340	-1,1997	-3,4186	-0,9960
	360	-1,4490	-2,8417	-1,2796
	380	-1,6897	-2,6834	-1,5807
	400	-2,1343	-4,2479	-1,7226
	420	-2,6638	-5,4390	-2,0755

Solução ADIF				
Acelerações verticais máximas (m/s ²)				
	v (km/h)	Secções		
		A	B	C
ACELERAÇÕES POSITIVAS (m/s²)	200	0,3316	1,6211	0,3741
	220	0,3671	1,7303	0,3623
	240	0,4118	1,9305	0,4244
	260	0,5315	2,2152	0,5452
	280	0,7230	3,0166	0,6340
	300	0,4932	2,9415	0,6143
	320	0,4792	4,0008	0,7417
	340	0,7673	5,8314	0,7795
	360	1,1592	6,3137	0,9675
	380	1,1949	6,8341	0,8548
	400	1,4347	10,2257	1,1355
	420	1,7497	14,0830	1,5381
ACELERAÇÕES NEGATIVAS (m/s²)	200	-0,3165	-1,2908	-0,2684
	220	-0,3630	-1,6068	-0,3084
	240	-0,3051	-1,6564	-0,3366
	260	-0,5240	-1,6722	-0,4456
	280	-0,6600	-2,1456	-0,4883
	300	-0,5667	-2,4995	-0,5545
	320	-0,5673	-3,6449	-0,6199
	340	-0,8033	-5,4130	-0,6766
	360	-1,0856	-6,5480	-0,8004
	380	-1,3678	-6,1262	-0,9574
	400	-1,5336	-8,9581	-1,1959
	420	-1,5274	-12,9364	-1,5143

Solução SNCF				
Deslocamentos verticais máximos (m)				
	v (km/h)	Secções		
		A	B	C
DESLOCAMENTOS POSITIVOS (m)	200	0,000116	0,000144	0,000080
	220	0,000163	0,000177	0,000130
	240	0,000114	0,000177	0,000151
	260	0,000131	0,000136	0,000163
	280	0,000263	0,000177	0,000197
	300	0,000327	0,000292	0,000246
	320	0,000360	0,000350	0,000238
	340	0,000344	0,000330	0,000233
	360	0,000354	0,000368	0,000233
	380	0,000380	0,000416	0,000251
	400	0,000448	0,000450	0,000304
	420	0,000456	0,000574	0,000326
DESLOCAMENTOS NEGATIVOS (m)	200	-0,000573	-0,001611	-0,000512
	220	-0,000557	-0,001665	-0,000508
	240	-0,000528	-0,001661	-0,000546
	260	-0,000524	-0,001656	-0,000552
	280	-0,000601	-0,001735	-0,000568
	300	-0,000694	-0,001925	-0,000567
	320	-0,000741	-0,001920	-0,000575
	340	-0,000707	-0,001867	-0,000594
	360	-0,000746	-0,001921	-0,000648
	380	-0,000876	-0,001910	-0,000669
	400	-0,000953	-0,001908	-0,000670
	420	-0,000960	-0,001913	-0,000692

Solução ADIF				
Deslocamentos verticais máximos (m)				
	v (km/h)	Secções		
		A	B	C
DESLOCAMENTOS POSITIVOS (m)	200	0,000091	0,000055	0,000081
	220	0,000132	0,000049	0,000074
	240	0,000104	0,000066	0,000088
	260	0,000185	0,000062	0,000100
	280	0,000227	0,000110	0,000128
	300	0,000205	0,000177	0,000149
	320	0,000159	0,000243	0,000186
	340	0,000252	0,000488	0,000197
	360	0,000361	0,000725	0,000236
	380	0,000453	0,000630	0,000208
	400	0,000444	0,000994	0,000247
	420	0,000343	0,001362	0,000268
DESLOCAMENTOS NEGATIVOS (m)	200	-0,000378	-0,001349	-0,000383
	220	-0,000371	-0,001369	-0,000376
	240	-0,000340	-0,001373	-0,000400
	260	-0,000388	-0,001451	-0,000422
	280	-0,000440	-0,001472	-0,000423
	300	-0,000420	-0,001528	-0,000404
	320	-0,000359	-0,001559	-0,000376
	340	-0,000429	-0,001745	-0,000429
	360	-0,000505	-0,001772	-0,000498
	380	-0,000526	-0,001942	-0,000590
	400	-0,000591	-0,002209	-0,000645
	420	-0,000622	-0,002575	-0,000652

Solução SNCF				
Momentos fletores máximos (kN.m)				
	v (km/h)	Secções		
		A	B	C
MOMENTOS FLETORES POSITIVOS (kN.m)	200	33,83	279,69	53,17
	220	43,18	288,00	56,21
	240	30,45	293,27	50,92
	260	41,08	297,56	53,91
	280	49,43	316,90	79,12
	300	55,73	342,73	99,96
	320	56,52	345,58	133,55
	340	75,39	331,34	138,21
	360	77,45	331,34	131,90
	380	77,43	317,28	144,94
	400	140,54	307,87	186,53
	420	226,96	339,44	242,27
MOMENTOS FLETORES NEGATIVOS (kN.m)	200	-357,64	-26,51	-358,44
	220	-369,28	-35,00	-382,05
	240	-362,04	-28,01	-374,09
	260	-347,40	-35,81	-380,18
	280	-353,31	-35,24	-409,55
	300	-378,82	-47,60	-452,65
	320	-380,77	-73,33	-477,37
	340	-384,28	-81,91	-470,68
	360	-409,23	-81,92	-490,81
	380	-407,78	-77,39	-496,73
	400	-413,71	-114,49	-486,16
	420	-418,54	-151,81	-487,95

Solução ADIF				
Momentos fletores máximos (kN.m)				
	v (km/h)	Secções		
		A	B	C
MOMENTOS FLETORES POSITIVOS (kN.m)	200	39,19	269,60	49,32
	220	31,42	275,93	47,56
	240	33,64	277,72	52,57
	260	35,99	287,66	57,59
	280	47,50	309,74	72,53
	300	75,09	311,44	95,53
	320	89,10	334,63	125,47
	340	158,41	377,21	188,47
	360	210,14	364,80	267,71
	380	188,76	401,79	253,19
	400	282,80	461,20	346,47
	420	421,21	540,78	457,59
MOMENTOS FLETORES NEGATIVOS (kN.m)	200	-391,19	-23,45	-375,02
	220	-381,80	-24,48	-395,42
	240	-393,70	-23,71	-384,41
	260	-383,40	-25,89	-407,63
	280	-385,21	-33,25	-423,95
	300	-382,89	-54,79	-443,89
	320	-415,32	-81,24	-454,41
	340	-451,71	-133,31	-533,95
	360	-422,96	-171,09	-558,87
	380	-478,28	-159,62	-582,93
	400	-562,06	-235,98	-671,33
	420	-704,13	-339,93	-793,74

Solução SNCF				
Esforços transversos máximos (kN)				
	v (km/h)	Secções		
		A	B	C
ESFORÇOS TRANSVERSOS POSITIVOS (kN)	200	297,64	66,52	296,16
	220	298,78	63,02	300,78
	240	288,72	64,38	315,72
	260	295,75	70,44	307,31
	280	293,23	68,20	306,18
	300	302,90	64,64	336,58
	320	329,15	64,19	369,24
	340	328,53	63,38	380,54
	360	343,99	67,04	378,85
	380	339,45	83,31	402,36
	400	345,60	84,17	384,00
	420	362,82	100,06	392,97
ESFORÇOS TRANSVERSOS NEGATIVOS (kN)	200	-27,63	-78,59	-27,60
	220	-30,80	-76,23	-38,83
	240	-29,07	-76,87	-32,44
	260	-37,39	-83,15	-37,76
	280	-30,53	-84,43	-41,90
	300	-41,25	-78,29	-45,61
	320	-63,13	-81,08	-73,02
	340	-74,49	-75,36	-80,99
	360	-71,50	-73,95	-72,87
	380	-83,33	-88,88	-81,92
	400	-117,44	-112,26	-102,89
	420	-140,88	-120,54	-150,46

Solução ADIF				
Esforços transversos máximos (kN)				
	v (km/h)	Secções		
		A	B	C
ESFORÇOS TRANSVERSOS POSITIVOS (kN)	200	306,91	65,24	313,76
	220	301,90	66,47	310,57
	240	297,08	68,11	319,22
	260	297,87	68,71	313,20
	280	297,44	68,76	316,10
	300	307,42	65,29	327,89
	320	310,55	68,69	338,77
	340	322,13	65,58	390,63
	360	321,86	59,31	426,50
	380	338,32	63,56	421,97
	400	391,84	66,49	496,29
	420	504,87	70,33	603,22
ESFORÇOS TRANSVERSOS NEGATIVOS (kN)	200	-26,60	-78,37	-24,74
	220	-26,68	-77,91	-25,29
	240	-26,52	-82,78	-23,71
	260	-24,93	-81,17	-26,76
	280	-33,55	-78,93	-37,03
	300	-52,90	-80,02	-51,09
	320	-74,24	-82,34	-77,05
	340	-111,20	-84,81	-106,68
	360	-144,12	-93,70	-131,58
	380	-136,99	-83,23	-139,82
	400	-208,38	-76,13	-200,34
	420	-277,60	-82,47	-278,89

A2

**ACELERAÇÕES VERTICAIS (AY) MÁXIMAS
DESLOCAMENTOS VERTICAIS (UY)
MOMENTOS FLETORES (MZ) E
ESFORÇOS TRANSVERSOS (SXY) MÁXIMOS
NAS SECÇÕES A, B, C, DO BOX CULVERT DE DUPLA CÉLULA**

Solução SNCF				
Acelerações verticais máximas (m/s ²)				
	v (km/h)	Secções		
		A	B	C
ACELERAÇÕES POSITIVAS (m/s ²)	200	0,3757	1,1347	0,2829
	220	0,4847	0,9066	0,3623
	240	0,4514	0,8363	0,3492
	260	0,5667	1,0566	0,3996
	280	0,6539	1,0130	0,4001
	300	0,6481	1,0401	0,4459
	320	0,9945	1,1737	0,4651
	340	1,0989	1,3728	0,5907
	360	1,5983	1,1089	0,5013
	380	2,0695	1,0673	0,5226
	400	2,5867	1,4553	0,8653
	420	2,8004	2,2584	1,0505
ACELERAÇÕES NEGATIVAS (m/s ²)	200	-0,4595	-0,9594	-0,2897
	220	-0,3796	-0,7003	-0,3929
	240	-0,4775	-0,7911	-0,3372
	260	-0,5759	-0,9790	-0,3537
	280	-0,6492	-1,0450	-0,3705
	300	-0,6467	-1,1424	-0,4180
	320	-0,7027	-1,0911	-0,4533
	340	-0,8867	-1,1636	-0,5510
	360	-1,1524	-1,0612	-0,5052
	380	-1,5348	-1,1807	-0,5700
	400	-1,9181	-1,3685	-0,7720
	420	-2,5885	-2,2621	-0,9189

Solução ADIF				
Acelerações verticais máximas (m/s ²)				
	v (km/h)	Secções		
		A	B	C
ACELERAÇÕES POSITIVAS (m/s²)	200	0,3234	0,4051	0,2964
	220	0,3685	0,5007	0,3288
	240	0,4361	0,4869	0,3507
	260	0,5618	0,5890	0,5027
	280	0,6846	0,8188	0,6582
	300	0,4665	0,6445	0,4666
	320	0,4547	0,7906	0,5504
	340	0,7093	1,0868	0,6863
	360	1,0471	1,2567	0,8879
	380	1,1159	1,3430	0,9142
	400	1,3807	2,3116	0,8603
	420	1,9863	3,1791	1,3406
ACELERAÇÕES NEGATIVAS (m/s²)	200	-0,4050	-0,4150	-0,2790
	220	-0,3310	-0,4204	-0,2633
	240	-0,3327	-0,4091	-0,3339
	260	-0,4792	-0,5343	-0,3524
	280	-0,5175	-0,6407	-0,4286
	300	-0,4898	-0,6117	-0,4272
	320	-0,4968	-0,7126	-0,5093
	340	-0,6770	-1,1705	-0,5594
	360	-0,9571	-1,3419	-0,6992
	380	-1,1718	-1,2286	-0,8933
	400	-1,3402	-2,1895	-1,1685
	420	-1,4378	-3,1115	-1,4078

Solução SNCF				
Deslocamentos verticais máximos (m)				
	v (km/h)	Secções		
		A	B	C
DESLOCAMENTOS POSITIVOS (m)	200	0,000110	0,000108	0,000048
	220	0,000071	0,000090	0,000059
	240	0,000090	0,000083	0,000064
	260	0,000176	0,000101	0,000074
	280	0,000215	0,000111	0,000061
	300	0,000208	0,000094	0,000050
	320	0,000192	0,000120	0,000099
	340	0,000194	0,000115	0,000113
	360	0,000273	0,000124	0,000088
	380	0,000369	0,000115	0,000082
	400	0,000459	0,000226	0,000121
	420	0,000568	0,000331	0,000145
DESLOCAMENTOS NEGATIVOS (m)	200	-0,000441	-0,000262	-0,000053
	220	-0,000409	-0,000235	-0,000064
	240	-0,000426	-0,000206	-0,000070
	260	-0,000459	-0,000223	-0,000071
	280	-0,000511	-0,000249	-0,000066
	300	-0,000547	-0,000304	-0,000066
	320	-0,000563	-0,000302	-0,000090
	340	-0,000528	-0,000281	-0,000104
	360	-0,000663	-0,000254	-0,000080
	380	-0,000804	-0,000290	-0,000090
	400	-0,000896	-0,000348	-0,000126
	420	-0,000907	-0,000417	-0,000159

Solução ADIF				
Deslocamentos verticais máximos (m)				
	v (km/h)	Secções		
		A	B	C
DESLOCAMENTOS POSITIVOS (m)	200	0,000068	0,000020	0,000045
	220	0,000074	0,000016	0,000059
	240	0,000066	0,000019	0,000065
	260	0,000127	0,000019	0,000083
	280	0,000152	0,000021	0,000073
	300	0,000130	0,000034	0,000102
	320	0,000098	0,000039	0,000128
	340	0,000158	0,000066	0,000133
	360	0,000276	0,000099	0,000143
	380	0,000327	0,000123	0,000154
	400	0,000352	0,000216	0,000215
	420	0,000309	0,000327	0,000270
DESLOCAMENTOS NEGATIVOS (m)	200	-0,000328	-0,000242	-0,000298
	220	-0,000306	-0,000253	-0,000300
	240	-0,000297	-0,000244	-0,000298
	260	-0,000347	-0,000245	-0,000338
	280	-0,000378	-0,000261	-0,000337
	300	-0,000343	-0,000251	-0,000319
	320	-0,000337	-0,000271	-0,000290
	340	-0,000400	-0,000316	-0,000297
	360	-0,000457	-0,000289	-0,000333
	380	-0,000455	-0,000336	-0,000412
	400	-0,000519	-0,000422	-0,000526
	420	-0,000612	-0,000545	-0,000565

Solução SNCF				
Momentos fletores máximos (kN)				
	v (km/h)	Secções		
		A	B	C
MOMENTOS FLETORES POSITIVOS (kN.m)	200	46,79	26,50	45,10
	220	45,71	23,19	41,00
	240	40,09	24,30	41,23
	260	33,18	28,35	46,55
	280	25,42	29,96	51,68
	300	41,66	25,68	47,94
	320	56,24	31,13	57,22
	340	64,72	43,70	66,83
	360	75,46	50,44	78,68
	380	80,41	48,81	79,89
	400	83,75	44,68	96,83
	420	97,33	63,95	108,39
MOMENTOS FLETORES NEGATIVOS (kN.m)	200	-99,64	-53,76	-49,50
	220	-104,28	-43,47	-37,42
	240	-103,56	-43,94	-42,87
	260	-83,25	-51,49	-38,28
	280	-86,48	-45,82	-43,61
	300	-105,19	-42,85	-49,77
	320	-118,12	-50,92	-63,58
	340	-115,48	-58,03	-67,06
	360	-103,47	-62,99	-73,06
	380	-102,49	-63,87	-83,32
	400	-105,18	-71,84	-107,09
	420	-139,87	-85,97	-130,95

Solução ADIF				
Momentos fletores máximos (kN.m)				
	v (km/h)	Secções		
		A	B	C
MOMENTOS FLETORES POSITIVOS (kN.m)	200	40,92	13,28	47,01
	220	45,68	12,73	49,05
	240	46,96	19,35	54,61
	260	42,30	12,18	56,33
	280	48,88	24,00	55,54
	300	60,72	28,16	71,33
	320	54,63	30,26	72,68
	340	62,02	30,10	94,63
	360	92,72	42,06	118,07
	380	102,88	59,13	124,47
	400	107,01	89,58	142,92
	420	120,22	124,98	160,40
MOMENTOS FLETORES NEGATIVOS (kN.m)	200	-139,25	-103,30	-136,58
	220	-139,22	-106,10	-147,20
	240	-135,25	-113,27	-145,05
	260	-121,07	-120,02	-141,38
	280	-129,38	-121,05	-142,24
	300	-137,45	-111,31	-153,91
	320	-141,35	-110,23	-150,32
	340	-118,68	-118,19	-163,39
	360	-139,44	-139,39	-187,19
	380	-156,07	-158,23	-209,00
	400	-182,03	-161,97	-252,69
	420	-177,12	-190,03	-289,92

Solução SNCF				
Esforços transversos máximos (kN)				
	v (km/h)	Secções		
		A	B	C
ESFORÇOS TRANSVERSOS POSITIVOS (kN)	200	184,49	18,41	24,52
	220	180,66	17,65	21,92
	240	179,39	18,44	23,35
	260	167,01	20,63	24,84
	280	177,11	20,30	22,97
	300	179,77	23,46	22,06
	320	183,71	24,68	33,12
	340	161,98	34,07	39,24
	360	160,16	37,57	37,57
	380	175,09	44,02	41,54
	400	204,46	50,07	44,78
	420	216,11	58,70	61,73
ESFORÇOS TRANSVERSOS NEGATIVOS (kN)	200	-27,69	-10,86	-30,32
	220	-25,23	-9,79	-28,87
	240	-25,04	-14,19	-30,70
	260	-20,61	-17,18	-35,14
	280	-21,88	-19,48	-33,07
	300	-27,81	-19,24	-33,52
	320	-31,67	-18,66	-39,54
	340	-35,01	-31,01	-40,39
	360	-34,37	-27,29	-44,35
	380	-38,53	-38,20	-43,18
	400	-52,42	-50,47	-48,87
	420	-69,04	-63,41	-64,07

Solução ADIF				
Esforços transversos máximos (kN)				
	v (km/h)	Secções		
		A	B	C
ESFORÇOS TRANSVERSOS POSITIVOS (kN)	200	190,32	185,67	193,06
	220	188,12	193,33	197,56
	240	184,39	194,51	199,55
	260	186,95	198,44	196,46
	280	191,51	191,42	195,38
	300	192,75	179,95	198,36
	320	186,97	194,53	198,58
	340	174,77	186,98	212,27
	360	203,99	174,12	230,17
	380	196,59	187,31	217,11
	400	176,12	198,76	240,28
	420	195,22	212,83	277,51
ESFORÇOS TRANSVERSOS NEGATIVOS (kN)	200	-24,48	-19,44	-29,33
	220	-25,39	-18,77	-26,51
	240	-25,39	-19,37	-26,57
	260	-25,77	-23,80	-30,28
	280	-30,34	-25,58	-32,70
	300	-35,03	-24,71	-38,44
	320	-38,30	-29,02	-39,48
	340	-45,68	-32,89	-46,14
	360	-56,26	-40,57	-57,47
	380	-64,58	-44,73	-65,09
	400	-71,53	-58,70	-76,71
	420	-94,97	-73,51	-98,73

A3

ACELERAÇÕES VERTICAIS (AY) MÁXIMAS DESLOCAMENTOS VERTICAIS (UY) MOMENTOS FLETORES (MZ) E NAS SECÇÕES X,Y DO BOX CULVERT DE DUPLA CÉLULA

Solução SNCF			
Acelerações verticais máximas (m/s ²)			
	v (km/h)	Secções	
		X	Y
ACELERAÇÕES POSITIVAS (m/s ²)	200	0,9836	0,6736
	220	1,0075	0,7059
	240	0,9667	0,7432
	260	1,0511	0,8062
	280	1,1241	0,8190
	300	1,1688	0,9444
	320	1,5910	0,9604
	340	1,5322	1,3968
	360	1,7780	1,0816
	380	2,4356	1,1266
	400	2,2817	1,2276
	420	3,1904	3,0128
	200	-0,9082	-0,7529
ACELERAÇÕES NEGATIVAS (m/s ²)	220	-0,8452	-0,6850
	240	-1,1143	-0,7452
	260	-1,0504	-0,6638
	280	-1,2406	-0,8415
	300	-1,2546	-1,2462
	320	-1,5087	-1,1148
	340	-1,3034	-1,1634
	360	-1,2770	-0,8465
	380	-2,0943	-1,1550
	400	-2,8715	-1,5192
	420	-3,4205	-2,7777

Solução ADIF			
Acelerações verticais máximas (m/s ²)			
	v (km/h)	Secções	
		X	Y
ACELERAÇÕES POSITIVAS (m/s ²)	200	0,9300	0,5428
	220	0,8927	0,8994
	240	0,8061	0,8872
	260	0,9457	0,6919
	280	1,0143	0,9294
	300	0,7618	0,8194
	320	1,1054	1,1756
	340	1,1449	1,3003
	360	1,2934	1,3744
	380	1,5777	1,3842
	400	1,8583	2,0464
	420	2,1931	3,2852
ACELERAÇÕES NEGATIVAS (m/s ²)	200	-0,8895	-0,5161
	220	-0,8639	-0,8232
	240	-0,8203	-1,0752
	260	-0,6294	-0,5896
	280	-0,6558	-0,7554
	300	-0,7094	-0,5975
	320	-1,0740	-0,9337
	340	-1,0648	-1,3057
	360	-1,5614	-1,2490
	380	-1,5304	-1,2062
	400	-1,9546	-1,7738
	420	-1,8054	-2,8922

Solução SNCF			
Deslocamentos verticais máximos (m)			
	v (km/h)	Secções	
		X	Y
DESLOCAMENTOS POSITIVOS (m)	200	0,000089	0,000061
	220	0,000073	0,000054
	240	0,000088	0,000057
	260	0,000146	0,000062
	280	0,000174	0,000057
	300	0,000132	0,000059
	320	0,000130	0,000078
	340	0,000164	0,000069
	360	0,000227	0,000058
	380	0,000253	0,000048
	400	0,000413	0,000105
	420	0,000494	0,000152
DESLOCAMENTOS NEGATIVOS (m)	200	-0,000490	-0,000107
	220	-0,000421	-0,000100
	240	-0,000393	-0,000089
	260	-0,000452	-0,000102
	280	-0,000510	-0,000099
	300	-0,000551	-0,000126
	320	-0,000522	-0,000143
	340	-0,000514	-0,000140
	360	-0,000486	-0,000098
	380	-0,000612	-0,000079
	400	-0,000727	-0,000121
	420	-0,000825	-0,000136

Solução ADIF			
Deslocamentos verticais máximos (m)			
	v (km/h)	Secções	
		X	Y
DESLOCAMENTOS POSITIVOS (m)	200	0,000041	0,000022
	220	0,000049	0,000029
	240	0,000042	0,000033
	260	0,000076	0,000038
	280	0,000104	0,000041
	300	0,000092	0,000067
	320	0,000070	0,000089
	340	0,000122	0,000068
	360	0,000214	0,000094
	380	0,000208	0,000111
	400	0,000169	0,000200
	420	0,000222	0,000323
DESLOCAMENTOS NEGATIVOS (m)	200	-0,000374	-0,000359
	220	-0,000386	-0,000383
	240	-0,000389	-0,000375
	260	-0,000377	-0,000387
	280	-0,000414	-0,000368
	300	-0,000393	-0,000371
	320	-0,000379	-0,000382
	340	-0,000427	-0,000427
	360	-0,000472	-0,000413
	380	-0,000479	-0,000478
	400	-0,000467	-0,000600
	420	-0,000509	-0,000642

Solução SNCF			
Momentos fletores máximos (kN.m)			
	v (km/h)	Secções	
		X	Y
MOMENTOS FLETORES POSITIVOS (kN.m)	200	103,24	9,96
	220	104,85	11,88
	240	105,80	15,57
	260	103,70	8,48
	280	102,61	11,61
	300	107,67	13,59
	320	109,31	18,87
	340	92,69	15,65
	360	90,97	12,97
	380	111,54	16,25
	400	123,83	23,64
	420	143,35	45,98
MOMENTOS FLETORES NEGATIVOS (kN.m)	200	-18,61	-33,77
	220	-17,44	-28,39
	240	-15,22	-34,31
	260	-14,31	-30,96
	280	-15,67	-29,00
	300	-16,10	-29,62
	320	-19,42	-33,32
	340	-23,95	-34,91
	360	-27,40	-28,74
	380	-29,38	-33,72
	400	-37,49	-37,96
	420	-51,30	-46,97

Solução ADIF			
Momentos fletores máximos (kN.m)			
	v (km/h)	Secções	
		X	Y
MOMENTOS FLETORES POSITIVOS (kN.m)	200	100,92	91,45
	220	101,88	94,73
	240	106,96	91,79
	260	103,44	94,90
	280	104,17	95,98
	300	101,65	97,03
	320	104,68	105,70
	340	104,81	101,85
	360	115,44	108,11
	380	112,92	94,47
	400	99,11	104,55
	420	95,79	127,61
MOMENTOS FLETORES NEGATIVOS (kN.m)	200	-20,12	-21,83
	220	-22,15	-22,48
	240	-20,54	-22,37
	260	-23,05	-23,98
	280	-23,71	-23,96
	300	-26,21	-23,27
	320	-31,58	-24,44
	340	-28,70	-29,36
	360	-23,37	-29,53
	380	-21,02	-23,98
	400	-21,97	-30,90
	420	-27,62	-41,34

A4

VALORES DO C_{VT} E C_{VN} DOS AMORETECEROS LATERAIS QUE DEFINEM AS CONDIÇÕES FRONTEIRA DE CADA LINHA DA MALHA

	C_{vn} (kg/(m ² s))	C _{vn} FINAL		C _{vt} FINAL	
	C_{vn} (kg/(m ² s))	C_{vn} (kg/s)	(kg/s)	C_{vt} (kg/(m ² s))	C_{vt} (kg/(s))
Travessas	7270574,67	2079,38		3435745,41	1965,25
Balastro	436784,18	214,18	934,09	206404,49	202,43
Sub-Balastro	510665,25	0,00	227,68	241317,35	230,06
Aterro 0	448569,02	243,43	240,26	177465,24	215,18
Aterro 1		0,00	248,75		208,83
Aterro 2		237,09	272,05		196,82
Aterro 3		260,40	295,36		215,26
Aterro 4		283,71	318,67		233,71
Aterro 5		307,02	341,98		252,15
Aterro 6		330,32	365,29		270,59
Aterro 7		353,63	388,59		289,03
Aterro 8		376,94	411,90		307,47
Aterro 9		400,25	435,21		325,92
		423,55	458,52		344,36
		446,86			362,80

Aterro 10		470,17		372,02		
Aterro 11		493,48		481,82	390,46	381,24
Aterro 12		516,79		505,13	408,91	399,69
Aterro 13		540,09		528,44	427,35	418,13
Aterro 14		563,40		551,75	445,79	436,57
Aterro 15		586,71		575,05	464,23	455,01
Aterro 16		610,02		598,36	482,68	473,45
Aterro 17		633,32		621,67	501,12	491,90
Aterro 18		656,63		644,98	519,56	510,34
Aterro 19		679,94		668,28	538,00	528,78
Aterro 20		701,24		690,59	554,86	546,43
FUND 21		692,75		697,00	548,14	551,50
FUND 22		714,98		703,87	565,73	556,93
FUND 23		737,20		726,09	583,31	574,52
FUND 24		759,42		748,31	600,89	592,10
FUND 25		781,65		770,54	618,48	609,69
FUND 26		803,87		792,76	636,06	627,27
FUND 27		826,09		814,98	653,65	644,85
FUND 28		848,32		837,20	671,23	662,44
FUND 29		870,54		859,43	688,81	680,02
FUND 30	892,76	881,65	706,40	697,61		

