

COMPORTAMENTO DINÂMICO DE ATRAVESSAMENTOS INFERIORES PRÉ- FABRICADOS EM VIAS DE ALTA VELOCIDADE

SÉRGIO JOSÉ DE NÓBREGA

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

Orientador: Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada

Co-Orientador: Professor Doutor Raimundo Moreno Delgado

JULHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

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 - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo 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 electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

A meus Pais e Irmão

“O homem é aquilo em que acredita”

Anton Tchekov

AGRADECIMENTOS

Ao terminar este presente trabalho, gostaria de manifestar o meu profundo e sinceros agradecimentos a todas as pessoas que contribuíram directa, ou indirectamente na realização deste trabalho, nomeadamente:

- Ao Sr. Professor Rui Calçada, pela sua simpatia, disponibilidade, paciência, profissionalismo e dedicação que manifestou ao longo do presente trabalho, e pelos conhecimentos transmitidos, que foram fundamentais na realização da presente dissertação.
- À Cristina Alves Ribeiro, quero manifestar um especial agradecimento, pela forma como sempre me ajudou a ultrapassar todos os problemas. E claro pela sua fantástica dedicação, prontidão, simpatia manifestada ao longo deste trabalho, e pela paciência manifestada nos momentos mais complicados.
- O Sr. Professor Raimundo Delgado pelo entusiasmo e dedicação, que sempre manifestou.
- Ao Carlos Albuquerque pela cedência do programa ANSYS®.
- Aos meus Pais e Irmão, por tudo aquilo que fazem por mim, pelo apoio que me transmitiram nos momentos mais difíceis da vida, pelas palavras de conforto, carinho e de amizade, pela paciência para ouvir as minhas lamentações de vez em quando. Não existem palavras neste Mundo para descrever o sentimento que sinto, por vós.
- A toda a minha família que sempre me apoiou ao longo da minha vida e do meu percurso académico, com palavras de incentivo e de esperança.
- A todos os meus amigos que conheci ao longo destes cinco anos.

Um muito obrigado a todos vós.

RESUMO

O presente trabalho, tem como objectivo o estudo do comportamento dinâmico, de atravessamentos inferiores pré-fabricados do tipo box-culvert em vias de alta velocidade.

A necessidade de introduzir estruturas nos traçados da via férrea, provoca variações de rigidez nas transições aterro - estrutura, o que poderá acarretar elevadas sobrecargas dinâmicas, induzindo um aumento progressivo da degradação da via, especialmente em vias férreas de alta velocidade.

Os efeitos dinâmicos resultantes do tráfego ferroviário assumem uma maior importância, quando as velocidades praticadas na via são mais elevadas. Para velocidades elevadas os efeitos dinâmicos tendem a aumentar, resultado dos efeitos de ressonância, devido à passagem sucessiva dos vários eixos dos comboios regularmente espaçados. De forma a ser possível analisar a influência destes problemas de índole dinâmica, foi desenvolvido um modelo de elementos finitos 2D, com recurso ao programa comercial ANSYS. O modelo tem por base as soluções de transição aterro - estrutura, propostas pela ADIF.

Na avaliação dos efeitos dinâmicos, procedeu-se à realização de diversos cenários de análise, que consistiram na variação da altura de recobrimento sobre a estrutura, e na influência da velocidade de circulação do modelo de cargas HSLM-A2 (definido na norma EN1991-2). Para cada um destes cenários em estudo, foram analisados os deslocamentos, acelerações e tensões nas várias da box-culvert

PALAVRAS-CHAVE: Alta velocidade, Atravessamentos Inferiores, Box - culvert, Zonas de transição, Análise dinâmica.

ABSTRACT

This Project, studies the dynamic behavior of prefabricated box-culvert type underpass, in high speed railways.

The need for deploying new structures in modern railways, leads to rigidity variations, in embankment-structure transitions, that may cause high dynamic overloads, which degrades more rapidly the railways, specially the high speed ones.

The dynamic effects that are consequence of the railways traffic, has greater importance when trains travel at higher speeds. For superior speeds, the dynamic effects are greater as result of the resonant effects produced by the equally spaced train axis. To analyze the influence of these dynamic problems, a finite element 2D model was developed using the commercial ANSYS program. The model is based in embankment-structure transitions, proposed by ADIF.

In concern to dynamic effects evaluation, several analyses scenarios where simulated, changing the “cover” tall over the structure, and HSLM-A2 load model speed influence (EN1991-2, standard). For each case, position offsets, accelerations, and tensions where analyzed in the various box-culvert structure sections.

PALAVRAS-CHAVE: High speed, Underpass, Box-Culvert, Transition Zones, Dynamic Analysis.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJECTIVOS DA TESE	3
1.3. ORGANIZAÇÃO EM CAPÍTULOS	3

2. ESTRUTURA E FUNCIONAMENTO DE UMA VIA FÉRREA BALASTRADA	5
2.1. ELEMENTOS CONSTITUINTES DA PLATAFORMA FERROVIÁRIA	6
2.1.1. Os carris.....	6
2.1.2. Elementos de ligação carril/travessa	7
2.1.2.1. UTILIZAÇÃO DE MATERIAL RESILIENTE NA LIGAÇÃO CARRIL/TRAVESSA	8
2.1.3. Travessas.....	11
2.1.3.1. TRAVESSAS BI-BLOCO OU MISTAS	12
2.1.3.2. TRAVESSAS MONOBLOCO	13
2.1.3.3. BALASTRO	15
2.2. ELEMENTOS CONSTITUINTES DA PLATAFORMA	15
2.2.1. Sub-balastro.....	15
2.2.2. Fundação da via.....	16

3. ESTRUTURA E FUNCIONAMENTO DAS PASSAGENS INFERIORES DO TIPO PRÉ-FABRICADAS	17
3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	17
3.2. CULVERTS PRÉ-FABRICADOS	19
3.2.1. “Box-culvert”	19
3.2.2. Soluções em arco	21
3.3. PROCESSO CONSTRUTIVO	22
3.4. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DAS BOX-CULVERTS.....	26

3.4.1. Breve referência aos mecanismos de interação solo – Box-Culvert	26
3.4.2. ESTUDO RELATIVO À INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA RIGIDEZ NUMA TRANSIÇÃO ATERRO – BOX CULVERT	27

4. PRINCIPAIS PROBLEMAS, NORMAS E RECOMENDAÇÕES RELATIVAS ÀS ZONAS DE TRANSIÇÃO EM VIAS FERREAS

4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	37
4.2. PROBLEMAS RELATIVOS À VIA	38
4.2.1. EFEITO DAS TRAVESSAS FLUTUANTES	39
4.2.2. VARIAÇÃO DA RIGIDEZ NA TRANSIÇÃO ATERRO / ESTRUTURA	39
4.3. PROBLEMAS RELATIVOS À GEOTECNIA	40
4.3.1. ASSENTAMENTOS QUE OCORREM AO LONGO DA VIA	40
4.3.2. ASSENTAMENTOS DO ATERRO ADJACENTE ÀS ESTRUTURAS	41
4.3.3. ASSENTAMENTOS DO SOLO DE FUNDAÇÃO	41
4.3.4. ASSENTAMENTOS CAUSADOS DEVIDO À COMPACTAÇÃO INADEQUADA DO MATERIAL DE ENCHIMENTO ..	41
4.3.5. ASSENTAMENTO DEVIDO À DETERIORAÇÃO DO BALASTRO	41
4.3.6. DESLIZAMENTOS DAS CAMADAS DE ATERRO E BALASTRO	41
4.4. NORMAS E RECOMENDAÇÕES RELATIVAS À GEOTECNIA	42
4.4.1 CONTROLO DE QUALIDADE	42
4.4.2. CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS	42
4.4.3. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS A UTILIZAR EM ATERRO	43
4.4.4. GEOMETRIA DOS ATERROS	43
4.4.5. LIMITAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS	44
4.5. SOLUÇÕES A ADOPTAR AO LONGO DAS ZONAS DE TRANSIÇÃO	44
4.5.1. CUNHAS DE TRANSIÇÃO	44
4.5.1.1. CUNHAS DE TRANSIÇÃO UTILIZADAS PELA SNCF	45
4.5.1.2. CUNHAS DE TRANSIÇÃO UTILIZADAS PELA ADIF	48
4.5.2. OPTIMIZAÇÃO DA VIA-FÉRREA BALASTRADA COM RECURSO A MATERIAIS RESILIENTES	50
4.5.3. OPTIMIZAÇÃO DA VIA BALASTRADA COM RECURSO A UMA CAMADA DE BETUMINOSO	51
4.5.3.1. " FRAME SLEEPER"	52
4.5.4.2. ALARGAMENTO DAS TRAVESSAS	52
4.5.4.3. INCREMENTO DA RIGIDEZ DA VIA	53
4.5.5. ALGUMAS TÉCNICAS DE REFORÇO E TRATAMENTO DA FUNDAÇÃO DA VIA-FÉRREA	54

5. ANÁLISE DINÂMICA E MODELAÇÃO DAS SOLUÇÕES DE TRANSIÇÃO ATERRO/ESTRUTURA	57
5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	57
5.2. BREVE REFERÊNCIA AOS PRINCIPAIS COMBOIOS DE ALTA VELOCIDADE	58
5.2.1. COMBOIOS CONVENCIONAIS	58
5.2.1.1. ICE	59
5.2.1.2. ETR-Y-500	59
5.2.2. COMBOIOS ARTICULADOS	59
5.2.2.1. TGV	60
5.2.2.2. EUROSTAR	60
5.2.2.3. THALYS	61
5.2.2.4. AGV	61
5.2.3. COMBOIOS REGULARES	61
5.3. - MODELOS DE CARGA ABORDADOS NA NORMA EN 1991-2, (2003)	62
5.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	62
5.3.1.1. Modelos de carga estáticos	62
5.3.1.2. Modelos de carga dinâmicos	63
5.4. MÉTODOS DE ANÁLISE DINÂMICA POR INTEGRAÇÃO NO DOMÍNIO DO TEMPO	66
5.4.1. ANÁLISE DINÂMICA SEM INTERACÇÃO VEÍCULO – ESTRUTURA	66
5.4.1.1. EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO E MATRIZ DE RAYLEIGH	66
5.4.2 CONSIDERAÇÃO DAS CARGAS MÓVEIS	69
5.4.3 RESOLUÇÃO DAS EQUAÇÕES DE EQUILÍBRIO DINÂMICO	71
5.4.3.1. ANÁLISE MODAL	72
5.4.3.2. ANÁLISE TRANSITÓRIA	73
5.5. MODELAÇÃO DAS TRANSIÇÕES ATERRO / ESTRUTURA	73
5.5.1- MODELAÇÃO DOS CARRIS	73
5.5.2. MODELAÇÃO DAS PALMILHAS	74
5.5.3. MODELAÇÃO DAS TRAVESSAS	75
5.5.4. MODELAÇÃO DAS CAMADAS DE BALASTRO, SUB-BALASTRO E CAMADA DE FORMA	76
5.5.5. MODELAÇÃO DA BOX-CULVERT	77
5.5.6. MODELAÇÃO DAS CUNHAS DE TRANSIÇÃO DE MATERIAL GRANULAR, GRANULAR TRATADO E CAMADA DE ATERRO	77
5.5.5. MODELAÇÃO DO SOLO DE FUNDAÇÃO	79
5.5.7- CONDIÇÕES FRONTEIRA DO MODELO	79
5.5.8. PROFUNDIDADES ADMITIDAS PARA O MODELO	82
5.5.9. AMORTECIMENTO DE RAYLEIGH	84

5.6. ANÁLISE ESTÁTICA	84
5.7. ANÁLISE DINÂMICA	86
5.7.1. CENÁRIO DE ANÁLISE	86
5.7.2. ACELERAÇÕES VERTICAIS A MEIO VÃO DAS TRAVESSAS SUPERIORES DO CULVERT	86
5.7.3. DESLOCAMENTOS VERTICAIS NAS TRAVESSAS SUPERIORES E INFERIORES DA BOX-CULVERT	89
5.7.4. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS NOS MONTANTES VERTICAIS DA BOX-CULVERT	93
5.7.5. INCREMENTOS DE TENSÃO DEVIDAS APENAS AO CARREGAMENTO DINÂMICO	94
 6. CONCLUSÕES GERAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	 99
6.1. CONCLUSÕES GERAIS	99
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	101
 BIBLIOGRAFIA.....	 103

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1.1 - Rede de alta velocidade Europeia, existente em 05/2010, (UIC, 2010)	2
Fig.1.2 - Rede de alta velocidade Europeia, prevista para 2025, (UIC, 2010)	2
Fig.2. 1 - Perfil transversal da linha de alta velocidade Madrid – Sevilha (adaptado de Teixeira, 2005) 5	
Fig.2. 2 - Perfil transversal tipo, com a classificação das várias camadas que constituem a via férrea, (Fortunato, 2005)	6
Fig.2. 3 - Carril de Vignoles, (Couto, 2008).....	7
Fig.2. 4 - Carril UIC 60, (Jornal oficial das comunidades Europeias, 30 Maio de 2002)	7
Fig.2. 5- Fixação duplamente elástica do tipo VOSSLOH (Global rail systems, 2010).....	8
Fig.2.6 - Fixações duplamente elásticas: a) Fixação Nabla, (Railway – Technology, 2010); b) Fixação Pandrol do tipo fastclip (Pandrol Rahee Technologies, 2010))	8
Fig.2.7 - de palmilhas de borracha, (adaptado de, Rubber Board, 2010 e Couto, 2008).....	9
Fig.2.8 - Influência da rigidez das palmilhas na rigidez vertical absoluta da via, numa secção de uma ponte (adaptado de López Pita, et al., 2003)	9
Fig.2.9 - Efeito da rigidez das palmilhas na transição ponte/aterro (adaptado de Lopez Pita, et al., 2003).....	10
Fig.2.10 - Influência da rigidez das palmilhas na vibração do balastro (adaptado de López Pita e tal., 2003).....	11
Fig.2.11 - Via balastrada com travessas bi-bloco de betão, (Esveld, 2001)	12
Fig.2.12 - Travessa bi-bloco da Sateba, (Steba, 2010).....	12
Fig.2.13 - Trecho de uma linha de alta velocidade Alemã (Riessberger, 2006)	13
Fig.2.14 - Travessas monobloco: a) travessa monobloco Espanhola b) travessa monobloco Inglesa c) travessa monobloco Alemã (Couto, 2008)	14
Fig.2. 15 - Perfil longitudinal de uma via balastrada (Fortunato, 2005).....	15
Fig.3. 1 - Possíveis aplicações das box-culverts: a) passagem de nível rodoviária b) passagens hidráulicas c) Aplicações industriais d) Câmaras de bombagem e reservatórios subterrâneos (Adaptado de: Humes, 2010, e EntranceWays, 2010)	18
Fig.3. 2 - Box-culvert betonado “in situ” (foto tirada durante a visita a uma obra pelos alunos de geotecnia, 2010)	19
Fig.3.3 - Box culvert de três lados a) tipo coroa com base b) tipo invertido com cobertura (Rocla, 2010).....	20
Fig.3. 4 - Box culvert de quatro lados: a) formado pela sobreposição de duas peças em U b) uma única peça monolítica (Humes, 2010 e Precast solutions, 2010)	20
Fig.3. 5 - Box culvert com muros ala e guarda b) Box culvert de dupla célula (adaptado de: Humes, 2010).....	21
Fig.3. 6 - Culvert em arco pré-fabricado, utilizado na Auto-estrada do Douro Litoral (A41) (Foto retirada durante uma visita realizada pelos alunos de geotecnia, 2010)	21
Fig.3. 7 - culvert em arco com três lados (Precast solutions, 2010)	22
Fig.3. 8 - Processo de fabricação em moldes a) molde interior b) molde exterior (Cook et al., 2002). 22	

Fig.3. 9 - Condições da fundação e respectivo tratamento do solo de fundação (foto tirada durante a visita à obra, 2010).....	23
Fig.3.10 - Impermeabilização das juntas (adaptado de: boxculvert, 2010)	24
Fig.3.11 - Pormenor do tratamento das juntas do culvert na Auto-estrada do douro Litoral A41 (foto tirada durante a visita à obra, 2010).....	24
Fig.3. 12 - Sistemas de drenagem aplicados a montante com recurso a materiais geossintéticos e tubo corrugado (TMA, 2003 e Essys Ingenieria, 2010).....	25
Fig.3. 13 - Geocomposto drenante horizontal (geotexan, 2003)	25
Fig.3. 14 - Trabalhos de Terraplanagem (na Auto-estrada do douro Litoral A41, foto tirada durante a visita à obra, 2010).....	25
Fig.3. 15 - Distribuição das pressões durante a deformação do culvert (Adaptado de Wood, 2009.) .	26
Fig.3. 16 - Processo de redistribuição de cargas nas obras de box culvert com travessas muito flexíveis (Sang, 2000).....	27
Fig.3. 17 - Redistribuição de esforços para culverts mais flexíveis (Sang, 2000)	27
Fig.3. 18 – Modelos de elementos finitos utilizados na avaliação da rigidez global da via, com um culvert de 2,5 m de comprimento por 2 m de altura: a) base rígida b) base deformável (Cuadrado et al., 2005a)	28
Fig.3.19 - Modelos de elementos finitos utilizados na avaliação da rigidez global da via, com um tubo de secção variável, assente sobre uma fundação deformável. (adaptado de Cuadrado et al., 2005a)	28
Fig.3.20 – a) Resultados obtidos resultantes dos modelos da Fig.3. 17: Rigidez da via em função da altura de recobrimento b) Incrementos da rigidez em função da altura de recobrimento (adaptado de Cuadrado et al., 2005a).....	29
Fig.3. 21 - a) Rigidez da via em função da altura de recobrimento b) Incremento da rigidez da via em função da altura de recobrimento, considerando que em ambos os casos a fundação é deformável (adaptado de Cuadrado et al., 2005a)	31
Fig.3. 22 - Modelo 2D e 3D da infra-estrutura ferroviária (Cuadrado et al., 2005b)	31
Fig.3. 23 - Principais parâmetros do problema (Cuadrado et al., 2005,b).....	32
Fig.3. 24 - Modelo de cálculo dinâmico (adaptado de Cuadrado et al., 2005b)	32
Fig.3. 25 – a) Lei de variação da rigidez (N/m), b) evolução da aceleração vertical (m/s ²) durante a passagem das massas não suspensas e semi-suspensas para uma estrutura de secção 2,5×2,5 m ² fundada num solo indeformável e recobrimento igual a 1m (adaptado de Cuadrado et al., 2005b)	33
Fig.3. 26 - Acelerações verticais obtidas pela passagem das cargas, com um assentamento diferencial de 3 mm no terraplano de acesso à estrutura de 2,5×2,5 m (adaptado de Cuadrado, et al., 2005b)	33
Fig.3. 27 - Alteração do estado de tensão na plataforma devido à presença de uma estrutura enterrada, (Cuadrado et al., 2005b)	34
Fig.3.28 - Evolução dos incrementos de tensão em função da altura de recobrimento, para três alturas diferentes da box-culvert (d=0,5,1,2,5 m), fixando determinados módulos deformabilidade (Eb): a)Eb=4500Mpa, b) Eb=225Mpa b) 45Mpa (adaptado de Cuadrado, et all, 2005b)	35
Fig.4.1 - Funcionamento de uma via férrea balastrada (Fortunato, 2005)	38
Fig.4.2 - Fenómeno “Dip & Bump (adaptado de ERRI, 1999, e Federal railroad administration, 2007)	38

Fig.4. 3 - Assentamentos ao longo da via (adaptado de ERRI, 1999)	40
Fig.4.4 - deformações por corte do balastro e aterro, (adaptado de ERRI,1999)	42
Fig.4. 5 - Valores do módulo de deformabilidade para as várias camadas de uma plataforma da linha férrea entre Hannover-Wurzburg (adaptado López Pita et al., 2004)	43
Fig.4. 6 - Perfil transversal típico de uma via-férrea a) antiga e b) recente (ERRI, 1999).....	44
Fig.4. 7 - Transição Aterro/estrutura para uma altura de recobrimento variável entre $0.10 \leq E_r < 0.3$ m, com H variável entre: a) $H \geq 4$ m b) $3.0 \text{ m} \leq H < 4$ m c) $H < 3.0$ m (adaptado SNCF, 2002)	46
Fig.4. 8 - Transição Aterro/Estrutura para uma altura de recobrimento variável entre $0.30 \leq E_r < 0.7$ m e H variável entre: a) $H \geq 4$ m b) $3,0 \text{ m} \leq H < 4$ m c) $H < 3.0$ m (adaptado SNCF, 2002)	47
Fig.4. 9 - Transição Aterro/estrutura, considerando a estrutura enterrada: a) $0.70 \leq E_r < 1.20$ m b) $E_r > 2.0$ m, (adaptado SNCF, 2002)	47
Fig.4. 10 - Cunhas de transição utilizadas pela ADIF relativas à transição aterro / culvert para o caso geral I, com alturas de recobrimento variáveis entre: a) $H > 2,0$ m b) $0,5 < H \leq 2,0$ m c) $0 < H \leq 0,5$ m (adaptado da ADIF, 2006).....	49
Fig.4. 11 - Detalhe de uma transição aterro /ponte para simular o comportamento dinâmico correspondente ao caso de estudo em que o balastro assenta directamente sobre a passagem de nível do tipo box-culvert (adaptado da ADIF, 2006).....	49
Fig.4. 12 - Exemplo de uma transição Aterro /estrutura relativa ao caso geral (II) (adaptado da ADIF, 2006).....	50
Fig.4. 13 - Materiais com propriedades resilientes utilizados na via férrea balastrada: a) palmilhas colocadas sob as travessas b)palmilhas colocadas sob os carris c) mantas resilientes sob a camada de balastro (adaptado de (Calenberg, 2010), (Riessberger, 2006), (Thompson, 2009))	51
Fig.4.14 - Perfil longitudinal de algumas vias ferroviárias de alta velocidade (adaptado de Teixeira, 2006).....	51
Fig.4. 15 - Travessas “Frame-Sleeper” (Riessberger, 2006)	52
Fig.4. 16 - Reforço de travessas (Esveld, 2001).....	52
Fig.4. 17 - Modificação da rigidez da via para “suavizar a transição aterro/estrutura” (FTA, 2006).....	53
Fig.4. 18 - Travessas de aproximação (FTA, 2006).....	53
Fig.4. 19 – Introdução de carris extra ao longo da zona de uma zona de transição, (Railone, 2010) .	54
Fig.4. 20 - a) Reforço do solo de fundação com recurso a uma combinação de geotêxteis para aumentar a capacidade de carga de uma fundação de uma via férrea constituída por solos argilosos, num troço de uma via férrea entre Rudoltice e Cechach b) Aplicação da geomembrana para protecção do solo de fundação contra a presença de água (INNOTRACK, 2008)	54
Fig.4. 21 - Estabilização do solo com cimento próxima da estação ferroviária de Praha-Liben (INNOTRACK, 2008).....	55
Fig.4. 22 - Utilização de colunas de brita como medida de reforço da fundação da via (FTA, 2006 e Antunes et al., 2005)	55
Fig.5. 1 - Modelo de comboio convencional (adaptado da norma EN 1991-2, 2003)	58
Fig.5. 2 – Modelos desenvolvidos pela Siemens: a) Siemens Velaro b) novos sistemas de tracção (adaptado de Siemens (2010a) e (2010b))	59
Fig.5. 3 – Comboio Italiano de alta velocidade da trenitalia: a) ETR-Y-500 (railway-technology, 2010a)	59

Fig.5. 4 – Modelo de comboio articulado, (adaptado da norma EN 1991-2, 2003)	60
Fig.5. 5 - a) TGV-atlantique b) TGV detentor do actual recorde mundial de velocidade (SNCF, 2010)	60
Fig.5. 6 - Comboio Eurostar (Trainwallpapers, 2010).....	60
Fig.5. 7 - TGV thalys PBA b) TGV thalys PBKA (Thalys, 2010).....	61
Fig.5. 8 - Comboio AGV (Alstom, 2010)	61
Fig.5. 9 – a) Modelo de comboio articulado, b) Comboio de alta velocidade espanhola Talgo (adaptado da norma EN 1991-2, 2003 e railway-technology, 2010b)	62
Fig.5. 11 - Comparação da envolvente da assinatura dinâmica do respectivo método HSLM e a envolvente obtida para os comboios de alta velocidade representada na Fig.5. 10b). (Goicolea, 2002)	64
Fig.5. 12 - Modelo de carga HSLM-A (adaptado da norma EN1991-2, 2003)	64
Fig.5. 13 - Modelo de carga HSLM-B: a) configuração dos comboios HSLM-B b) Determinação de (N) e (d) em função do vão (L) da estrutura (adaptado da norma EN1991-2, (2003)).	65
Fig.5. 14 - Relação entre o coeficiente de amortecimento e a frequência: a) massa proporcional ao amortecimento e rigidez proporcional ao amortecimento b) amortecimento de Rayleigh (adaptado de Chopra, 1995)	69
Fig.5. 15 - Representação esquemática das duas primeiras travessas do modelo considerado na presente dissertação, para ilustrar a variação da força nodal num determinado nó i devido à passagem de uma carga móvel (F_k).....	71
Fig.5. 16 - Principais problemas de análise dinâmica (adaptado de Wang, et al., 2001).....	71
Fig.5. 17 - elemento de Viga elástico BEAM3 utilizado na modelação (ANSYS).....	74
Fig.5. 18 – Elementos mola - amortecedor: a) longitudinal, b) torsional	74
Fig.5. 19 – Detalhe da modelação das palmilhas	74
Fig.5. 20 - Elemento PLANE42	75
Fig.5. 21 – Detalhe da modelação das travessas	75
Fig.5. 22 - Detalhe da modelação das camadas de balastro, sub-balastro e camada de forma.....	76
Fig.5. 23 - Pormenor da modelação da box-culvert, relativo ao modelo H=1 m	77
Fig.5. 24 – Pormenores da modelação relativos ao modelo H=0,5 m: a) cunha de material tratado (MT), b) cunha de material granular (MG), c) camada de aterro.....	79
Fig.5. 25 – Solo de fundação e condições de apoio rígido.....	79
Fig.5. 26 – a) Pormenor dos amortecedores com viscosidade, b) exemplo da distribuição das constantes de amortecimento pelos nós dos elementos correspondentes à camada de balastro	81
Fig.5. 27 – Modelação das várias soluções de transição aterro/estrutura com alturas de recobrimento iguais a: a) H=0 m, b) H=0,5m c) H=1 m d) H=2 m.....	82
Fig.5. 28 – Determinação das espessuras (B) para as várias camadas da via :a) para uma altura de solo igual a 8 m b) altura de solo igual a 12 m (adaptado de Ferreira, 2009)	83
Fig.5. 29 – Nós onde foram registados os deslocamentos estáticos	85
Fig.5. 30 – Evolução dos deslocamentos no nó (A), relativamente aos modelos com alturas de recobrimento de 0, 1 e 2 metros respectivamente.	85

Fig.5. 31 – Nós onde foram registados as acelerações verticais	86
Fig.5. 32 – Valores máximos de pico positivos e negativos das acelerações verticais no nó (A), em função das velocidades de circulação do modelo HSLM-A2, (Fig.5. 29)	88
Fig.5. 33 – Aceleração a meio vão da travessa superior no nó (A) para duas velocidades de referência iguais a 200 e 420 km/h, para um intervalo de tempo entre 0 e 5 s.	88
Fig.5. 34 – Vibração livre do nó (A) após a passagem do comboio para o modelo (H=1 m) e para a velocidade uma velocidade igual a 420 km/h	89
Fig.5. 35 – Nós onde foram registados os deslocamentos	89
Fig.5.36 – Valores máximos de pico, positivos e negativos dos deslocamentos no nó (A) em função das velocidades de circulação do modelo de comboio HSLM-A2, para os vários modelos em estudo.	90
Fig.5.37 – Resposta temporal dos deslocamentos no nó (A), para o modelo com uma altura de recobrimento de 1 m e para as velocidades de 200 e 300 km/h.....	90
Fig.5. 38 – Resposta temporal dos deslocamentos no nó (A) para os modelos mais condicionantes considerando uma velocidade de circulação do modelo de cargas HSLM-A2 igual a 420 km/h	91
Fig.5. 39 – Valores máximos de pico, positivos e negativos no nó (C) em função das velocidades de circulação do modelo de comboio HSLM-A2	92
Fig.5. 40 – Resposta temporal dos deslocamentos no nó (C), para o modelo com uma altura de recobrimento de 1 m, para as velocidades 200 e 420 km/h.....	92
Fig.5. 41 – Deslocamentos obtidos para os valores máximos de pico, positivos e negativos, dos montantes da box-culvert em função da velocidade de circulação do modelo HSLM-A2: a) nó (B), b) nó (D)	93
Fig.5. 42 – Resposta temporal dos deslocamentos no nó (B), para o modelo H=0 m, para as velocidades 200 e 420 km/h	94
Fig.5. 43 – Nós onde foram registados os valores dos incrementos de tensão.....	95
Fig.5. 44- Valores de pico máximos positivos e negativos dos incrementos de tensão, em função da velocidade de circulação do modelo HSLM-A2: a) nó (A), b) nó (A')	95
Fig.5. 45 – Resposta temporal dos incrementos de tensão relativos à passagem do comboio HSLM-A2, no modelo com uma altura de recobrimento igual a 0 m, para o nó (A)	96
Fig.5. 46 - Resposta temporal dos incrementos de tensão relativos à passagem do comboio HSLM-A2, para os modelos que apresentam maiores e menores valores máximos de pico positivos, no nó (A')	96
Fig.5. 47 - Valores de pico máximos positivos e negativos dos incrementos de tensão, em função da velocidade de circulação do modelo HSLM-A2: a) nó (C), b) nó (C')	97
Fig.5. 48 - Valores de pico máximos positivos e negativos dos incrementos de tensão, em função da velocidade de circulação do modelo HSLM-A2: a) nó (B), b) nó (B')	98

ÍNDICE DE TABELAS

Quadro 3. 1 - Incrementos de rigidez em função das condições de apoio, admitido para o solo de fundação	29
Quadro 3. 2 – Incrementos de rigidez em função das condições de fundação	30
Quadro.5. 1 - Características dos comboios universais HSLM-A, (EN1991-2, 2003).....	65
Quadro.5.2 - de aplicação dos modelos de cargas HSLM-A e HSLM-B (adaptado de EN1991-2 (2003))	66
Quadro.5. 3 – Parâmetros de input atribuídos aos elementos (BEAM3) utilizados na modelação dos carris	74
Quadro.5. 4 - Características atribuídas às travessas	75
Quadro.5. 5 – Características atribuídas às camadas de balastro, sub-balastro e forma.....	76
Quadro.5. 6 - Parâmetros mecânicos do betão	77
Quadro.5. 7 – Características dos materiais das cunhas de transição e do aterro.....	78
Quadro.5. 8 – Características do solo de fundação	79
Quadro.5. 9 – Cálculo do amortecimento viscoso das fronteiras laterais do modelo em função das propriedades do solo.....	80
Quadro.5.10 – Coeficientes de amortecimento de Rayleigh.....	84
Quadro.5. 11 – deslocamentos estáticos nos elementos referenciados na Fig.5. 29	85
Quadro.5. 12 - Valores máximos de pico das acelerações verticais medidas no nó (A) [m/s^2]	87

SÍMBOLOS E ABREVIATÓES

SNCF – Sociedade Nacional dos caminhos de ferro Francesas

UIC – União internacional dos caminhos de ferro

RAVE – Rede ferroviária de alta velocidade

ADIF – Administrador de infra-estruturas ferroviárias

E_b – módulo de deformabilidade do solo de fundação

GNT – material granular não tratado (designação SNCF)

GT – material granular tratado (designação SNCF)

MG – material granular (designação ADIF)

MT – material tratado (designação ADIF)

ETI – Especificações Técnicas de Interoperabilidade

HSLM – “High Speed Load Model”

M – matriz de massa

C – matriz de amortecimento

K – matriz de rigidez

$\ddot{u}$ – vector das acelerações para cada instante de tempo

$\dot{u}$ – vector dos deslocamentos para cada instante de tempo

f(t) – vector das forças exteriores

f(i) – forças de inércia

f(c) – forças de amortecimento

f(e) – forças elásticas

ξ_n – amortecimento de Rayleigh

ω – frequência angular

a_0 e a_1 – constantes de amortecimento de Rayleigh

H – altura de recobrimento entre a base da camada de sub-balastro e a parte superior da estrutura

E – módulo de deformabilidade.

ρ – massa volúmica

A – área

I – inércia

G – módulo de rigidez elástica

ϕ – modo de vibração

φ – fase inicial

Cv_n – Coeficientes de amortecimento normal

Cv_t – Coeficientes de amortecimento tangencial

ϕ'_{dyn} – factor de amplificação dinâmica

Y_{dyn} – deslocamento dinâmico

Y_{stat} – deslocamento estático

ν – Coeficiente de Poisson

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

Nos últimos anos a rede de transportes ferroviária de alta velocidade tem sofrido um forte crescimento, que pode ser em parte justificado, pelas vantagens oferecidas por este meio de transporte, quando comparativamente com outros meios de transporte, como o avião, barco ou transporte rodoviário. Essas vantagens oferecidas pelo transporte ferroviário em parte estão relacionadas com os níveis de segurança oferecidos, baixo consumo energético aliado ao às baixas emissões de gases nocivos para o ambiente.

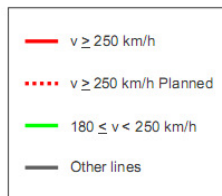
O primeiro país a desenvolver a tecnologia da alta velocidade foi o Japão. Em 1964 foi ignorada a primeira linha ferroviária de alta velocidade chamada Tokaido Shinkansen, ligando Tóquio, Nagoya, Kyoto e Osaka, com os comboios a circular a cerca de 200 km/h, Japan-Guide (2010). Em 1964 após a construção da linha Tokaido Shinkansen, a ideia de introduzir a alta velocidade na Europa, iniciou-se com a ideia do TGV, proposta pelos Franceses. Esta decisão do governo Francês de criar a primeira linha de alta velocidade, foi para dar resposta à forte concorrência dos transportes aéreos e rodoviários que tornavam-se cada vez mais competitivos, então a SNCF, decidiu reunir esforços e agir com vista a dar resposta à cada vez menor adesão por parte das pessoas ao meio de transporte ferroviário. Foi então que entre 1981, ligando Paris a Lyon, que surgiu a primeira linha ferroviária de alta velocidade Europeia. Esta linha possuía uma extensão de 410 km e foi projectada para velocidades de circulação de 270 km/h. Face ao sucesso deste meio de transporte, rapidamente os países vizinhos como a Bélgica, Alemanha, Itália, Países baixos, Espanha e Reino Unido, começaram a construir as suas próprias linhas de alta velocidade. A Fig.1.1 mostra o panorama da rede de alta velocidade Europeia existente até 05/2010.

Portugal não quis ficar indiferente a esta realidade, por isso estão previstas cinco ligações de alta velocidade. Actualmente já estão projectadas os eixos de ligação Lisboa – Madrid, Lisboa – Porto e Porto – Vigo. Os eixos de ligação entre Aveiro – Salamanca e Évora – Faro/Huelva, encontram-se ainda em fase de projecto (Rave, 2010).

A Fig.1.2 mostra uma previsão da futura rede de alta velocidade prevista para o ano de 2025.

European HS Network

Situation as at 05.2010



Information given by the Railways

UIC - High-Speed
Updated 21.05.2010

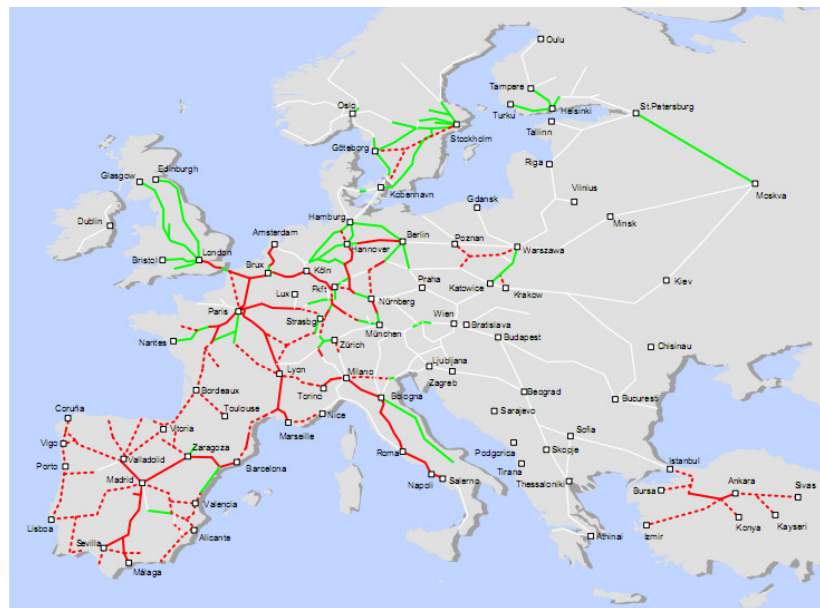
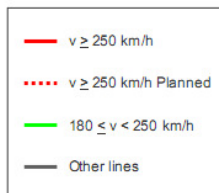


Fig.1.1 - Rede de alta velocidade Europeia, existente em 05/2010, (UIC, 2010)

European HS Network

Forecasting 2025



Information given by the Railways

UIC - High-Speed
Updated 21.05.2010

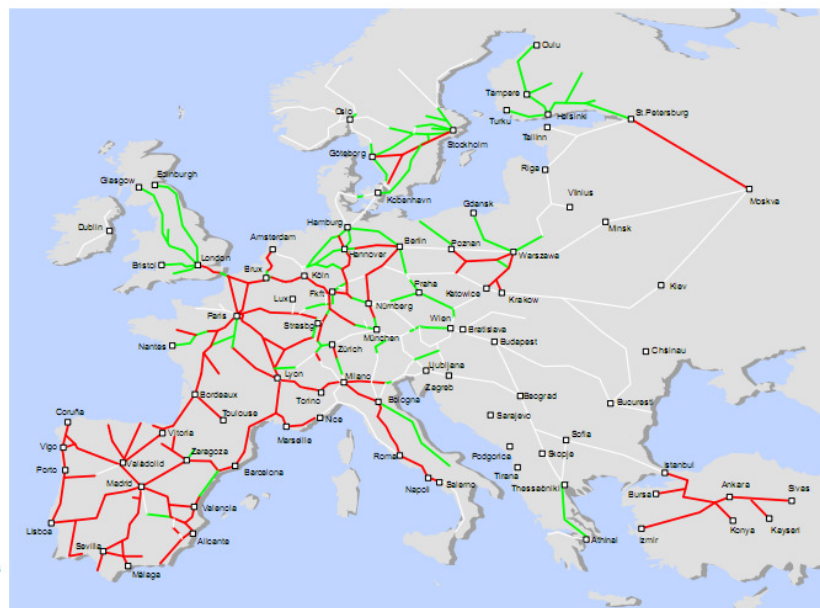


Fig.1.2 - Rede de alta velocidade Europeia, prevista para 2025, (UIC, 2010)

A União Europeia tem vindo a desenvolver a rede transeuropeia com o objectivo de criar uma rede multimodal que assegure o livre movimento de pessoas e bens e que contribua para o processo de coesão social e económico, através da redução de distâncias e da melhoria das ligações entre as regiões periféricas e o centro da Europa, (Rave, 2010). É neste âmbito que assenta o conceito de interoperabilidade defendido pela União Europeia, e definido na directiva comunitária 96/48/CE do conselho de 23 de Julho de 1996. No entanto para garantir tais níveis de interoperabilidade nas vias-

férreas de alta velocidade, torna-se necessário prever o comportamento da via para determinados cenários.

As elevadas velocidades praticadas na via tendem a induzir nas estruturas, grandes efeitos dinâmicos, que num cenário limite podem por em risco a estabilidade estrutural, ou a própria segurança dos utentes da via. Neste contexto é fundamental analisar, e avaliar o comportamento dinâmico das estruturas.

1.2. OBJECTIVOS DA TESE

O objectivo principal da presente dissertação centra-se na avaliação do comportamento dinâmico de uma passagem inferior do tipo box-culvert.

Numa primeira fase, o trabalho iniciou-se com a criação de um modelo 2D, em estado plano de tensão, baseado nas soluções de transição propostas pela ADIF, com recurso ao programa comercial ANSYS®.

Os estudos dinâmicos procuram perceber a influência de aspectos como, a altura de recobrimento sobre a estrutura, velocidades de circulação do modelo de cargas HSLM-A definido na norma EN1991-2 (2003), geometria do atravessamento, propriedades mecânicas dos vários materiais que constituem a superestrutura e infra-estrutura ferroviária, na resposta dinâmica da estrutura, mais concretamente nos deslocamentos, acelerações e incrementos de tensão.

1.3. ORGANIZAÇÃO EM CAPÍTULOS

No capítulo 1 é apresentado o enquadramento geral sobre a temática da alta velocidade na Europa, com referência às futuras linhas férreas Portuguesas. Por fim são apresentados os principais objectivos da presente dissertação.

O capítulo 2 é dedicado a uma breve descrição dos principais elementos constituintes de uma via férrea balastrada, com o intuito de dar a perceber ao leitor, a estrutura e o modo de funcionamento de uma via férrea balastrada.

No capítulo 3 são apresentados os tipos de culverts mais comuns, com enfoque para os culverts do tipo Box. Ao longo deste capítulo é feita uma breve referência aos processos de pré-fabricação, transporte, cuidados na preparação do solo de fundação, colocação, e montagem em obra e cuidados na execução dos aterros laterais. Este capítulo é finalizado com uma apresentação muito sucinta dos mecanismos de interacção solo/box-culvert e com um estudo desenvolvido no âmbito das linhas férreas de alta velocidade espanholas, relativo à influência da variação da rigidez nos efeitos dinâmicos, ao longo de transição aterro/estrutura.

No capítulo 4 são identificados e descritos de uma forma muito sucinta os principais problemas que tendem a ocorrer nas zonas de transição aterro/estrutura nas vias férreas. São de destacar os problemas relacionados com a via, e os problemas de índole geotécnico. Por fim, são apresentados algumas normas e recomendações relativas à geotecnia a adoptar ao longo das zonas de transição, soluções de transição do tipo aterro/box-culvert, e soluções de mitigação dos principais problemas que tendem a ocorrer nas vias férreas.

O capítulo 5 é todo ele dedicado à análise dinâmica e modelação das soluções de transição aterro/estrutura. Numa fase inicial são apresentados somente a título exemplificativo os principais comboios de alta velocidade Europeia, e os modelos de carga propostos na norma EN 1991-2 (2003).

Depois desta breve referência sobre os comboios de alta velocidade existentes e os modelos de carga, discutem-se as diversas questões relacionadas com os métodos de análise dinâmica por integração no domínio do tempo, onde são expostos os conceitos relacionados com as equações de equilíbrio dinâmico, consideração das cargas móveis e a sua implementação no programa de cálculo ANSYS®.

Numa fase final são apresentados os respectivos resultados dos vários estudos paramétricos efectuados, nomeadamente os deslocamentos, acelerações e incrementos de tensão em várias secções da estrutura, tendo por base as soluções de transição propostas pela ADIF, e tomando como referência a passagem do modelo de cargas HSLM-A2.

No capítulo 6 apresentam-se as conclusões gerais obtidas na presente dissertação, e desenvolvimentos futuros.

2

ESTRUTURA E FUNCIONAMENTO DE UMA VIA FÉRREA BALASTRADA

As vias-férreas balastradas, correntemente designadas por vias clássicas (Fig.2. 1), praticamente não sofreram grandes alterações na sua constituição e configuração ao longo dos tempos. Contudo são de destacar os desenvolvimentos que surgiram após a segunda grande guerra, que levaram à introdução por exemplo, de carris contínuos soldados, o uso de travessas em betão com grandes superfícies de apoio, em oposição as de madeira, carris mais pesados e com uma maior inércia à flexão, optimização dos elementos de fixação carril/travessa através da introdução de fixações elásticas inovadoras (Esveld, 2001).

Esta solução apresenta uma grande panóplia de vantagens, das quais se destacam o seu baixo custo de construção (comparativamente a uma solução de via em placa), facilidade na substituição dos vários componentes da via sempre que seja necessário proceder a algum tipo de manutenção, boas condições de drenagem, elasticidade e amortecimento (Esveld, 2001). No entanto a presença de balastro numa via-férrea é sinónimo de constantes assentamentos que na maioria dos casos são inevitáveis de controlar o que obriga naturalmente a frequentes intervenções de conservação e manutenção da via, aumentando assim os custos inerentes à parte da exploração da via.

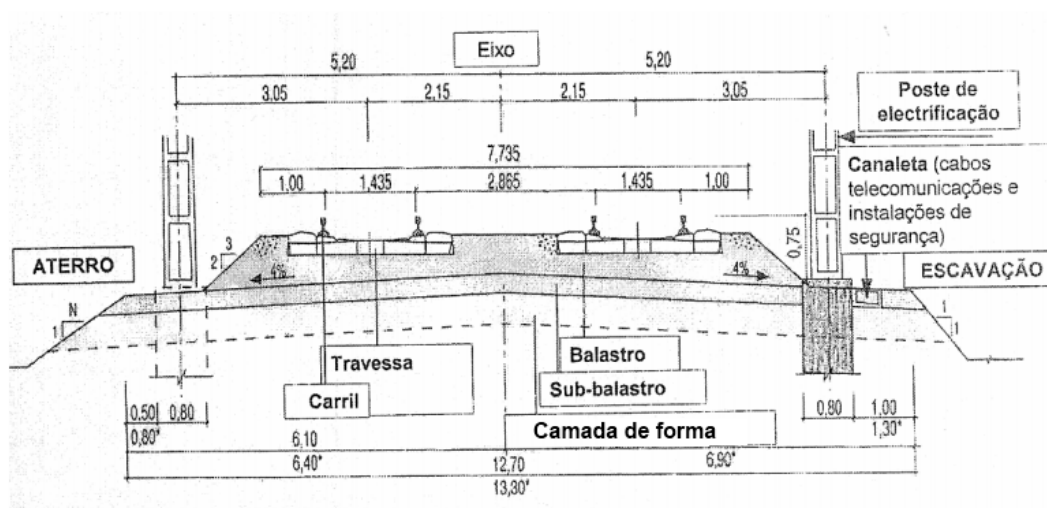


Fig.2. 1 - Perfil transversal da linha de alta velocidade Madrid – Sevilha (adaptado de Teixeira, 2005)

Com o objectivo de entender com maior detalhe a constituição de uma via férrea, na Fig.2. 2, é apresentado um corte transversal tipo de uma via férrea balastrada, onde se pode identificar a plataforma e plataforma ferroviária. A plataforma ferroviária é constituída pelos carris, elementos de ligação carril/travessa, travessas, prisma lateral de balastro, balastro superficial e balastro de fundo. Ao nível da plataforma estão incluídas as camadas de sub-balastro e as camadas que constituem a fundação de uma via férrea.

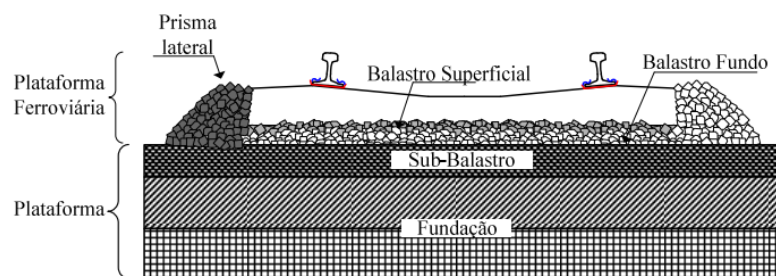


Fig.2. 2 - Perfil transversal tipo, com a classificação das várias camadas que constituem a via férrea, (Fortunato, 2005)

2.1. ELEMENTOS CONSTITUINTES DA PLATAFORMA FERROVIÁRIA

2.1.1. OS CARRIS

São os elementos principais das vias-férreas, e têm como funções principais, (Esveld, 2001):

- Resistir às variadíssimas cargas transmitidas às travessas através dos rodados dos veículos;
- Capacidade de guiar as rodas dos veículos na direcção lateral;
- Proporcionar uma superfície de rolamento lisa;
- Capacidade de distribuir as forças de arranque e frenagem para os elementos que constituem a plataforma ferroviária;
- Servir de condutor de corrente eléctrica dos sistemas de tracção e sinalização.

Nas linhas ferroviárias de alta velocidade são utilizados perfis pesados, como o UIC 60 (60 kg/m), cujas principais características são apresentadas na Fig.2. 4. A necessidade de adoptar perfis pesados em vias de alta velocidade deve-se a uma maior redução nos custos de manutenção e conservação da via, e ao mesmo tempo aumentar a durabilidade dos próprios carris e da via. Isto porque os carris mais pesados (menos deformáveis e com uma maior rigidez à flexão) distribuem as cargas verticais e horizontais por um maior número de travessas, reduzindo as pressões transmitidas à camada de balastro e ao mesmo tempo contribuindo para uma redução do desgaste e fadiga dos carris (Couto, 2008).

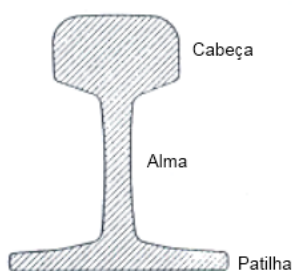


Fig.2. 3 - CARRIL DE VIGNOLES, (COUTO, 2008)

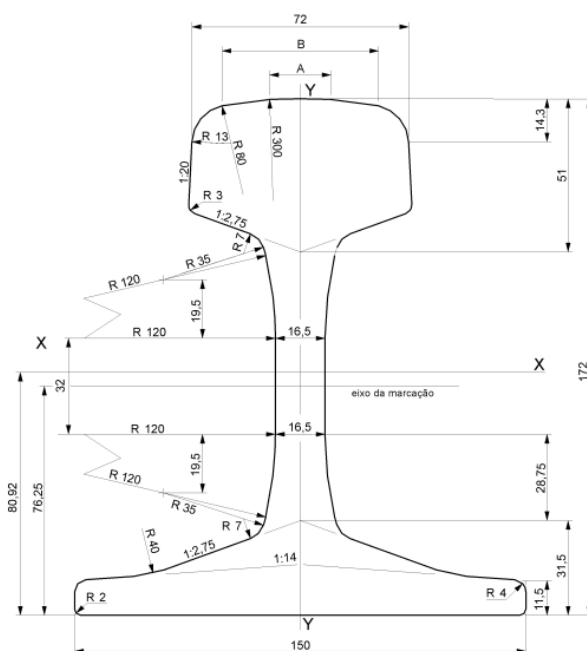


Fig.2. 4 - Carril UIC 60, (Jornal oficial das comunidades Europeias, 30 Maio de 2002)

2.1.2. ELEMENTOS DE LIGAÇÃO CARRIL/TRAVESSA

São responsáveis por:

- Conferir uma ligação carril/travessa adequada, forte e flexível resistindo aos vários esforços verticais, longitudinais, laterais e de torção provocados pela circulação dos comboios e aos esforços induzidos por variações térmicas;
- Transmissão dos esforços mobilizados ao nível carris para as travessas;
- O amortecimento das vibrações e impactos produzidos pelo tráfego ferroviário mediante a introdução de materiais com propriedades resilientes de forma a garantir um bom funcionamento da via férrea, ver (2.2.2.1);
- Correcta fixação do carril (disposições geométricas – inclinação e distância entre os carris);
- Garantir o isolamento eléctrico entre os carris e as travessas (Fortunato, 2005), (Lundqvist, 2001), (Rigueiro, 2007).

O critério na escolha do tipo de fixações vai depender naturalmente do tipo de via em causa, e no caso de se tratar de uma via balastrada, da rigidez dos materiais com características granulares e do tipo de travessa em jogo.

A introdução de carris de barra longa, a necessidade de reduzir tanto quanto possível as cargas de impacto e os efeitos dinâmicos, e com o objectivo de compensar a rigidez excessiva do betão (3-5) vezes mais rígida que as travessas de madeira, levou à necessidade de implementar novos sistemas de fixação com maior elasticidade (Esveld, 2001) e (Carrascal, 2006). A título de exemplo nas são apresentados três tipos de sistemas de fixação duplamente elásticos.



Fig.2. 5- Fixação duplamente elástica do tipo VOSSLOH (Global rail systems, 2010)

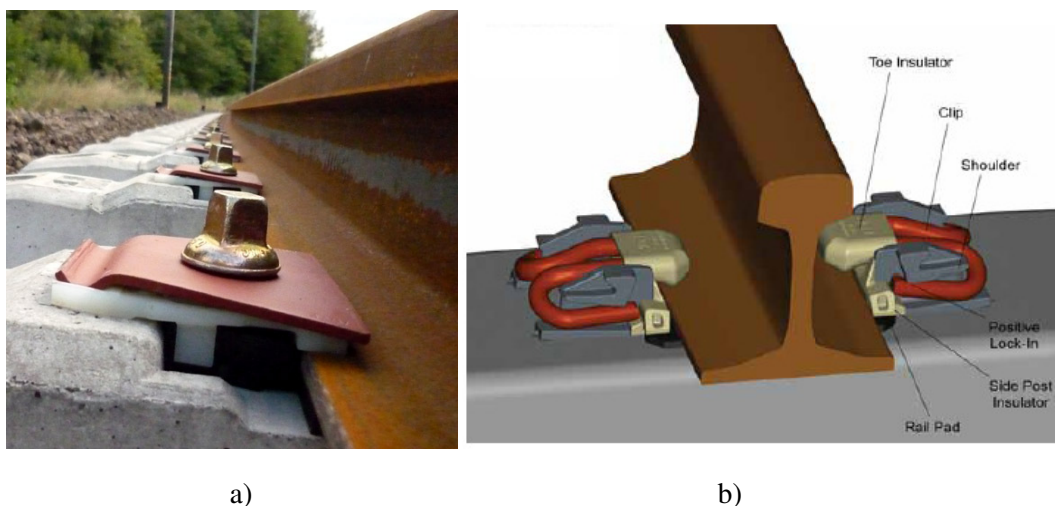


Fig.2.6 - Fixações duplamente elásticas: a) Fixação Nabla, (Railway – Technology, 2010); b) Fixação Pandrol do tipo fastclip (Pandrol Rahee Technologies, 2010)

2.1.2.1. UTILIZAÇÃO DE MATERIAL RESILIENTE NA LIGAÇÃO CARRIL/TRAVESSA

A introdução de materiais resilientes nos elementos de fixação carril/travessa é fundamental pois contribui em muito para o controlo da rigidez da via, o que vem naturalmente a influenciar o comportamento da via em aspectos relacionados com a absorção de esforços, aparecimento de defeitos na geometria do traçado, e custos de conservação da via. Tudo isto, torna o seu estudo fundamental para que seja garantido um bom funcionamento da via. Na Fig.2.7, é apresentado um exemplo tipo de uma fixação duplamente elástica, onde é perceptível a utilização de uma palmilha sob o carril. Por observação da figura nota-se que a palmilha apresenta um conjunto de ranhuras. Essas ranhuras têm

como objectivo resolver o problema da expansão lateral da palmilha, quando comprimida pela patilha do carril. Assim mantêm-se por mais tempo, as características elásticas da borracha (Couto, 2008).

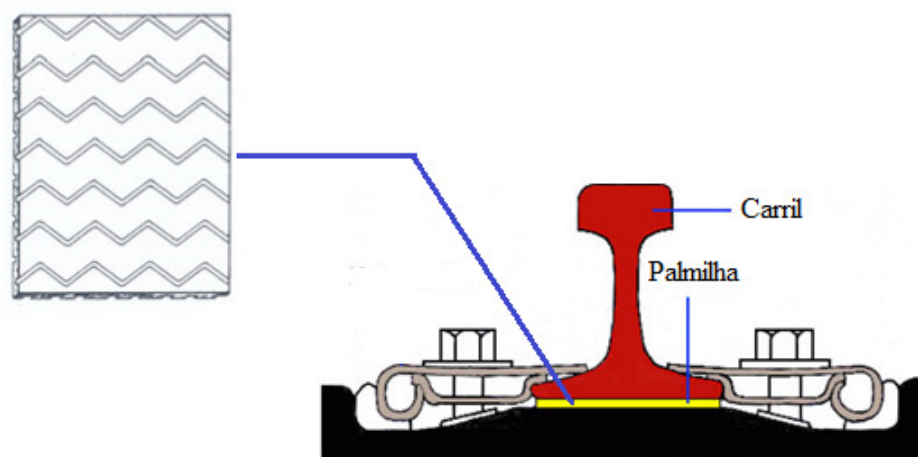


Fig.2.7 - de palmilhas de borracha, (adaptado de, Rubber Board, 2010 e Couto, 2008)

Actualmente nas linhas Europeias de alta velocidade é possível encontrar palmilhas com uma rigidez a variar entre uma gama de valores desde os 30 kN/mm até 500 kN/mm. Contudo estudos que foram desenvolvidos no âmbito da alta velocidade demonstram que a rigidez vertical óptima da via deverá situar-se entre 70 a 80 kN/mm, o que corresponde para as palmilhas um intervalo óptimo de 30 a 60 kN/mm. Este intervalo é um pouco subjectivo porque depende do volume e características do tráfego ferroviário a circular na via. Em algumas linhas férreas de alta velocidade Francesas foram utilizadas palmilhas de 100 kN/mm. Cada vez mais a tendência, é utilizar palmilhas de menor rigidez, como por exemplo na linha férrea entre Hannover – Berlim foram utilizadas palmilhas de 60 kN/mm.

A Fig.2.8 mostra a evolução da rigidez vertical da via para os diferentes tipos de rigidez das palmilhas, evidenciando claramente a influência da rigidez das palmilhas no controlo da rigidez da via, ou seja, com palmilhas de menor rigidez é possível obter uma redução substancial na rigidez global da via (Lopez Pita, et al., 2003).

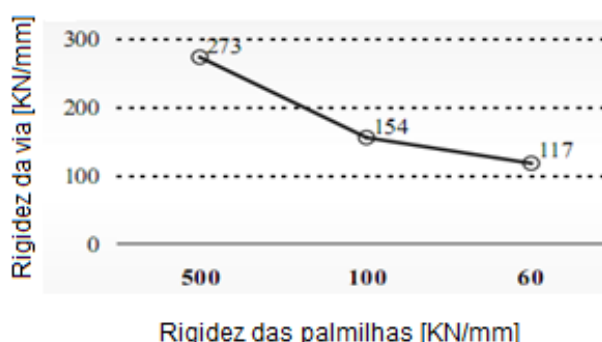


Fig.2.8 - Influência da rigidez das palmilhas na rigidez vertical absoluta da via, numa secção de uma ponte (adaptado de López Pita, et al., 2003)

Para um caso específico de uma transição ponte/aterro com as características da ligação ferroviária de alta velocidade entre Madrid e Sevilha, López Pita e Teixeira levaram a cabo um estudo com vista a perceber a influência da rigidez das palmilhas no comportamento da via. Os resultados apresentados na Fig.2.9, demonstram que uma das vantagens de utilizar palmilhas com uma menor rigidez é a possibilidade de obter uma zona de transição com uma variação da rigidez mais gradual. Isto possibilita uma maior homogeneização dos níveis de tensão no topo da camada de balastro e ao mesmo tempo reduz os efeitos adjacentes às variações bruscas da rigidez.

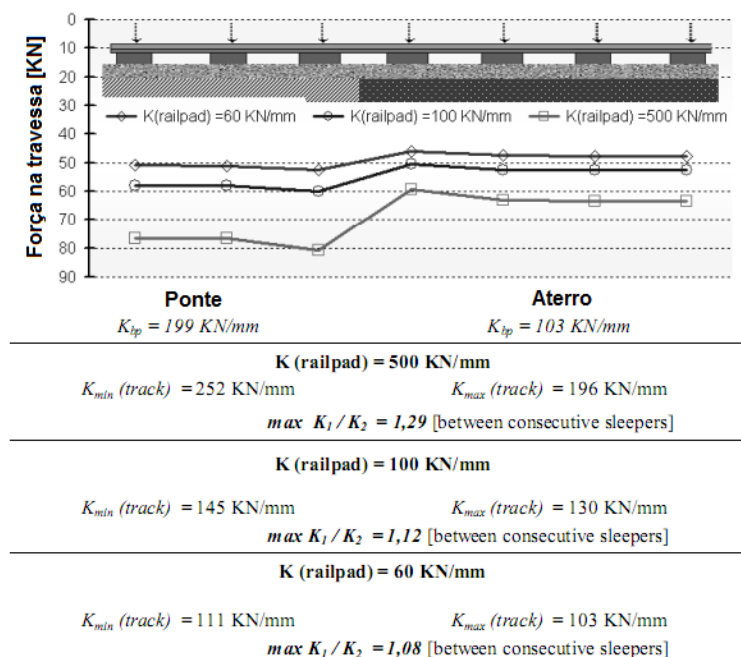


Fig.2.9 - Efeito da rigidez das palmilhas na transição ponte/aterro (adaptado de Lopez Pita, et al., 2003).

Uma ultima observação deve ser feita no que se referente à utilização de palmilhas mais macias, e o seu beneficio na redução da vibração do balastro a altas velocidades. É conhecido que os efeitos dinâmicos gerados nas zonas de transição contribuem para o aumento da degradação da via, e por isso a tendência é utilizar palmilhas com uma menor rigidez.

Através da Fig.2.10, é facilmente perceptível que a utilização de palmilhas mais macias contribui em muito para a redução da vibração do balastro.

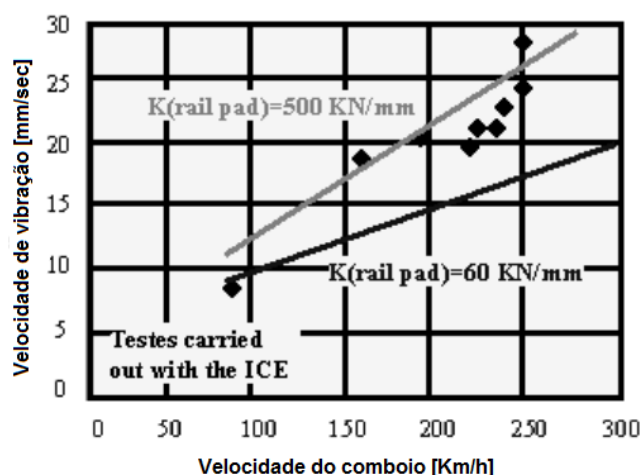


Fig.2.10 - Influência da rigidez das palmilhas na vibração do balastro (adaptado de López Pita e tal., 2003)

2.1.3. TRAVESSAS

São os elementos colocados entre os carris e o balastro. Têm a finalidade de receber as cargas verticais e horizontais transmitidas pelos carris, e transferi-las para as camadas de balastro, garantindo desta forma a estabilidade da via-férrea nas direcções longitudinais e transversais respectivamente, e ao mesmo tempo servem de base ao suporte e fixação do carril (afastamento entre eixos e inclinação dos carris). Devem ainda isolar electricamente os dois carris. Inicialmente as travessas eram em madeira, contudo com os recentes desenvolvimentos realizados nas tecnologias do betão armado, e pré-esforço levam cada vez mais à utilização de travessas em betão, isto porque as travessas de madeira apesar de serem leves, de fácil manuseamento, fraca sonoridade e boa elasticidade, apresentam uma baixa resistência aos esforços horizontais, e uma vida útil curta, uma vez que são susceptíveis de ataques biológicos, tornando os custos de conservação da via mais elevados. É de destacar ainda a existência das travessas metálicas, contudo entraram rapidamente em desuso devido aos problemas que geravam ao nível de isolamento eléctrico entre os carris, à transmissão de ruído, pouca resistência às acções ambientais e dificuldade do seu posicionamento na via.

Com a tendência cada vez maior de aumentar a velocidade nas linhas férreas, tem-se verificado que cada vez mais que as dimensões das travessas têm aumentado, facto este que tem um propósito de reduzir as tensões transmitidas ao balastro e ao mesmo tempo procurar aumentar a estabilidade lateral da via. Relativamente aos espaçamentos entre travessas é comum adoptarem-se espaçamentos de 0,6m especialmente nas linhas férreas de alta velocidade, contudo é necessário ter em consideração que este espaçamento não é regra geral fixo uma vez que vai depender por exemplo da qualidade da plataforma, ou seja, os espaçamentos devem ser optimizados consoante as características da zona (Couto, 2008) e (Fortunato, 2005).

Actualmente são as travessas de betão que equipam as vias de alta velocidade, apresentando duas configurações possíveis: Monobloco e Bi-Bloco.

2.1.3.1. TRAVESSAS BI-BLOCO OU MISTAS

As travessas bi-bloco consistem em dois blocos de betão armado, conectados por uma viga de aço em U encastrada entre ambos os blocos para garantir a bitola pretendida. Com este tipo de travessa parte-se do pressuposto que, para assegurar uma correcta transmissão de esforços do carril para o balastro, é somente necessário dispor de material (betão) na zona entre a superfície de apoio carril/travessa e na superfície de contacto travessa/ balastro, assim surgem dois blocos de betão, Fig.2.11.

Apesar deste tipo de travessa apresentar uma boa resistência lateral, possui algumas limitações, como a grande sensibilidade das travessas ao comportamento mecânico do balastro, uma vez que a superfície de apoio sobre o balastro é pequena, são necessárias fixações elásticas e de acessórios especiais de isolamento eléctrico, que suportam mal os choques (Couto, 2008).

Este tipo de travessas equipa algumas das principais redes de caminhos-de-ferro, das quais se destacam por exemplo em algumas linhas férreas de alta velocidade francesas. A título de exemplo a linha de alta velocidade entre Poitiers-Limoges foi implementada a travessa bi-bloco B450 homologada segundo a norma EN 13230 e “marcada” pela RFF. Esta travessa vem substituir a anterior travessa bi-bloco VAX U41, uma inovação da sateba, Fig.2.12.



Fig.2.11 - Via balastrada com travessas bi-bloco de betão, (Esveld, 2001)

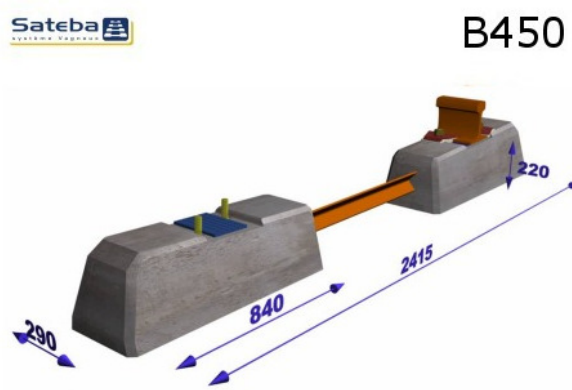


Fig.2.12 - Travessa bi-bloco da Sateba, (Steba, 2010)

2.1.3.2. TRAVESSAS MONOBLOCO

Inicialmente as travessas de monobloco eram somente de betão armado, por isso evidenciavam alguns problemas de fendilhação. Esse problema foi completamente ultrapassado com a introdução do pré-esforço, que veio possibilitar um melhor comportamento da travessa às alterações do estado de tensão, e reduzir a espessura das travessas, essencialmente na zona central (Couto, 2008).

As principais vantagens das travessas monobloco face às bi-bloco, são:

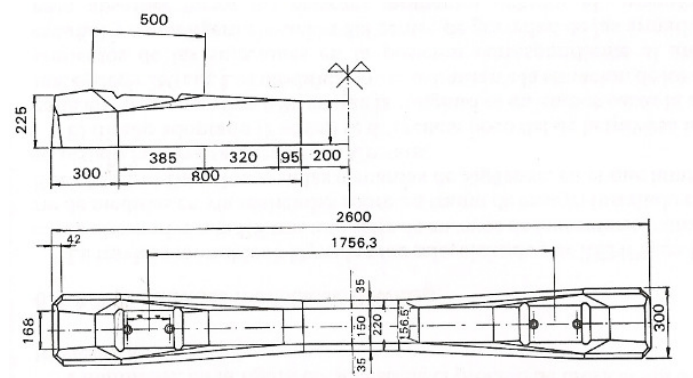
- Possibilitam uma melhor distribuição das cargas;
- São mais económicas e permitem a aplicação de pré-esforço;
- Conservam bem a bitola;
- O seu peso é uma mais-valia pois confere uma maior estabilidade à via.

No entanto apresentam uma resistência transversal inferior comparativamente com as travessas bi-bloco. Na Fig.2.13, é apresentada uma via balastrada com travessas monobloco.

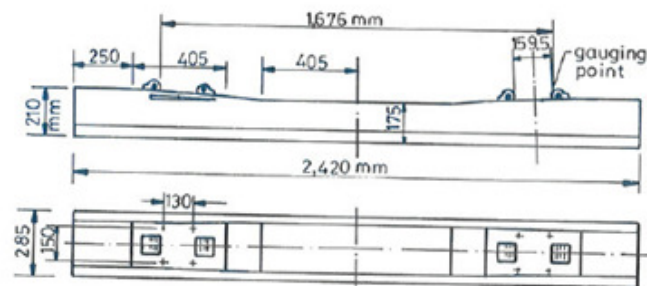


Fig.2.13 - Trecho de uma linha de alta velocidade Alemã (Riessberger, 2006)

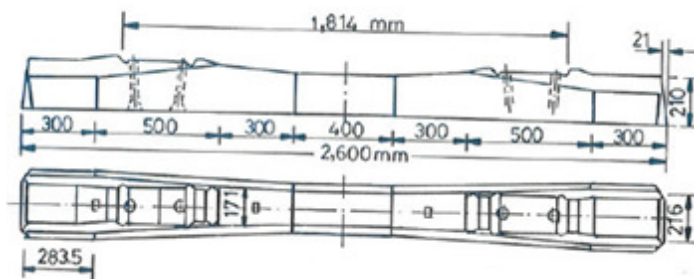
Alguns países como a Espanha, Alemanha e Inglaterra adoptaram este tipo de travessas. Na Fig.2.14, são apresentados os pormenores relativos a cada um destes países.



a)



b)



c)

Fig.2.14 - Travessas monobloco: a) travessa monobloco Espanhola b) travessa monobloco Inglesa c) travessa monobloco Alemã (Couto, 2008)

É de salientar que as características geométricas e técnicas das travessas encontram-se na norma Europeia EN 13230, (2009). Relativamente ao espaçamento entre travessas o valor generalizado ronda os 0,60 m.

2.1.3.3. BALASTRO

O balastro é um elemento chave na estabilidade da via-férrea. O seu comportamento encontra-se condicionado essencialmente pelas próprias características mecânicas e hidráulicas (permeabilidade).

A camada de balastro subdivide-se em várias camadas, designadas por: balastro entre as travessas, prisma lateral, balastro superficial (camada de balastro que recebe directamente as cargas provenientes das travessas), e balastro de fundo (camada que ao longo do tempo devido aos vários ciclos de carga evolui para uma granulometria distinta da inicial), ver (Fig.2. 2 e Fig.2. 15). Normalmente a espessura utilizada para a camada de balastro situa-se a entre os 25 e 30 cm, medidos desde a parte inferior da travessa (Esveld, 2001) e (Fortunato, 2005).

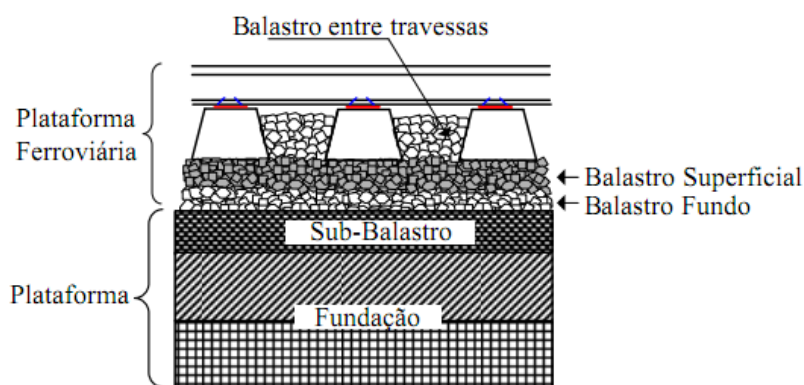


Fig.2. 15 - Perfil longitudinal de uma via balastrada (Fortunato, 2005)

Tradicionalmente os bons materiais para o balastro são materiais sem coesão, granulares de forma cúbica (resulta de processos de britagem) com faces rugosas e arestas vivas. Estes são obtidos a partir de rochas duras, sãs e resistentes aos agentes agressivos. Os granitos, basaltos, doleritos, quartzitos são exemplos dos materiais tipicamente utilizados nas vias-férreas (Couto, 2008).

Uma das principais funções do balastro, passa pela criação de uma superfície resistente (boa capacidade de carga) e duradoura, que garanta a degradação das cargas provenientes das travessas. Ao mesmo tempo tem de ser capaz de resistir às acções verticais provenientes das cargas rolantes e contrariar através do seu peso e atrito entre as partículas os deslocamentos transversais e longitudinais da via-férrea. O balastro fornece resiliência e absorção de energia, garantindo um bom amortecimento das vibrações. Permite uma redução dos níveis de tensão nas camadas subjacentes para níveis aceitáveis dos materiais, o escoamento das águas pluviais que caem na via e em alguns casos mitigar os efeitos das acções climáticas (neve) e permitir através das operações de manutenção a correcção da via nas direcções longitudinal/transversal, manter um alinhamento da via, facilitando as tarefas de manutenção da qualidade geométrica da via (Fortunato, 2005), (Fortunato, et al., 2000).

2.2. ELEMENTOS CONSTITUINTES DA PLATAFORMA

2.2.1. SUB-BALASTRO

É a camada de transição entre a camada de balastro e o solo de fundação. O sub-balastro pode ser constituído por uma ou mais camadas. O número de camadas depende de factores como o tipo de material que constitui o sub-balastro, a natureza e propriedades do solo de fundação, a intensidade de tráfego na via férrea e da superestrutura (tipo de travessas, espaçamento, e carril) (Fortunato, 2005).

Em parte pode destacar-se que algumas das funções evidenciadas pela camada de sub-balastro sejam idênticas as desempenhadas pela camada de balastro tais como reduzir os níveis de tensão induzidos pelo tráfego ferroviário para níveis de tensão compatíveis com a capacidade de carga da fundação, ou seja, degradar as cargas provenientes da plataforma ferroviária, e fornecer uma protecção contra as acções agressivas do gelo/degelo. Para além destas funções acrescentam-se as funções que são apenas intrínsecas à camada de sub-balastro, das quais se destacam: a) promover a separação entre o balastro e a plataforma (função de separação), b) impedir a passagem de finos provenientes do terreno natural mas possibilitando que as águas que ascendem do terreno natural se escoem (função filtro), c) funcionar como uma camada impermeável, para evitar que as águas que penetram através do balastro chegam ao terreno natural d) protecção da plataforma contra o gelo (Selig, et al., 2000).

O tipo de material mais comum na constituição das camadas de sub-balastro é o material granular. Por vezes são utilizados materiais granulares tratados com recurso a cimento ou emulsão betuminosas. As grandes vantagens que resultam da aplicação destes tratamentos ao nível do sub-balastro prendem-se essencialmente com o melhoramento da capacidade de suporte da plataforma e prevenção de problemas de drenagem, que vêm a uniformizar a rigidez vertical da via na direcção vertical. Relativamente ao material granular não tratado, utilizado ao nível do sub-balastro, normalmente é constituído por materiais naturais britados, materiais naturais bem graduados, nunca esquecendo as funções de filtro e separação, e areias cascalhentas compostas em central (Fortunato, 2005)

2.2.2. FUNDAÇÃO DA VIA

A fundação da via corresponde à parte final das terraplanagens. Tem como função principal fornecer um suporte estável para as várias camadas sobrejacentes. A fundação assume um papel vital no comportamento da via, uma vez que condiciona fortemente o dimensionamento e os processos construtivos das camadas sobrejacentes e influencia a qualidade e desempenho da via. Em termos muito sucintos assume as seguintes funções:

- Apoio da superestrutura sem atingir a rotura e sem deformações excessivas que podem por em causa a segurança dos passageiros e operacionalidade da via;
- Resistir ao atrito e ao desgaste causados pelas camadas sobrejacentes de sub-balastro e balastro;
- Fornecer uma superfície regular para posterior colocação das camadas sobrejacentes que servem de apoio à via-férrea;
- Manter-se estável com o tempo para fornecer um apoio contínuo com o tempo, ou seja possuir pouca susceptibilidade às acções ambientais.

3

ESTRUTURA E FUNCIONAMENTO DAS PASSAGENS INFERIORES DO TIPO PRÉ-FABRICADAS

3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A presença de estruturas, enterradas ao longo da via, induz heterogeneidades ao nível da rigidez e do estado de tensão. Estruturas essas que são na maioria dos casos responsáveis pelo incremento dos efeitos dinâmicos, traduzindo-se em fortes sobrecargas dinâmicas. Deste modo é necessário compreender bem o comportamento deste tipo de estruturas, com o intuito de minimizar e procurar soluções, com vista a reduzir todos estes efeitos adjacentes aos efeitos dinâmicos que se geram em torno deste tipo de estruturas.

O culvert é uma estrutura enterrada que vem sendo cada vez mais utilizada desde 1965, para satisfazer um conjunto vasto de aplicações, da qual se podem destacar-se as passagens inferiores agrícolas, pedonais, rodoviárias, (Fig.3. 1 a). No entanto, o seu maior emprego distingue-se nas passagens hidráulicas, cuja principal função, passa por garantir o livre escoamento das águas. (Fig.3. 1 b). Em alguns casos específicos, podem ser utilizados como câmaras de bombagem, reservatórios subterrâneos, (Fig.3. 1 c), ou usados em aplicações industriais com o objectivo de passar vários conjuntos de tubagens, (Fig.3. 1 d) (Humes, 2010).



a)

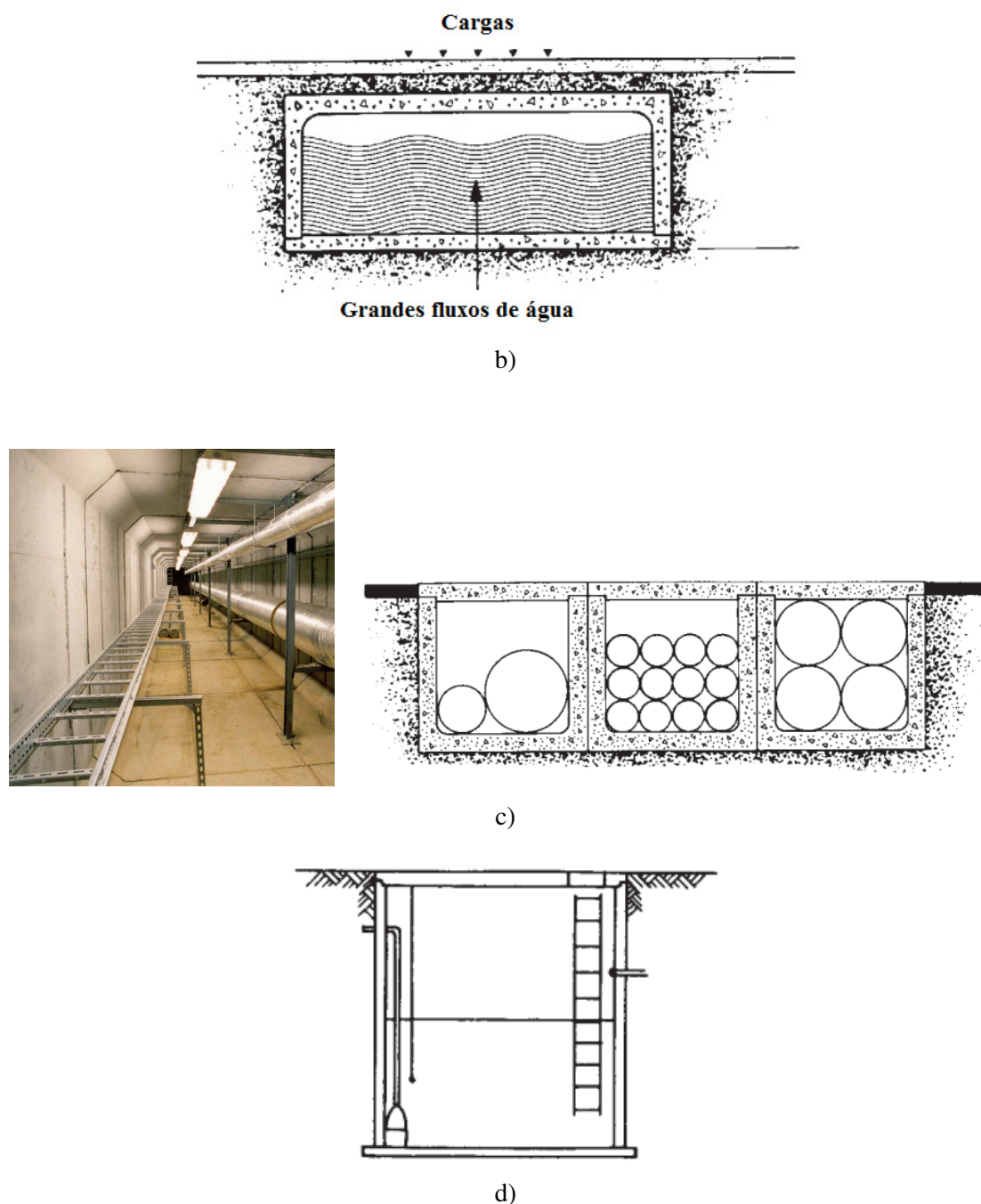


Fig.3. 1 - Possíveis aplicações das box-culverts: a) passagem de nível rodoviária b) passagens hidráulicas c) Aplicações industriais d) Câmaras de bombagem e reservatórios subterrâneos (Adaptado de: Humes, 2010, e EntranceWays, 2010)

Estas estruturas podem ser betonadas “in situ” (Fig.3. 2), ou pré-fabricadas. Os culverts pré-fabricadas são mais eficientes, quando se prevê que o projecto, tem de ser realizado num curto espaço de tempo, ou quando a fábrica de produção de betão é longe do local de construção. Este tipo de estruturas pré-fabricadas, caracterizam-se pela sua simplicidade de construção, facilidade de transporte e colocação, potencializados pela repetição de elementos de pequeno desenvolvimento longitudinal, fornecendo um melhor controlo de qualidade (Fig.3. 1, 3.4 e 3.5) (Pimentel, 2008). É obvio que o recurso à pré-

fabricação apresenta vantagens substanciais face às soluções tradicionais. Destacam-se a rapidez de execução e entrada ao serviço, a maior durabilidade e uma maior economia de custos. Para ficar ciente do impacto económico, que este tipo de estruturas implica na totalidade de uma obra, cita-se o exemplo da auto-estrada A6 no troço Borba/Elvas em que a utilização de box-culverts atingiu valores em média correspondentes à aplicação de 204 m³ de betão por quilómetro de auto-estrada (Sang, 2000). Transpondo essa realidade para as futuras linhas de alta velocidade, em Portugal, e tendo em conta a extensão prevista, é fácil de imaginar o impacto, que este tipo de estruturas induz na obra. Assim o recurso à pré-fabricação deste tipo de estruturas é uma mais-valia.

Associados à instalação destes elementos pré-fabricados, podem surgir alguns problemas, especialmente se as condições de fundação não forem as mais adequadas, ou seja, não são recomendadas em áreas que se prevejam assentamentos excessivos.



Fig.3. 2 - Box-culvert betonado “in situ” (foto tirada durante a visita a uma obra pelos alunos de geotecnia, 2010)

3.2. CULVERTS PRÉ-FABRICADOS

3.2.1. “BOX-CULVERT”

Box-Culvert é a designação dada a um culvert formado por três ou quatro lados. A box-culvert de três lados é composto por uma estrutura rígida em forma de U, com uma base ou topo em betão dependendo da respectiva orientação do U, ver Fig.3.3.

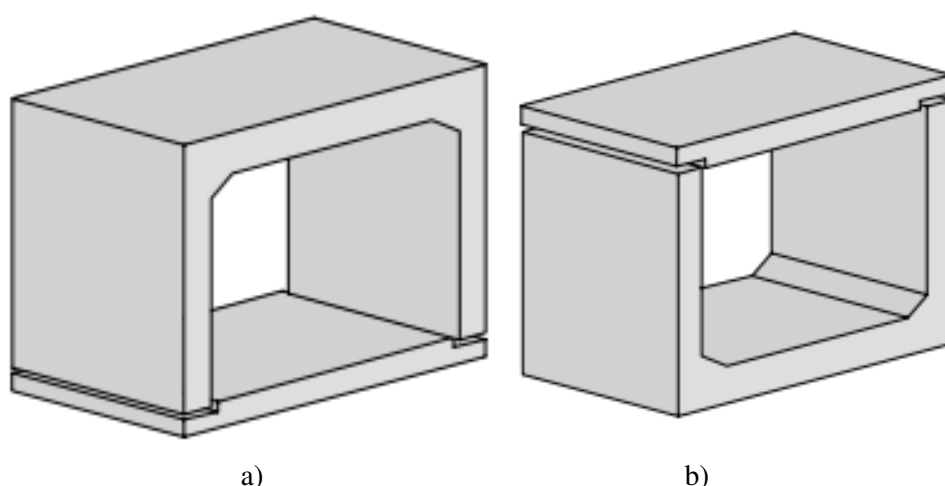


Fig.3.3 - Box culvert de três lados a) tipo coroa com base b) tipo invertido com cobertura (Rocla, 2010)

A box culvert de quatro lados, pode ser formada por uma sobreposição de duas peças em U, colocadas de forma invertida, formando um quadro biarticulado, em que a união entre ambas as peças em U é garantida por um encaixe do tipo macho/fêmea, (Fig.3. 4 a) e (Fig.3. 6), ou por uma única peça monolítica sem qualquer tipo de encaixe, (Fig.3. 4 b).

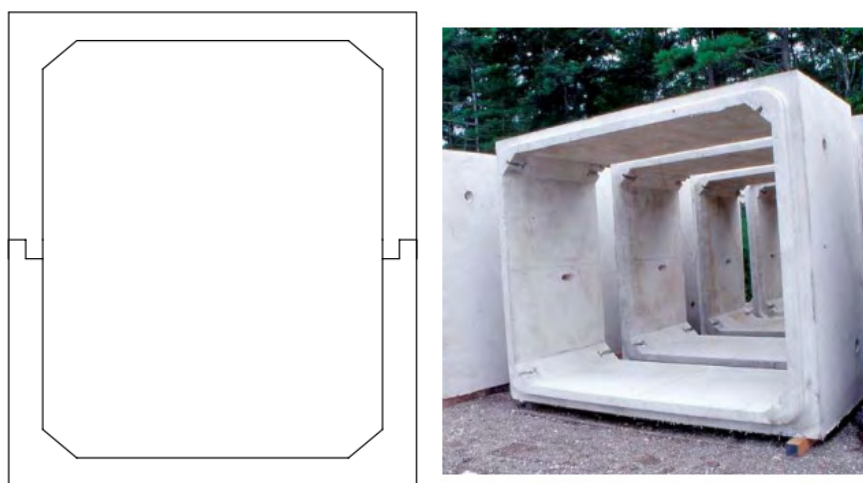


Fig.3. 4 - Box culvert de quatro lados: a) formado pela sobreposição de duas peças em U b) uma única peça monolítica (Humes, 2010 e Precast solutions, 2010)

Com o propósito de garantir uma contenção dos terrenos adjacentes ao box-culvert, e proteger os respectivos aterros laterais, do contacto directo com a água (caso das passagens hidráulicas), podem ser instaladas nas extremidades das box-culverts guardas e muros ala, (Fig.3. 5a).

O comprimento desejado para este tipo de estruturas pré-fabricadas é obtido pela justaposição de vários módulos, ver (Fig.3. 5a). Por fim, ainda existem outras variedades de box-culvert, nomeadamente as de dupla célula, (Fig.3. 5b). Este tipo de culvert é usado essencialmente em passagens hidráulicas em que se preveja que o volume de água afluído ao culvert seja elevado.

Garante-se assim, que não ocorrem situações em que as passagens de nível não oferecem vazão, suficientemente para permitir o livre escoamento da água.

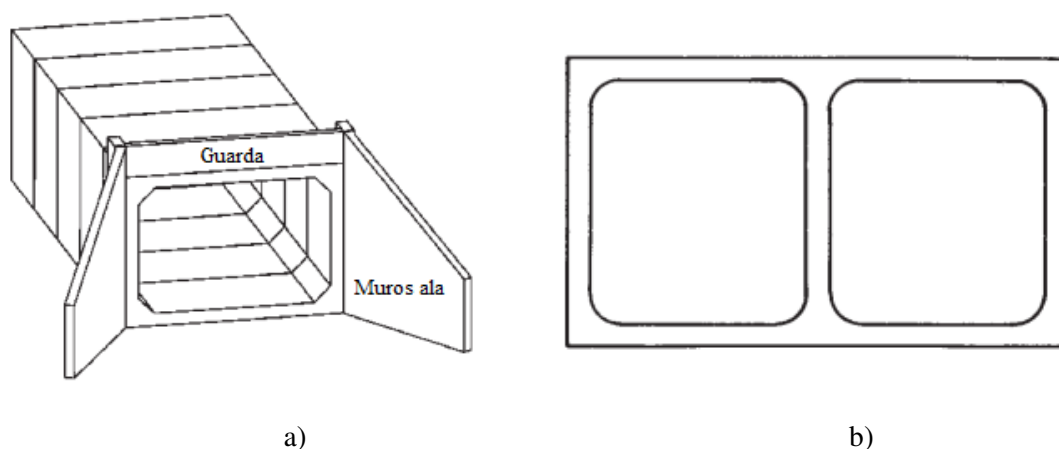


Fig.3. 5 - Box culvert com muros ala e guarda b) Box culvert de dupla célula (adaptado de: Humes, 2010)

3.2.2. SOLUÇÕES EM ARCO

Esta solução pode ser considerada como uma solução intermédia, relativamente às tradicionais passagens inferiores enterradas, que são normalmente flexíveis (passagens inferiores metálicas) ou rígidas. A definição geométrica deste tipo de estruturas depende não só do pé direito mas também das condicionantes geométricas. Normalmente, estas soluções são constituídas por uma secção semi-circular, no topo sobre dois montantes verticais, (Fig.3. 7) ou por uma secção totalmente semi-circular, (Fig.3. 6). Relativamente às condições de apoio deste tipo de estruturas, existe a possibilidade de apoiar a estrutura em sapatas isoladas ou através de um ensoleiramento geral (Ferraz, 2002).



Fig.3. 6 - Culvert em arco pré-fabricado, utilizado na Auto-estrada do Douro Litoral (A41) (Foto retirada durante uma visita realizada pelos alunos de geotecnia, 2010)



Fig.3. 7 - culvert em arco com três lados (Precast solutions, 2010)

3.3. PROCESSO CONSTRUTIVO

O processo construtivo destes elementos pré-fabricados inicia-se em estaleiro, com recurso às mais diversas tecnologias aliadas aos processos de pré-fabricação. Os vários elementos que compõem o box-culvert são inicialmente produzidos em estaleiro através de moldes apropriados, para conferir uma superfície lisa às faces do culvert. Após a preparação dos respectivos moldes e da colocação da armadura, no interior dos moldes precede-se à colocação do betão, através da compactação do betão por vibração. Na Fig.3. 8 é apresentado um possível modo de execução das respectivas cofragens interiores e exteriores.



a)



b)

Fig.3. 8 - Processo de fabricação em moldes a) molde interior b) molde exterior (Cook et al., 2002)

A colocação em obra inicia-se através da abertura de uma vala (perfil da via em escavação), ou por simples colocação à superfície do solo (perfil em aterro). As box culverts devem assentar sobre uma superfície regular, que na maioria dos casos tem que ser tratada para atingir esse fim. Com o intuito de reduzir o risco de assentamento diferencial, estes elementos de betão armado nunca devem ser fundados parcialmente em materiais com rigidez muito distinta, ou seja, não devem ser fundados

parcialmente em rocha e parcialmente em solo, para evitar a ocorrência de eventuais assentamentos diferenciais que possam ocorrer ao longo do tempo. Nestes casos prevê-se uma remoção de parte do solo até uma determinada profundidade, e substituição por um material granular seleccionado, ou rocha britada, compactada no local, a fim de uniformizar todo o solo ao longo da superfície de assentamento da box culvert. Igualmente nos casos em que o solo de fundação é extremamente pobre, deverá ser igualmente retirado, e substituído por um novo material, para garantir que o terreno de fundação oferece boas condições de apoio ao longo da sua vida útil. São necessários estes cuidados especiais, porque este tipo de estrutura comporta-se mal perante os assentamentos diferenciais, e o seu adequado desempenho depende das boas condições de fundação. Por exemplo, numa das auto-estradas em decurso em Portugal, (auto-estrada do Douro litoral, A41), o solo de fundação era um solo impróprio. Uma das soluções adoptadas passou pela realização de um aterro com material britado, envolvente em geotêxtil, para não permitir que as partículas de material mais fino acedam ao material granular. Possibilita-se assim, um melhoramento das condições de fundação, e ao mesmo tempo funciona como um sistema de drenagem.



Fig.3. 9 - Condições da fundação e respectivo tratamento do solo de fundação (foto tirada durante a visita à obra, 2010)

Após o tratamento e regularização da fundação, procede-se à instalação dos respectivos módulos pré-fabricados que compõem a box-culvert com recurso à maquinaria disponível em obra. É preciso ter em atenção que quando o tipo de culvert é formado pela sobreposição de duas peças em U é necessário introduzir entre os encaixes do tipo macho/fêmea, um material elastómetro (Mástique), de forma a aumentar a estanquidade do culvert, face às pressões hidrostáticas, garantindo desta forma um bom funcionamento estrutural da junta, e de toda a estrutura, (Fig.3.10). As juntas horizontais e verticais são seladas com recurso à tela asfáltica, para impedir o solo de refluir através das juntas. Estas telas são aplicadas por colagem, através do aquecimento com recurso a um maçarico (Fig.3.11) (Sang, 2000).

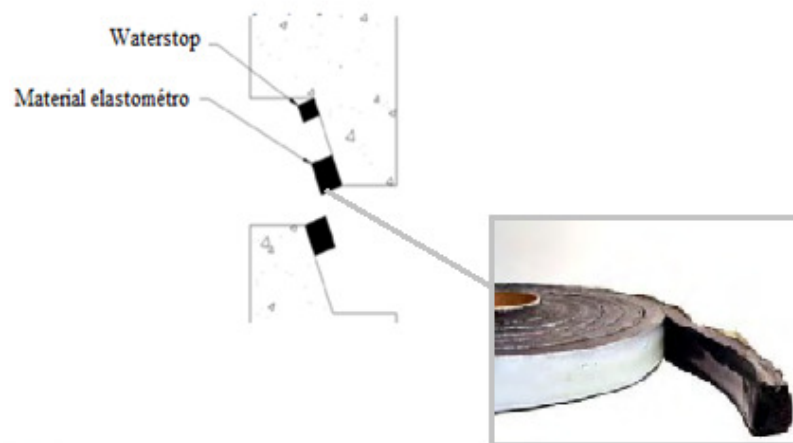


Fig.3.10 - Impermeabilização das juntas (adaptado de: boxculvert, 2010)



Fig.3.11 - Pormenor do tratamento das juntas do culvert na Auto-estrada do douro Litoral A41 (foto tirada durante a visita à obra, 2010)

A drenagem das águas pluviais é um factor muito importante que é necessário ter em conta para garantir o bom comportamento do conjunto solo – estrutura. A solução correntemente utilizada, passa por adoptar materiais que possibilitam a condução e evacuação da água. Normalmente, a condução da água é garantida através da colocação de materiais geossintéticos, colocados ao longo da travessa superior e montantes do culvert e com recurso a tubos corrugados colocados ao nível da base dos montantes, envolvidos com geotêxtil, (Fig.3. 12 e Fig.3. 13).

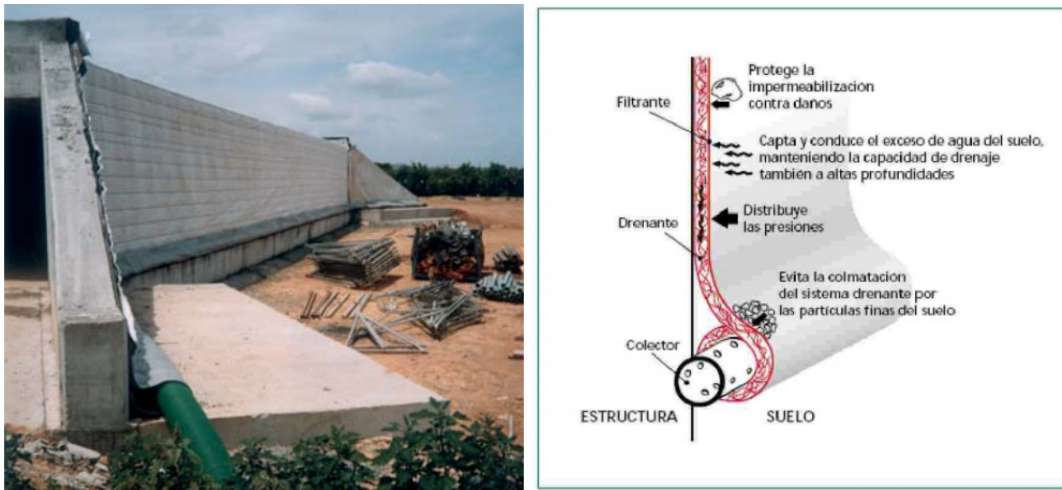


Fig.3. 12 - Sistemas de drenagem aplicados a montante com recurso a materiais geossintéticos e tubo corrugado (TMA, 2003 e Essys Ingenieria, 2010)

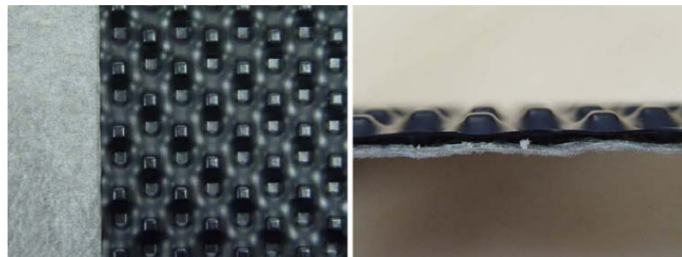


Fig.3. 13 - Geocomposto drenante horizontal (geotexan, 2003)

A conclusão dos trabalhos inicia-se com a construção dos aterros laterais e superiores ao culvert, recorrendo aos vários equipamentos de terraplanagem. Estes aterros obedecem a determinados pré-requisitos mínimos, que são estabelecidos na fase de projecto.



Fig.3. 14 - Trabalhos de Terraplanagem (na Auto-estrada do douro Litoral A41, foto tirada durante a visita à obra, 2010)

3.4. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DAS BOX-CULVERTS

3.4.1. BREVE REFERÊNCIA AOS MECANISMOS DE INTERACÇÃO SOLO – BOX-CULVERT

Com o intuito de perceber melhor o comportamento deste tipo de estruturas é fundamental perceber os mecanismos de interacção solo - estrutura. Normalmente, estas estruturas encontram-se submetidas a pressões verticais e horizontais, de várias naturezas, sendo que as pressões verticais são equilibradas pela reacção do solo na travessa inferior da box-culvert, e as acções horizontais, pelos montantes do culvert. A análise, do ponto de vista de interacção solo – estrutura, é um problema complexo. Este é altamente dependente dos deslocamentos relativos, entre o solo e o culvert, potenciado pelas superfícies de descontinuidade entre a estrutura e o solo, pelas diferenças de rigidez entre a box culvert e o solo, e pela interdependência entre as acções e os deslocamentos.

Na realidade, verifica-se, uma redistribuição de esforços, originada pelo efeito de arco. Este efeito, é responsável pelo incremento das pressões, nas zonas menos deformáveis (junto aos montantes do culvert), e diminuição das pressões, nas zonas mais deformáveis. Por conseguinte a distribuição de pressões ao longo do culvert assume uma configuração parabólica como demonstra a Fig.3. 15. Este efeito de arco começa a ser mais significativo, à medida que a altura de solo sobre a estrutura é maior, ou seja, nestes casos com o aumento da altura de solo sobre a estrutura, o efeito da sobrecarga transmitida desde a superfície vai diminuindo. Em oposição, à medida que a altura de solo sobre o culvert diminui, o efeito das sobrecargas aumenta e o comportamento da box passa a ser muito similar a uma ponte. Aliás, é o que acontece no presente trabalho quando é considerado o caso, em que o balastro assenta directamente sobre a box-culvert (a ser abordado nos capítulos seguintes).

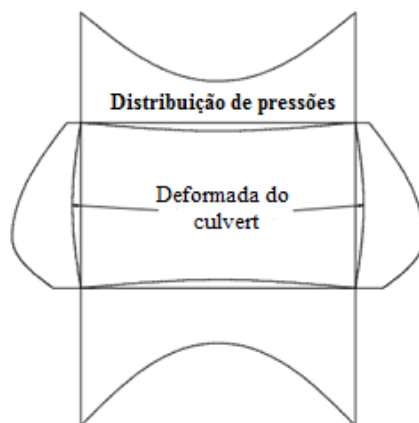


Fig.3. 15 - Distribuição das pressões durante a deformação do culvert (Adaptado de Wood, 2009)

Através da redistribuição de esforços, originada pela diferença, entre os deslocamentos da massa de solo (que constitui cada um dos blocos de aterro), e a estrutura, mobilizam-se tensões tangenciais nas interfaces dos blocos, originando incrementos de carga ΔF , sobre a travessa do box-culvert,(Fig.3. 16). A redistribuição das várias forças aumenta com a rigidez do solo de fundação, com a menor compactação dos aterros laterais, e com o aumento da rigidez do culvert. Uma das soluções apresentadas por (Sang, 2000), passa por dispor de elementos rígidos, nas zonas de interface entre os blocos, reduzindo assim os deslocamentos relativos e tensões tangenciais entre blocos.

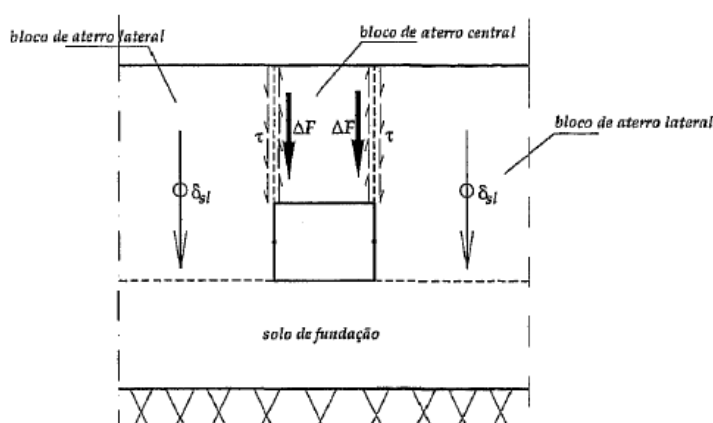


Fig.3. 16 - Processo de redistribuição de cargas nas obras de box culvert com travessas muito flexíveis (Sang, 2000)

Caso a flexibilidade da box culvert aumente, por exemplo para vãos grandes, a tendência é gerar-se deslocamentos diferenciais, entre os blocos localizados na travessa. A diferença deste modelo relativamente ao da Fig.3. 16, prende-se essencialmente com o aumento da flexibilidade da travessa. Denota-se, que neste caso surge um novo bloco na parte central cujas tensões tangenciais (que se mobilizam devido as diferenças de deslocamentos entre os blocos), contribuem para um alívio das pressões na zona central, e um incremento das cargas próxima das zonas dos montantes (extremidades do culvert menos deformáveis), (Fig.3. 17). A redistribuição de esforços neste caso será maior uma vez que a estrutura é mais flexível (Sang, 2000).

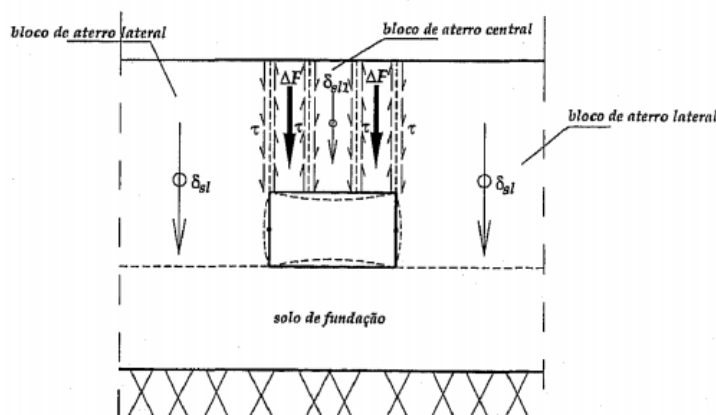


Fig.3. 17 - Redistribuição de esforços para culverts mais flexíveis (Sang, 2000)

3.4.2. ESTUDO RELATIVO À INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA RIGIDEZ NUMA TRANSIÇÃO ATERRO – BOX CULVERT

Com o objectivo de perceber melhor os efeitos dinâmicos neste tipo de estruturas, apresenta-se um estudo realizado por Cuadrado et al., no âmbito das linhas de alta velocidade. O estudo refere-se aos problemas dinâmicos, induzidos pelas variações de rigidez da via. Parâmetros como a espessura de recobrimento, a influência das condições de apoio, o tamanho da respectiva estrutura e a forma da estrutura, foram os factores preponderantes, que estes autores escolheram para definir o problema da variação de rigidez. Este estudo, é fundamental, para perceber qual o limite da espessura de recobrimento, a partir da qual os efeitos dinâmicos vêm reduzidos.

Os modelos de box-culvert utilizados, por estes autores, dispõem de uma dimensão rectangular de 2,5 m de comprimento, com uma altura de 2 m, sendo que os resultados foram obtidos considerando um modelo de base infinitamente rígida e deformável a profundidades variáveis, com uma altura de recobrimento mínima de 0,35 m e máxima de 3,7 m, medidos desde a parte inferior das travessas da via, até à extremidade superior da box-culvert, (Fig.3. 18). A superestrutura modelada, corresponde à tradicional via de alta velocidade, com carris do tipo UIC 60, espessura da camada de balastro igual a 0,35 m e Sub-balastro de 0,30 m. Para comparar a influência da geometria da estrutura na rigidez global da via, os autores recorreram a um modelo com secção circular, de diâmetro e espessura variável (ϕ 2 m espessura de 20 cm; ϕ 1 m e espessura de 15 cm; ϕ 0,5 m e espessura de 10 cm), (Fig.3.19). Foi ainda considerado que, em todos os casos a avaliação da rigidez da via, é tida em conta, como a relação entre a carga transmitida pela roda e o respectivo assentamento do carril.

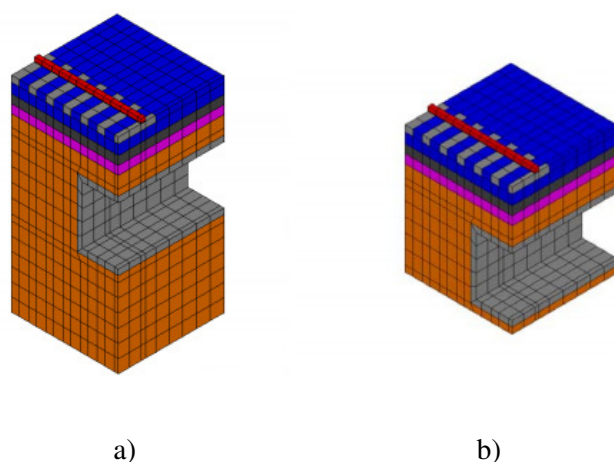


Fig.3. 18 – Modelos de elementos finitos utilizados na avaliação da rigidez global da via, com um culvert de 2,5 m de comprimento por 2 m de altura: a) base rígida b) base deformável (Cuadrado et al., 2005a)

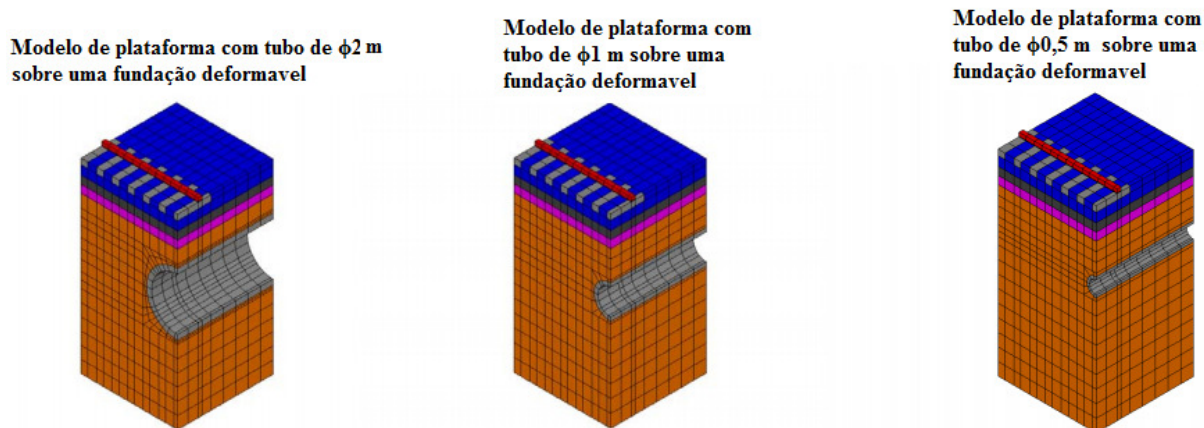
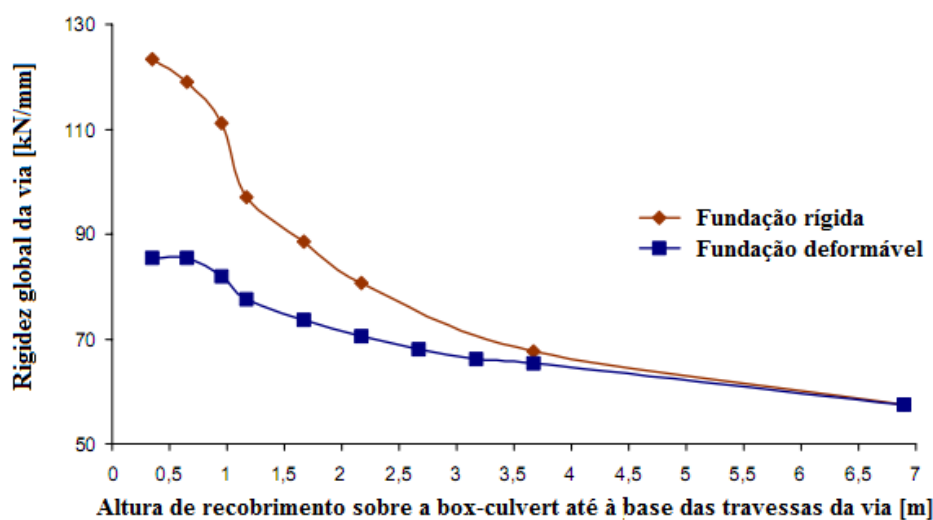


Fig.3.19 - Modelos de elementos finitos utilizados na avaliação da rigidez global da via, com um tubo de secção variável, assente sobre uma fundação deformável. (adaptado de Cuadrado et al., 2005a)

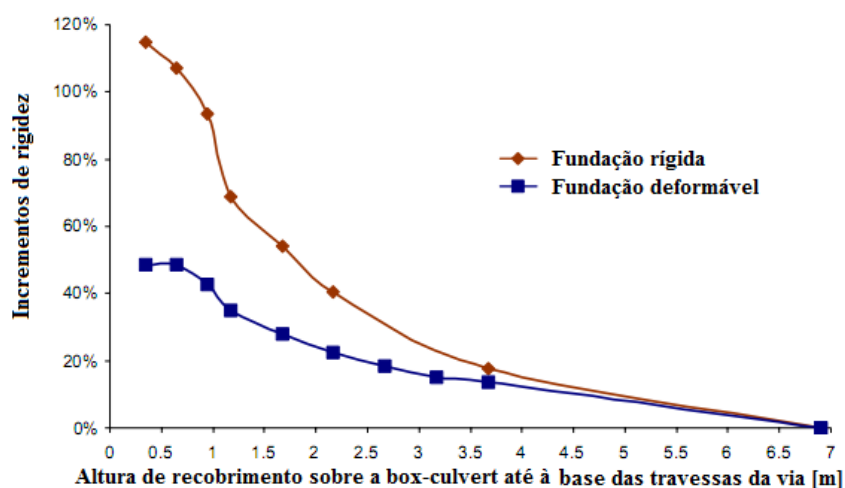
Tendo por base os modelos da Fig.3. 18, os autores obtiveram os respectivos valores dos incrementos de rigidez para uma altura de recobrimento, igual a 3,7 e 1 m respectivamente (Quadro 3. 1), assim como as respectivas evoluções da rigidez, e dos incrementos de rigidez, em função da altura de recobrimento, para uma box-culvert de $2,5 \times 2 \text{ m}^2$, (Fig.3.20).

Quadro 3. 1 - Incrementos de rigidez em função das condições de apoio, admitidas para o solo de fundação

Tipo de apoio	Incremento de rigidez para um recobrimento de 3,7 [m]	Incremento de rigidez para um recobrimento de 1,0 [m]
Deformável	14%	43%
Rígida	18%	93%



a)



b)

Fig.3.20 – a) Resultados obtidos resultantes dos modelos da Fig.3. 18: Rigidez da via em função da altura de recobrimento b) Incrementos da rigidez em função da altura de recobrimento (adaptado de Cuadrado et al., 2005a)

Neste estudo, os autores concluíram que, os incrementos de rigidez produzidos pela estrutura, são maiores quando a estrutura encontra-se mais próxima da superfície. A respectiva velocidade com que os incrementos são produzidos é maior, à medida que decresce a altura de recobrimento.

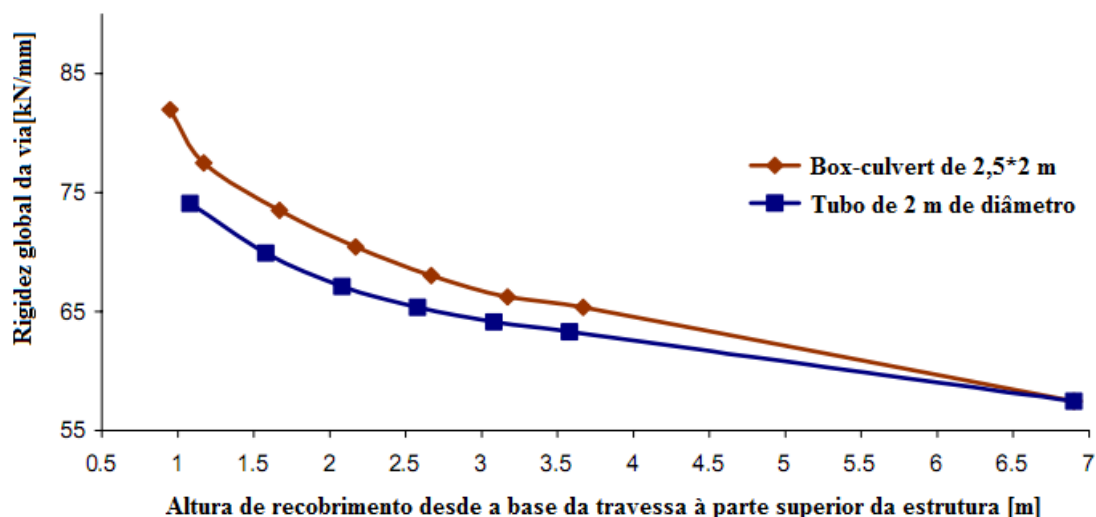
Por outro lado, os autores constataram que o tipo de fundação (rígida/deformável), não influencia muito a rigidez da via, quando as profundidades de recobrimento são elevadas. Contudo, adquirem uma maior importância à medida que a estrutura se aproxima da superfície, ou seja, nesses casos a influência da rigidez da fundação afecta a própria rigidez da via. De facto, nos modelos que possuem uma estrutura, com uma altura de recobrimento igual a 0,35 m, fundada sobre uma base rígida, produziram-se incrementos de rigidez na via de 115%, face aos 49% considerando agora uma base deformável, o que vem a demonstrar a influência da rigidez da fundação para os modelos em que a altura de recobrimento é menor.

Com os modelos circulares de secção variável apresentados na (Fig.3.19) foi possível obter os resultados indicados no Quadro 3. 2.

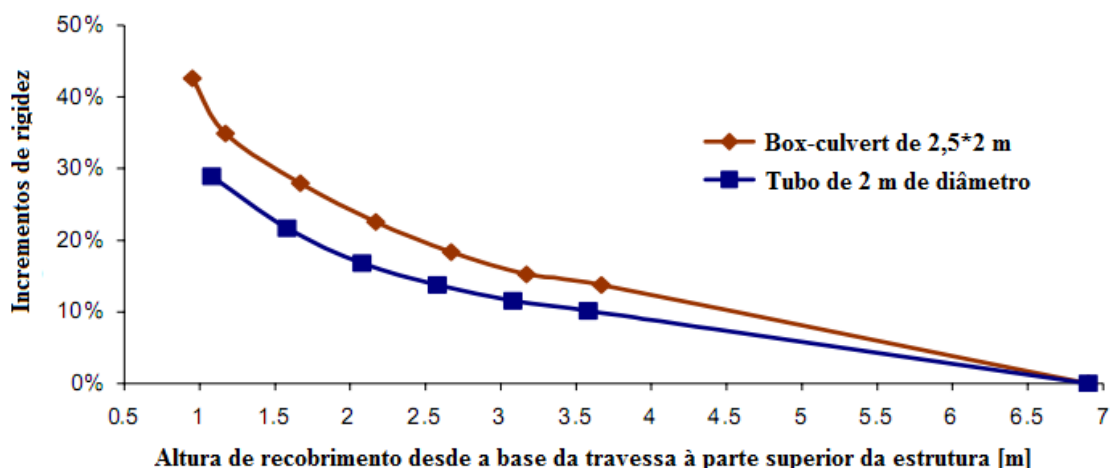
Quadro 3. 2 – Incrementos de rigidez em função das condições de fundação

Diâmetro do tubo [m]	Incremento de rigidez para um recobrimento de 3,7 [m]	Incremento de rigidez para um recobrimento de 1,0 [m]
2	10%	29%
1	9%	26%
0,5	4%	13%

Através destes resultados, é possível concluir que os incrementos de rigidez diminuem com o aumento da profundidade a que se encontra a estrutura. Na Fig.3.19, observa-se que a evolução das curvas de rigidez, em função da altura de recobrimento, segue o mesmo formato. Contudo, os incrementos de rigidez são maiores na secção rectangular, do que os induzidos pela secção circular, sendo que esta diferença acentua-se à medida que a altura de recobrimento diminui.



a)



b)

Fig.3. 21 - a) Rigidez da via em função da altura de recobrimento b) Incremento da rigidez da via em função da altura de recobrimento, considerando que em ambos os casos a fundação é deformável (adaptado de Cuadrado et al., 2005a)

Em síntese, através deste estudo, ficou patenteado que uma variação da rigidez aumenta com a diminuição da altura de recobrimento estrutura. Esta será maior, no caso de o solo de fundação ser indeformável e aumenta com a dimensão da estrutura. Por fim os autores observaram que os maiores incrementos de rigidez surgem nas secções rectangulares face às circulares.

Com vista a analisar os efeitos dinâmicos na via, ao longo da transição aterro/estrutura devidos às variações da rigidez, estes mesmos autores consideraram um novo modelo em 2D, cujos parâmetros foram calibrados a partir de um modelo 3D, (Fig.3. 22).

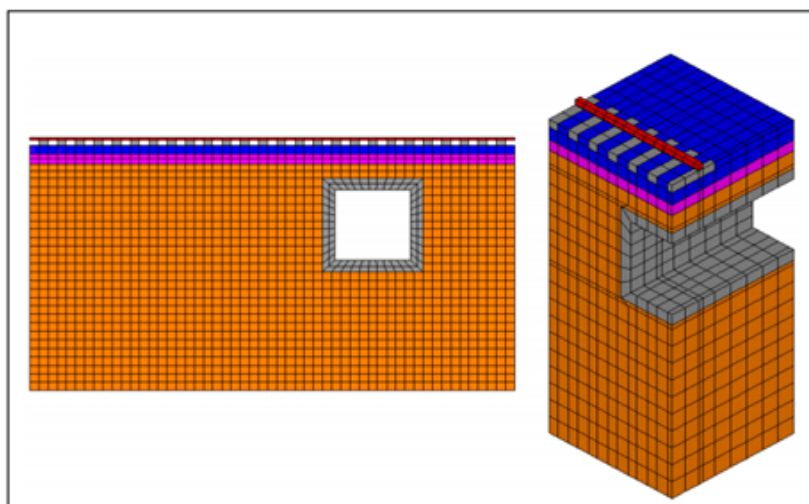


Fig.3. 22 - Modelo 2D e 3D da infra-estrutura ferroviária (Cuadrado et al., 2005b)

Na Fig.3. 23, são contemplados as várias variáveis utilizadas neste estudo, sendo o (l) o comprimento da estrutura, (d) a sua altura e (r) a altura de recobrimento, entre a parte inferior da camada de sub-balastro e a parte superior da estrutura.

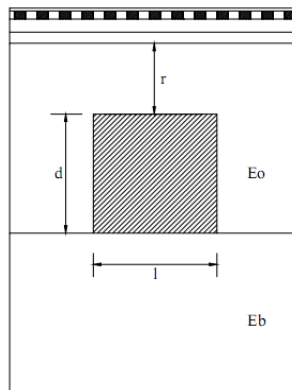


Fig.3. 23 - Principais parâmetros do problema (Cuadrado et al., 2005,b)

Para avaliar os efeitos dinâmicos, estes autores, utilizaram um modelo dinâmico constituído por três graus de liberdade (Fig.3. 24). No modelo dinâmico são considerados que os valores das massas não suspensas, semi-suspensas e suspensas, rigidez das suspensões e valores de amortecimento, similares às adoptados nas actuais vias de alta velocidade. Os resultados foram obtidos para valores de velocidade de 300 km/h, com um solo de fundação rígido, e com uma secção de $2,5 \times 2,5 \text{ m}^2$. Na figura (Fig.3. 25) são apresentados os respectivos resultados.

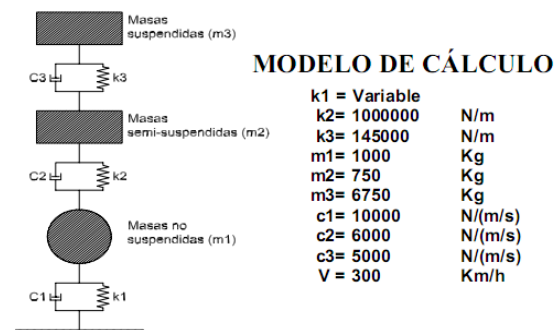
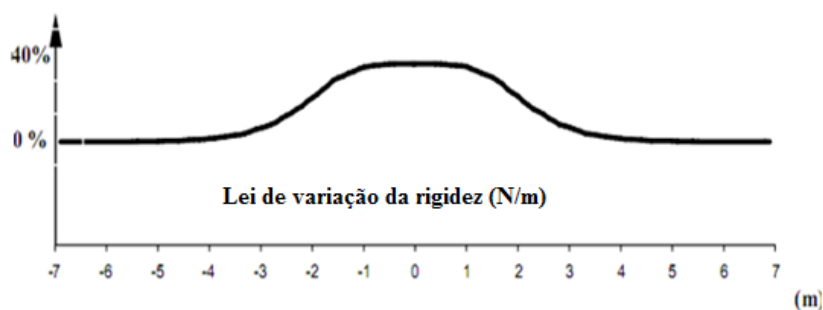


Fig.3. 24 - Modelo de cálculo dinâmico (adaptado de Cuadrado et al., 2005b)



a)

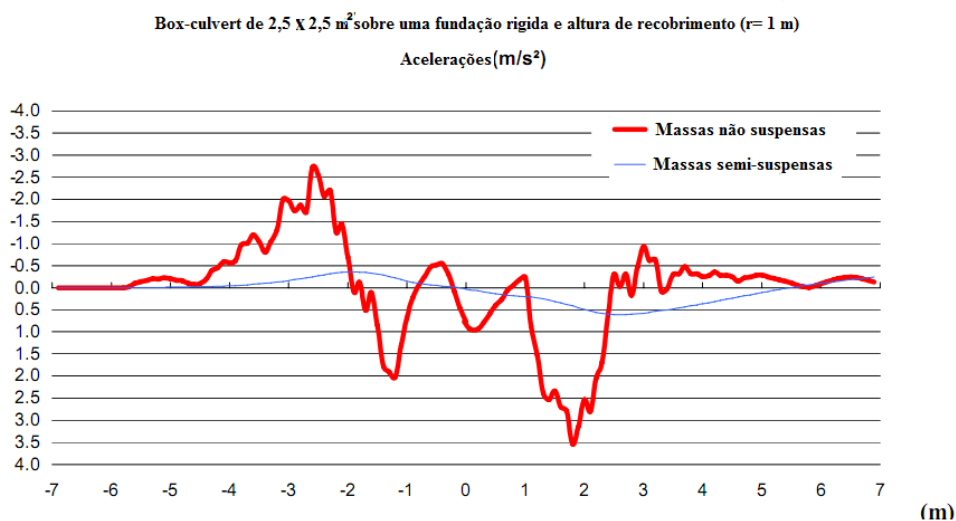


Fig.3. 25 – a) Lei de variação da rigidez (N/m), b) evolução da aceleração vertical (m/s^2) durante a passagem das massas não suspensas e semi-suspensas para uma estrutura de secção $2,5 \times 2,5 \text{ m}^2$ fundada num solo indeformável e recobrimento igual a 1 m (adaptado de Cuadrado et al., 2005b)

Com estes resultados, os autores concluíram que a variação de rigidez tem uma pendente máxima assim como a curvatura localizadas nas proximidades da estrutura. É precisamente nestas zonas próximas das estruturas onde a rigidez é maior, que as acelerações atingem o seu pico máximo, assim como, as sobrecargas dinâmicas. O aparecimento nestas zonas, de sobrecargas dinâmicas contribui para um aumento da carga nominal nos eixos e por conseguinte um aumento da aceleração da degradação da via. Com o intuito de perceber melhor os efeitos dinâmicos os autores simulam um assentamento diferencial de 3 mm na zona de transição junto à estrutura, obtendo os resultados expressos na Fig.3. 26. Conclui-se que pequenos assentamentos da via conduzem a grandes sobrecargas dinâmicas. Neste caso em concreto as cargas dinâmicas alcançaram os 40 kN , evidenciando mais uma vez que esta é uma das grandes causas da rápida deterioração da via nas zonas de transição.

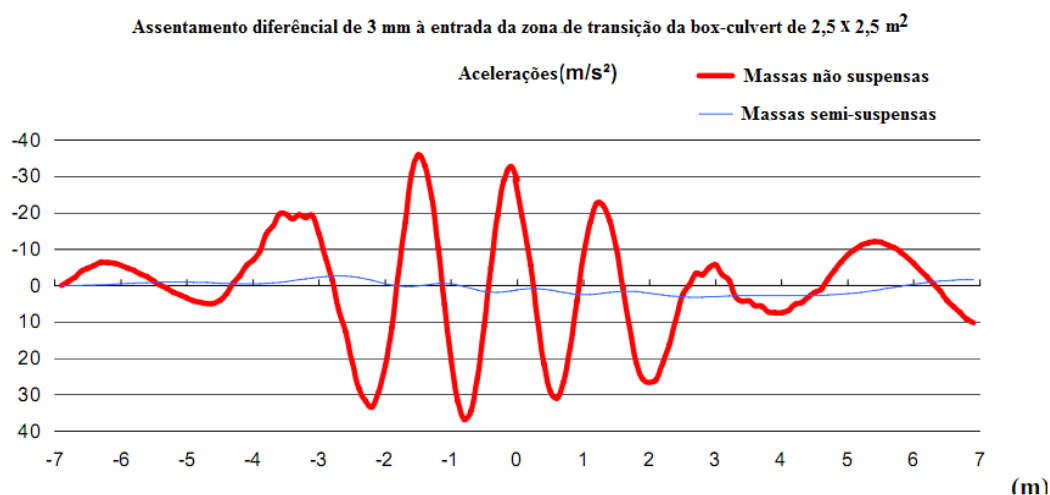


Fig.3. 26 - Acelerações verticais obtidas pela passagem das cargas, com um assentamento diferencial de 3 mm no terraplino de acesso à estrutura de $2,5 \times 2,5 \text{ m}^2$ (adaptado de Cuadrado, et al., 2005b)

A presença de uma estrutura enterrada, induz na infra-estrutura ferroviária, alterações no estado de tensão aquando da passagem das massas não suspensas, independente do aumento da carga devido aos efeitos dinâmicos. A Fig.3. 26, permite precisamente comprovar tal ideia, e perceber a forma como evoluem as tensões com o passar das massas não suspensas.

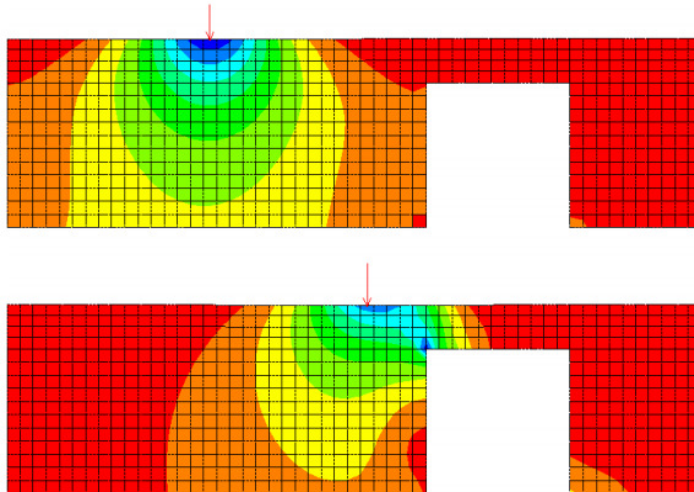
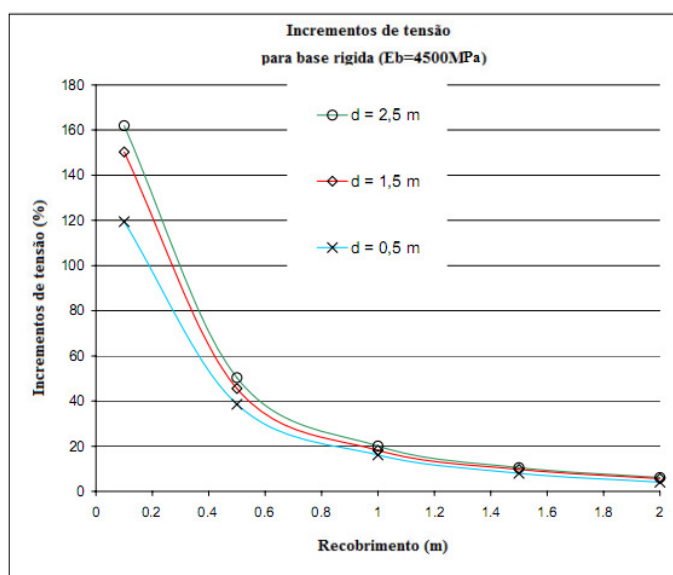


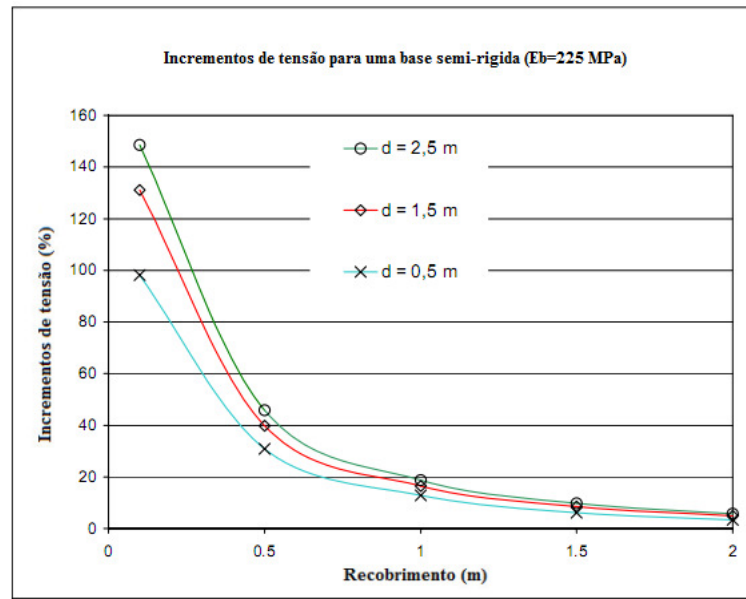
Fig.3. 27 - Alteração do estado de tensão na plataforma devido à presença de uma estrutura enterrada, (Cuadrado et al., 2005b)

O comportamento mecânico da infra-estrutura demonstra que quando uma carga em movimento aproxima-se da estrutura, induz-se uma alteração nos estados de tensão na plataforma.

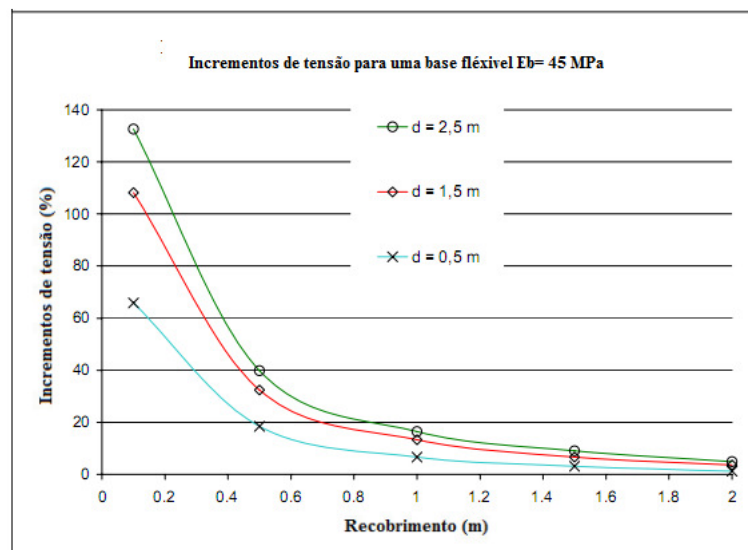
Dos resultados obtidos por estes autores, é possível verificar que nas situações em que não existem estruturas enterradas, a tensão principal σ_1 coincide com as tensões verticais σ_z . No entanto, no caso oposto na qual as cargas aproximam-se de uma estrutura, produzem-se uma rotação das tensões principais, sendo que nestes casos a tensão principal deixa de ser igual a tensão vertical σ_z . Na Fig.3.28, são apresentados os incrementos de tensão, em função do recobrimento (r), para três alturas da box-culvert diferentes ($d=0,5, 1, 2,5$ m), fixando determinados módulos de deformabilidade do solo de fundação (E_b).



a)



b)



c)

Fig.3.28 - Evolução dos incrementos de tensão em função da altura de recobrimento, para três alturas diferentes da box-culvert ($d=0,5,1,2,5$ m), fixando determinados módulos deformabilidade (E_b): a) $E_b=4500$ MPa, b) $E_b=225$ MPa c) 45 MPa (adaptado de Cuadrado, et all, 2005b)

Os resultados obtidos evidenciam que a variação das tensões diminui rapidamente com o recobrimento entre 0 e 1 m, mas esta diminuição torna-se menos relevante, para recobrimentos maiores que 1 m, e menos sensível ao tamanho do elemento, em especial, no caso do solo de fundação indeformável.

4

PRINCIPAIS PROBLEMAS, NORMAS E RECOMENDAÇÕES RELATIVAS ÀS ZONAS DE TRANSIÇÃO EM VIAS FERREAS

4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os problemas que tendem a ocorrer nas zonas de transição, assumem um maior relevo, essencialmente quando praticam-se altas velocidades, uma vez que as forças transmitidas pelos comboios à via são maiores e agravadas pelos efeitos dinâmicos inerentes à alta velocidade.

Problemas como os assentamentos diferenciais, associados à inadequada compactação dos solos nas proximidades das estruturas, má qualidade dos solos de fundação, movimentos relativos entre a estrutura e o aterro (gerados pelas elevadas cargas transmitidas ao longo do tempo), são exemplos de problemas correntes nestas zonas. Para além dos problemas associados aos assentamentos diferenciais, há que destacar as variações bruscas de rigidez devidas à presença de estruturas menos deformáveis ao longo da via, levando ao agravamento dos efeitos dinâmicos.

Todos estes efeitos em conjunto, contribuem para um aumento da degradação da via e dos materiais que a constituem, por isso actualmente tendem a adoptar-se soluções de transição com materiais seleccionados, correctamente compactados, com vista a garantir uma variação gradual da rigidez, contribuindo assim para uma redução generalizada dos problemas relativos a estas zonas, e ao mesmo tempo possibilita um aumento dos níveis de operacionalidade e segurança da via.

No entanto para garantir tais níveis de segurança e operacionalidade, existem alguns documentos que procuram compilar uma série de recomendações e disposições normativas, destacando-se a ficha 719R (UIC, 2008), e o ERRI (1999). A ficha 719R, (UIC, 2008) é um documento da “Union International des Chemins de Fer” que reúne um conjunto de informações relativas ao dimensionamento de plataformas ferroviárias, baseadas em estudos realizados “in-situ”, trechos piloto, ensaios laboratoriais, modelação numérica e nas condições de fundação (Fortunato et al., 2000), já o ERRI D230.1 (1999), está mais direccionado para toda a problemática adjacente às zonas de transição.

4.2. PROBLEMAS RELATIVOS À VIA

As forças verticais transmitidas à via são decompostas numa componente estática (devido ao peso do veículo) e numa componente dinâmica. Com a normal circulação dos comboios, estas forças verticais, tendem a carregar a via no sentido descendente, e provocar levantamento nas zonas adjacentes (Fig.4.1). Por este motivo, produzem-se forças de flexão nos carris, que são em parte responsáveis pela deterioração dos diferentes elementos, e pelos assentamentos resultantes de uma densificação dos materiais da via, como o balastro com o passar do tempo (Fortunato, 2005).

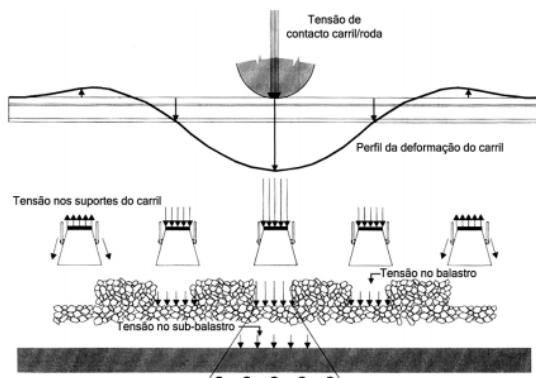


Fig.4.1 - Funcionamento de uma via férrea balastrada (Fortunato, 2005)

Contudo, a deterioração da via, pode agravar-se principalmente quando se trata de uma zona de transição aterro/estrutura porque, nestas zonas, os efeitos dinâmicos, tendem a agravar-se devido aos assentamentos diferenciais que ocorrem entre o aterro e a estrutura. Estes assentamentos diferenciais, correntemente designados na bibliografia por “dip ou Bump” (Fig.4.2), podem ter origem nas variações de rigidez que se verificam na transição entre os aterros e as estruturas, nos assentamentos resultantes de uma inadequada compactação dos solos de fundação, nos assentamentos relativos entre o solo/estrutura.

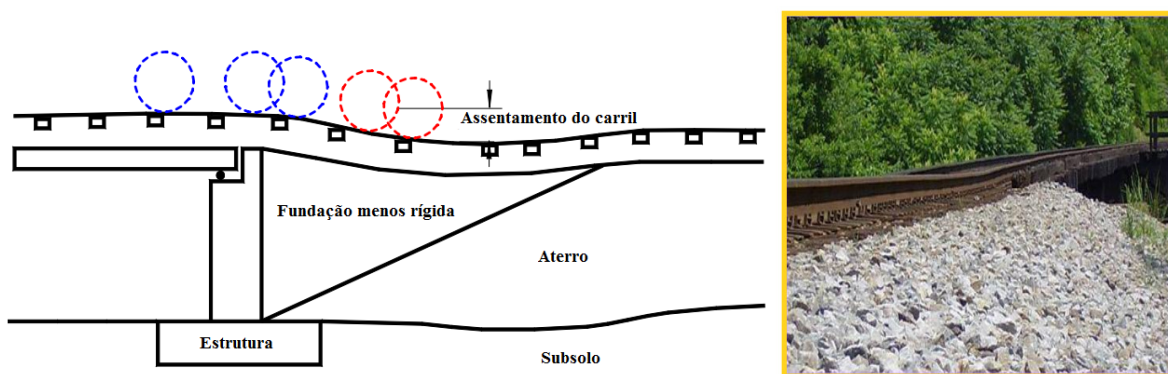


Fig.4.2 - Fenómeno “Dip & Bump” (adaptado de ERRI, 1999, e Federal railroad administration, 2007)

Em consequência dos assentamentos diferenciais, surgem curvaturas na via ao nível do plano vertical, que tendem a aumentar localmente as cargas transmitidas à via, durante a passagem dos comboios. Por outro lado as massas suspensas (caixas dos veículos) são igualmente excitadas verticalmente, embora a

uma menor escala comparativamente as massas não suspensas. Isto porque a suspensão exerce um papel fundamental ao funcionar como um filtro aumentando o amortecimento.

Estas irregularidades, nas zonas de transição, usualmente prolongam-se ao longo de uma extensão equivalente em média, a 7 ou 8 travessas. Estes assentamentos, inicialmente de alguns milímetros, tendem a aumentar exponencialmente com o evoluir do tempo, sendo mais relevantes quando as velocidades praticadas nas vias forem maiores (ERRI, 1999).

Em síntese, os assentamentos diferenciais são responsáveis por (ERRI, 1999):

- Reduzir os níveis de conforto dos passageiros;
- Aumentar os níveis de vibrações e ruídos;
- Induzir restrições nas operações de transporte como redução das velocidades e nas cargas por eixo admissíveis;
- Por em causa a própria segurança dos passageiros;
- Aumento das operações de manutenção e correcção da geometria da via aumentando os custos de conservação da via;
- Geração de forças dinâmicas durante a passagem do comboio;
- Maior desgaste dos materiais da linha férrea.

Um aspecto que é necessário ter em consideração, é a colocação dos aparelhos de dilatação da via ao longo das zonas. Zonas essas que em muitos casos coincidem exactamente com zonas problemáticas do ponto de vista das transições. Isto implica naturalmente maiores necessidades de manutenção, por isso deve ser evitado.

4.2.1. EFEITO DAS TRAVESSAS FLUTUANTES

As travessas flutuantes, são as travessas que encontram-se levantadas em relação à camada de balastro, ou seja, cria-se uma espécie de folga, entre a camada de balastro e a travessa, sendo apenas perceptível somente quando a via é carregada (devido à rigidez oferecida por ambos os carris). No entanto, quando a via é carregada, as travessas são carregadas no sentido descendente até encontrarem a camada de apoio conferida pelo balastro, que resultam em elevadas cargas de impacto sobre a camada de balastro e fundação, e como consequência, os assentamentos vêm incrementados, contribuindo assim para uma rápida deterioração da via (ERRI, 1999).

4.2.2. VARIAÇÃO DA RIGIDEZ NA TRANSIÇÃO ATERRO / ESTRUTURA

O problema da variação brusca de rigidez entre uma via assente em aterro e uma via assente sobre uma estrutura (consideravelmente muito menos deformável que um aterro), é em grande parte responsável pelo aumento da degradação da via nestas zonas. Assim apenas cerca de 30 a 40% de toda a elasticidade vertical, ao longo da via-férrea, é fornecida pela camada de balastro, sendo que a maior parte é obtida pela deformação do solo de fundação. No entanto, sobre as estruturas não são possíveis tais níveis de deformação. Origina-se assim um diferencial de rigidez entre a estrutura e a via assente num aterro (ERRI, 1999).

Esta variação brusca de rigidez induz uma sobrecarga no solo de fundação, mesmo nos casos em que a geometria da via apresenta-se em perfeitas condições. Esta sobrecarga é responsável por acelerar os efeitos de deterioração da via, nas zonas próximas dos encontros das estruturas com o evoluir do tempo, contribuindo assim para o agravamento dos assentamentos diferenciais e das cargas dinâmicas

geradas. Uma das soluções encontradas para fazer frente a estes problemas, passa pela construção de cunhas de transição com solos tratados e não tratados, para possibilitar precisamente uma transição gradual de rigidez, fazendo com que os efeitos adjacentes às variações de rigidez sejam reduzidos (ERRI, 1999).

4.3. PROBLEMAS RELATIVOS À GEOTECNIA

Com a tendência de aumentar cada vez mais as velocidades de circulação e as cargas por eixo, é necessário garantir um desempenho cada vez maior das vias-férreas com enfoque, para as zonas mais críticas da via, como as zonas de transição, ou seja, é fulcral manter a mesma qualidade da via sobre a estrutura, na transição e no aterro adjacente. Para aumentar precisamente a qualidade da via é necessário resolver os mais variadíssimos problemas geotécnicos que surgem ou podem vir a surgir. Muitos desses problemas diferem consoante o tipo de estrutura, da sua concepção e dos processos construtivos adoptados. É evidente que nas novas estruturas os problemas sejam reduzidos, uma vez que os materiais aplicados são escolhidos mediante critérios mais exigentes de qualidade. Os processos construtivos estão mais evoluídos, contudo não se pode descartar a hipótese que nas zonas de transição das estruturas mais antigas, ainda exista muitos problemas.

Alguns dos problemas que surgem nas zonas de transição em estruturas mais recentes ou antigas, têm origem nos assentamentos que se verificam nas proximidades dos encontros com das estruturas. A compactação insuficiente, as elevadas cargas dinâmicas e cíclicas, construção de aterros em solos de fundação inadequados e sem qualquer tipo de intervenção, falhas nos sistemas de drenagem, nos encontros das estruturas, são exemplos de situações que levam à ocorrência de assentamentos nas vias férreas, contribuindo assim para a degradação da geometria das vias, podendo até levar à instabilidade estrutural.

4.3.1. ASSENTAMENTOS QUE OCORREM AO LONGO DA VIA

Os assentamentos são considerados como a causa principal dos problemas das zonas de transição que mais contribuem para acelerar a degradação da via. Podem ter várias origens (Fig.4. 3), sendo de destacar os assentamentos que ocorrem ao nível do solo de fundação, nas cunhas de transição (assentamentos causados devido à compactação inadequada do material de enchimento), assentamentos do terreno adjacente, assentamentos diferenciais entre o aterro e a estrutura e assentamentos do balastro. Esses assentamentos são essencialmente diferidos no tempo, ou seja, evoluem no tempo e aumentam com a degradação da geometria da via.



Fig.4. 3 - Assentamentos ao longo da via (adaptado de ERRI, 1999)

4.3.2. ASSENTAMENTOS DO ATERRO ADJACENTE ÀS ESTRUTURAS

Os assentamentos dos aterros adjacentes às estruturas podem ter origem num eventual assentamento do solo de fundação sob o aterro, ou devido a uma compressão adicional do aterro sob acções estáticas, dinâmicas e cíclicas.

4.3.3. ASSENTAMENTOS DO SOLO DE FUNDAÇÃO

Nestes casos, podem ocorrer assentamentos de consolidação que podem levar muito tempo a cessar, principalmente quando existem estratos argilosos moles de espessura considerável. Estes assentamentos contribuem para a aceleração da degradação da geometria da via, e como consequência produz-se o efeito “dip” nas proximidades das estruturas.

4.3.4. ASSENTAMENTOS CAUSADOS DEVIDO À COMPACTAÇÃO INADEQUADA DO MATERIAL DE ENCHIMENTO

Os assentamentos desta natureza podem ocorrer essencialmente devido a:

- Compressão adicional sob carga estática;
- Compressão adicional sob cargas cíclicas;
- Deformações por corte do balastro e sub-balastro ao nível dos taludes;
- Pressões horizontais do solo reduzidas nas zonas dos encontros com as estruturas, conduzindo a uma menor rigidez lateral dos solos que constituem os aterros.

4.3.5. ASSENTAMENTO DEVIDO À DETERIORAÇÃO DO BALASTRO

A deterioração do balastro é um fenómeno que está directamente relacionada com a interacção entre a via – estrutura. Tem origem nas várias cargas dinâmicas e cíclicas, transmitidas pela circulação dos comboios ao longo do tempo. Este fenómeno leva ao esmagamento do balastro e como consequência desse esmagamento, surgem partículas finas (pó de balastro), resultantes da sua degradação. A deterioração do balastro é um fenómeno que pode acontecer ao longo de uma via, assente sobre uma dada estrutura, ou uma via assente em aterro. Este efeito pode ter origem nos seguintes factores:

- Assentamentos diferenciais causados pelas irregularidades na via, que são muito frequentes nas proximidades das estruturas;
- Impactos dinâmicos causados pela diferença de rigidez que se verifica entre as estruturas e os aterros adjacentes;
- Fraca qualidade do material que constitui as camadas de balastro.

4.3.6. DESLIZAMENTOS DAS CAMADAS DE ATERRO E BALASTRO

Devido às elevadas cargas dinâmicas e cíclicas, transmitidas à via por parte dos comboios, poderão ocorrer excessivas deformações por corte, essencialmente nos taludes com inclinações elevadas, fazendo com que a camada de balastro e de aterro deslize tal como mostra a Fig.4.4, originando assentamentos ao longo da via. No entanto é também necessário ter em conta que nos países cujas condições meteorológicas são propícias às acções gelo/degelo, poderão ocorrer deslizamentos das camadas de balastro e aterro.

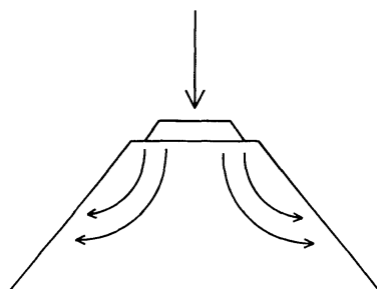


Fig.4.4 - deformações por corte do balastro e aterro, (adaptado de ERRI,1999)

4.4. NORMAS E RECOMENDAÇÕES RELATIVAS À GEOTECNIA

4.4.1 CONTROLO DE QUALIDADE

Para garantir um adequado funcionamento das vias-férreas, é necessário dispor de materiais que sejam capazes de oferecer uma boa capacidade de carga, de forma a reduzir ao máximo eventuais deformações excessivas que possam surgir. Normalmente, para garantir que os materiais e os processos construtivos são os mais adequados, deverão utilizar-se procedimentos de controlo de qualidade. Usualmente, são utilizados dois procedimentos, que na prática costumam funcionar em simultâneo. O primeiro, consiste num controlo da qualidade por imposição de procedimentos onde são definidas as características físicas e mecânicas como, a granulometria, dimensão máxima, resistência das partículas e condições de execução das camadas (espessura e equipamento de compactação utilizado). O segundo procedimento está relacionado com o controlo da qualidade através da realização de ensaios periódicos, cujo principal objectivo passa por quantificar essencialmente os níveis de compactação atingidos, a deformabilidade das camadas de materiais que constituem as vias-férreas, e inclinações das superfícies adoptadas, (Fortunato et tal., 2000).

4.4.2. CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS

A classificação dos solos é realizada de acordo com a qualidade de solo, seu estado hídrico e das condições hidrogeológicas e hidrológicas do local. Na ficha 719R, (UIC,2008), os solos são classificados em quatro categorias:

- Qs0 – solos impróprios, que necessitam de tratamentos especiais. Normalmente é necessário proceder-se a uma remoção de parte do solo e posterior substituição por um material com melhores propriedades. A utilização de geotêxtil, ou reforço com estacas são eventuais medidas de melhoramento para esta classe de solos. Estes solos normalmente não são contabilizados no dimensionamento das camadas devido as suas fracas propriedades;
- Qs1 – solos medíocres, podem ser aplicados no seu estado natural, contudo são necessários cuidados especiais ao nível da drenagem dos solos;
- Qs2 – solos médios;
- Qs3 – solos bons.

4.4.3. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS A UTILIZAR EM ATERRO

Os materiais mais adequados são as areias grossas limpas e os cascalhos. Na generalidade os aterros são construídos com materiais provenientes de zonas de empréstimo nas proximidades das obras, por uma questão meramente económica, contudo em muitos casos, a inexistência de um material de boa qualidade nessas zonas, faz com que em muitas das obras sejam utilizados materiais com propriedades inferiores, é por isso, muito frequente encontrarem-se, materiais como areias argilosas. A utilização destes materiais não é proibida, contudo, as exigências ao nível da drenagem e infiltração de água para o interior do corpo do aterro, devem ser maiores para evitar o risco de ocorrerem eventuais deformações excessivas com o tempo. Materiais como argilas saturadas, rochas e solos solúveis em água, solos expansivos e susceptíveis às acções de gelo e degelo não podem ser utilizados (ERRI, 1999).

Os materiais a utilizar em aterro devem ser bem compactados, precisamente para aumentar a estabilidade estrutural das camadas que constituem o aterro, e reduzir os riscos de infiltração de água, isto porque, uma das consequências da compactação insuficiente ou inadequada, são os assentamentos diferenciais, que na generalidade dos casos aceleram a degradação da via e aumentam os custos de manutenção. Outras consequências relativas à má compactação dos solos, são os riscos de liquefacção dos solos arenosos durante os carregamentos cíclicos e dinâmicos induzidos durante a passagem dos comboios, e o risco de amolecimento dos solos coesivos com a presença de água. Precisamente para evitar estes problemas inerentes à má compactação, são definidos graus de compactação mínimos, que variam consoante a importância da obra e naturalmente, consoante os níveis de carga previstos. Usualmente são definidos para o corpo do aterro um grau de compactação de 95% do peso volúmico seco máximo determinado de acordo com o ensaio Proctor, e 100% para a camada de leito do aterro.

Relativamente aos módulos de deformabilidade, estão previstos ficha 719R, (UIC, 2008) valores mínimos de E_{v2} igual a 80 MPa, para a camada de leito. Para as camadas que constituem o corpo de aterro, o valor de E_{v2} é igual a 45 MN/m² para solos finos, ou de 60 MN/m² para solos granulares. Na Fig.4. 5, é apresentado um corte transversal tipo da linha férrea de alta velocidade, entre Hannover-Wurzburg onde é, facilmente perceptível, a gama de valores dos módulos de deformabilidade, ao nível das várias camadas que constituem o aterro.

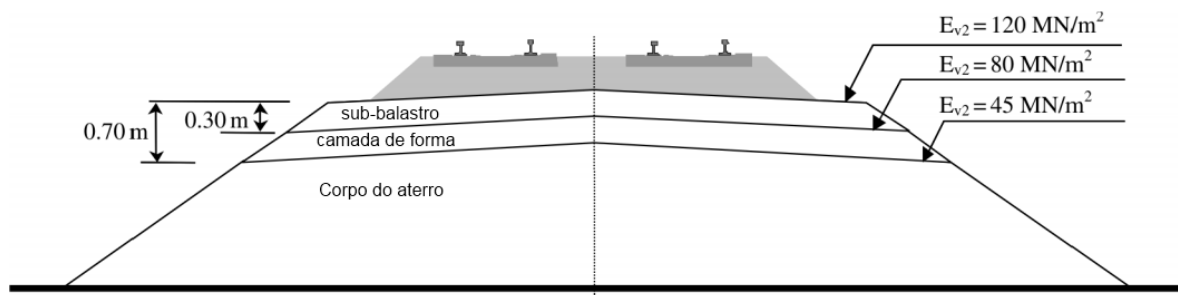


Fig.4. 5 - Valores do módulo de deformabilidade para as várias camadas de uma plataforma da linha férrea entre Hannover-Wurzburg (adaptado López Pita et al., 2004)

4.4.4. GEOMETRIA DOS ATERROS

O perfil transversal típico de uma via-férrea com uma única faixa encontra-se esquematizado na Fig.4. 6 b). Neste tipo de perfil é comum adoptarem-se larguras de coroamento entre os 6 e 7 m com inclinações de 1:1,5 para os taludes. Contudo estas inclinações podem variar consideravelmente consoante a qualidade dos solos disponíveis, ou mediante a aplicação ou não de técnicas de reforço

aos solos, e protecção dos taludes. A utilização de materiais rochosos, geossintéticos ou betão, são claros exemplos de eventuais medidas que podem ser aplicadas. Na Fig.4. 6 a) encontra-se um perfil transversal tipo de uma via antiga. Neste caso a largura de coroamento varia entre os 4,8 e 6,0 m com inclinações dos taludes na ordem dos 1:1.2 e 1:1.5.

Por comparação dos dois perfis, é notório que nas vias mais recentes as inclinações dos taludes são inferiores e a largura de coroamento é superior, possibilitando desta forma a degradação das cargas por uma maior superfície, diminuindo por exemplo as tensões ao nível das camadas subjacentes à via.

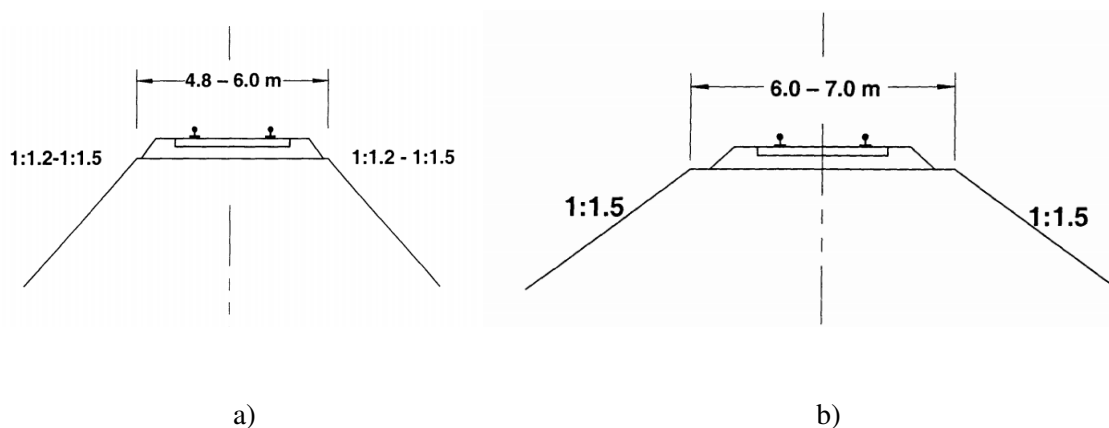


Fig.4. 6 - Perfil transversal típico de uma via-férrea a) antiga e b) recente (ERRI, 1999)

4.4.5. LIMITAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS

A limitação dos assentamentos é extremamente importante, para garantir um bom funcionamento da via. Apesar de não existir, em termos genéricos, uma regulamentação específica a nível internacional, alguns países adoptam os seus próprios valores de referência. No entanto verifica-se que a maioria das regulamentações, não diferencia os assentamentos que ocorrem nas vias sobre os aterros, sobre as estruturas, ou nas zonas de transição, considerando apenas a velocidade de projecto como critério limitativo para os assentamentos. A título de exemplo, o ERRI, (1999) destaca o caso das normas em vigor nas vias-férreas suecas. Nestas normas, os assentamentos totais máximos, variam de acordo com a velocidade de projecto desde 300 mm, para uma velocidade de 100 km/h, até 100 mm, para uma velocidade de 350 km/h. Relativamente aos assentamentos diferenciais máximos, estes dependem da velocidade praticada e do comprimento da via, sendo que as normas suecas consideram que os limites variam desde 4 cm /10 m e 30 cm /30 m, para uma velocidade máxima de 100 km/h, até 2 cm/50 m e 10 cm/110 m para uma velocidade máxima de 350 km/h (ERRI, 1999).

4.5. SOLUÇÕES A ADOPTAR AO LONGO DAS ZONAS DE TRANSIÇÃO

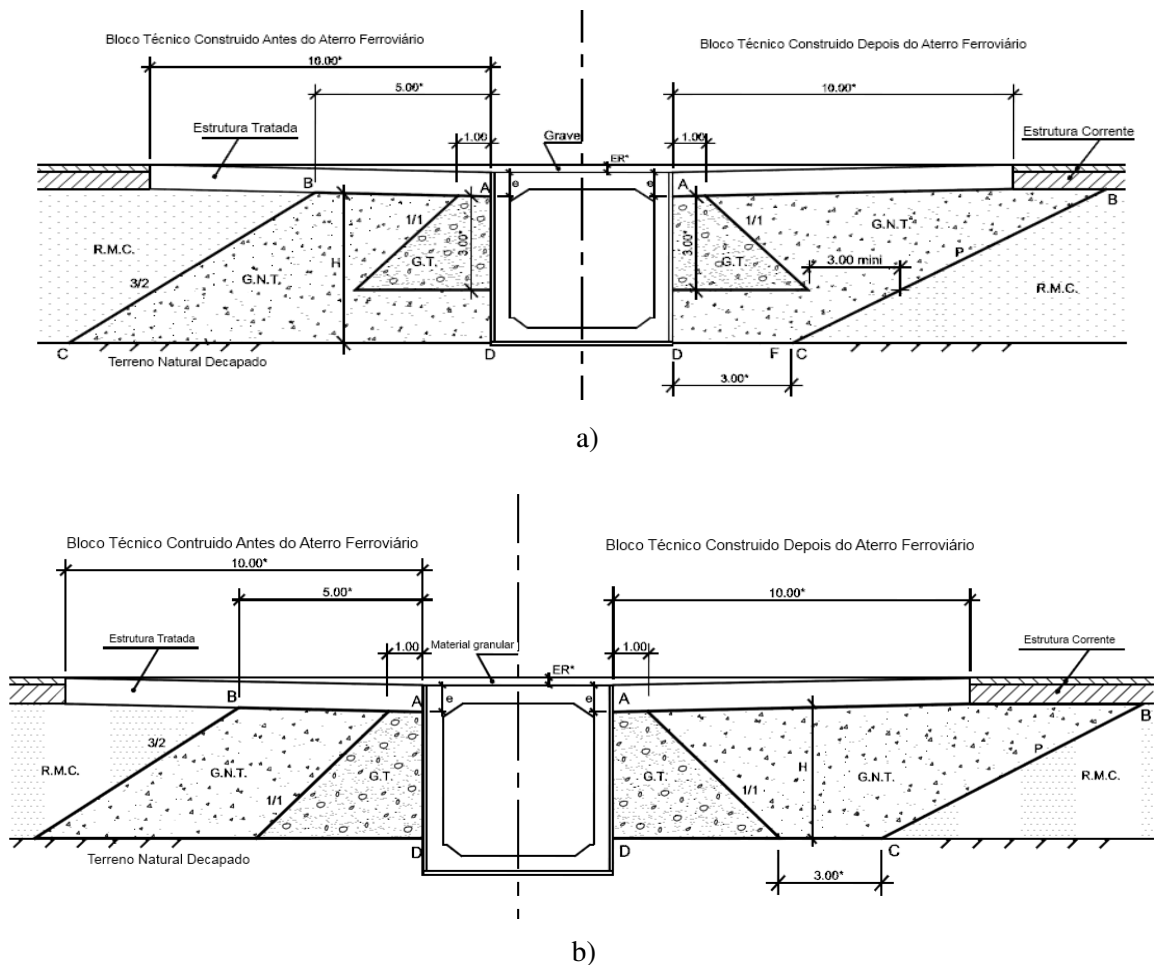
4.5.1. CUNHAS DE TRANSIÇÃO

Com o objectivo principal de garantir uma transição aterro/estrutura com variação gradual de rigidez, reduzir os assentamentos diferenciais, garantir a qualidade e geometria da via por um maior período de tempo, aumentar a segurança e conforto dos passageiros, são utilizadas cunhas de transição, em que, a variação gradual de rigidez ao longo da transição é garantida à custa da utilização de materiais com rigidez progressivamente crescente na aproximação à estrutura. Recorre-se, para tal, a materiais granulares ou granulares tratados com cimento.

A ficha 719R, (UIC, 2008), estipula que o comprimento mínimo da cunha de transição deve ser pelo menos 20 m, quando medido desde a extremidade do encontro da estrutura, ou 10 m dos muros – ala, e nunca inferior à altura da camada de aterro. Em termos gerais, é necessário ter-se em consideração que na concepção deste tipo de soluções, factores como o tipo, e geometria da obra de arte, velocidade de circulação, altura do aterro, importância geral da obra, processo construtivo, perfil real do terreno na zona de transição e, limitação dos assentamentos diferenciais, são factores preponderantes na definição das dimensões, e geometria destas soluções de transição.

4.5.1.1. CUNHAS DE TRANSIÇÃO UTILIZADAS PELA SNCF

De acordo com as disposições normativas da SNCF, as cunhas de transição assumem inclinações de 3/2 para materiais granulares não tratados (GNT) e 1/1 nos casos em que os materiais granulares são estabilizado com cimento (GT). Os materiais (GT), têm uma dimensão máxima prevista de 31,5 mm ($D_{100} \leq 31,5$ mm), com uma dosagem de cimento equivalente a 3% de cimento. No entanto, a sua utilização, só está prevista nos casos em que a altura de recobrimento sobre a estrutura, é inferior a 0,7 m, ou seja, para os casos em que a estrutura é considerada como não enterrada, (Fig.4. 7 e Fig.4. 8). As dimensões das cunhas de transição estabilizadas com cimento, variam consoante a altura H. Para $H > 4$ m a da cunha vem limitada a 3 m, (Fig.4. 7 a) e (Fig.4. 8a), e por sua vez se $H < 3$ m a altura da cunha é igual a 3 m (Fig.4. 7c) e (Fig.4. 8c). Na Fig.4. 9 são apresentadas as soluções de transição relativas a alturas de recobrimento superiores a 0,7 m. É possível verificar que nestes casos ao longo da transição aterro/estrutura não são utilizadas cunhas de material tratado.



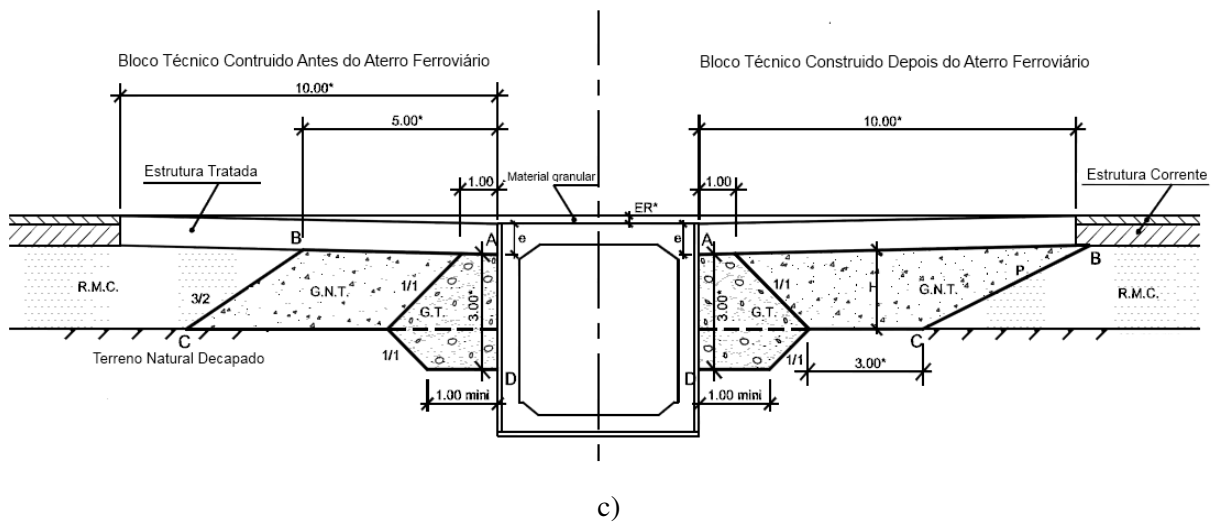
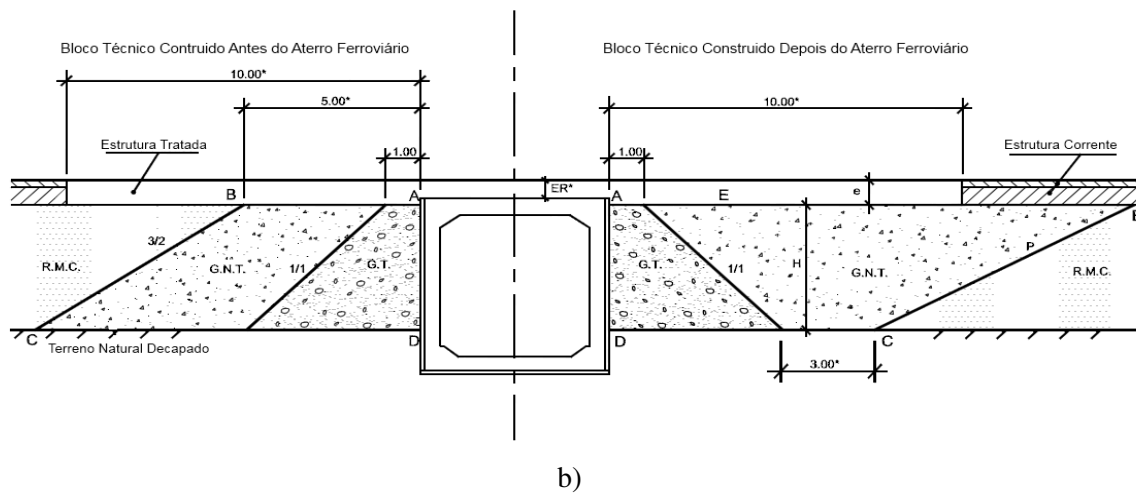
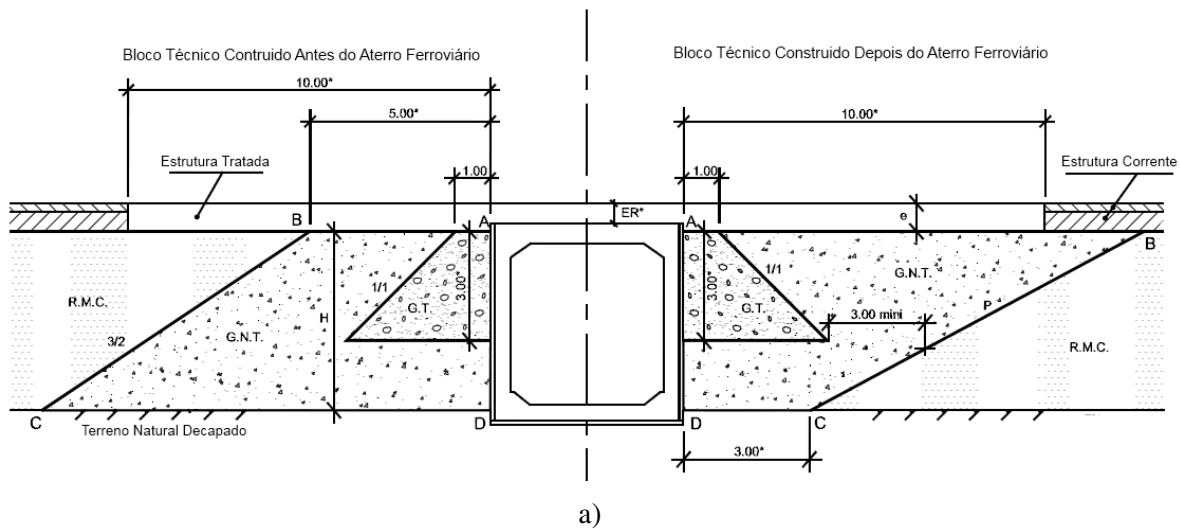
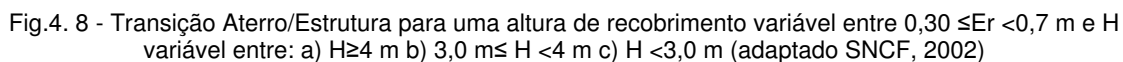


Fig.4. 7 - Transição Aterro/estrutura para uma altura de recobrimento variável entre $0.10 \leq E_r < 0,3$ m, com H variável entre: a) $H \geq 4$ m b) $3,0 \text{ m} \leq H < 4$ m c) $H < 3,0$ m (adaptado SNCF, 2002)





47

4.5.1.2. CUNHAS DE TRANSIÇÃO UTILIZADAS PELA ADIF

Tal como nas normas francesas da SNCF, as normas da ADIF consideram a utilização de materiais granulares não tratados (MG) e materiais granulares tratados (MT), ao nível das cunhas de transição. No entanto a utilização do material (MT) fica restrita às situações em que a altura de recobrimento sobre a estrutura é reduzida e igual a $0 \leq H \leq 0,5$ m, (Fig.4. 10 c) e (Fig.4. 11).

As normas fazem referência a dois casos gerais (I e II), de execução das cunhas de transição. O caso I corresponde à construção da estrutura, e das cunhas de transição, previamente à execução do aterro ferroviário adjacente (caso mais comum). No caso II, (Fig.4. 12) as cunhas de transição são construídas posteriormente à execução do aterro adjacente à estrutura. Este último caso, é menos vulgar sendo somente aplicado em terrenos brandos, sempre que se preveja a necessidade de consolidar os terrenos naturais, mediante a utilização de pré-carga, drenos verticais, etc.

Relativamente ao caso I, podem destacar-se quatro soluções de transição “tipo”, que variam entre si consoante a altura de recobrimento (H):

- Quando $H > 2,0$ m a cunha de transição é constituída apenas por material granular (MG) de inclinação (3/2), em ambos os lados da estrutura e na parte superior com uma espessura de 80 cm, tal como mostra a (Fig.4. 10 a);
- Para alturas de recobrimento variáveis entre $0,5 < H \leq 2,0$ m a transição aterro / estrutura é garantida por uma cunha de material granular em ambos os lados da estrutura com inclinações de (3/2), (Fig.4. 10b);
- Em alturas de recobrimento entre $0 < H \leq 0,5$ m, a transição é conseguida à custa de uma cunha de material tratado com 3% de cimento (MT), de inclinação (1/1), que envolve toda a estrutura, e por uma cunha de material granular (MG) com inclinação (3/2) em ambos os lados da estrutura. O aparecimento desta cunha de material (MT), é justificado pelo incremento dos efeitos dinâmicos, devido a uma altura de recobrimento relativamente reduzida, (Fig.4. 10c).

No limite, quando a altura de recobrimento (H) é nula, ou seja, o balastro assenta directamente sobre a estrutura, a transição é garantida através de uma cunha, constituída por um material granular, tratado com cimento (MT) de inclinação (1/1), e por uma cunha de material granular não tratado (MG) de inclinação (3/2), (Fig.4. 11).



a)

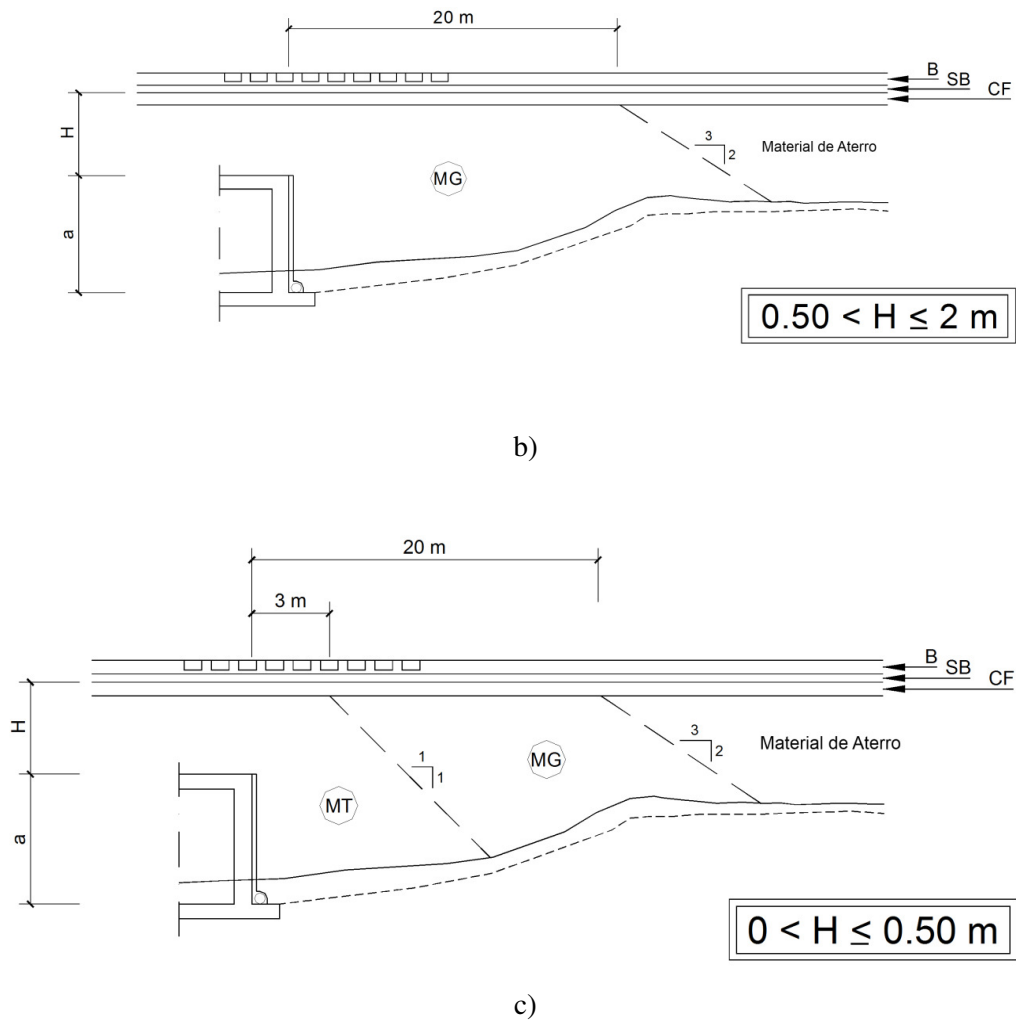


Fig.4. 10 - Cunhas de transição utilizadas pela ADIF relativas à transição aterro / culvert para o caso geral I, com alturas de recobrimento variáveis entre: a) $H > 2,0$ m b) $0,5 < H \leq 2,0$ m c) $0 < H \leq 0,5$ m (adaptado da ADIF, 2006)

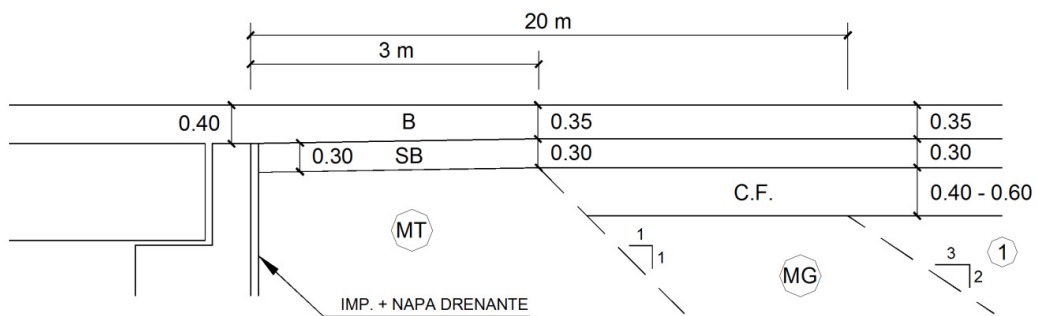


Fig.4. 11 - Detalhe de uma transição aterro / ponte para simular o comportamento dinâmico correspondente ao caso de estudo em que o balastro assenta directamente sobre a passagem de nível do tipo box-culvert (adaptado da ADIF, 2006).

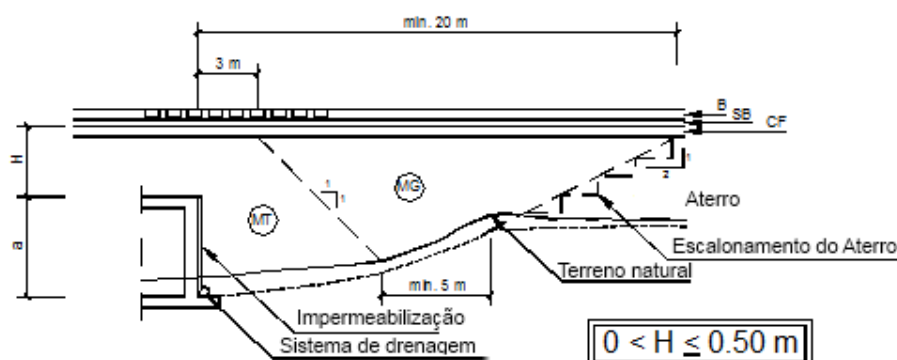


Fig.4. 12 - Exemplo de uma transição Aterro /estrutura relativa ao caso geral (II) (adaptado da ADIF, 2006).

4.5.2. OPTIMIZAÇÃO DA VIA-FÉRREA BALASTRADA COM RECURSO A MATERIAIS RESILIENTES

Com os novos desafios relativos à alta velocidade, tornou-se necessário otimizar as vias balastradas tradicionais, com o intuito de melhorar a sua resposta sob os diversos tipos carregamentos, em especial os carregamentos dinâmicos. Uma das medidas de optimização passa por aumentar a elasticidade da via, recorrendo a materiais com propriedades resilientes. São os casos das palmilhas colocadas sob os carris (Fig.4. 13b), sob as travessas (Fig.4. 13a) e das mantas resilientes colocadas sob a camada de balastro (Fig.4. 13c).

Através da (Fig.4. 13a) é perceptível que a palmilha prolonga-se sobre toda a base da travessa. A palmilha deve possuir uma elevada resistência contra as forças de contacto que se mobilizam entre a base da travessa e a camada superior de balastro. Tem como função principal, fornecer uma protecção contra as vibrações, reduzindo assim as vibrações transmitidas à camada de balastro, aumentando consequentemente a durabilidade do balastro e a vida útil da via (Riessberger, 2006).

A utilização das mantas resilientes sob a camada de balastro, é a solução mais eficiente uma vez que abrange uma maior área, no entanto é a solução mais cara. A instalação de uma camada elástica de um material resiliente sob a camada de balastro, tem sido utilizada essencialmente como dispositivo anti-vibração (Esveld, 2001).

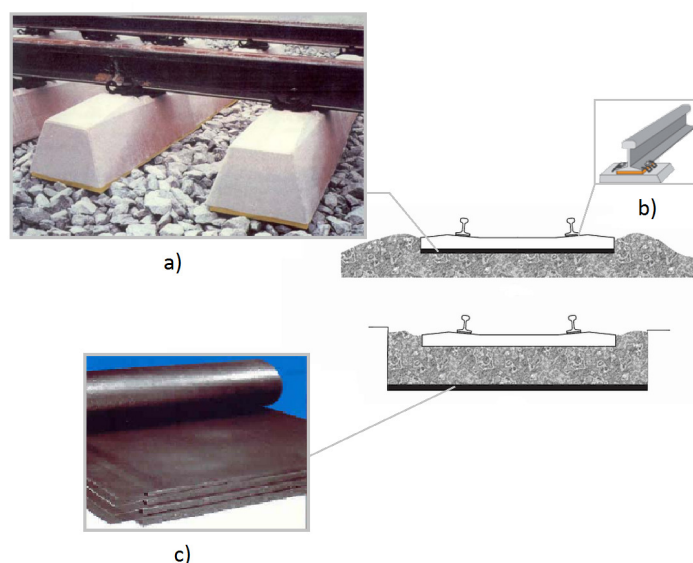


Fig.4. 13 - Materiais com propriedades resilientes utilizados na via férrea balastrada: a) palmilhas colocadas sob as travessas b) palmilhas colocadas sob os carris c) mantas resilientes sob a camada de balastro (adaptado de (Calenberg, 2010), (Riessberger, 2006), (Thompson, 2009))

4.5.3. OPTIMIZAÇÃO DA VIA BALASTRADA COM RECURSO A UMA CAMADA DE BETUMINOSO

Com o aumento do tráfego ferroviário de alta velocidade, a gama de velocidades exigidas para este tipo de transportes requer o desenvolvimento de novas soluções com vista a diminuir os custos associados à manutenção. Uma das novas soluções de optimização, adoptada por alguns países como os Estados Unidos, Japão e Itália, passa por substituir a tradicional camada granular de sub-balastro por uma mistura betuminosa com 8 a 14 cm de espessura. Este tipo de camada pode revelar-se vantajosa, uma vez que permite um aumento da capacidade de suporte da plataforma. Como consequência desse aumento da capacidade de suporte, é possível reduzir as variações verticais da rigidez, os assentamentos diferenciais da via e aumentar o ciclo de vida da estrutura, através da protecção que confere ao nível do subsolo da via. No entanto esta solução é relativamente mais cara, quando comparativamente com a solução tradicional de utilizar camadas de material granular ao nível do sub-balastro. Na Fig.4.14, são apresentados os perfis transversais típicos de vias com camadas betuminosas.

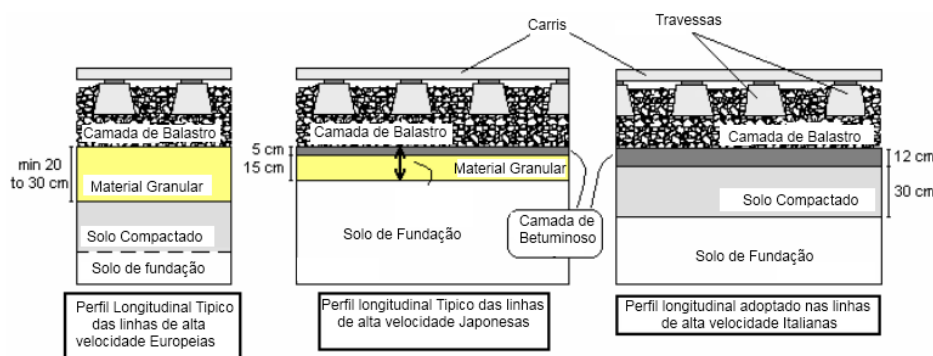


Fig.4.14 - Perfil longitudinal de algumas vias ferroviárias de alta velocidade (adaptado de Teixeira, 2006)

4.5.3.1. "FRAME SLEEPER"

Tem como objectivo principal garantir uma melhor distribuição das cargas à camada de balastro, através da uniformização das pressões. A sua geometria em forma de "H duplo" combinando vigas longitudinais contínuas com as transversais, faz com que a carga seja transmitida de forma mais contínua, reduzindo assim as pressões ao nível da camada de balastro, e consequentemente na parte inferior da travessa. Possibilita ainda um incremento da resistência lateral, fornece um alinhamento da via mais duradouro garantindo assim, uma maior durabilidade da geometria da via. (Fig.4. 15), (Couto, 2008).



Fig.4. 15 - Travessas "Frame-Sleeper" (Riessberger, 2006)

4.5.4.2. ALARGAMENTO DAS TRAVESSAS

A utilização de alargamento das travessas, prende-se essencialmente nos casos em que o objectivo principal é reduzir os assentamentos e as pressões sobre o balastro. Isto é conseguido graças à utilização de travessas mais pesadas ~560 kg. As travessas são espaçadas de 0,6 m (Fig.4. 16). A título de exemplo para uma carga por eixo de 22,5 t a carga transmitida ao balastro é igual a 2 kg/cm^2 enquanto numa travessa convencional seria de $3,7 \text{ kg/cm}^2$. No entanto as operações de manutenção da via tornam-se mais difíceis quando comparadas com as travessas normais devido ao seu peso extra (Couto, 2008).



Fig.4. 16 - Reforço de travessas (Esveld, 2001)

4.5.4.3. INCREMENTO DA RIGIDEZ DA VIA

Na Fig.4. 17 é apresentado um esquema muito genérico das diferenças de rigidez entre uma via assente na estrutura e ao longo de um aterro. Com o objectivo de reduzir as diferenças abruptas, ao nível da rigidez na transição aterro/estrutura, uma das medidas passa por aumentar a respectiva rigidez da via que se encontra assente em aterro, garantindo assim uma variação mais “suave”, (linha a traço interrompido na Fig.4. 17. Esse aumento da rigidez pode ser atingido com a instalação de travessas especiais de maiores dimensões, em que o seu comprimento vária de uma maneira escalonada ao longo da zona de transição, como pode ser visto na Fig.4. 18.

Uma outra medida possível de intervenção ao longo da transição, de forma a garantir uma variação gradual da rigidez, passa por aumentar a resistência à flexão da via através da introdução de um conjunto de carris extra (um total de 4 carris, sendo 2 interiores e dois exteriores) unidos por travessas especiais, ver Fig.4. 19.

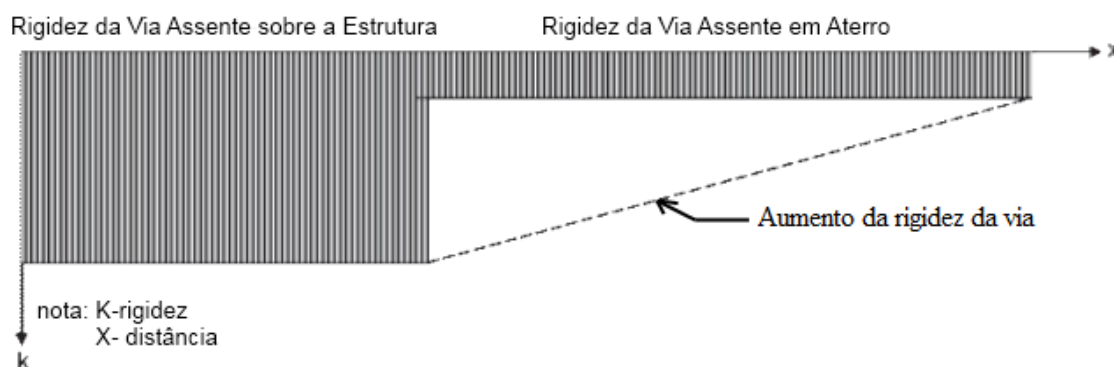


Fig.4. 17 - Modificação da rigidez da via para “suavizar a transição aterro/estrutura” (FTA, 2006)

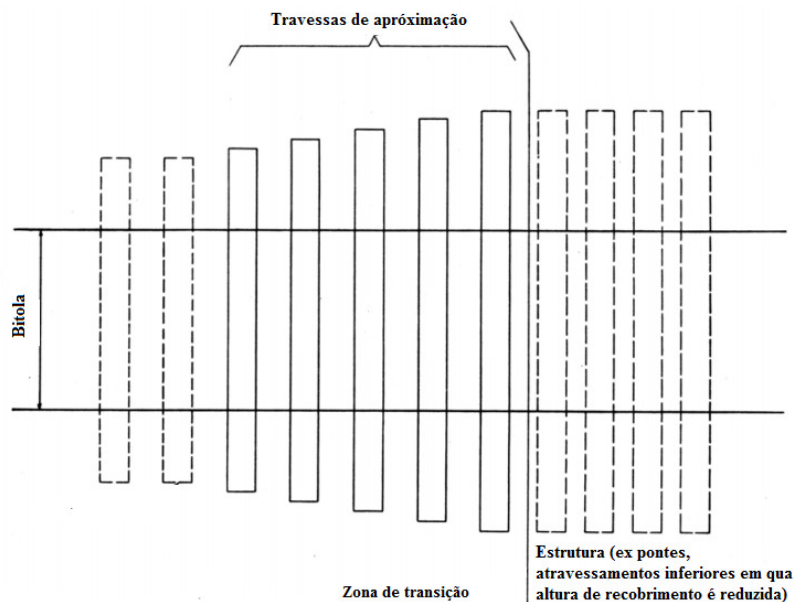


Fig.4. 18 - Travessas de aproximação (FTA, 2006)



Fig.4. 19 – Introdução de carris extra ao longo da zona de uma zona de transição, (Railone, 2010)

4.5.5. ALGUMAS TÉCNICAS DE REFORÇO E TRATAMENTO DA FUNDAÇÃO DA VIA-FÉRREA

Quando os solos de fundação, não garantem determinadas especificações técnicas, necessárias ao bom funcionamento da via, por exemplo no que diz respeito à sua qualidade (solos tipo Q_{s0} e Q_{s1}), aos assentamentos totais e diferenciais, condições de drenagem e capacidade de carga, torna-se necessário adoptar técnicas de reforço e tratamento dos solos. Estas técnicas têm como objectivos principais melhorar as propriedades dos solos, aumentar a resistência ao corte, reduzir os assentamentos e garantir uma variação gradual da rigidez ao longo da transição aterro/estrutura. O ERRI, (1999), faz referência a algumas destas técnicas, tais como:

- Reforço do solo com geossintéticos, (Fig.4. 20)



Fig.4. 20 - a) Reforço do solo de fundação com recurso a uma combinação de geotêxteis para aumentar a capacidade de carga de uma fundação de uma via férrea constituída por solos argilosos, num troço de uma via férrea entre Rudoltice e Cechach b) Aplicação da geomembrana para protecção do solo de fundação contra a presença de água (INNOTRACK, 2008)

- Injecções, por exemplo com recurso à técnica de jet grouting;
- Estabilização de solos com ligantes, (Fig.4. 21);



Fig.4. 21 - Estabilização do solo com cimento próxima da estação ferroviária de Praha-Liben (INNOTRACK, 2008)

- Utilização de Microestacas;

No entanto se o solo de fundação for do tipo argiloso, nesses casos as técnicas de reforço mais comuns são as seguintes:

- Remoção parcial do solo mole e substituição por material de aterro adequado;
- Drenagem do subsolo;
- Utilização de pré-carga eventualmente combinada com a utilização de drenos verticais;
- Instalação de colunas de brita é uma das técnicas utilizadas em solos com baixas capacidades de carga, (Fig.4. 22).

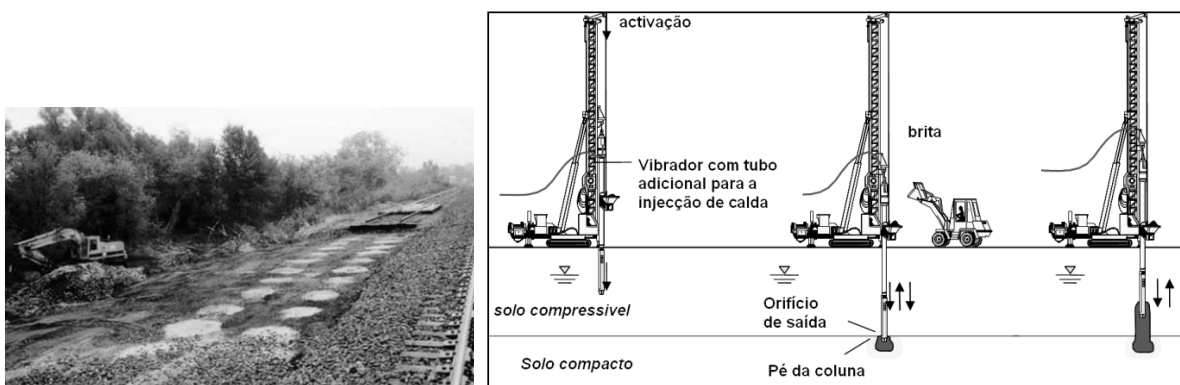


Fig.4. 22 - Utilização de colunas de brita como medida de reforço da fundação da via (FTA, 2006 e Antunes et al., 2005)

5

ANÁLISE DINÂMICA E MODELAÇÃO DAS SOLUÇÕES DE TRANSIÇÃO ATERRO/ESTRUTURA

5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Com o forte crescimento da rede ferroviária europeia, especialmente as linhas de alta velocidade e com o objectivo de se estabelecer uma rede ferroviária o mais abrangente e eficiente possível, que venha a possibilitar a circulação de pessoas ao longo de toda a Europa, a união europeia assumiu uma posição ao criar uma directiva comunitária 96/48/CE do conselho de 23 de Julho de 1996, relativa à interoperabilidade europeia. Segundo a directiva europeia a definição de interoperabilidade assenta no seguinte pressuposto “ Considerando que a exploração comercial dos comboios de alta velocidade pressupõe a existência de uma excelente coerência entre as características das infra-estruturas e as do material circulante que dela dependem o nível de desempenho, a segurança, qualidade dos serviços e o respectivo custo e que é nessa coerência que assenta a interoperabilidade do sistema ferroviário” (IMTT, 2010), ou seja com esta directiva é possível garantir a possibilidade de interoperabilidade nas diversas fases de concepção, construção e operação das linhas de alta velocidade europeias, permitindo a todos os comboios europeus de alta velocidade circular livremente sem quaisquer obstáculos ou restrições técnicas (estrangulamentos da via) ou burocráticas. Estas medidas formam o que se designa correntemente por ETI's (Especificações Técnicas de Interoperabilidade).

Ao exigir a interoperabilidade das vias cria-se um novo problema, que passa por prever o comportamento da via não só para um dado modelo de comboio mas sim para todos os modelos existentes ou futuros, porque cada modelo de comboios é distinto, dependente do fabricante e apresentam características próprias que diferem de modelo para modelo (comprimento, massa, distribuição de cargas), afectando assim o comportamento da via. Para dar resposta a este leque de possibilidades e combinações de cargas transmitidas pelos diferentes comboios, foram desenvolvidos modelos que visam precisamente simular a passagem desses comboios na via. Esses modelos podem ser encontrados por exemplo na norma europeia EN 1991-2 (2003).

Para garantir a capacidade de interoperabilidade, deverá ser efectuada uma análise dinâmica quando necessária para todos os comboios actuais e futuros.

Uma das principais preocupações é o risco de ressonância devido à passagem sucessiva das cargas com espaço aproximadamente uniforme, que podem excitar a estrutura sob determinadas circunstâncias. Este fenómeno ocorre quando frequência de excitação coincide com as frequências da estrutura. Em certos casos é um risco muito relevante principalmente quando as velocidades praticadas nas vias são superiores a 200 km/h. Nestes casos a análise dinâmica é mandatária, uma vez que as

vibrações produzidas pelo tráfego ferroviário tendem a provocar nas estruturas deslocamentos e esforços que tendencialmente são maiores do que os esforços estáticos. As vibrações produzidas podem ter variadíssimas origens sendo de destacar as seguintes, (EN 1991-2, de 2003):

- Velocidade de circulação dos comboios;
- A massa da estrutura;
- O comprimento L do vão;
- As frequências naturais de vibração de toda a estrutura;
- O número de eixos, cargas por eixo e o seu espaçamento são factores que em certos casos são responsáveis por efeitos de ressonância na estrutura ou vibração excessiva podendo por em risco a própria estabilidade estrutural ou o conforto dos próprios passageiros;
- O amortecimento da estrutura;
- Variação das cargas transmitidas à estrutura fruto de irregularidades ao longo da via;
- Das massas suspensas e não suspensas e das características da suspensão do comboio;
- A presença de suportes regularmente espaçados (ex: travessas);
- Imperfeições do comboio (ex: defeitos na suspensão);
- As características dinâmicas da via (balastro, travessas, etc.).

A introdução destes efeitos no dimensionamento é fundamental, nomeadamente na determinação dos esforços ao longo da estrutura, deslocamentos, acelerações, etc.

5.2. BREVE REFERÊNCIA AOS PRINCIPAIS COMBOIOS DE ALTA VELOCIDADE

Apresenta-se de uma forma muito sucinta os principais comboios que circulam actualmente nas principais linhas de alta velocidade europeias somente a título exemplificativo, isto porque, o presente trabalho tem como objectivo uma análise dinâmica através dos modelos de carga HSLM previstos na norma EN 1991-2 (2003). Os actuais comboios de alta velocidade podem classificar-se em três categorias consoante o modo como as carruagens se apoiem nos eixos. Das três categorias salientam-se os comboios convencionais, articulados e regulares.

5.2.1- COMBOIOS CONVENCIONAIS

As carruagens possuem dois bogies, com dois eixos cada um. Destacam-se os comboios ICE-2, e ETR-Y, ver Fig.5. 1.

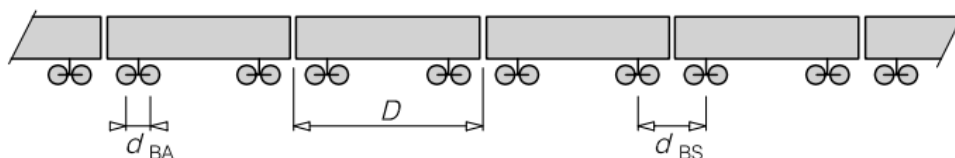


Fig.5. 1 - Modelo de comboio convencional (adaptado da norma EN 1991-2, 2003)

5.2.1.1- ICE

A serie IC iniciou-se em 1985 com o ICE-V como um comboio experimental. A primeira geração propriamente dita iniciou-se em 1991 com o ICE-1 (Inter City Express 1). É constituído por duas locomotivas e, 10 a 12 carruagens para o transporte de passageiros atingindo velocidades da ordem dos 280 km/h. A segunda geração iniciou-se com o ICE-2 em 1997, e relativamente ao anterior é capaz de atingir velocidades superiores a 280 km/h. Em 2000 surge a terceira geração deste modelo, sendo que a sua maior particularidade face aos modelos anteriores é o facto de possuir os sistemas de tracção ao longo de todo o comprimento do comboio. Desta feita estes novos modelos não possuem duas locomotivas como os comboios tradicionais, (Fig.5. 2a). Esta solução garante um maior espaço do compartimento dos passageiros para uma mesma dimensão do comboio e possibilita uma melhor distribuição das cargas ao longo da via, diminuindo desta forma o desgaste dos componentes do comboio e da via férrea, (Fig.5. 2b).



Fig.5. 2 – Modelos desenvolvidos pela Siemens: a) Siemens Velaro b) novos sistemas de tracção (adaptado de Siemens (2010a) e (2010b))

5.2.1.2. ETR-Y-500

É o primeiro comboio de alta velocidade a ser construído em Itália de origem Fiat. Pode atingir uma velocidade máxima de 300 km/h, ver Fig.5. 3.



Fig.5. 3 – Comboio Italiano de alta velocidade da trenitalia: a) ETR-Y-500 (railway-technology, 2010a)

5.2.2- COMBOIOS ARTICULADOS

Cada carruagem possui apenas um bogie com dois eixos localizados nas zonas de separação entre carruagens (Fig.5. 4). Nesta classificação enquadram-se o Thalys, Eurostar, TGV, AGV.

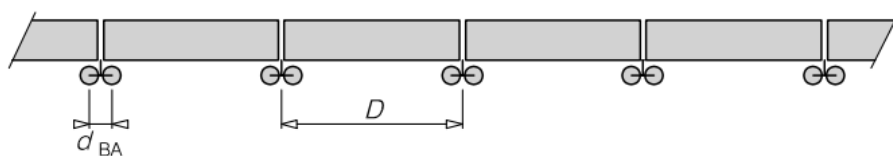


Fig.5. 4 – Modelo de comboio articulado, (adaptado da norma EN 1991-2, 2003)

5.2.2.1. TGV

Em 1981 que surge o primeiro comboio de alta velocidade na Europa (TGV Atlantique) (Fig.5. 5 a) a ligar Paris – Lyon. Rapidamente este meio de transporte tornou-se num sucesso devido as grandes velocidades atingidas e ao nível de conforto que apresentava aos passageiros. Actualmente ainda detém o recorde mundial de velocidade de 574,8 km/h na linha Paris - Estrasburgo (Fig.5. 5 b).



a)

b)

Fig.5. 5 - a) TGV-atlantique b) TGV detentor do actual recorde mundial de velocidade (SNCF, 2010)

5.2.2.2. EUROSTAR

O Eurostar (Fig.5. 6), é um comboio de alta velocidade que faz ligações regulares entre Londres, Paris e Bruxelas. É operado em conjunto pela SNCF (França), SNCB (Bélgica), Eurostar (UK), e pela LCR (London e Continental Railways). Atinge velocidades na ordem dos 300 km/h. Possui duas locomotivas de tracção eléctrica e 18 carroçagens de passageiros perfazendo um comprimento total de 394 m.



Fig.5. 6 - Comboio Eurostar (Trainwallpapers, 2010)

5.2.2.3. THALYS

Os serviços Thalys na rede ferroviária de alta velocidade iniciaram-se no final de 1997 com a abertura da linha Belga de alta velocidade. Actualmente a companhia detém os modelos PBKA (Paris-Brussels-Köln-Amsterdam), (Fig.5. 7 a) e PBA (Paris-Brussels-Amsterdam) (Fig.5. 7 b). As suas designações correspondem as respectivas cidades onde realizam as suas viagens regulares.

Ambos os modelos atingem uma velocidade máxima de 300 km/h e possuem um comprimento total de 200 m, com duas locomotivas eléctricas. A única particularidade é que o modelo PBKA possui quatro fontes de energia precisamente para poder realizar as viagens entre Paris -Bruxelas - Köln-Amesterdão, enquanto o modelo PBA só possui três precisamente para poder circular nas linhas entre Paris – Bruxelas – Amesterdão.

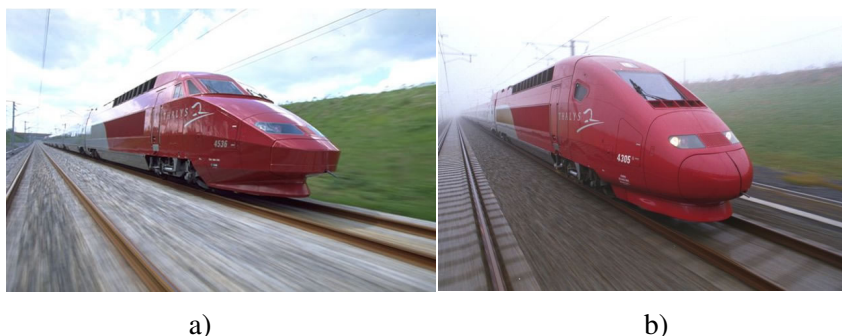


Fig.5. 7 - TGV thalys PBA b) TGV thalys PBKA (Thalys, 2010)

5.2.2.4. AGV

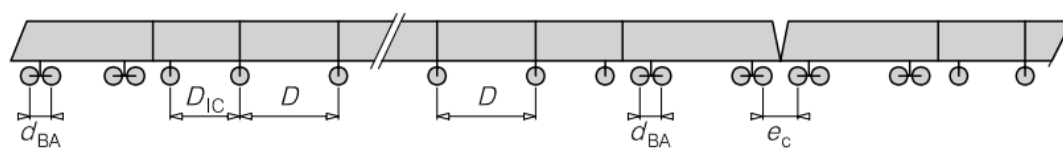
O AGV (automotrice grande vitesse) do fabricante Alstom é o primeiro comboio do tipo VHST's (Very high speed trains) apresentado ao público a 5 de Fevereiro de 2008. A sua velocidade de serviço ronda os 360 km/h, e tal como o Siemens velaro possui os motores de tracção eléctrica distribuído ao longo de todo o comboio (Alstom, 2010).



Fig.5. 8 - Comboio AGV (Alstom, 2010)

5.2.3. COMBOIOS REGULARES

Estes modelos possuem apenas um eixo nas articulações entre as várias carruagens. Este é o modelo base utilizado no caso do Talgo-350 (Fig.5. 9). A sua velocidade máxima em serviço é de 330 km/h



a)



b)

Fig.5. 9 – a) Modelo de comboio articulado, b) Comboio de alta velocidade espanhol Talgo (adaptado da norma EN 1991-2, 2003 e railway-technology, 2010b)

5.3. MODELOS DE CARGA ABORDADOS NA NORMA EN 1991-2, (2003)

5.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os modelos de carga são a base do dimensionamento das estruturas que albergam as vias-férreas. Estes modelos constituem uma envolvente estática e dinâmica dos diferentes comboios, acrescida de uma folga para eventuais modelos que possam surgir. Actualmente podem ser encontrados na norma europeia EN 1991-2, (2003) cinco modelos de carga ferroviária, subdivididos em quatro modelos de carga estáticos e um dinâmico.

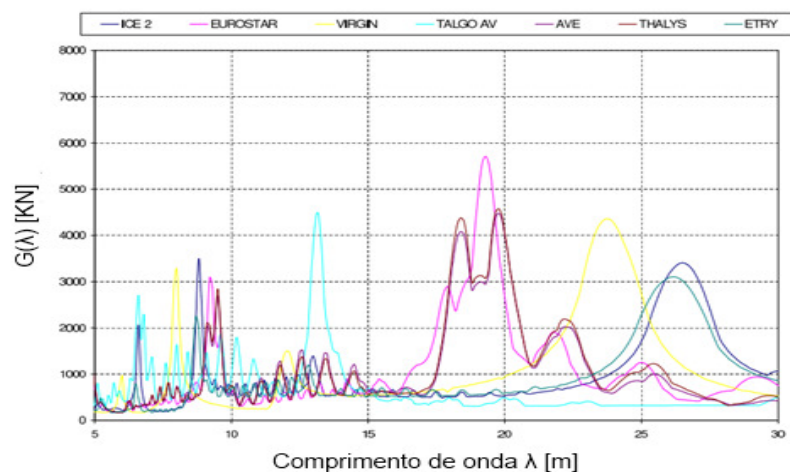
5.3.1.1. MODELOS DE CARGA ESTÁTICOS

Os quatro modelos de carga estática especificados na norma EN 1991-2 são os seguintes:

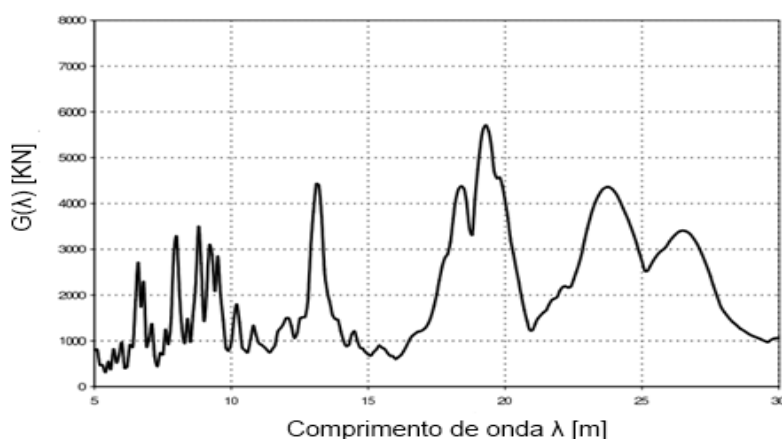
- Modelo de carga LM71- representa o efeito estático do tráfego ferroviário normal em pontes de vão contínuo. Com a sua introdução é possível reproduzir os efeitos estáticos de um conjunto de comboios reais representativo do tráfego ferroviário;
- Modelos de carga SW/0 e SW/2- Estes modelos são aplicados somente em casos particulares em alternativa ao modelo de cargas LM71. O modelo SW/0 representa os efeitos estáticos do tráfego ferroviário normal em pontes contínuas, enquanto o SW/2 representa os efeitos estáticos relativos ao tráfego ferroviário pesado;
- Modelo de carga “Unloaded train”- Este modelo de carga consiste na aplicação de uma carga uniformemente distribuída de 10 kN/m, com o pressuposto de verificar a estabilidade lateral de uma ponte quando sujeita a acções laterais.

5.3.1.2. MODELOS DE CARGA DINÂMICOS

Quando se procede a uma análise dinâmica das infra-estruturas que servem de suporte à rede ferroviária de alta velocidade, é fundamental recorrer aos comboios reais e aos modelos de carga definidos na norma EN 1991-2, (2003), como HSLM (High Speed Load Model). Esta análise é importante a fim de garantir a aplicabilidade dos critérios de interoperabilidade, salvaguardando que os efeitos dinâmicos provocados pelos diferentes comboios existentes, ou que possam existir no futuro, estejam totalmente abrangidos em termos de envolventes definidas pelo modelo de carga. Uma maneira de o comprovar passa por representar a envolvente dinâmica obtida através de uma assinatura dinâmica $G(\lambda)$, que corresponde ao aspecto de resposta da estrutura com amortecimento nulo. Esta análise tem a vantagem de criar uma envolvente dinâmica que não é influenciada pelas características da estrutura, (Fig.5. 10 e Fig.5. 11). Através da (Fig.5. 11) é facilmente perceptível que a envolvente obtida através do método HSLM abrange todas as gamas de valores. Denota-se uma “folga” precisamente para incorporar novos modelos de comboios que possam surgir no futuro, ou seja, os picos de ressonância provocados pelos comboios são sempre abrangidos pela envolvente criada através do modelo HSLM.



a)



b)

Fig.5. 10 – a) Assinatura dinâmica para cada um dos comboios de alta velocidade b) envolvente das assinaturas dinâmicas (não amortecida) para os vários comboios de alta velocidade (Goicolea, 2002)

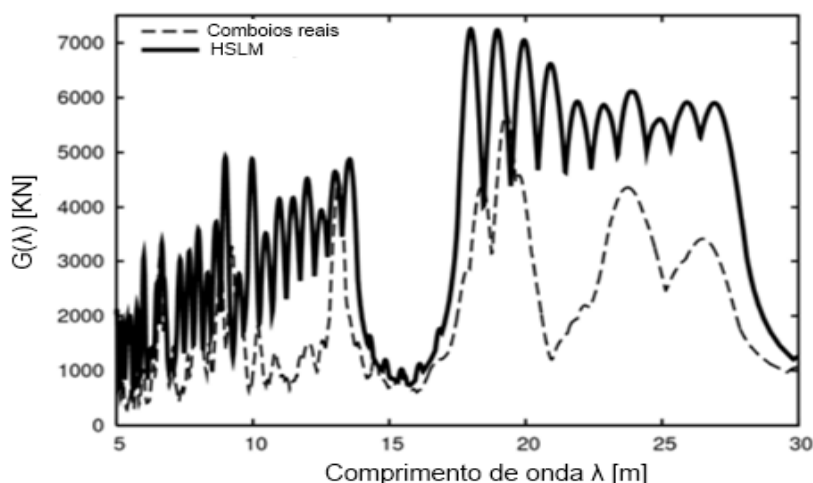


Fig.5. 11 - Comparação da envolvente da assinatura dinâmica do respectivo método HSLM e a envolvente obtida para os comboios de alta velocidade representada na Fig.5. 10b). (Goicolea, 2002)

O modelo de carga HSLM subdivide-se em dois modelos de comboios universais, o HSLM-A e HSLM-B. O HSLM-A é constituído por um conjunto de 10 comboios universais, com a configuração apresentada na (Fig.5. 12). Cada um dos comboios possui duas locomotivas de tracção eléctrica (1), duas carruagens terminais (2) e (N) carruagens intermédias com um comprimento (D), e espaçamento entre os eixos dos bogies (d). Cada uma das carruagens intermédias possui dois eixos, um dianteiro e outro traseiro muito a semelhança de um comboio articulado, com um valor das cargas por eixo (P). As características de cada um dos 10 modelos encontram-se em detalhe no Quadro.5. 1. As grandes diferenças entre cada um dos modelos, centram-se essencialmente no número de carruagens, comprimentos característicos e cargas por eixo.

No entanto a grande limitação deste modelo é precisamente a dificuldade em criar uma envolvente dos comboios reais para comprimentos do vão (L) inferiores a 7 m para os casos de pontes simplesmente apoiadas. É por este motivo que surge o modelo de carga HSLM-B para dar resposta a esta limitação. Esta limitação existe precisamente porque o comprimento de onda condicionante não é o comprimento das carruagens (D) mas sim a distância entre eixos de um dado bogie (d). (Ribeiro, 2004).

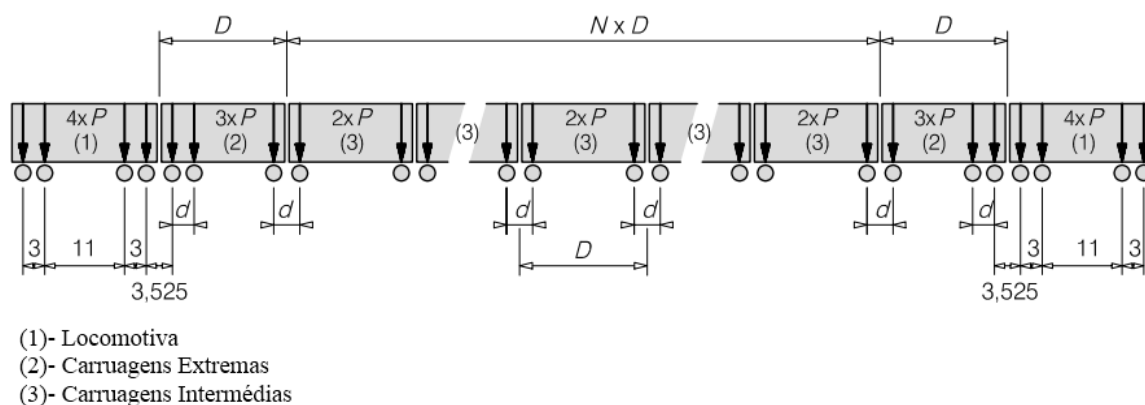
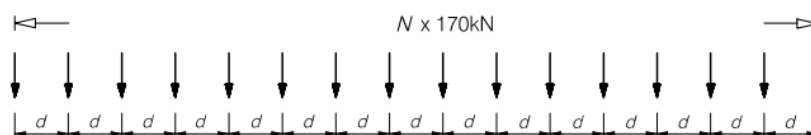


Fig.5. 12 - Modelo de carga HSLM-A (adaptado da norma EN1991-2, 2003)

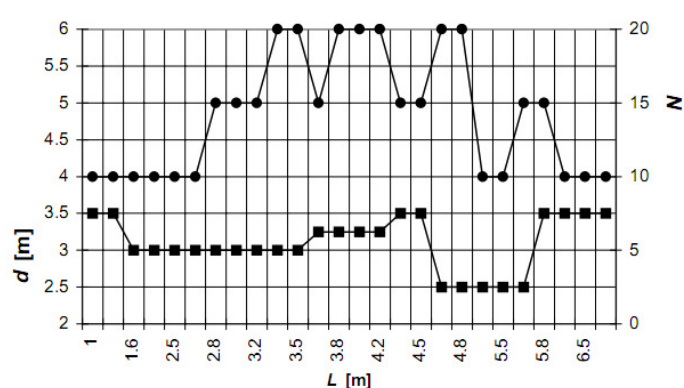
Quadro.5. 1 - Características dos comboios universais HSLM-A, (EN1991-2, 2003).

Comboio Universal	Número de Carruagens intermédias N	Comprimento da carruagem 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

O modelo de carga HSLM-B é formado por um conjunto de (N) cargas concentradas igualmente espaçadas entre si de (d), (Fig.5. 13a). Os valores de (N) e (d) são obtidos mediante o vão (L) da estrutura em causa (Fig.5. 13 b).



a)



b)

Fig.5. 13 - Modelo de carga HSLM-B: a) configuração dos comboios HSLM-B b) Determinação de (N) e (d) em função do vão (L) da estrutura (adaptado da norma EN1991-2, (2003)).

No Quadro.5.2, são apresentados os critérios de aplicação de cada um dos modelos que compõem o HSLM, em função do esquema estrutural e do vão (L).

Quadro.5.2 - de aplicação dos modelos de cargas HSLM-A e HSLM-B (adaptado de EN1991-2 (2003))

Configuração estrutural	L < 7 m	L ≥ 7 m
Vão simplesmente apoiado (1)	HSLM-B (2)	HSLM-A (3)
Estruturas com Vãos contínuos (1) ou Estrutura complexa (5)	HSLM-A (4) Comboios de A1 a A10 inclusive	HSLM-A (4) Comboios de A1 a A10 inclusive
(1) Válido para pontes com comportamentos simples que possam ser representadas pelo seu eixo longitudinal ou laje, onde os efeitos devidos aos apoios enviesados sejam desprezados		
(2) Para vigas simplesmente apoiadas com um vão de comprimento menor ou igual a 7 m, considerando a passagem de apenas do comboio crítico universal HSLM-B de acordo com 6.4.6.1.1 (5).		
(3) Para tramos simplesmente apoiados com comprimento maior ou igual a 7 m apenas é necessário considerar o comboio crítico universal HSLM-A definido consoante o anexo E alternativamente todos os comboios universais de A1 a A10 podem ser utilizados		
(4) Todos os comboios universais devem ser considerado no dimensionamento.		
(5) Qualquer estrutura que não possua um comportamento simples e não esteja incluída na nota (1). Por exemplo estruturas com os apoios enviesados, ponte com significativa contribuição da torção no seu comportamento o comboio HSLM-B deverá ser utilizado.		

5.4. MÉTODOS DE ANÁLISE DINÂMICA POR INTEGRAÇÃO NO DOMÍNIO DO TEMPO

5.4.1. ANÁLISE DINÂMICA SEM INTERACÇÃO VEÍCULO – ESTRUTURA

Com o objectivo de analisar a resposta de uma estrutura pré-fabricada do tipo box-culvert quando submetida ao tráfego ferroviário de alta velocidade, uma das abordagens que pode ser assumida consiste na adopção do comboio como um conjunto de cargas móveis ao longo da estrutura, com cargas constantes no tempo, (HSLM referidos na norma EN1991-2, (2003)). No entanto apesar da sua grande vantagem inerente à sua simplicidade e a possibilidade de reduzir significativamente os tempos de cálculo, esta metodologia só permite obter a resposta dinâmica da estrutura, ao passo que, modelos mais completos que têm em conta os efeitos de interacção veículo/estrutura e as características intrínsecas do veículo, como a massa, configuração, rigidez e amortecimento das suspensões, etc., torna-se possível avaliar para além da resposta dinâmica da estrutura, as forças de contacto roda/carril, acelerações, deslocamentos do comboio, níveis de conforto dos passageiros e a própria estabilidade do veículo (Rigueiro, 2007).

5.4.1.1. EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO E MATRIZ DE RAYLEIGH

As equações de equilíbrio de um sistema com múltiplos graus de liberdade podem ser estabelecidas através do equilíbrio das forças associadas a cada um dos graus de liberdade da estrutura, ou seja, em cada instante e em cada ponto do domínio verifica-se um equilíbrio entre um conjunto de forças exteriores (f) e forças interiores. As forças exteriores por sua vez subdividem-se em forças de inércia (f_i), forças de amortecimento (f_c) e forças elásticas (f_e). Assim o sistema de equações de equilíbrio dinâmico pode ser escrito da seguinte forma:

$$f_i(t) + f_c(t) + f_e(t) = f(t) \quad (5.1)$$

As forças de inércia são definidas por $f_i(t) = M\ddot{u}$, sendo que M corresponde à matriz de massa e $\ddot{u}$ ao vector das acelerações para cada instante de tempo. As forças de amortecimento por sua vez são iguais a $f_c(t) = C\dot{u}$, em que C corresponde à matriz de amortecimento viscoso e $\dot{u}$ ao vector de velocidades para cada instante de tempo. Por fim as forças elásticas são dadas por $f_e(t) = Ku$ onde u é o respectivo vector dos deslocamentos em cada instante de tempo e K a matriz de rigidez relativa aos graus de liberdade considerados.

O vector das forças exteriores $f(t)$ é obtido através do conjunto de cargas móveis definidas pelos HSLM aplicadas ao longo do modelo. Em (5.4.2), é descrito de forma iterativa a forma de obtenção das respectivas forças nodais a partir dos modelos de carga aplicados ao longo da estrutura.

Desta forma a equação (1) pode ser reescrita da seguinte forma:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = f(t) \quad (5.2)$$

Na generalidade dos problemas dinâmicos a matriz de amortecimento viscoso (C) é definida através da matriz de amortecimento proposta por Rayleigh, que resulta de uma combinação linear das matrizes de massa e rigidez. Matematicamente a matriz de amortecimento de Rayleigh pode ser representada através de, (Chopra, 1995):

$$C = a_0 M + a_1 K \quad (5.3)$$

em que a_0 e a_1 são respectivamente as constantes de amortecimento de Rayleigh. Atendendo à ortogonalidade da matriz C , o amortecimento ζ_n definido por Rayleigh pode ser obtido através das seguintes considerações:

I. Considerando $C = a_0 M$

$$C_n = \phi_n^T c \phi_n \quad (5.4)$$

$$C_n = a_0 \phi_n^T M \phi_n \quad (5.5)$$

$$C_n = a_0 M_n \quad (5.6)$$

$$\zeta_n = \frac{C_n}{2M_n \omega_n} = \frac{a_0 M_n}{2M_n \omega_n} \quad (5.7)$$

II. Por fim considerando $C = a_1 K$

$$\omega_n = \sqrt{\frac{K_n}{M_n}} = K_n = \omega_n^2 M_n \quad (5.8)$$

$$C_n = \phi_n^T c \phi_n \quad (5.9)$$

$$C_n = a_1 \phi_n^T K \phi_n = a_1 K_n \quad (5.10)$$

$$\zeta_n = \frac{C_n}{2M_n \omega_n} = \frac{a_1 \omega_n^2 M_n}{2M_n \omega_n} = \frac{a_1}{2} \omega_n \quad (5.11)$$

Mediante a soma das equações (5.7 e 5.11) o amortecimento para um n-ésimo modo de vibração é igual a:

$$\zeta_n = \frac{a_0}{2\omega_n} + \frac{a_1}{2} \omega_n \quad (5.12)$$

Através da equação (5.12), as constantes de amortecimento podem ser determinadas considerando duas gamas de frequências angulares ω_i e ω_j para os i-ésimo e j-ésimo modos de vibração da estrutura. Os ζ_i e ζ_j são respectivamente os seus coeficientes de amortecimento. Tendo em conta estes dois modos de vibração escolhidos obtém-se o seguinte sistema de duas equações:

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} \frac{1}{\omega_i} & \omega_i \\ \frac{1}{\omega_j} & \omega_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \zeta_i \\ \zeta_j \end{Bmatrix} \quad (5.13)$$

Desenvolvendo simultaneamente o sistema de duas equações apresentado em (5.13) e assumindo que ambos os modos de vibração i e j possuem coeficientes de amortecimento iguais a ξ , (Chopra, 1995), (Fig.5. 14 b) então

$$a_0 = \xi \frac{2\omega_i \omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad (5.14)$$

$$a_1 = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (5.15)$$

A Fig.5. 14 b) apresenta o coeficiente de amortecimento em função da frequência. O amortecimento atribuído a $a_1 K$ aumenta com o respectivo aumento da frequência, enquanto o amortecimento atribuído a $a_0 M$ aumenta com a diminuição da frequência, (Fig.5. 14a). Os valores de ω_i e ω_j são escolhidos como os valores limite das frequências para a estrutura, portanto ω_i é escolhido como a

menor frequência e ω_j como a maior frequência de interesse no carregamento ou na resposta da estrutura. No subcapítulo (5.5.9) serão apresentados com maior detalhe os respectivos valores dos coeficientes de amortecimento e frequências para o amortecimento de Rayleigh.

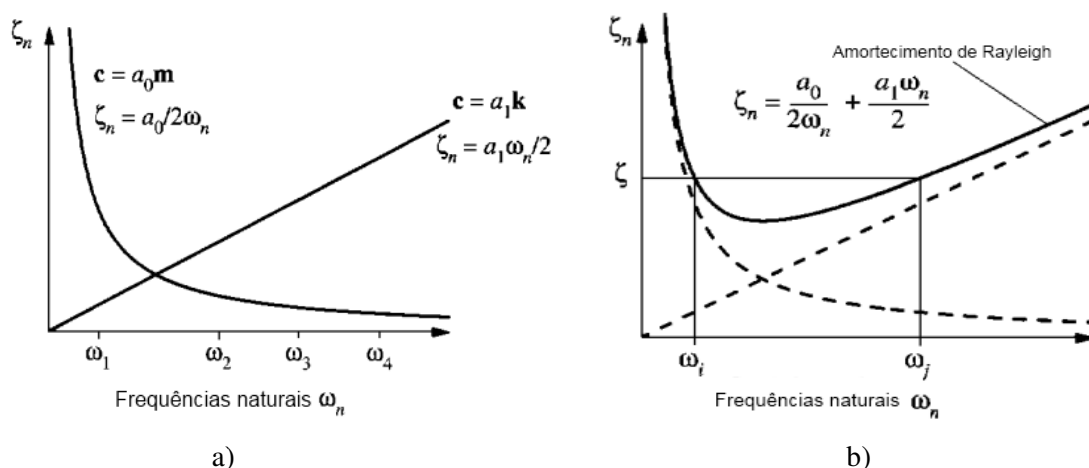


Fig.5. 14 - Relação entre o coeficiente de amortecimento e a frequência: a) massa proporcional ao amortecimento e rigidez proporcional ao amortecimento b) amortecimento de Rayleigh (adaptado de Chopra, 1995)

5.4.2 CONSIDERAÇÃO DAS CARGAS MÓVEIS

As ações verticais transmitidas pelos comboios à estrutura, são definidas por um conjunto de cargas móveis, concentradas e de valor constante, simulando as forças transmitidas pelos eixos do comboio. A consideração deste tipo de cargas móveis, que variam consoante o tempo e o espaço percorrido, implica a definição de um conjunto de funções de carga temporais nos nós pertencentes ao caminho das cargas. Em cada instante o valor destas funções temporais representa a força nodal equivalente às cargas móveis que percorrem a estrutura (Ribeiro, 2004).

A consideração das cargas móveis num modelo de elementos finitos engloba as seguintes etapas:

- I. Numa primeira fase, e tendo em conta que o presente trabalho aborda o estudo da resposta dinâmica de uma passagem de nível submetida às ações produzidas pela passagem dos modelos de carga referidos no modelo HSLM-A da norma EN1991-2, (2003), é necessário definir a matriz de cargas de cada um dos dez comboios universais. Cada matriz é definida por duas colunas e (n) linhas que correspondem aos (n) eixos de aplicação de carga de cada um dos comboios universais, ver (Fig.5. 12). A primeira coluna da matriz faz sempre referência à posição (x) de cada uma das cargas, relativamente à primeira carga, ou seja, na realidade corresponde à distância dos vários eixos do comboio em relação ao seu eixo inicial. A segunda coluna da matriz define os valores da carga F_k que consta em cada um dos modelos, expressão (5.16). Cada uma das matrizes geradas é guardada num ficheiro tipo “macro” possibilitando o seu carregamento para o programa ANSYS sempre que necessário.

$$\begin{array}{cc}
& X \text{ [m]} \quad F \text{ [kN]} \\
\begin{array}{l} \text{eixo } n^{\circ}1 \\ \\ \text{eixo } n^{\circ}(n) \\ \\ \text{eixo } n^{\circ}(n+1) \end{array} & \begin{bmatrix} x_1 & F_k \\ \vdots & \vdots \\ x_n & F_k \\ \vdots & \vdots \\ x_{n+1} & F_k \end{bmatrix}
\end{array} \quad (5.16)$$

- II. Definição do conjunto de nós que constituem o caminho das cargas moveis;
- III. Para o instante inicial conhecer a posição das diversas cargas F_k relativamente ao início do percurso ($X_k(0)$);
- IV. Para um dado instante de tempo genérico (t) a nova posição das cargas móveis $X_k(t)$ é obtida somando à posição inicial ($X_k(0)$) (nó 1), o espaço percorrido (vt), sendo que v é a respectiva velocidade e t o intervalo de tempo, ver Fig.5. 15.

$$X_k(t) = X(t_0) + vt \quad (5.17)$$

- V. Tendo em conta as posições das várias cargas para um determinado instante t é possível converter as respectivas cargas (F_k) transmitidas pelos eixos do comboio em forças nodais equivalentes, mediante a expressão 5.18. A expressão 5.18 resume-se numa função de forma que é definida para um determinado nó i . Na Fig.5. 15, encontra-se esquematizada o todo o processo de conversão das cargas em forças nodais equivalentes.

$$F_i = F_k N_i(x_k) \quad (5.18)$$

Através da expressão 5.19 é possível definir a respectiva função de forma $N_i(x_k)$, tendo em conta que $L_{i-1,i}$ é a distância entre o nó $i-1$ e nó i e $L_{i,i+1}$ é consequentemente a distância entre o nó i e $i+1$.

$$N_i(x) = \begin{cases} \frac{x_k - x_{i-1}}{L_{i-1,i}} & x_{i-1} \leq x_k \leq x_i \\ 1 - \frac{x_k - x_i}{L_{i,i+1}} & x_i \leq x_k \leq x_{i+1} \end{cases} \quad (5.19)$$

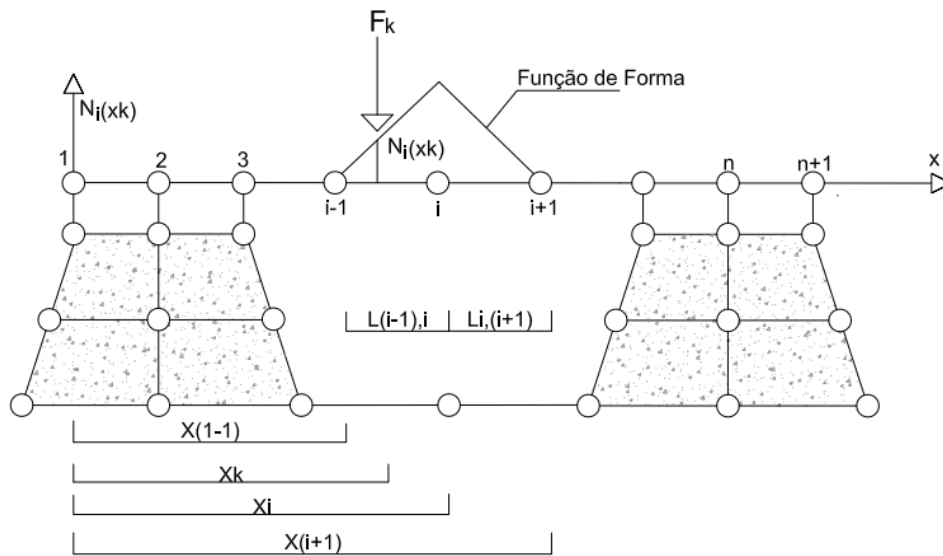


Fig.5. 15 - Representação esquemática das duas primeiras travessas do modelo considerado na presente dissertação, para ilustrar a variação da força nodal num determinado nó i devido à passagem de uma carga móvel (F_k)

5.4.3 RESOLUÇÃO DAS EQUAÇÕES DE EQUILÍBRIO DINÂMICO

Todos os problemas dinâmicos podem ser formulados com base nas equações de equilíbrio dinâmico (equação 5.1). Dependendo da tipologia dos problemas dinâmicos, a resolução das equações de equilíbrio dinâmico podem ser obtidas à custa de determinados métodos de cálculo. Na Fig.5. 16 é apresentado um diagrama com as principais abordagens de cálculo das equações de equilíbrio dinâmico.

Tendo em conta o problema em análise, e com o objectivo principal de analisar a resposta dinâmica da estrutura, apenas foi necessário recorrer a uma análise modal e transitória.

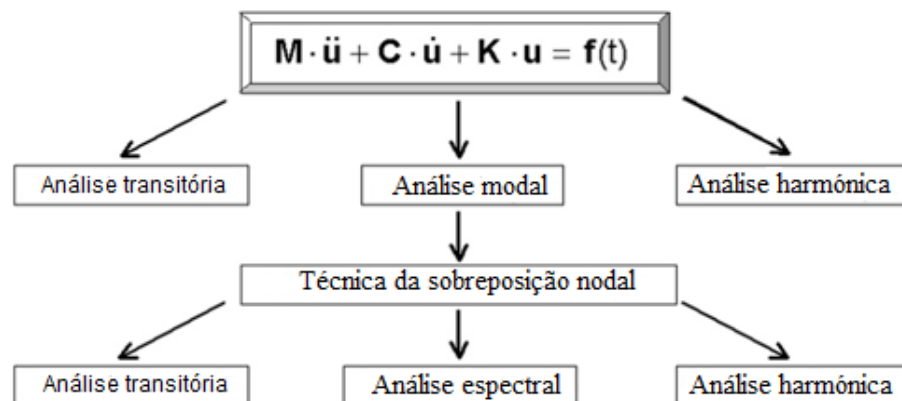


Fig.5. 16 - Principais problemas de análise dinâmica (adaptado de Wang, et al., 2001)

5.4.3.1. ANÁLISE MODAL

A análise modal, é utilizada essencialmente para determinar as características de vibração da estrutura, tais como as frequências naturais e os modos de vibração. Numa análise deste tipo, pretendemos estudar essencialmente o comportamento da estrutura, em função apenas das suas características de massa e rigidez, quando sobre ela não actuam qualquer tipo de carregamento exterior. Desse modo a parcela do lado direito da equação de equilíbrio anula-se, e a equação de equilíbrio assume uma nova forma:

$$M\ddot{u} + Ku = 0 \quad (5.20)$$

Considerando um eventual deslocamento (u) cuja grandeza varie sinusoidalmente com o tempo então:

$$u = \phi \sin(\omega t + \varphi) \quad (5.21)$$

Sendo que:

ϕ - Vector constante no tempo, que caracteriza a forma da deformada da estrutura;

ω - frequência do movimento;

φ - Fase inicial.

Derivando duas vezes a expressão 2 obtém-se:

$$\ddot{u} = -\omega^2 \{\phi\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (5.22)$$

Substituindo na equação de equilíbrio as expressões relativas ao deslocamento u e aceleração $\ddot{u}$, resulta em:

$$[K - \omega^2 M] \{\phi\} = 0 \quad (5.23)$$

Além da solução nula, existem outras soluções não nulas, caso o determinante da expressão (5.23) for nulo. Nestes casos o problema reduz-se a um a um conjunto de valores e vectores próprios. Os vectores próprios correspondem aos vários modos de vibração da estrutura e os valores próprios ao quadrado das frequências naturais de vibração da estrutura.

A análise modal no programa ANSYS é do tipo linear, por isso qualquer não linearidade material, ou relacionada com a utilização de elementos de contacto, são desprezadas. O algoritmo de cálculo definido no ANSYS por defeito, e utilizado na modelação é o “Block Lanczos Method”. Este é um algoritmo muito eficiente em modelos de grandes dimensões, rápido, robusto e apresenta uma rápida convergência, daí a sua comum aplicação em muitos modelos de cálculo.

No presente trabalho a análise modal foi efectuada apenas com o intuito de obter as respectivas gamas de frequências naturais da estrutura, para definir os coeficientes de amortecimento de Rayleigh da expressão (5.3).

5.4.3.2. ANÁLISE TRANSITÓRIA

A resolução das equações de equilíbrio dinâmico com recurso a uma análise transitória, tem como objectivo analisar a resposta dinâmica de uma estrutura sujeita a um conjunto de cargas móveis variáveis com o tempo. Com esta análise é possível obter deslocamentos, deformações, tensões e forças ao longo da estrutura. Para resolver estes problemas dinâmicos o ANSYS recorre a algoritmos de integração directa, que são classificados como implícitos ou explícitos. As técnicas de integração explícita têm a particularidade de obter o respectivo vector de deslocamentos para qualquer instante de tempo tendo em conta o conhecimento dos vectores de deslocamento, velocidade e acelerações referentes aos instantes de tempo imediatamente anteriores (Marques, 1994), ou seja, este método utiliza a equação diferencial no tempo t para prever a solução em $t+\Delta t$. Nas técnicas de integração implícitas a solução do sistema de equações diferenciais obtido no instante $t+\Delta t$, considerando as condições de equilíbrio expressas nesse mesmo instante e não no instante anterior (Marques, 1994). Os métodos explícitos são métodos condicionalmente estáveis mas exigem naturalmente a consideração de intervalos de integração extremamente reduzidos com o intuito de controlar a propagação dos erros, enquanto os métodos implícitos já possibilitam a utilização de intervalos de integração maiores, uma vez que o Δt a utilizar é determinado somente por razões de precisão, por isso designam-se por incondicionalmente estáveis, (Faria, 1994)

No âmbito deste trabalho a análise dinâmica foi efectuada com recurso aos métodos de integração directa, nomeadamente o método de Newmark. Este é o método de cálculo assumido por defeito pelo ANSYS na resolução deste tipo de problemas.

5.5. MODELAÇÃO DAS TRANSIÇÕES ATERRO / ESTRUTURA

Com o objectivo de analisar os efeitos dinâmicos numa passagem inferior do tipo box-culvert, foi desenvolvido um modelo 2D, em estado plano de tensão, que tem por base as soluções de transição propostas pela ADIF, ver 4.5.1.2. As soluções de transição consideradas, possuem alturas de recobrimento (H), desde o topo da box-culvert até à base da camada de sub-balastro, iguais a:

- $H=0$ m, (Fig.4. 11);
- $H=0,5$ m, (Fig.4. 10c);
- $H=1$ m, (Fig.4. 10b);
- $H=2$ m, (Fig.4. 10b);

Cada um dos modelos apresenta um desenvolvimento longitudinal total de 75m.

5.5.1- MODELAÇÃO DOS CARRIS

Os carris foram modelados como uma viga contínua, discretizada em elementos de viga (BEAM3), (Fig.5. 17) com 0,10 m de comprimento. Cada elemento de viga possui uma rigidez à flexão (EI)_r e uma massa por unidade de comprimento equivalente a dois carris do tipo UIC 60 (Fig.2. 4), usualmente utilizados em vias de alta velocidade. O elemento de viga (BEAM3) é um elemento uniaxial, com tensão, compressão e flexão. É definido por dois nós, com três graus de liberdade (translações segundo os eixos XX e YY e rotações em torno do eixo dos ZZ). Os parâmetros de “input” encontram-se no Quadro.5. 3.

Quadro.5. 3 – Parâmetros de input atribuídos aos elementos (BEAM3) utilizados na modelação dos carris

Elemento	Características
Carril	$E=200 \text{ GPa}$
	$\rho=7850 \text{ kg/m}^3$
	$A=15,4 \times 10^{-3} \text{ m}^2$
	$I=61,1 \times 10^{-6} \text{ m}^4$

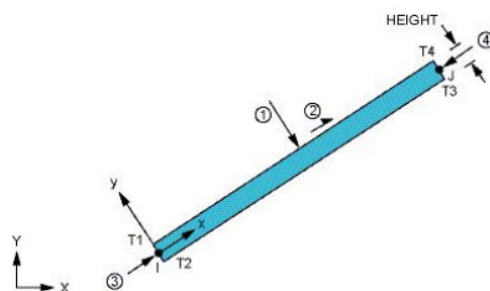


Fig.5. 17 - elemento de Viga elástico BEAM3 utilizado na modelação (ANSYS)

5.5.2. MODELAÇÃO DAS PALMILHAS

Na simulação das palmilhas foram utilizados elementos sem massa do tipo mola – amortecedor. O programa ANSYS possui dois tipos de elementos (COMBIN14). Um elemento mola - amortecedor longitudinal (Fig.5. 18a), que eventualmente pode ser submetido a estados de tensão e compressão, ou elementos mola – amortecedor torsional, (Fig.5. 18b). Os elementos mola - amortecedor longitudinais foram os elementos utilizados na respectiva modelação. Os parâmetros de rigidez e amortecimento correspondem à utilização de duas palmilhas por travessa, isto é, por cada travessa do modelo a rigidez (K) total considerada é igual a $200 \times 10^6 \text{ N/m}$ e um amortecimento (C) igual 60 kN.s/m . No entanto a rigidez terá que ser dividida por três, ($K=66,66 \times 10^6 \text{ N/m}$) porque cada palmilha é discretizada com três elementos (COMBIN14), ver (Fig.5. 19).

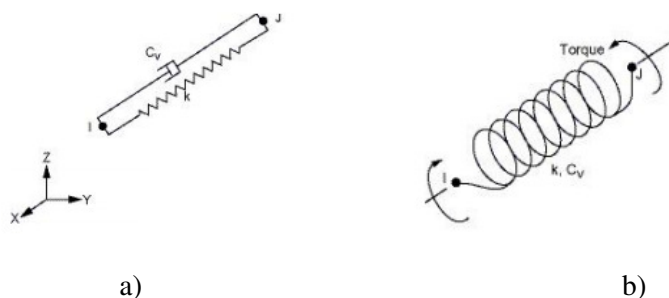


Fig.5. 18 – Elementos mola - amortecedor: a) longitudinal, b) torsional



Fig.5. 19 – Detalhe da modelação das palmilhas

5.5.3. MODELAÇÃO DAS TRAVESSAS

As travessas utilizadas na modelação são do tipo monobloco, em betão armado pré-esforçado. Possuem uma massa igual a 315 kg, desenvolvimento igual a 2,60 m, secção transversal trapezoidal e são espaçadas entre si de 0,6 m. Cada travessa foi modelada com quatro elementos do tipo (PLANE42), (Fig.5. 20). A discretização atribuída a cada um dos elementos da base inferior das travessas é igual a 0,15 m, (Fig.5. 21), o que vem a condicionar a discretização horizontal dos elementos das camadas de balastro, sub-balastro, camada de forma e da travessa superior da box-culvert.

Os elementos (PLANE42), são elementos de volume definidos por quatro nós com dois graus de liberdade em cada nó, ou seja, possibilita somente translações nas direcções dos eixos XX e YY. Este elemento é definido pelos nós, pelas propriedades do material.

No Quadro.5.4 são apresentadas as características de cada um dos elementos que constituem as travessas.

Quadro.5.4 - Características atribuídas às travessas

Elemento	Características
Travessas	$E=25 \text{ GPa}$
	$\rho= 2202,79 \text{ kg/m}^3$
	$\nu= 0,2$

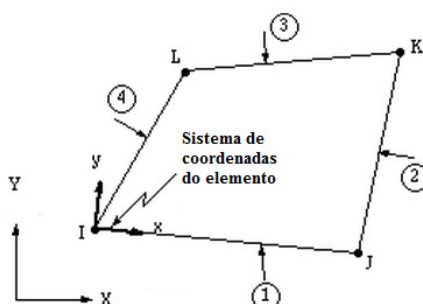


Fig.5. 20 - Elemento PLANE42

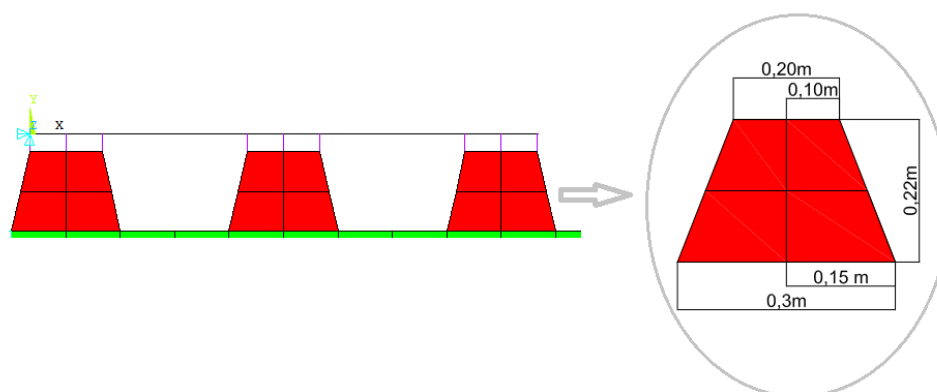


Fig.5. 21 – Detalhe da modelação das travessas

5.5.4. MODELAÇÃO DAS CAMADAS DE BALASTRO, SUB-BALASTRO E CAMADA DE FORMA

As camadas de balastro, sub-balastro e camada de forma, foram modeladas com recurso a elementos de volume do tipo PLANE42, em estado plano de tensão, (Fig.5. 20).

A camada de balastro, possui uma espessura de 0,35 m. A discretização horizontal de cada um dos elementos é igual a 0,15 m, para compatibilizar com a discretização atribuída à parte inferior das travessas. A discretização vertical, é igual a 0,175 m, o equivalente a dividir a altura da camada de balastro em dois elementos, (Fig.5. 22)

A espessura da camada de sub-balastro, é igual a 0,30 m. Cada elemento possui uma discretização horizontal e vertical igual a 0,15 m. Por fim, a espessura atribuída à camada de forma é igual 0,40 m, em que cada um dos elementos possui uma discretização vertical igual a 0,13 m, o equivalente a dividir a camada de forma em três elementos verticais e uma discretização horizontal igual a 0,15 m, (Fig.5. 22).

As espessuras atribuídas às camadas de balastro, sub-balastro e forma, tiveram por base as disposições regulamentares propostas pela (ADIF, 2006), ver (4.5.1.2). As características do balastro, sub-balastro e camada de forma, tiveram por base ficha 719R, (UIC, 2008), (Teixeira, 2006) e (Alves Ribeiro et al., 2008). No Quadro.5. 5 são apresentadas as características destes elementos.

Quadro.5. 5 – Características atribuídas às camadas de balastro, sub-balastro e forma

Elemento	Características
Balastro	$E= 130 \text{ MPa}$
	$\rho= 1529 \text{ kg/m}^3$
	$\nu= 0,20$
Sub-balastro	$E=130 \text{ MPa}$
	$\rho=2090 \text{ kg/m}^3$
	$\nu= 0,30$
Camada de forma	$E= 90 \text{ MPa}$
	$\rho= 1850 \text{ Kg/m}^3$
	$\nu= 0,30$

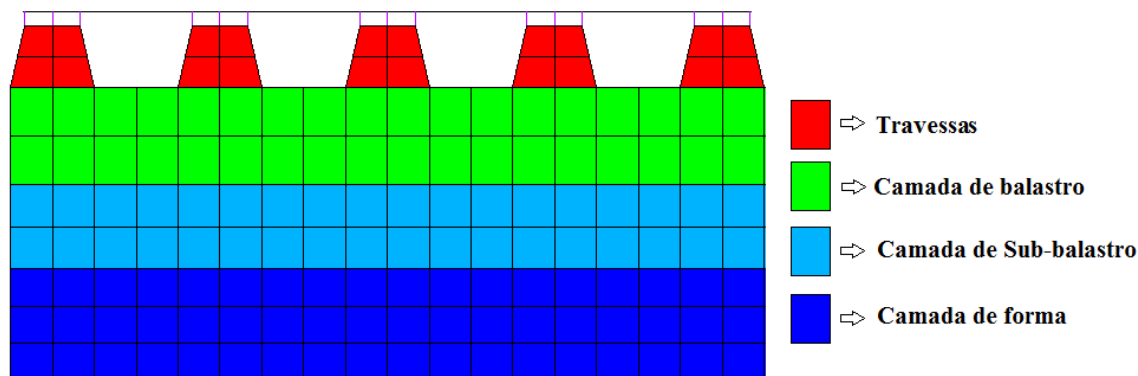


Fig.5. 22 - Detalhe da modelação das camadas de balastro, sub-balastro e camada de forma

5.5.5. MODELAÇÃO DA BOX-CULVERT

A modelação da box-culvert pré-fabricada em betão armado, reduz-se a um bloco rectangular com uma altura de 5 m e largura de 5,10 m. A consideração de uma largura de 5,10 m é precisamente para resolver os problemas de compatibilização das malhas de elementos finitos, previamente realizadas. As espessuras das travessas e montantes do culvert são iguais a 0,5 m. Todos os elementos utilizados na modelação da box-culvert são elementos de volume do tipo PLANE42. Os parâmetros mecânicos do betão utilizados na modelação da box-culvert, encontram-se no Quadro.5. 6.

Quadro.5. 6 - Parâmetros mecânicos do betão

Elemento	Características
Box-Culvert	$E=30 \text{ GPa}$
	$\rho=2548,42 \text{ kg/m}^3$
	$\nu=0,3$

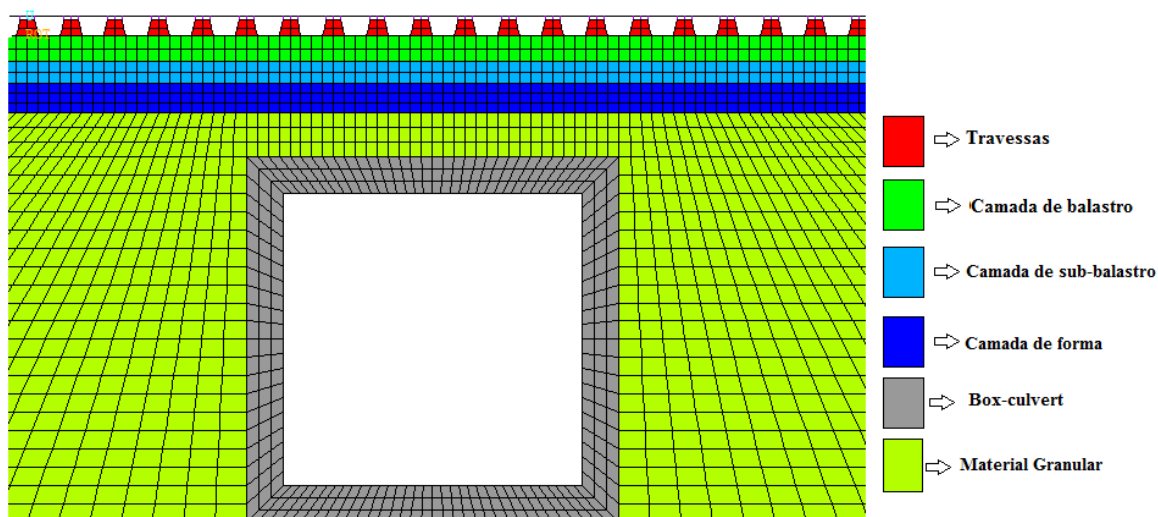


Fig.5. 23 - Pormenor da modelação da box-culvert, relativo ao modelo H=1 m

5.5.6. MODELAÇÃO DAS CUNHAS DE TRANSIÇÃO DE MATERIAL GRANULAR, GRANULAR TRATADO E CAMADA DE ATERRO

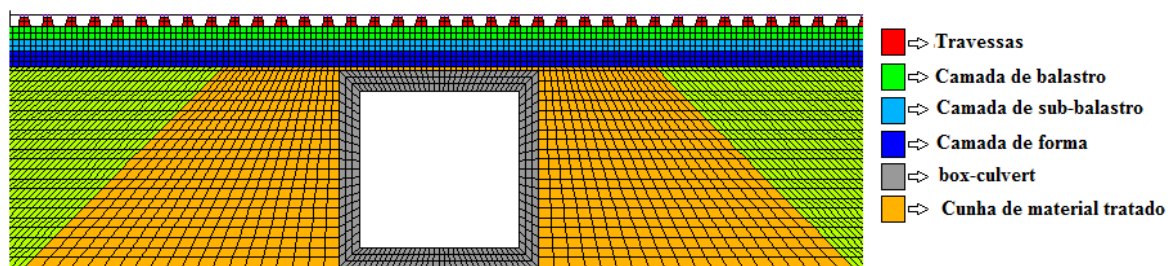
Os elementos utilizados na modelação das cunhas de material granular, granular tratado, e camada aterro são elementos de volume do tipo PLANE42. A definição geométrica de cada uma das cunhas de transição teve por base as disposições regulamentares da (ADIF, 2006) apresentadas nas (Fig.4. 10 e Fig.4. 11).

As características do material granular (MG), granular tratado (MT) e aterro encontram-se no (Quadro.5. 7). É de salientar que as características referentes ao material tratado (MT), foram obtidas mediante estudos realizados no laboratório de geotecnia da FEUP, relativos a um material granular de origem calcária ensaiado no âmbito das novas linhas de alta velocidade.

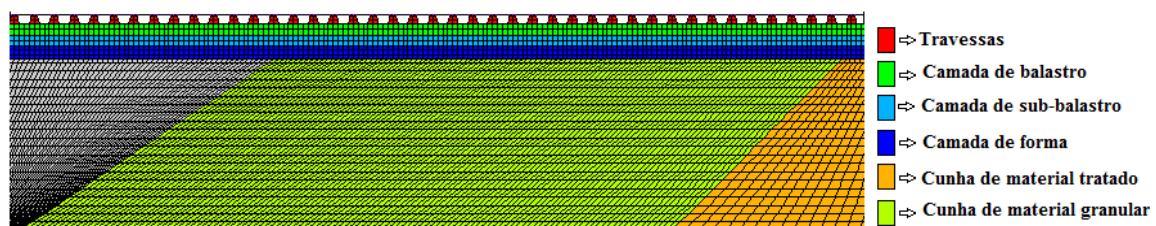
Quadro.5. 7 – Características dos materiais das cunhas de transição e do aterro

Elemento	Características	
	E [GPa]	4,86
Material granular tratado (MT)	ρ [Kg/m ³]	2170
	ν	0,35
Material Granular (MG)	E [MPa]	120
	ρ [Kg/m ³]	2145
	ν	0,3
Camada de aterro	E [MPa]	80
	ρ [Kg/m ³]	1980
	ν	0,3

A título de exemplo são apresentados na Fig.5. 24, os pormenores referentes à modelação das cunhas de material tratado, granular e da camada de aterro.



a)



b)

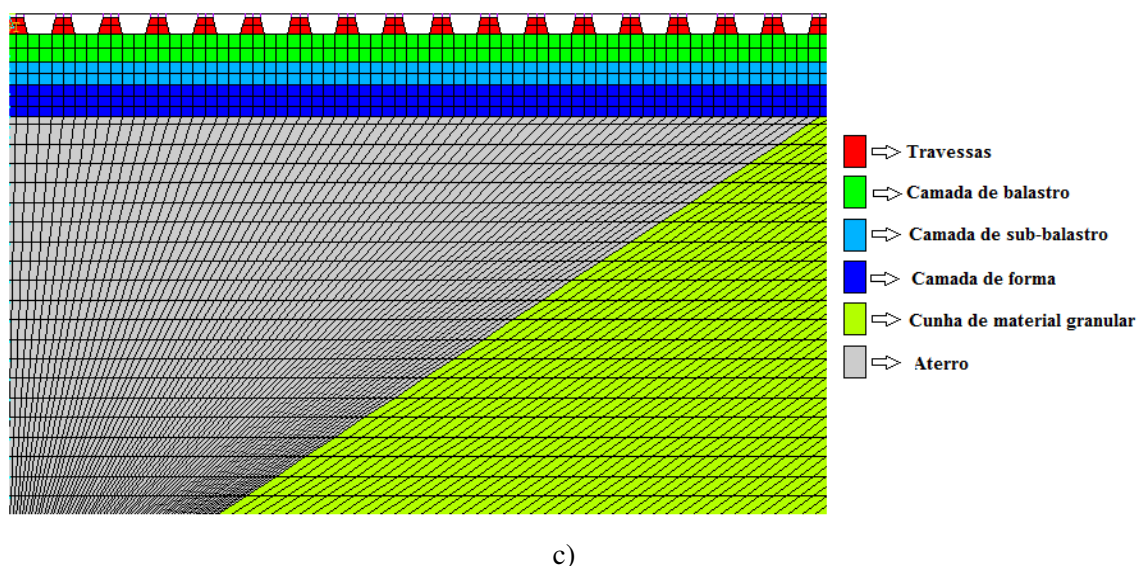


Fig.5. 24 – Pormenores da modelação relativos ao modelo H=0,5 m: a) cunha de material tratado (MT), b) cunha de material granular (MG), c) camada de aterro.

5.5.5. MODELAÇÃO DO SOLO DE FUNDAÇÃO

Os elementos utilizados na modelação do solo de fundação são do tipo PLANE42. Foi assumido uma altura de solo de fundação igual a 4 m, em que cada um dos elementos PLANE42 possui uma discretização vertical igual a 0,5 m, e uma discretização horizontal variável, dependendo da discretização horizontal das cunhas de material tratado, granular e camada de aterro, (Fig.5. 25). As características relativas ao solo de fundação são apresentadas no Quadro.5. 8.

Quadro.5. 8 – Características do solo de fundação

Elemento	Características	
Solo de fundação	E [GPa]	60
	ρ [kg/m ³]	1500
	ν	0,3

5.5.7- CONDIÇÕES FRONTEIRA DO MODELO

Na fronteira inferior do modelo foram introduzidos apoios duplos, para simular uma fronteira rígida com deslocamentos segundo x e y nulos, Fig.5. 25.

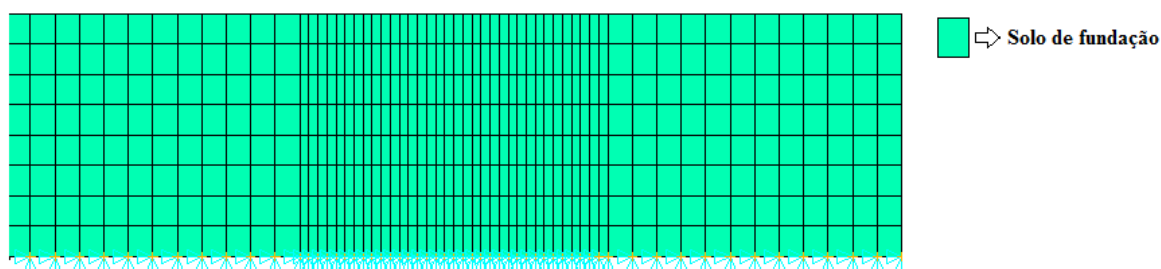


Fig.5. 25 – Solo de fundação e condições de apoio rígido

Em qualquer modelação é impossível criar modelos com desenvolvimento infinito, por isso, é necessário incluir em determinados modelos, regiões fronteira que sejam capazes de simular o efeito da continuidade. Com o objectivo de garantir o efeito da continuidade em modelos com desenvolvimento finito, e evitar reflexões de ondas geradas a partir das fronteiras laterais do modelo, que podem adulterar os resultados (Lundqvist, 2001), foram introduzidos em cada um dos nós das regiões fronteira laterais do modelo, um conjunto de amortecedores horizontais e verticais com propriedades viscosas (COMBIN14). Para fixar estes apoios nas regiões fronteira foi necessário dotar os modelos de nós auxiliares que impedem os movimentos.

Recorrendo às expressões definidas por White (1971), para modelos bidimensionais com amortecimento elástico, os valores dos amortecimentos normal (C_{vn}) e tangencial (C_{vt}), são calculados através de:

$$\begin{bmatrix} C_{v_n} \\ C_{v_t} \end{bmatrix} = \frac{8\sqrt{\rho G}}{15\pi} \begin{bmatrix} \frac{5}{S} - 2 \times s + 2 & 0 \\ 0 & 2 \times S + 3 \end{bmatrix} \quad (5.24)$$

$$s = \frac{\sqrt{1-2\nu}}{2(1-\nu)} \quad (5.25)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (5.26)$$

em que, G é o módulo de rigidez elástica de distorção, ρ a massa volúmica e ν o coeficiente de Poisson. O Quadro.5. 9 contempla as componentes normais e tangenciais do amortecimento, em função das características dos materiais.

Quadro.5. 9 – Cálculo do amortecimento viscoso das fronteiras laterais do modelo em função das propriedades do solo.

	Balastro	Sub-balastro	Camada de forma	Solo de aterro	Solo de fundação
E [MPa]	130	130	90	80	60
ν	0,2	0,3	0,3	0,3	0,3
ρ [kg/m ³]	1529	2090	1850	1980	2090
s	0,6124	0,5345	0,5345	0,5345	0,5345
G [MPa]	54,17	50	34,62	30,77	23,08
C_{vn}	436784,192	564436.985	441852,954	430971,184	383459,421
C_{vt}	206404,494	223305.54	174808,198	170503,095	151706,241

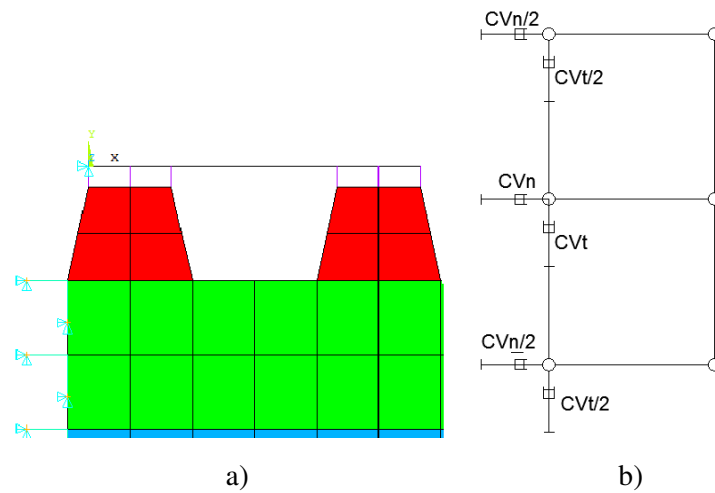
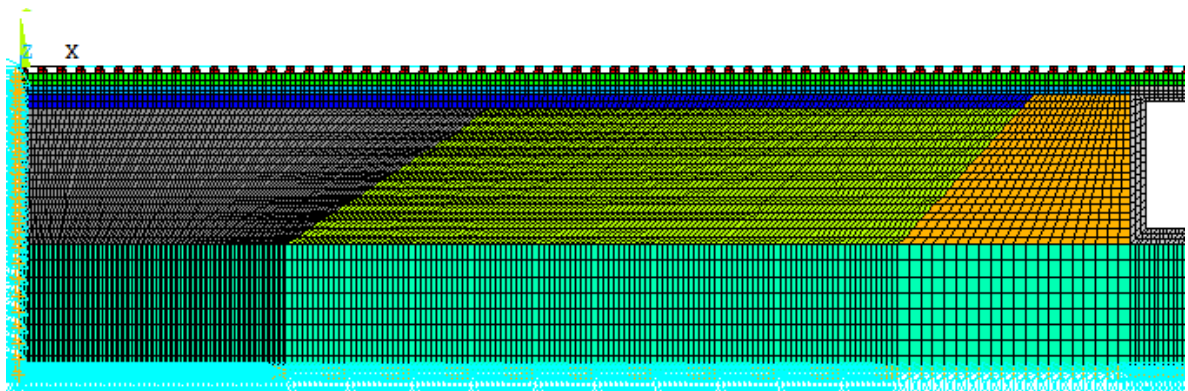


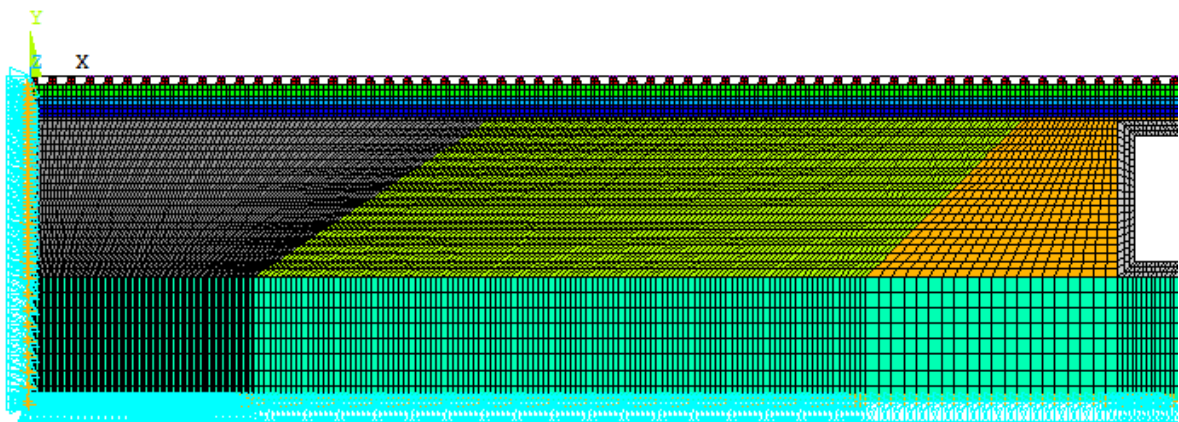
Fig.5. 26 – a) Pormenor dos amortecedores com viscosidade, b) exemplo da distribuição das constantes de amortecimento pelos nós dos elementos correspondentes à camada de balastro

Foi ainda necessário introduzir um apoio duplo ao nível do carril para impedir os deslocamentos horizontais do carril, Fig.5. 26.

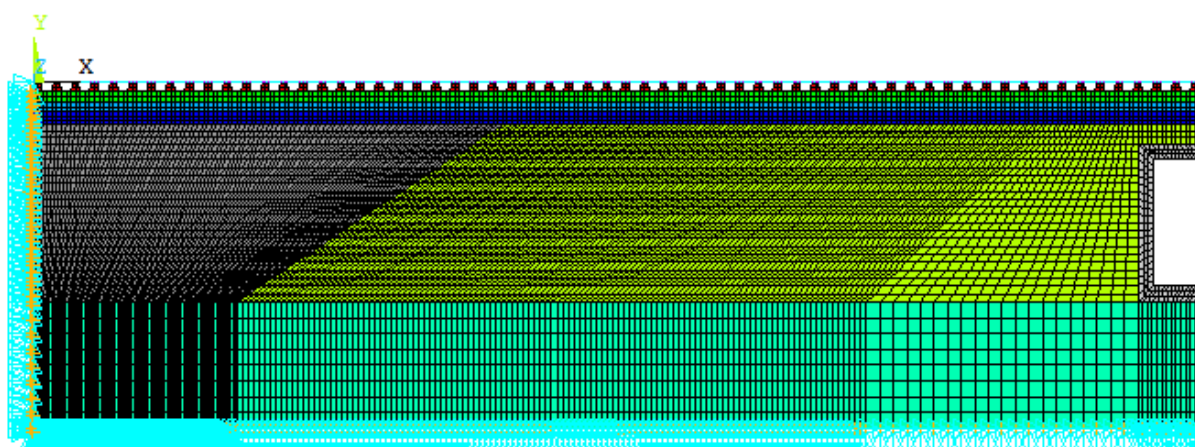
Na Fig.5. 27, são apresentados os modelos 2D utilizados na avaliação dos efeitos dinâmicos na passagem inferior do tipo box-culvert.



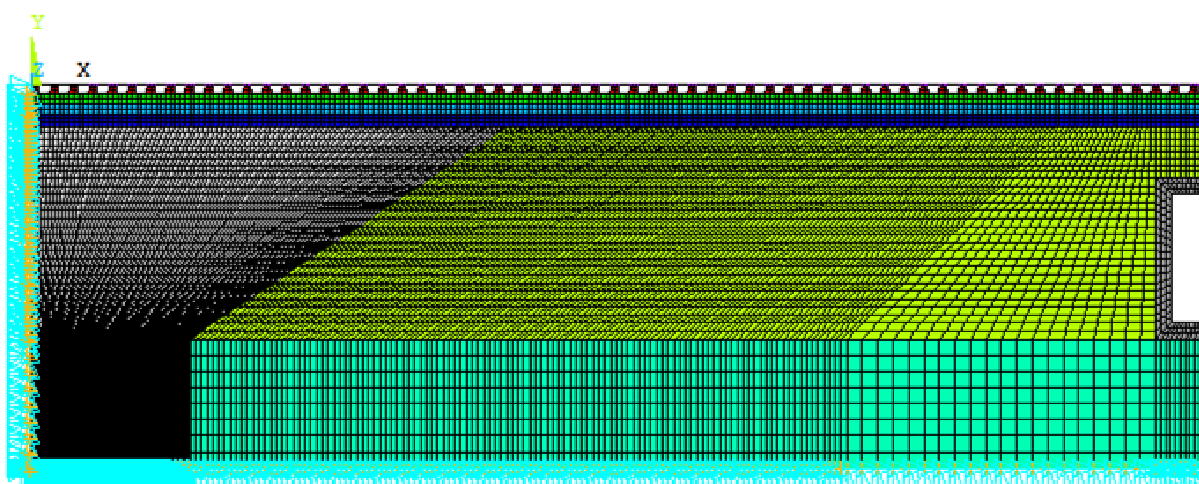
a)



b)



c)

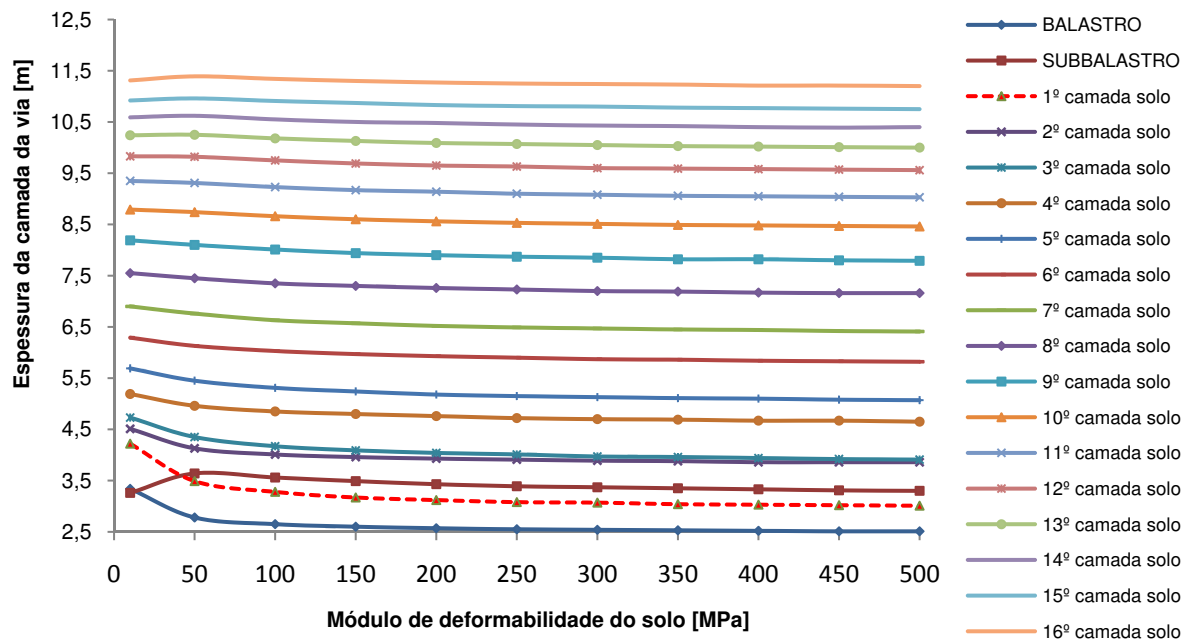


d)

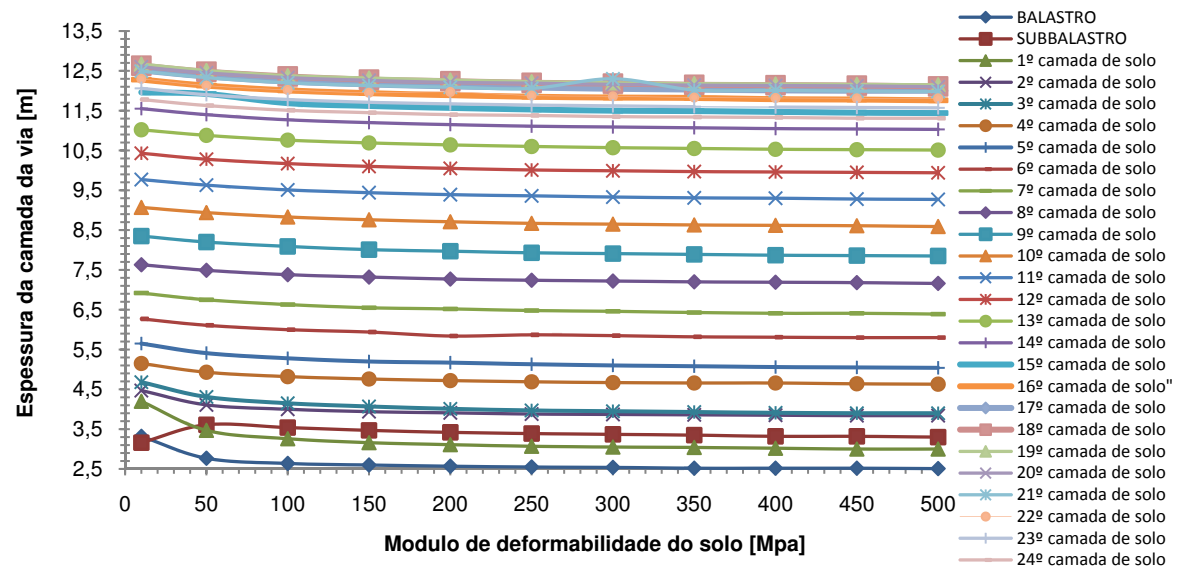
Fig.5. 27 – Modelação das várias soluções de transição aterro/estrutura com alturas de recobrimento iguais a: a) $H=0$ m, b) $H=0,5$ m c) $H=1$ m d) $H=2$ m

5.5.8. PROFUNDIDADES ADMITIDAS PARA O MODELO

As espessuras (B) das várias camadas da via, foram obtidas tendo em conta as alturas das camadas de solo, e os respectivos módulos de deformabilidade dos vários materiais da via. Na Fig.5. 28 são apresentados os dois gráficos utilizados na determinação das espessuras das várias camadas da via. No modelo com uma altura de recobrimento nula, a determinação das espessuras da via foi obtida através da Fig.5. 28a). Nos restantes modelos com alturas de recobrimento superiores, a respectiva espessura (B) da via foi obtida através da Fig.5. 28b). A determinação das espessuras das várias camadas da via resulta dum estudo prévio elaborado por (Ferreira, 2009), baseado numa calibração de um modelo 2D com base num modelo 3D. Essa calibração, resultou no ajuste das espessuras dos elementos de volume em estado plano de tensão, de forma a tornar o modelo 2D o mais compatível com o modelo 3D, quando carregados de forma estática.



a)



b)

Fig.5. 28 – Determinação das espessuras (B) para as várias camadas da via :a) para uma altura de solo igual a 8 m b) altura de solo igual a 12 m (adaptado de Ferreira, 2009)

5.5.9. AMORTECIMENTO DE RAYLEIGH

Para a quantificação das constantes de amortecimento de Rayleigh, foi necessário efectuar uma análise modal para cada um dos modelos em estudo. As constantes de amortecimento a_0 e a_1 foram determinadas, fixando os coeficientes de amortecimento a 2%, e considerando um intervalo de frequências de vibração iguais a 6 e 70 Hz. No Quadro.5.10 são apresentados os valores das constantes de amortecimento de Rayleigh utilizados nos vários modelos.

Quadro.5.10 – Coeficientes de amortecimento de Rayleigh

Casos de estudo	Amortecimento	Frequências [Hz]		ω [rad/s ⁻¹]		a_0	a_1
		Mínima	Máxima	Mínima	Máxima		
H=0 m	2%	6	70	37,70	439,82	1,389	8,377E-05
H=0,5 m							
H=1 m							
H=2 m							

5.6. ANÁLISE ESTÁTICA

Com o objectivo de determinar os coeficientes de amplificação dinâmica, foi realizada uma análise estática paralelamente à análise dinâmica, considerando a passagem do modelo de cargas HSLM-A2, sobre os modelos com alturas de recobrimento H iguais a 0, 1 e 2 metros respectivamente. Os deslocamentos foram obtidos, somente nas secções a meio vão das travessas superiores e inferiores, e a meia altura dos montantes, nos nós referenciados de A a D. No Quadro.5. 11 são apresentados os valores de pico máximos e mínimos nos nós referenciados na Fig.5. 29. É notório que os deslocamentos obtidos nos nós assinalados na Fig.5. 29, para o modelo em que o balastro assenta directamente sobre a box-culvert ($H=0$ m), são inferiores aos deslocamentos obtidos para os modelos com alturas de recobrimento (H) iguais a 1 e 2 m. A razão pela qual os deslocamentos nos modelos com alturas de recobrimento de 1 e 2 m são superiores aos deslocamentos obtidos no modelo com altura de recobrimento nulo, deve-se essencialmente à inexistência das cunhas de material tratado a envolver a ambos os montantes da box-culvert, (Fig.4. 10b). Estas cunhas, para além de garantirem uma transição com uma variação gradual de rigidez ao longo da zona de transição, assumem uma importante função de confinamento lateral da box-culvert, o que advém-se vantajoso na redução dos deslocamentos verticais ao nível da travessa superior. É facilmente perceptível que a inexistência desta cunha de material tratado, implica que o confinamento lateral diminui, e por conseguinte os deslocamentos vêm agravados. A título de exemplo, na Fig.5. 30 são apresentadas as evoluções dos deslocamentos para os modelos com alturas de recobrimentos (H) iguais a 0, 1 e 2 m, onde é perceptível este efeito.

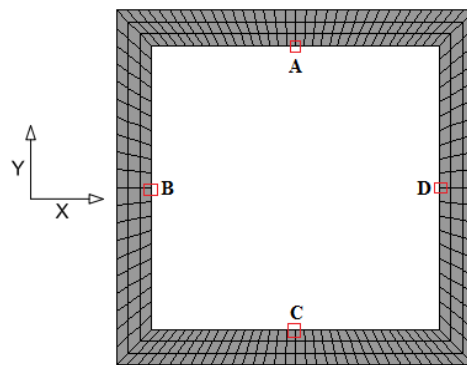


Fig.5. 29 – Nós onde foram registados os deslocamentos estáticos

Quadro.5. 11 – deslocamentos estáticos nos elementos referenciados na Fig.5. 29

Nós	Valores máximos de Pico dos deslocamentos [mm]					
	Modelo (H=0 m)		Modelo (H=1 m)		Modelo (H=2 m)	
	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
A	2,07E-03	-3,24E-01	2,63E-03	-3,97E-01	2,62E-03	-3,74E-01
B	2,50E-02	-2,72E-02	4,23E-02	-4,96E-02	4,35E-02	-5,03E-02
C	1,64E-03	-2,15E-01	1,66E-03	-2,55E-01	1,78E-03	-2,37E-01
D	2,79E-02	-2,51E-02	5,09E-02	-4,27E-02	5,25E-02	-4,41E-02

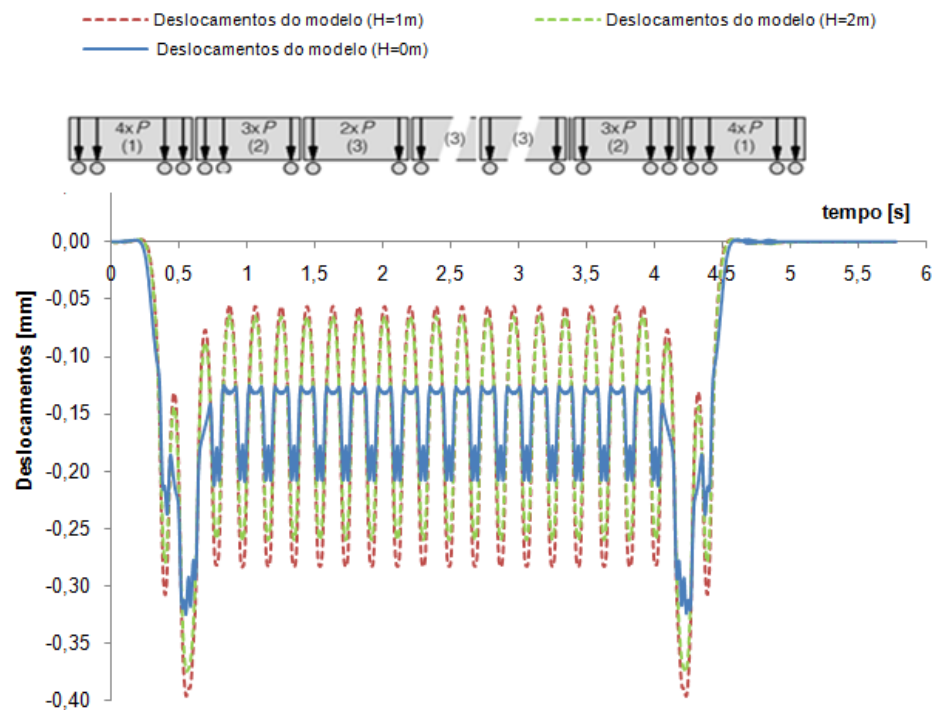


Fig.5. 30 – Evolução dos deslocamentos no nó (A), relativamente aos modelos com alturas de recobrimento de 0, 1 e 2 metros respectivamente.

Da observação da figura é possível constatar que nos instantes relativamente próximos de 0,5 s e 4,2 s são atingidos os máximos valores de pico negativos. Estes picos bastante pronunciados devem-se essencialmente a passagem do grupo de quatro eixos da ligação entre a locomotiva e a carruagem extrema, ver Fig.5. 12.

5.7. ANÁLISE DINÂMICA

5.7.1. CENÁRIO DE ANÁLISE

Nesta secção, são apresentados os resultados das várias análises de sensibilidade da resposta estrutural da box-culvert, para os quatro modelos base elaborados.

Os estudos de sensibilidade centram-se na avaliação dos efeitos dinâmicos induzidos pela passagem de um dos dez comboios do modelo HSLM-A, o comboio A2. A escolha deste comboio, como comboio de referência nas várias análises, deve-se essencialmente às suas características muito próximas do TGV. Uma análise deste tipo, é fundamental para ajudar a perceber a forma como as velocidades vêm a influenciar os efeitos dinâmicos, nomeadamente os efeitos ressonantes da estrutura.

As respostas dinâmicas foram determinadas considerando uma gama de velocidades entre os 200 km/h e os 420 km/h em incrementos de 20 km/h. Desta forma, para cada uma das velocidades foram retirados os valores máximos de pico, positivos e negativos, dos deslocamentos, acelerações e incrementos de tensão, nas secções a meia altura de ambos os montantes verticais do culvert, e nas secções a meio vão das travessas superiores e inferiores. A escolha destas secções foi propositada uma vez que estas secções são geralmente secções críticas do ponto de vista estrutural.

5.7.2. ACELERAÇÕES VERTICAIS A MEIO VÃO DAS TRAVESSAS SUPERIORES DA BOX-CULVERT

As acelerações verticais foram medidas, a meio vão da travessa superior, nos nós assinalados na Fig.5. 31. Durante as várias simulações, foi constatado que as acelerações em A e A' praticamente não sofrem nenhuma variação, ver Anexo, A1. Dessa forma a análise das acelerações verticais será realizada somente considerando o nó A (nó da fibra superior a meio vão da travessa superior da box-culvert).

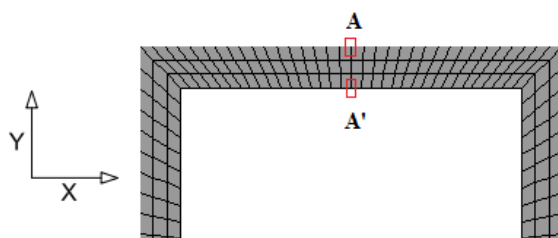


Fig.5. 31 – Nós onde foram registados as acelerações verticais

No Quadro.5.12, são apresentados os valores máximos de pico das acelerações verticais no nó (A).

Quadro.5.12 - Valores máximos de pico das acelerações verticais medidas no nó (A) [m/s^2]

Velocidades [km/h]	Valores máximos de Pico das acelerações verticais [m/s^2]							
	Modelo (H=0 m)		Modelo (H=0,5 m)		Modelo (H=1 m)		Modelo (H=2 m)	
	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos
200	0,51	-0,50	0,41	-0,51	0,79	-0,74	1,05	-0,85
220	0,65	-0,65	0,55	-0,52	1,00	-1,00	0,99	-0,99
240	0,72	-0,95	0,65	-0,47	1,05	-1,03	0,98	-0,98
260	0,76	-0,80	0,52	-0,66	1,16	-1,11	1,21	-1,09
280	1,05	-0,81	0,70	-0,64	1,17	-1,23	1,17	-1,21
300	1,05	-1,20	0,91	-0,91	1,16	-1,58	1,12	-1,19
320	0,91	-1,06	0,94	-0,80	1,86	-1,68	1,29	-1,53
340	1,49	-1,42	1,39	-1,08	1,36	-1,22	1,21	-1,23
360	1,14	-1,38	1,51	-1,26	1,55	-1,54	1,56	-1,44
380	1,97	-1,88	1,39	-1,65	1,99	-2,04	1,54	-1,95
400	1,42	-1,65	2,93	-2,60	2,95	-2,97	1,83	-2,18
420	2,54	-3,26	4,92	-4,23	4,74	-4,43	3,00	-3,34

Na Fig.5. 32 é apresentada a evolução dos valores máximos de pico positivos e negativos das acelerações verticais no nó (A). Em termos gerais confirma-se que as acelerações verticais tendem a aumentar com o respectivo aumento da velocidade. Até aos 360 km/h as variações das acelerações são pouco acentuadas à excepção de uns picos de acelerações para velocidades de 320 km/h. Os valores máximos das acelerações verticais, são atingidos para as gamas de velocidades mais elevadas.

O valor máximo da aceleração vertical em (A) de $4,92 \text{ m/s}^2$ é obtido para a velocidade máxima de 420 km/h.

Para velocidades até 380 km/h, os modelos menos gravosos do ponto de vista das acelerações verticais, são os modelos com alturas de recobrimento (H) iguais a 0 e 0,5 m respectivamente. Mais uma vez, salta à vista que os modelos que possuem cunhas de material tratado a envolver a box-culvert, desenvolvem menores acelerações verticais, o que demonstra a importância da cunha de material tratado na redução dos efeitos dinâmicos. No entanto, para velocidades superiores a 400 km/h essa tendência não é tão notória, isto porque, por observação da Fig.5. 32, um dos modelos que possui maiores acelerações verticais é o modelo com altura de recobrimento igual a meio metro.

Como é sabido um aumento da altura de recobrimento sobre a estrutura, implica um aumento da massa sobre a box-culvert, e por conseguinte uma redução das acelerações verticais. Este efeito é notório, nos modelos que possuem alturas de recobrimento iguais a 1 e 2 m.

Tendo em conta a limitação de $3,5 \text{ m/s}^2$ definido na norma EN1991-2, (2003) referentes a pontes balastradas é perceptível que praticamente, em todas as gamas de velocidades, o critério da limitação das acelerações verticais é cumprido, à excepção dos modelos com alturas de recobrimento de 0,5 e 1 m, para velocidades superiores a 400 km/h.

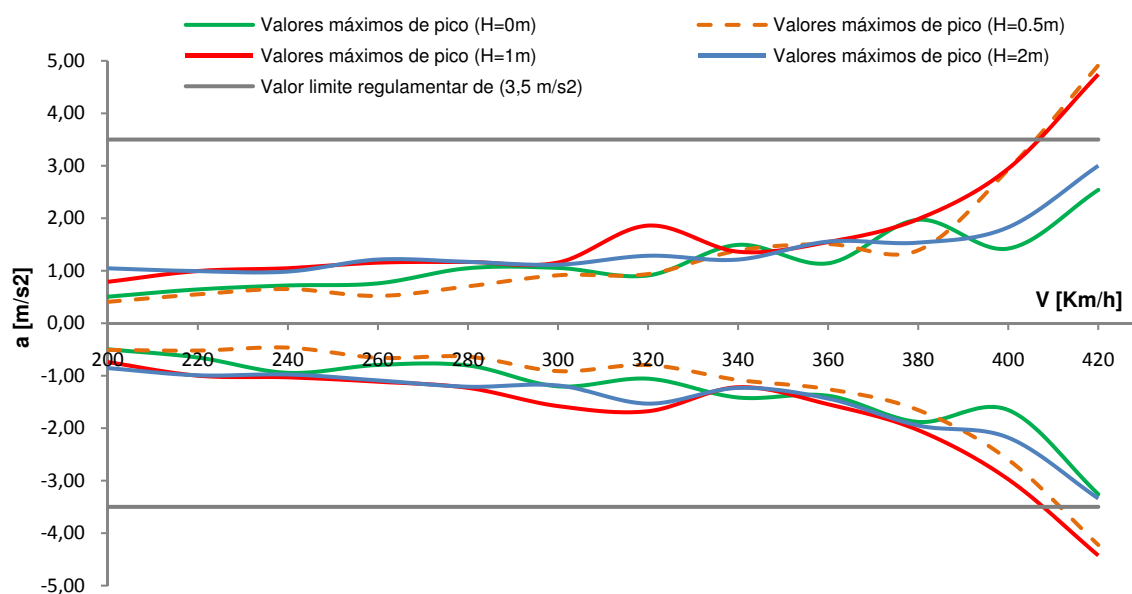


Fig. 5. 32 – Valores máximos de pico positivos e negativos das acelerações verticais no nó (A), em função das velocidades de circulação do modelo HSLM-A2, (Fig. 5. 29)

Considerando um dos modelos mais gravoso do ponto de vista das acelerações verticais, (H=1 m) é apresentado na Fig. 5. 33 a evolução dos registos das acelerações verticais medidas no nó (A), para as velocidades de 200 e 420 km/h. Por observação da figura é possível perceber a influência da velocidade na amplificação das acelerações verticais. Um aumento da velocidade traduz-se num aumento da amplitude da resposta, e por conseguinte das acelerações verticais. Por exemplo a amplitude máxima positiva de $4,74 \text{ m/s}^2$ é atingida para uma velocidade de 420 km/h no instante $t=3,55 \text{ s}$, enquanto a amplitude máxima verificada para a velocidade de 200 km/h é igual a $0,789 \text{ m/s}^2$ no instante $3,06 \text{ s}$. Esta diferença entre as acelerações verticais máximas, mostra claramente a importância e a influência da velocidade nas acelerações verticais. Na Fig. 5. 34, é apresentado a título de exemplo, a resposta em vibração livre do nó (A), para o modelo (H=1 m) com uma velocidade de 420 km/h. É possível constatar que o nó (A), da travessa superior do culvert entra em vibração livre para um instante igual a 3,9 s.

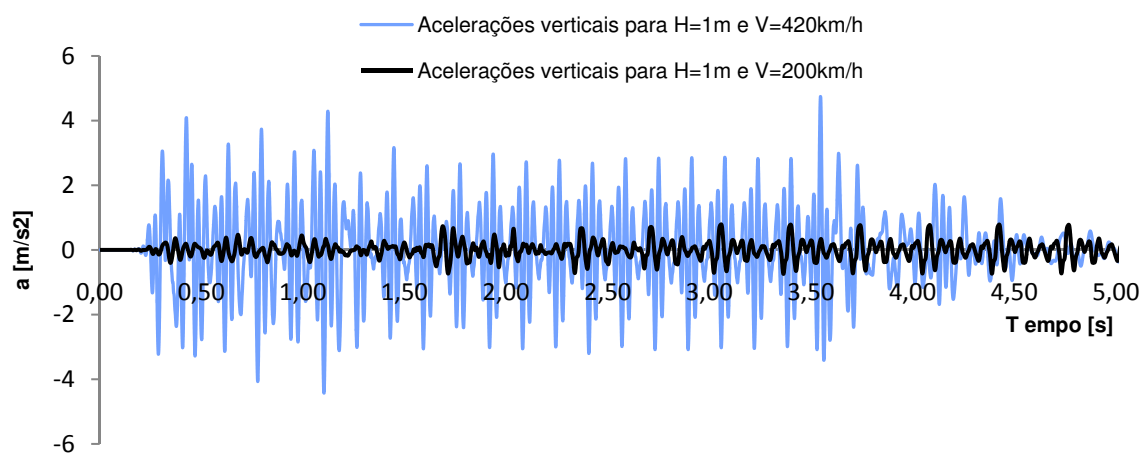


Fig. 5. 33 – Aceleração a meio vão da travessa superior no nó (A) para duas velocidades de referência iguais a 200 e 420 km/h, para um intervalo de tempo entre 0 e 5 s.

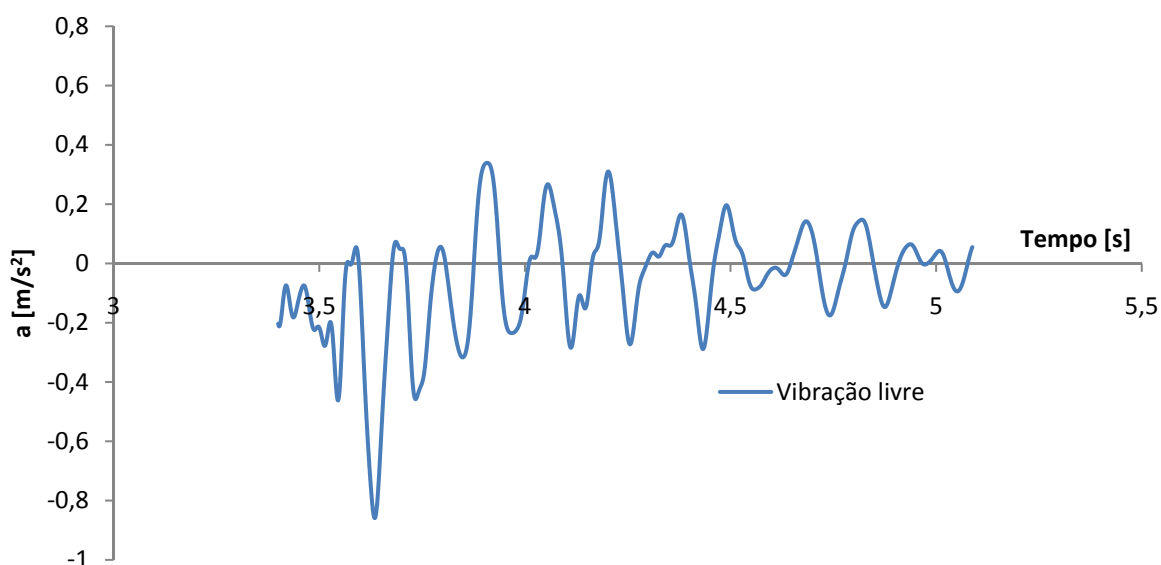


Fig.5. 34 – Vibração livre do nó (A) após a passagem do comboio para o modelo (H=1 m) e para a velocidade uma velocidade igual a 420 km/h

5.7.3. DESLOCAMENTOS VERTICAIS NAS TRAVESSAS SUPERIORES E INFERIORES DA BOX-CULVERT

Na Fig.5. 35 assinalam-se os nós onde foram obtidos os respectivos deslocamentos, nas várias faces da box-culvert.

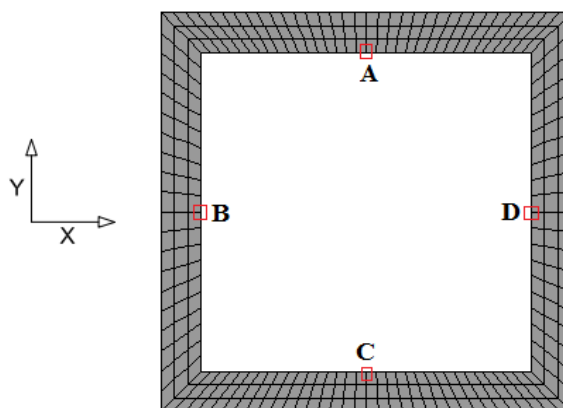


Fig.5. 35 – Nós onde foram registados os deslocamentos

No Anexo A2, são apresentados os valores máximos de pico, positivos e negativos para cada um dos nós assinalados na Fig.5. 35.

Na Fig.5.36, são apresentadas as evoluções dos valores de pico máximos positivos e negativos em função da velocidade de circulação do modelo de cargas HSLM-A2, no nó (A), relativamente aos vários modelos em estudo. Por observação da figura verifica-se que os deslocamentos tendem a aumentar com um aumento da velocidade, embora esse aumento seja mais significativo apenas para velocidades superiores a 380 km/h. Para velocidades até 360 km/h os valores máximos de pico positivos e negativos dos vários modelos não sofrem grandes variações, o que significa, que a

velocidade não tem uma influência muito directa no incremento dos valores máximos de pico positivos e negativos, para esta gama de velocidades. Como exemplo cita-se o modelo com uma altura de recobrimento igual a 1 m, Fig.5.37.

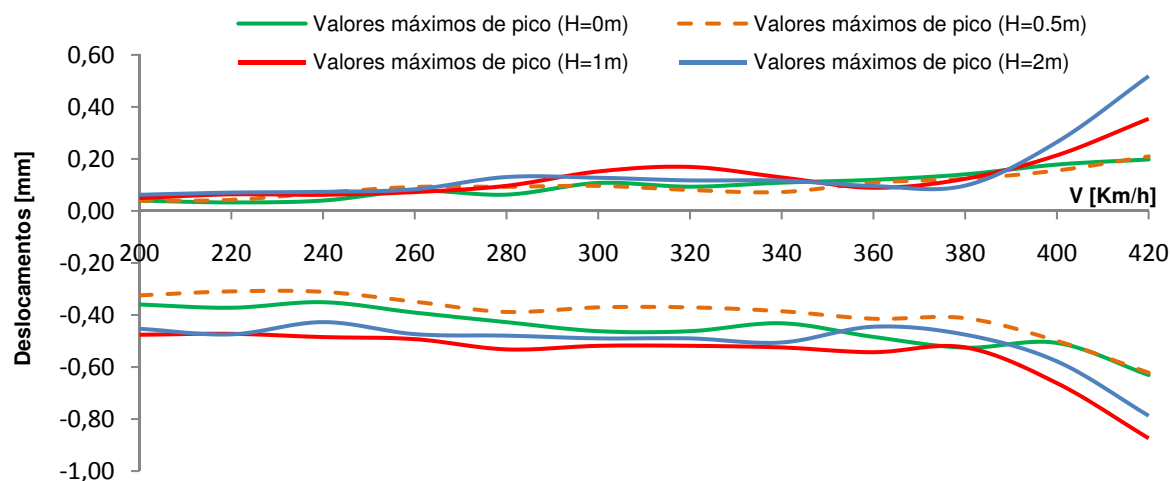


Fig.5.36 – Valores máximos de pico, positivos e negativos dos deslocamentos no nó (A) em função das velocidades de circulação do modelo de comboio HSLM-A2, para os vários modelos em estudo.

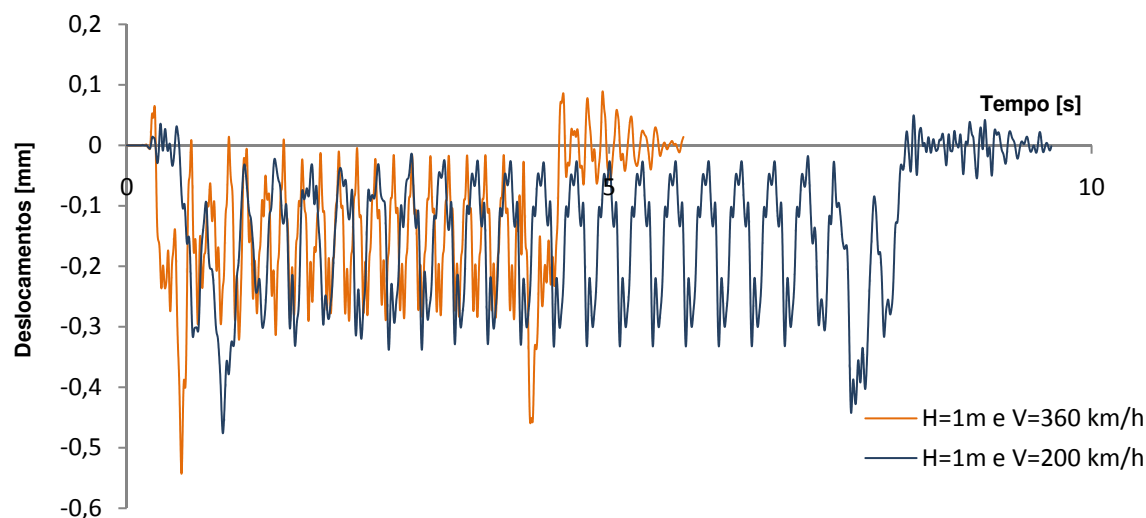


Fig.5.37 – Resposta temporal dos deslocamentos no nó (A), para o modelo com uma altura de recobrimento de 1 m e para as velocidades de 200 e 300 km/h

Para velocidades de circulação superiores a 380 km/h, os deslocamentos aumentam rapidamente, apresentando valores de pico mais elevados, o que significa que os efeitos de ressonância começam a ser mais significativos. Os valores máximos de pico são atingidos para a velocidade de 420 km/h.

Na Fig.5. 38 são apresentados os dois modelos mais condicionantes ao nível dos deslocamentos verticais no nó (A). Tendo em conta as Fig.5.37 e Fig.5. 38, é perceptível que um aumento da velocidade de 360 km/h para 420 km/h, faz com que os valores máximos de pico positivos e negativos venham amplificados, ou seja, para uma gama de velocidades mais elevadas surgem efeitos de ressonância, que por conseguinte, incrementam os valores máximos de pico positivos e negativos agravando assim os deslocamentos.

Para avaliar este efeito é necessário quantificar o factor de amplificação dinâmica. O factor de amplificação dinâmica pode ser determinado através da expressão seguinte:

$$1 + \phi'_{dyn} = \max \left| \frac{Y_{dyn}}{Y_{stat}} \right| \quad (5.27)$$

em que, o Y_{dyn} e Y_{stat} são respectivamente os valores máximos dos deslocamentos da resposta dinâmica e da resposta estática.

Tendo em conta Fig.5.37, para uma velocidade igual 200 km/h, o deslocamento de pico máximo obtido é igual a 0,48 mm, para o instante (t) igual a 0,99 s, o que equivale a um factor de amplificação dinâmica igual a 1,20. Com um aumento da velocidade, o respectivo factor de amplificação dinâmica tende a aumentar devido aos efeitos de ressonância da estrutura. Cita-se os exemplos dos modelos com alturas de recobrimento (H) de 1 e 2 respectivamente, apresentados na Fig.5. 38.

Por observação da Fig.5. 38, verificam-se valores de pico máximos iguais a 0,87 mm e 0,79 mm para os modelos com recobrimentos (H) de 1 e 2 m respectivamente, nos instantes de tempo iguais a 6,89 s e 3,54 s e para uma velocidade de 420 km/h. Tendo por base os deslocamentos estáticos, foram obtidos factores de amplificação dinâmica iguais a 2,19 e 2,11 para os modelos com recobrimentos de 1 e 2 m.

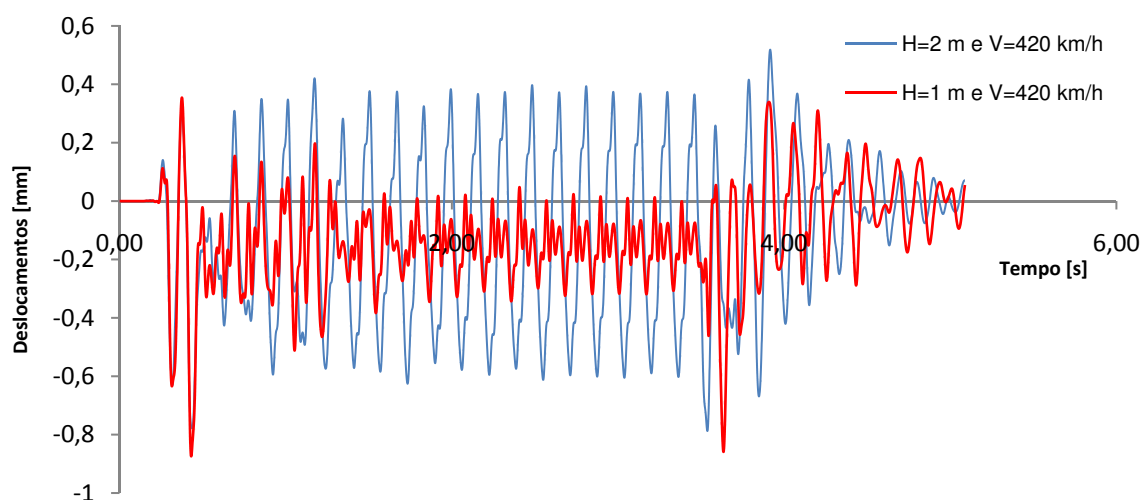


Fig.5. 38 – Resposta temporal dos deslocamentos no nó (A) para os modelos mais condicionantes considerando uma velocidade de circulação do modelo de cargas HSLM-A2 igual a 420 km/h

A Fig.5. 39, apresenta a evolução dos valores de pico máximos positivos e negativos para o nó (C), a meio vão da travessa inferior da box-culvert. Verifica-se mais uma vez que para velocidades até 360 km/h, os valores máximos de pico, praticamente não sofrem grandes variações. O aumento mais acentuado da resposta, ocorre para velocidades superiores a 380 km/h, ou seja, é a partir desta velocidade que os efeitos de ressonância vêm incrementados, e por conseguinte os efeitos dinâmicos sofrem um aumento significativo.

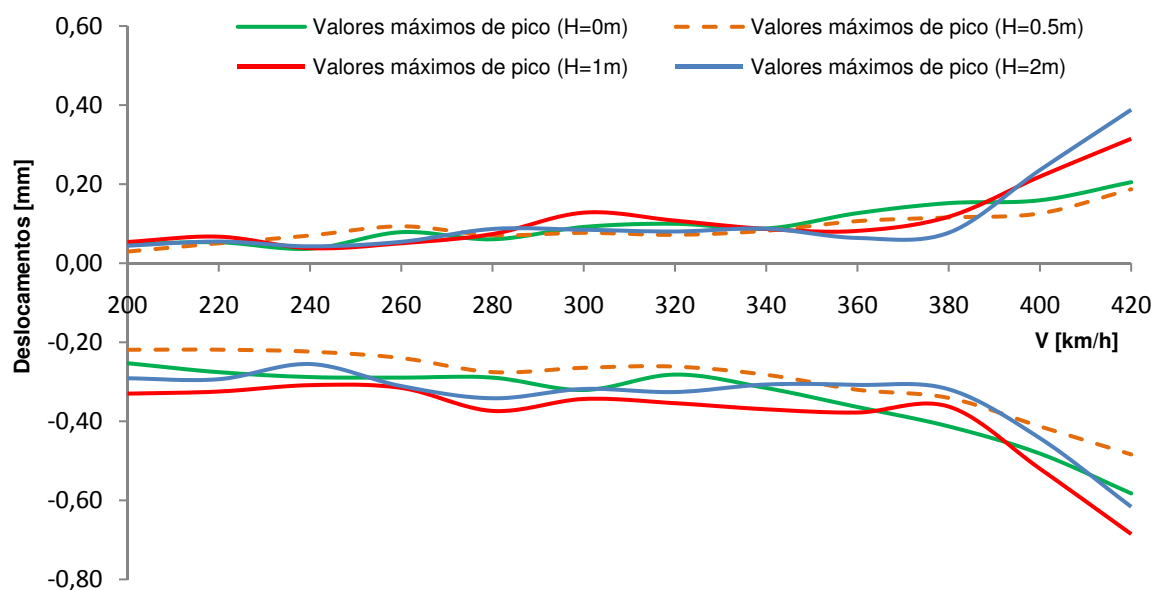


Fig.5. 39 – Valores máximos de pico, positivos e negativos no nó (C) em função das velocidades de circulação do modelo de comboio HSLM-A2

Apresenta-se na Fig.5. 40, duas respostas temporais, relativas ao modelo com uma altura de recobrimento de 1 m, considerando as velocidades de 200 e 420 km/h, no nó (C). Os resultados obtidos evidenciam que um aumento da velocidade de 200 para 420 km/h implica um aumento dos deslocamentos máximos de 0,33 mm para 0,69 mm e dos factores de amplificação dinâmica de 1,29 para os 2,70, o que demonstra a influência da velocidade na amplificação da resposta temporal.

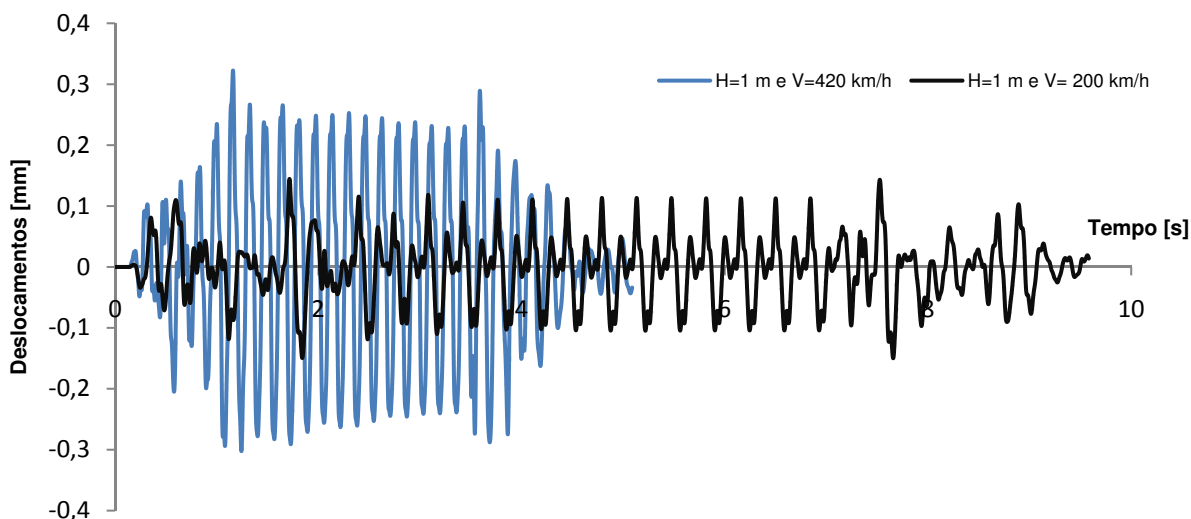


Fig.5. 40 – Resposta temporal dos deslocamentos no nó (C), para o modelo com uma altura de recobrimento de 1 m, para as velocidades 200 e 420 km/h

5.7.4. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS NOS MONTANTES VERTICAIS DA BOX-CULVERT

Na Fig.5. 41, são apresentados os deslocamentos horizontais relativos a cada um dos montantes verticais da box-culvert, para os nós (B) e (D).

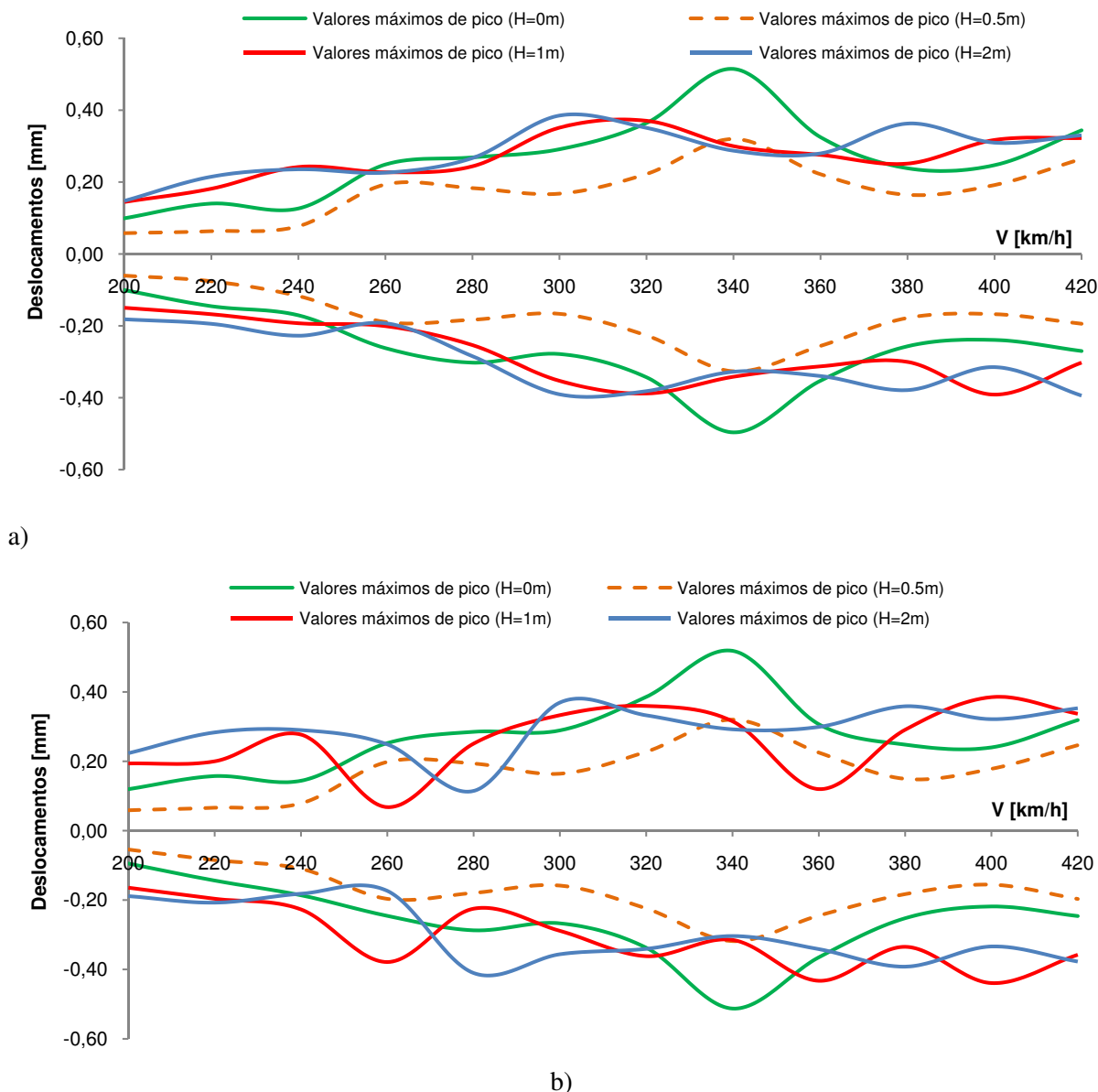


Fig.5. 41 – Deslocamentos obtidos para os valores máximos de pico, positivos e negativos, dos montantes da box-culvert em função da velocidade de circulação do modelo HSLM-A2: a) nó (B), b) nó (D)

Da observação da Fig.5. 41, é possível concluir que a velocidade assume uma grande influência na resposta temporal dos deslocamentos, devido às elevadas variações apresentadas em cada um dos incrementos de velocidade. Verifica-se, em termos gerais, uma tendência crescente dos deslocamentos com um aumento das velocidades. No que diz respeito aos valores de pico, é notório que os valores máximos de pico dos deslocamentos, são atingidos para uma gama de velocidades de 340 km/h, deslocamentos na ordem de 0,51 mm e 0,52 mm para os nós (B e D) respectivamente.

Através da Fig.5. 41, denota-se que para a maioria das velocidades os modelos que tendencialmente apresentam menores deslocamentos nos nós (B e D), são os modelos que possuem cunhas de material tratado a envolver ambos os lados do culvert, ($H=0$ m e $H=0,5$ m). Fica demonstrado uma vez mais que o confinamento lateral proporcionado pela cunha de material tratado é uma mais-valia na redução dos efeitos dinâmicos induzidos ao nível da box-culvert.

Os valores máximos de pico dos deslocamentos nos nós (B e D), comparativamente com os nós das travessas da box-culvert, (A e C), ver Fig.5.36 e Fig.5. 39, apresentam valores máximos de pico positivos maiores. Somente para velocidades a partir dos 400 km/h, verifica-se que os valores máximos de pico positivos dos deslocamentos das travessas da box-culvert, nós (A e C), tendem a aproximar-se, e em alguns casos a exceder os deslocamentos ao nível dos montantes, nós (B e D).

Na Fig.5. 42, são apresentadas duas respostas temporais relativas ao modelo com um altura de recobrimento nula e para a velocidade mais e menos gravosa do ponto de vista dos valores máximos de pico dos deslocamentos, ao nível do nó (B), ver Fig.5. 41 a).

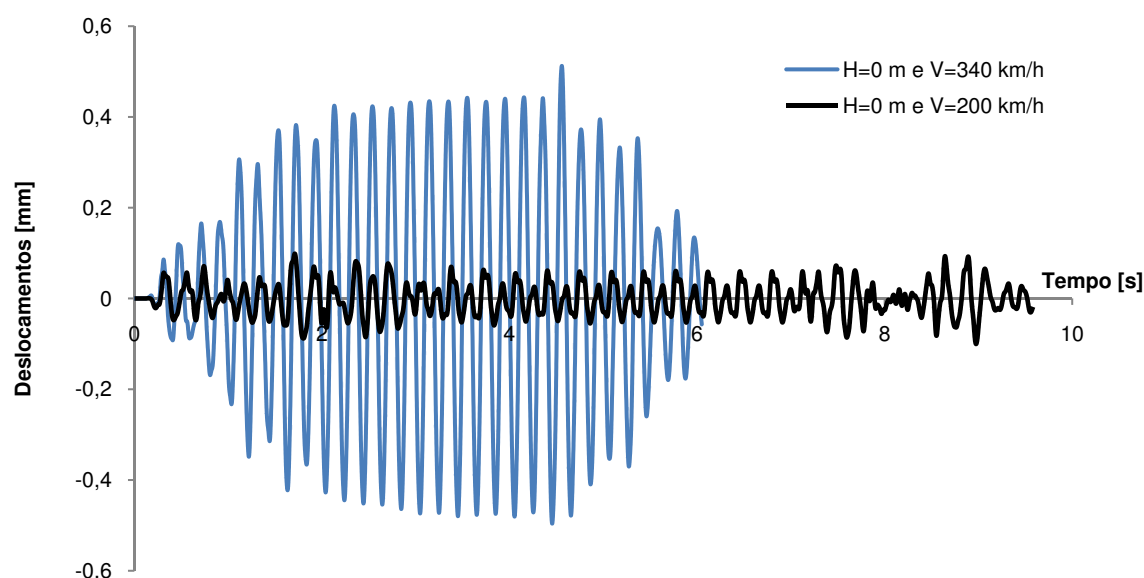


Fig.5. 42 – Resposta temporal dos deslocamentos no nó (B), para o modelo $H=0$ m, para as velocidades 200 e 420 km/h

A partir da Fig.5. 42 é possível concluir que devido a um aumento da velocidade de 200 para 340 km/h, induzem-se efeitos ressonantes com grande expressão. São obtidos factores de amplificação iguais a 3,70 e 18,88 para as velocidades de 200 e 340 km/h. Estes factores de amplificação são elevadíssimos, pois os deslocamentos estáticos máximos obtidos no nó (B), são muito baixos quando comparados com os deslocamentos dinâmicos, o que naturalmente origina elevados factores de amplificação dinâmica.

5.7.5. INCREMENTOS DE TENSÃO DEVIDAS APENAS AO CARREGAMENTO DINÂMICO

Os incrementos de tensão induzidos na box somente devido às cargas dinâmicas foram medidos, a meio vão das travessas superiores e inferior do culvert, e no montante do lado direito, nos nós assinalados na Fig.5. 43. No Anexo A3, encontra-se os resultados obtidos para cada um dos incrementos de tensão nos nós assinalados na Fig.5. 43.

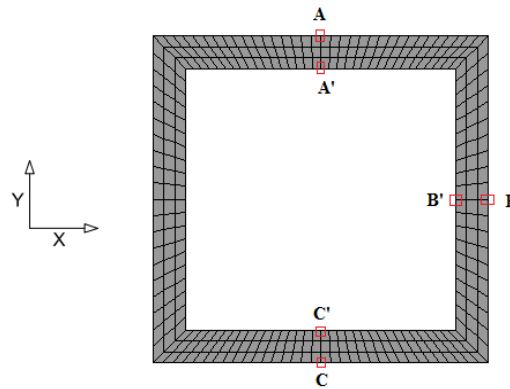
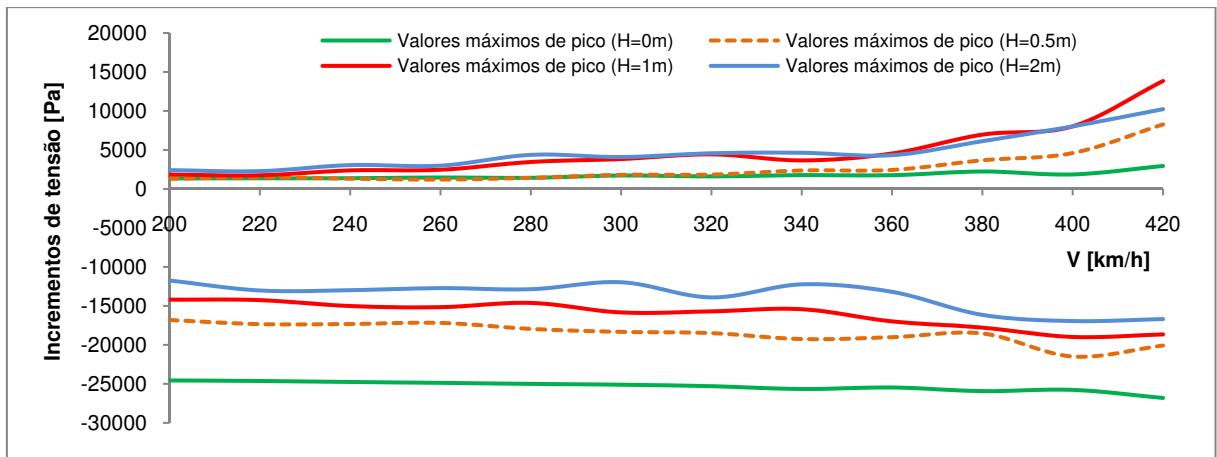
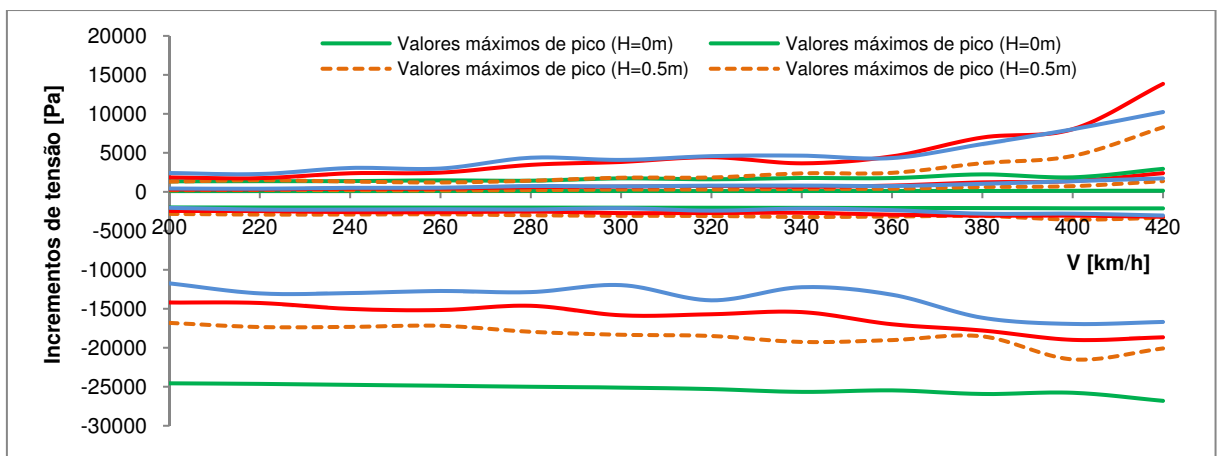


Fig.5. 43 – Nós onde foram registados os valores dos incrementos de tensão

Na Fig.5. 44 são apresentados os incrementos de tensão relativos aos nós (A e A'), da travessa superior da box-culvert.



a)



b)

Fig.5. 44- Valores de pico máximos positivos e negativos dos incrementos de tensão, em função da velocidade de circulação do modelo HSLM-A2: a) nó (A), b) nó (A')

Como se pode observar pela (Fig.5. 44), os incrementos de tensão nos nós (A) e (A') seguem uma evolução em função da velocidade muito semelhante. Para uma gama de velocidades compreendida entre 200 e 360 km/h, as variações dos valores máximos de pico, positivos e negativos, dos incrementos de tensão, são pequenas, o que evidencia que para esta gama de velocidades os valores de pico máximos dos incrementos de tensão, não sofrem uma grande influência com um aumento da velocidade. A título de exemplo na (Fig.5. 45), são apresentadas as respostas temporais dos incrementos de tensão relativos no nó (A), onde é possível observar que um aumento da velocidade de 200 para 420 km/h, apenas regista-se uma variação de 2,24 kPa.

Em termos gerais os modelos que possuem cunhas de material tratado ($H=0$ e $H=0,5$ m), apresentam menores valores máximos de pico positivos, comparativamente com os modelos com alturas de recobrimento iguais a 1 e 2 m.

Através da Fig.5. 44 a), verifica-se que um aumento da altura de recobrimento sobre a box-culvert, permite uma redução dos valores de pico máximos negativos dos incrementos de tensão.

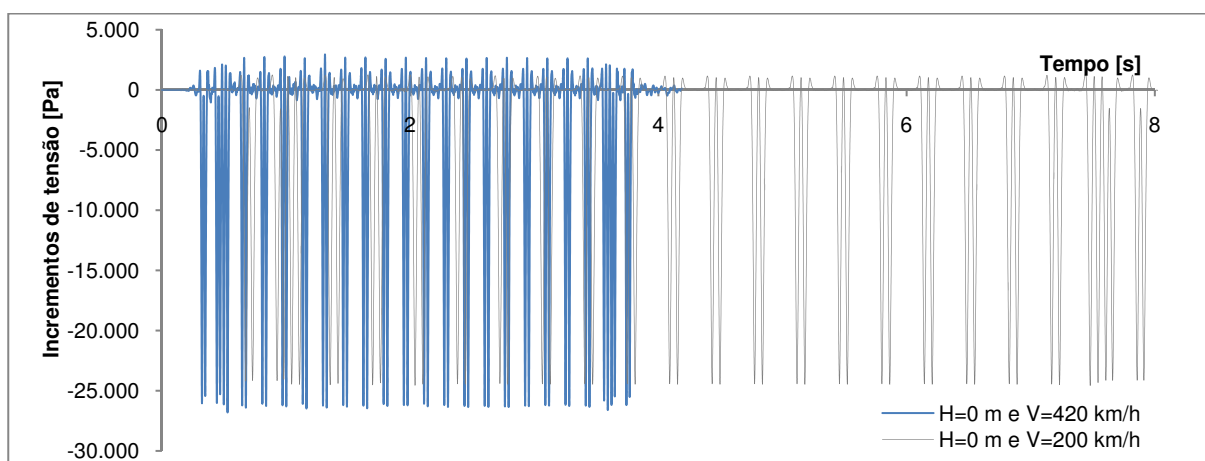


Fig.5. 45 – Resposta temporal dos incrementos de tensão relativos à passagem do comboio HSLM-A2, no modelo com uma altura de recobrimento igual a 0 m, para o nó (A)

Na Fig.5. 46 são apresentadas as respostas temporais dos incrementos de tensão no nó (A'), referentes aos modelos com alturas de recobrimento iguais a 0 e 1 m. Da análise da resposta temporal é visível que o modelo com recobrimento de 1 m possui maiores valores de pico positivos.

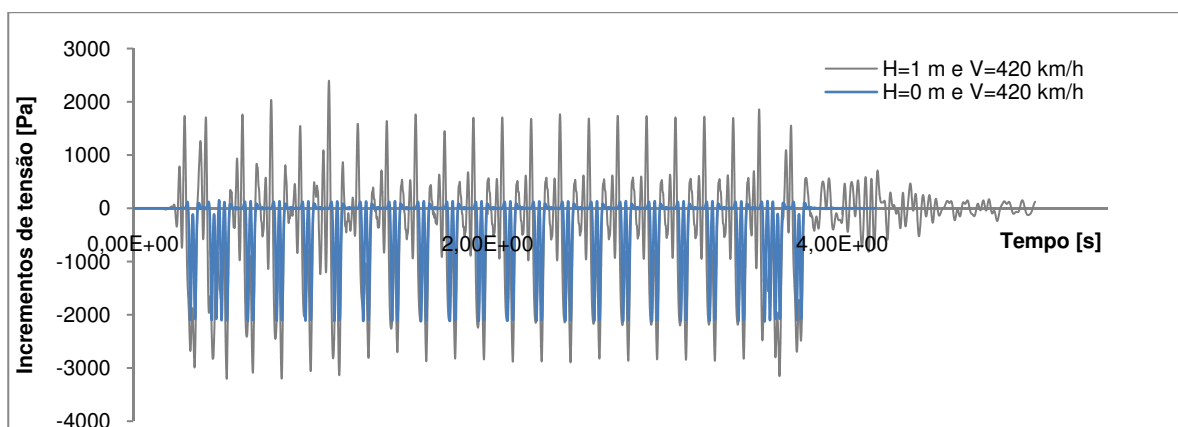
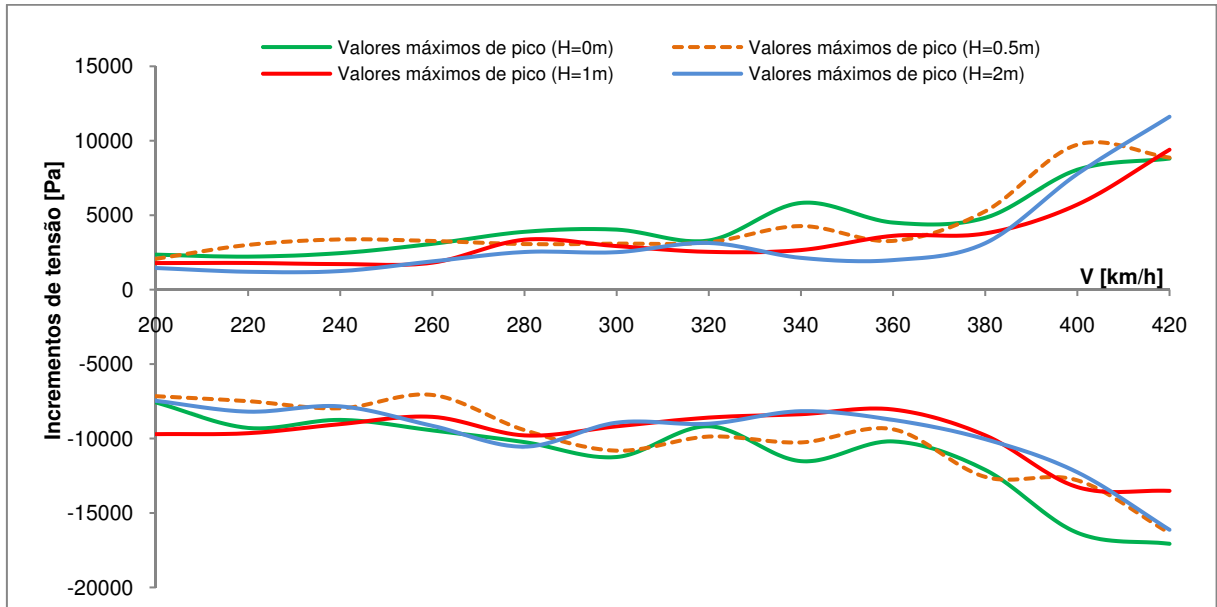


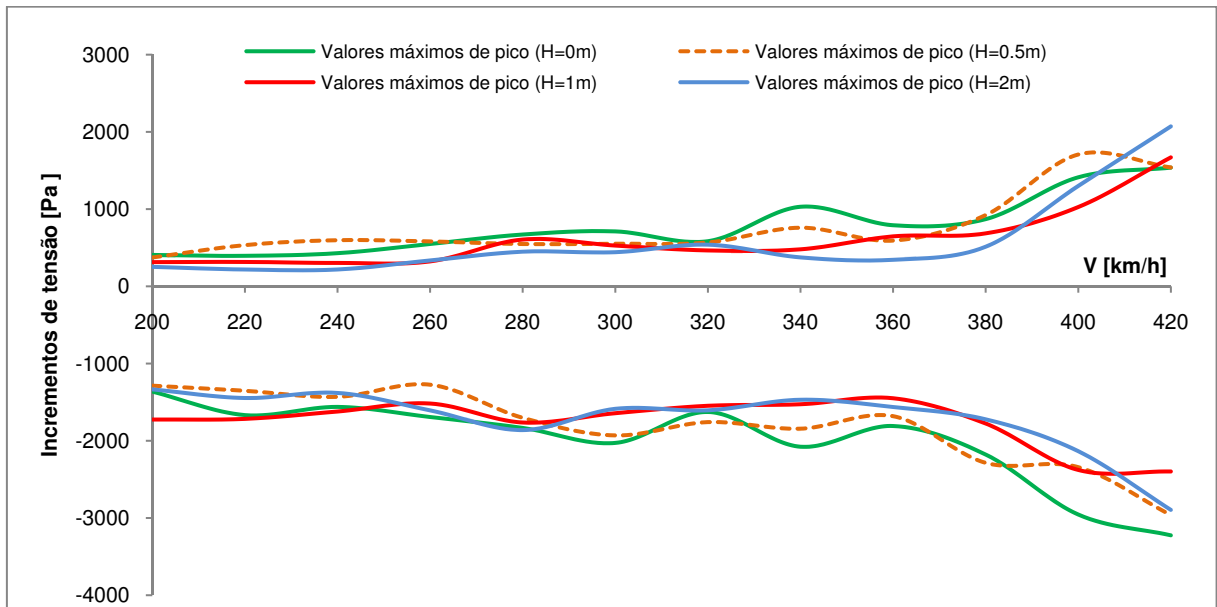
Fig.5. 46 - Resposta temporal dos incrementos de tensão relativos à passagem do comboio HSLM-A2, para os modelos que apresentam maiores e menores valores máximos de pico positivos, no nó (A')

De seguida apresenta-se os resultados relativos aos valores máximos de pico dos incrementos de tensão, nos nós (C) e (C'), ver Fig.5. 47.

Comparativamente aos valores máximos de pico dos incrementos de tensão nos nós (A) e (A'), é visível uma maior variação dos valores máximos de pico em função da velocidade. Nota-se que a partir dos 360 km/h, os valores de pico máximos aumentam atingindo um máximo aos 420 km/h.



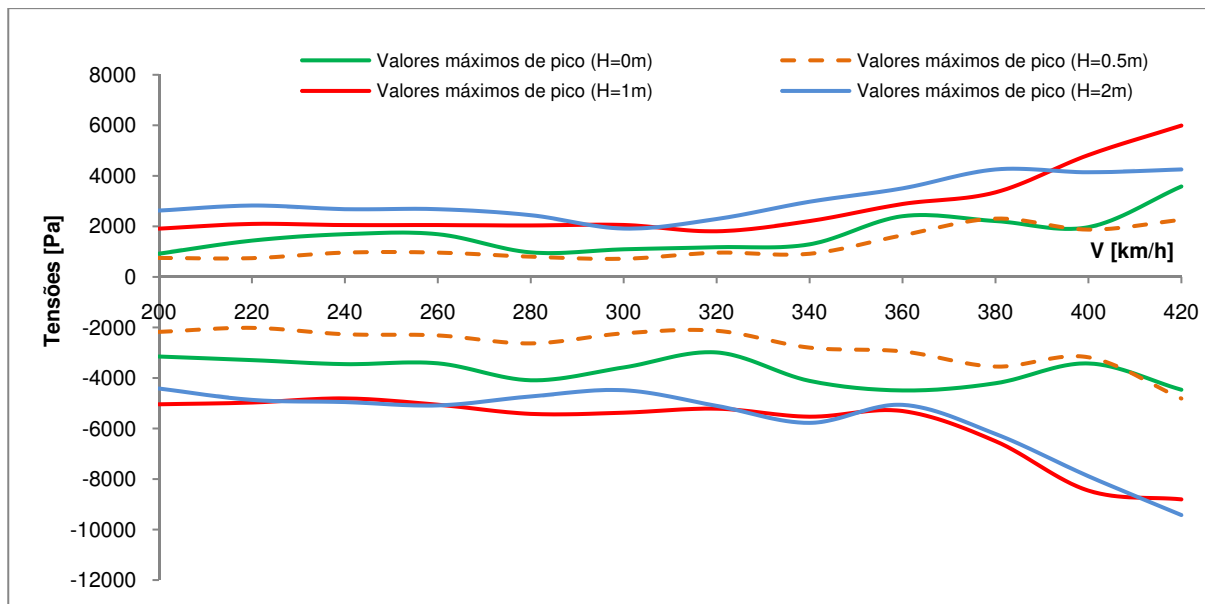
a)



b)

Fig.5. 47 - Valores de pico máximos positivos e negativos dos incrementos de tensão, em função da velocidade de circulação do modelo HSLM-A2: a) nó (C), b) nó (C')

Por fim na Fig. 5. 48, estão apresentados os valores de pico máximos positivos e negativos referentes aos nós (B) e (B') do montante direito da box-culvert. Por observação da figura, verifica-se que para velocidades até 340 km/h, os valores de pico máximos não sofrem grandes variações. Os valores máximos de pico são atingidos para uma velocidade de 420 km/h. Da análise da figura, conclui-se que os menores valores máximos de pico, ocorrem para os modelos que possuem cunha de material tratado a envolver a box-culvert.



a)

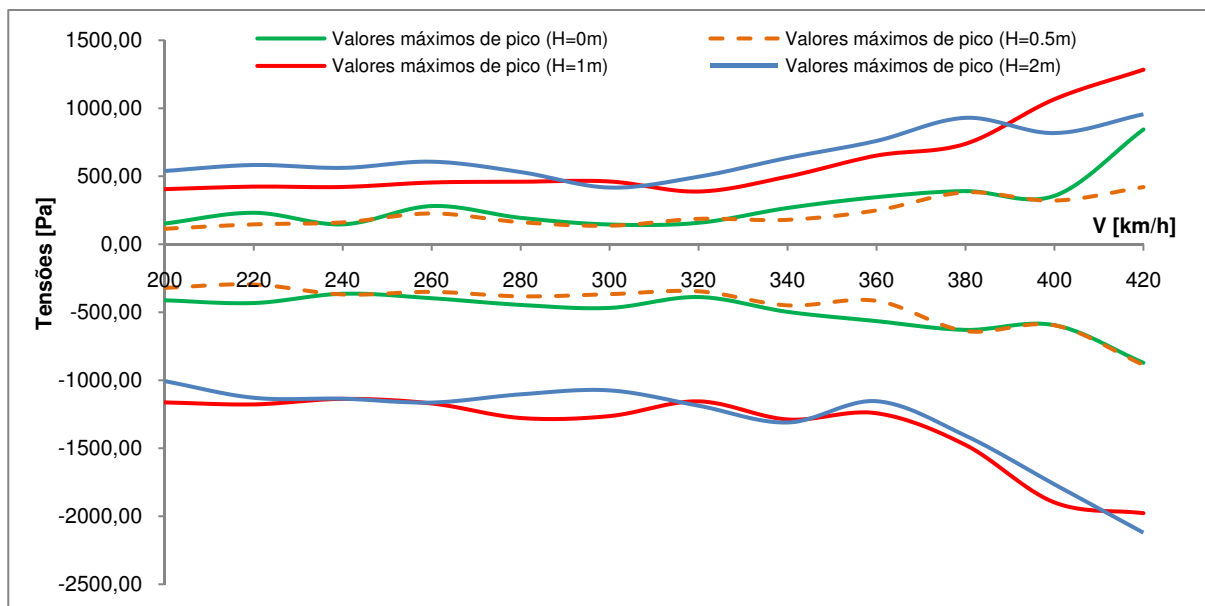


Fig.5. 48 - Valores de pico máximos positivos e negativos dos incrementos de tensão, em função da velocidade de circulação do modelo HSLM-A2: a) nó (B), b) nó (B')

6

CONCLUSÕES GERAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. CONCLUSÕES GERAIS

O principal objectivo da presente dissertação incide na avaliação do comportamento dinâmico de atravessamentos inferiores pré-fabricados do tipo box-culvert, em vias de alta velocidade. A box-culvert analisada possui uma secção transversal rectangular, de 5,10 m de largura por 5,0 m de altura. Com este propósito foi desenvolvido um modelo de elementos finitos baseado nas soluções de transição aterro/estrutura propostas pelas normas Espanholas (ADIF).

A regulamentação Europeia EN1991-2 (2003), define um conjunto de critérios e procedimentos a ter em conta numa análise dinâmica. Normalmente para velocidades superiores a 200 km/h a norma obriga à realização de uma análise dinâmica, devido aos efeitos ressonantes que tendem a surgir. Tal facto foi confirmado com os resultados obtidos. Por exemplo, são atingidas no nó a meio vão da travessa superior da box-culvert, e para uma velocidade de 200 km/h, acelerações verticais que variam desde os $0,51 \text{ m/s}^2$, para o modelo em que o balastro assenta directamente sobre a box-culvert, ($H=0 \text{ m}$), até $1,05 \text{ m/s}^2$, para o modelo com uma altura de recobrimento de 2 m.

Com um aumento da velocidade, verificou-se em todos os modelos analisados, um aumento das acelerações verticais a meio vão da travessa superior da box-culvert. Esse aumento começa a ser mais significativo para velocidades superiores a 360 km/h, atingindo, um máximo para a velocidade de 420 km/h, ou seja, conclui-se que é a partir dos 360 km/h que os maiores efeitos ressonantes começam a surgir. Tendo em conta o limite regulamentar de $3,5 \text{ m/s}^2$ aplicado às vias balastradas sobre as estruturas, verificou-se que, somente os modelos com alturas de recobrimento iguais a 0,5 e 1 m, conseguem situar-se acima dos limites regulamentares, a uma velocidade de 420 km/h.

Considerando apenas os dois modelos que não possuem cunhas de material tratado, ($H=1$ e $H=2 \text{ m}$), conclui-se que um aumento de 1 m de recobrimento, permite uma redução das acelerações verticais ao nível da travessa superior da box-culvert. Essa redução, deve-se em parte a um aumento da massa sobre a box, que em consequência, faz com que as acelerações verticais ao nível da travessa superior diminuam. No entanto, apesar do aumento da altura de recobrimento sobre a box reduzir as acelerações verticais, estes dois modelos apresentam os maiores valores de pico máximos positivos e negativos, dos deslocamentos, ao nível das travessas e dos montantes da box-culvert, principalmente para velocidades mais elevadas (quando comparados com os modelos $H=0 \text{ m}$ e $H=0,5 \text{ m}$). Este facto está associado à inexistência das cunhas de material tratado, ou seja, a transição aterro/estrutura é apenas garantida por cunhas de material granular não tratado (MG), em ambos os lados da box. Para além de garantir uma transição com uma variação gradual de rigidez, a utilização de cunhas de

material granular tratada revela-se vantajosa do ponto de vista da redução dos efeitos dinâmicos, uma vez que se cria uma espécie de confinamento lateral da box-culvert. Fica assim patente a ideia que, a utilização de um material com um módulo de deformabilidade mais elevado, possibilita um maior confinamento lateral, e por conseguinte uma redução generalizada dos efeitos dinâmicos.

Relativamente aos incrementos de tensão obtidos nos modelos ($H=1$ m e $H=2$ m), a meia altura do montante vertical direito da box-culvert, verificou-se que a inexistência de cunhas de material tratado, veio a aumentar os valores máximos de pico positivos e negativos dos incrementos de tensão. No entanto, em alguns casos, isso não se verifica. Destaca-se o nó da fibra superior a meio vão da travessa superior da box-culvert, constatou-se que os valores máximos de pico positivos são mais graves para ambos os modelos que não possuem cunhas de material tratado ($H=1$ m e $H=2$ m), no entanto, para os valores máximos de pico negativos, os modelos mais graves, são os modelos que possuem cunhas de material tratado ($H=0$ m e $H=0,5$ m). Quanto aos incrementos de tensão obtidos nos nós a meio vão da travessa superior, conclui-se mais uma vez, que para uma gama de velocidades compreendida entre os 200 e 360 km/h as variações dos valores de pico máximos positivos e negativos dos incrementos de tensão são pouco influenciados pela velocidade, tal como acontece com os deslocamentos e acelerações.

No que se refere à análise dos valores de pico máximos dos deslocamentos nos nós a meio vão das travessas superiores e inferiores da box-culvert, em todos os modelos analisados, os valores de pico máximos positivos e negativos dos deslocamentos, tendem a aumentar com um aumento da velocidade. Contudo, esse aumento não, foi muito acentuado, para uma gama de velocidades compreendidas entre os 200 e os 360 km/h. Deste modo conclui-se que, os valores máximos de pico positivos e negativos, dos deslocamentos, não sofrem uma influência muito directa com a velocidade, ou seja, para esta gama de velocidades os efeitos de ressonância não são muito significativos. A partir dos 380 km/h os efeitos de ressonância tendem a aumentar, atingindo um máximo para a velocidade de 420 km/h.

Os valores máximos de pico positivos dos deslocamentos, nos nós a meia altura de ambos os montantes verticais da box-culvert, são superiores aos valores de pico máximos positivos dos deslocamentos, dos nós a meio vão de ambas as travessas da box-culvert. Somente para velocidades de 420 km/h é que os valores de pico máximos positivos dos nós a meio vão das travessas da box-culvert, tendem a aproximar-se, ou até exceder os valores de pico máximos positivos dos deslocamentos dos nós a meia altura de ambos os montantes. Quanto aos valores máximos de pico negativos dos deslocamentos, constatou-se que são sempre maiores nos nós a meio vão de ambas as travessas da box-culvert, em relação aos nós a meia altura dos montantes verticais, à excepção dos modelos ($H=0$ m e $H=0,5$ m) para uma velocidade de 340 km/h. Verificou-se ainda, que os valores máximos de pico positivos e negativos dos deslocamentos, dos nós a meia altura dos montantes verticais atingem um máximo para a velocidade de 340 km/h, e os factores de amplificação dinâmica obtidos para as várias respostas temporais dos deslocamentos ao nível dos montantes, são maiores que os obtidos em ambas as travessas da box-culvert, devido em parte aos deslocamentos estáticos, que são bastante baixos.

Em síntese, conclui-se, que para os modelos que possuem alturas de recobrimento de 1 e 2 m, alguns dos efeitos dinâmicos agravam-se, como são os casos das acelerações e deslocamentos. No entanto, ao nível dos incrementos de tensões, por vezes estes modelos não são os mais condicionantes. Isto acontece devido à inexistência de cunhas de material tratado ao longo da transição aterro/estrutura. Face aos resultados obtidos, uma possível recomendação, para minimizar os efeitos dinâmicos passa

por utilizar cunhas de material tratado, não apenas em modelos até uma altura de recobrimento igual a 0,5 m, mas sim até uma altura de 2 m.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O presente trabalho foi desenvolvido com o objectivo de estudar os efeitos dinâmicos, numa passagem inferior pré-fabricada do tipo Box - culvert. No entanto por questões de tempo não foi possível realizar todas as análises. Apresentam-se em seguida algumas sugestões com vista a desenvolvimentos futuros.

- Avaliar os efeitos dinâmicos que abranja uma maior gama de comboios. Todos os comboios do modelo de cargas HSLM-A, e os comboios reais;
- Realizar várias análises de sensibilidade, mediante a alteração dos módulos de deformabilidade do solo de fundação e das cunhas de material tratado, com vista a perceber a influência, destes parâmetros na resposta dinâmica da estrutura;
- Calibração e validação experimental do modelo com a criação de um modelo 3D.

BIBLIOGRAFIA

- ADIF (2006). *Instrucciones Y recomendaciones para redaccion de proyectos de plataforma*.
- Antunes, J., Barros, P. (2005) *Técnicas de melhoramento de solos na modernização da rede ferroviária nacional*. Keller, Lisboa.
- 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, 1, 8, 289-296, Coimbra, Portugal.
- Carrascal, I.A. Carado, J.A. Polanco, J.A. Gutierrez, F. (2006) *Dynamic behaviour of railway fastening setting pads*, Sciencedirect, University of Cantabria, Spain.
- Chopra, A. (1995). *Dynamics of structures: Theory and applications to Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, New Jersey.
- Cook, R. Bloomquist, D. (2002). *Evaluation of precast box culvert systems*. University of Florida, Gainesville.
- Couto, F. (2008). *Sebenta da cadeira de Caminhos-de-ferro*. FEUP, Porto.
- Cuadrado, M., González, P., Romo, E. (2005a). *Infraestructura par alas nuevas líneas de alta velocidad, zonas de transición, calculo y dimensionado óptimo*, artigo apresentado no congresso WCRR01.
- Cuadrado, M., González, P., Romo, E. (2005b). *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.
- EN 13230-2, (2009) - *Aplicações ferroviárias Via-Travessas de betão - Parte 2: Travessas monobloco de betão pré-esforçado* – CEN. Brussels.
- EN1991-2 (2003) – *Actions on Structures – Part 2: General Actions – Traffic loads on bridges*", European Committee for Standardization (CEN), Brussels.
- Esvel, C. (2001). *Modern railway track, 2nd edition*. MRT Productions, Zaltbommel.
- ERRI D230.1, (1999). *Bridge ends. Embankment structure transition RP3*. State of the art report. European Rail Research Institute, Utrecht, Netherlands.
- Faria, R. (1994). *Avaliação do comportamento sísmico de barragens de betão através de um modelo de dano contínuo*, Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, FEUP, Porto.
- Federal Railroad Administration, (2007) *Bridge Approaches and Track Stiffness*. FDA, Washington.
- Federal Transit Administration, FTA (2006). *Design of track transitions*. Research Results Digest, Outubro de 2006, Washington
- Ferreira, J. (2009). *Efeitos Dinâmicos em Zonas de Variação de Rigidez da Plataforma de Vias Férreas de Alta Velocidade*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Fortunato, E. (2005). *Renovação de plataformas ferroviárias. Estudos relativos à capacidade de carga*. Dissertação de Doutoramento: FEUP - Faculdade Engenharia da Universidade do Porto.

- Fortunato, E., Pinelo, A., Hadjadj, T., Lobo, C. (2000) *Aspectos Geotécnicos da reabilitação de infraestrutura ferroviária*. VII congresso Nacional de Geotecnia, Porto.
- Goicolea, J.M. (2002). *New Dynamic analysis methods for railway bridges in codes IAPF and eurocode 1*. ETSICCP, Madrid,
- Innotrack. (2008) *State of art report on soil improvement methods and experience*, Czech railways.
- Jornal Oficial das Comunidades Europeias, 30 de Maio de 2002, 2002/732/CE
- López. Pita, P. Teixeira, (2003) *New criteria in embankment-bridge transitions on high-speed lines*, eds. Structures for high speed railway transportation, IABSE Conference, Antwerp, Belgium, CD,.
- López, Pita, P. e Robusté, F. (2004). *High speed track deterioration: the role of the vertical stiffness of the track*. Journal of Rail and Rapid Transport.
- Lundqvist, A., Dahlberg, T. (2005). *Load impact in railway track due to unsupported sleepers*. IMechE Proceedings. Part F J Rail and Rapid Transit
- Lundqvist, A. (2001) *Elastic Behavior of continuously embedded rail systems*, Budapest University of Technology and Economics, Hungary.
- Marques, Madalena. (1994). *Utilização de técnicas de análise modal em dinâmica não linear*. Dissertação para Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Nasarre, Jorge. (2007). *Transiciones obra de paso-terraplén, Los bloques técnicos en las vias ferroviárias*. Fundación caminos de hierro.
- Pimentel, M., Costa, P., Felix, C., Figueiras, J. (2008). *Comportamento Estrutural de “Box Culverts” sob alturas de aterro elevadas*. 2a Congresso Nacional da Prefabricação em Betão ANIPB 2008, Lisboa.
- Ribeiro, Diogo. (2004). *Comportamento dinâmico de pontes sob acção de tráfego ferroviário a alta velocidade*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Riessberger, Klaus (2006). *Ballast tracks for high speeds*, Technical University Graz. Austria.
- Rigueiro, M. C. (2007). *Avaliação dos Efeitos Dinâmicos em Pontes Ferroviárias de Alta Velocidade de Pequeno e Médio Vão*. Tese Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- Sang, P. (2000). *Comportamento e Modelação Numérica de Estruturas Enterradas de Betão*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Selig, E. T., Waters, M. (2000). *Track Geotechnology and Substructure Management*. Thomas Telford Services Publications, New York
- SNCF, (2002). *Remblais contigus aux maçonneries*, article 8.1.
- Teixeira, P. (2005). *Sebenta da cadeira de Caminhos-de-ferro*, IST, Lisboa,
- Teixeira, P. (2006). *Improvement of high-speed track design by using a bituminous sub-ballast layer*. Track for high-speed railways, Porto.
- Wood, T. (2009) *An evaluation of alternative analysis methods for production load rating of culverts*. Texas University
- Wang, E., Nelson, T. *Structural dynamic capabilities of ansys*. Munich, Germany

- Thompson,D. (2009). *Railway noise and vibration, mechanisms, modeling and means of control*. Elsevier, Ltd, Amesterdam.
- UIC-719R (2008). UIC Code 719 R: *Earthworks and track bed for railway lines*. International Union of Railways.
- Rave, (2010).<http://www.rave.pt/tabid/303/Default.aspx> .(17/04/2010).
- UIC, (2010). http://www.uic.org/IMG/pdf/20100521_d_high_speed_lines_in_the_world_maps.pdf. (17/04/2010).
- Japan-Guide. (2010).<http://www.japan-guide.com/e/e2018.html>..(17/04/2010).
- Railway – Technology, (2010).. <http://www.railway-technology.com/contractors/track/railtech/railtech4.html>, (25/04/2010).
- Pandrol Rahee Technologies, (2010). <http://www.pandrolrahee.com/product-ballastless-sfc.html>. (25/04/2010)
- RubberBoard,(2010).<http://irpec.lgm.gov.my/images/products/RailPads/Raipad-diagram-220.jpg> (10/04/2010).
- Sateba, (2010). <http://www.sateba.com/>.(03/04/2010).
- Humes, (2010) Concrete box culverts modular system solutions. <http://www.humes.co.nz/Documents/BoxCulvertbrochure0506.pdf> .(14/05/2010).
- Ferraz. Miguel, Lello, J,C.(2002) *Passagens enterradas em betão armado pré-fabricada*. <http://paginas.fe.up.pt/~ferraz/Publicacoes/Passagens%20inferiores%20Enterradas%20-%20Miguel%20Ferraz.pdf> .(7/06/2010).
- Entranceways, (2010). <http://www.boxculvert.co.nz/images/Kupe4.jpg>.(15/05/2010).
- Rocla, (2010) http://www.rocla.com.au/Box_Culverts.php.(17/05/2010).
- Precast solutions,(2010). <http://www.solutions.precast.org/> .(26/05/2010).
- Boxculvert,(2010).<http://www.boxculvert.com/installation/seal/box-culvert-joint-sealant.html>. (27/05/2010).
- TMA, (2010) <http://www.terratest.es/docs/catalogogeotextilesygeosinteticos.pdf>. (29/05/2010).
- EssysIngenieria,(2010).<http://www.essys.cl/pdf/Drenes/Ficha%20Tecnica%20PD%2020%20MacDrain%20V.pdf>. (29/05/2010).
- Geotexan.(2003) *Geotesan napa solpac*, http://www.geotexan.com/pdf/1-2-12_geotesan_napa%20solpac%20MF%206-450.pdf (29/05/2010)
- IMTT,(2010).<http://www.imtt.pt/sites/IMTT/Portugues/Legislacao/Comunitaria/TransportesFerroviarios/Interoperabilidade/Paginas/Interoperabilidade.aspx> .(3/06/2010)
- Siemens. (2010a). *High speed projects from Siemens- from the velaro to the turnkey project*. http://www.siemens.com/press/pool/de/events/industry/mobility/pressereise_velaro_rus/whitepaper_velaro_en.pdf (2/06/2010)

Siemens.(2010b).http://www.siemens.com/press/pool/de/pp_ts/2007/sc_upload_file_sots200705_05_072dpi_1443330.jpg (0/06/2010)

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

Railway-technology. (2010b). <http://www.railway-technology.com/features/feature1097/feature1097-2.html>. (27/05/2010)

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

TrainWallpapers,(2010) <http://www.trainwallpapers.com/Modern-Trains/eurostar-bullet-train/>, (17/05/2010)

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

Alstom. (2010). Full speed ahead into the 21st century.
http://www.transport.alstom.com/_eLibrary/brochure/upload_63893.pdf (.20/05/2010)

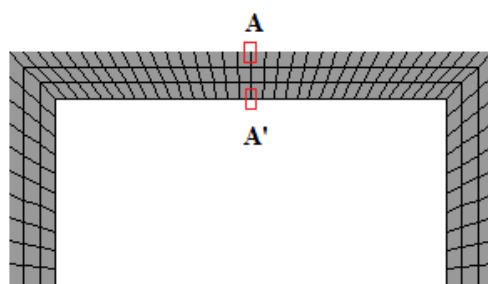
Calenberg. (2010). *Sub-ballast mats*. <http://www.gjt.se/dokument/engelsk/Sub-Ballast-Mats.pdf> , (20/06/2010)

Getzner. (2010). *Elasticity for railways superstructures*.
http://ergoakoustiki.gr/client_files/kathgories/pdf/BAHNBR1.pdf . (20/06/2010)

Railone. (2010). The ballastless track with concrete supporting layer.
http://www.railone.com/fileadmin/dateien/03_Broschueren/EN/rheda_2000_en.pdf .(6/06/2010).

Anexo A1

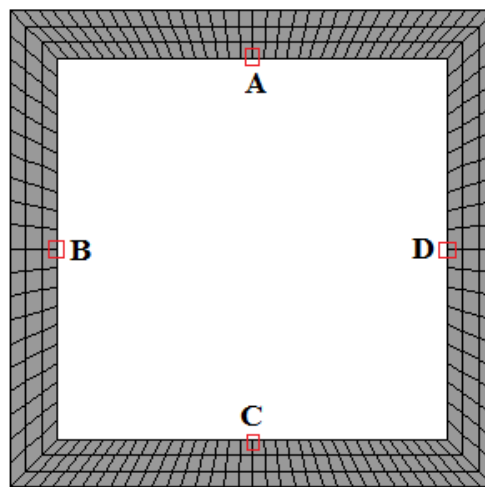
Acelerações no nó A'



Valores máximos de Pico das acelerações verticais no nó (A') [m/s ²]								
Velocidades	Modelo (H=0 m)		Modelo (H=0,5 m)		Modelo (H=1 m)		Modelo (H=2 m)	
	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos
200	0,51	-0,50	0,41	-0,51	0,79	-0,74	1,05	-0,85
220	0,65	-0,65	0,55	-0,53	0,99	-1,00	0,99	-0,99
240	0,72	-0,95	0,65	-0,47	1,05	-1,03	0,98	-0,98
260	0,75	-0,79	0,52	-0,66	1,15	-1,11	1,21	-1,09
280	1,05	-0,81	0,70	-0,64	1,17	-1,23	1,17	-1,21
300	1,05	-1,20	0,92	-0,92	1,16	-1,58	1,11	-1,19
320	0,91	-1,06	0,94	-0,80	1,86	-1,67	1,28	-1,53
340	1,49	-1,41	1,39	-1,09	1,36	-1,22	1,21	-1,23
360	1,14	-1,38	1,52	-1,27	1,55	-1,54	1,55	-1,44
380	1,97	-1,88	1,40	-1,66	1,99	-2,04	1,53	-1,95
400	1,43	-1,66	2,94	-2,60	2,94	-2,97	1,83	-2,18
420	2,54	-3,25	4,93	-4,24	4,74	-4,42	3,00	-3,34

Anexo A2

DESLOCAMENTOS NOS NÓS (A, B, C e D)



Velocidades [km/h]	Valores máximos de Pico dos deslocamentos no nó (A) [mm]							
	Modelo (H=0 m)		Modelo (H=0,5 m)		Modelo (H=1 m)		Modelo (H=2 m)	
	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos
200	0,04	-0,36	0,04	-0,32	0,05	-0,48	0,06	-0,45
220	0,03	-0,37	0,04	-0,31	0,06	-0,47	0,07	-0,47
240	0,04	-0,35	0,07	-0,31	0,06	-0,48	0,07	-0,43
260	0,08	-0,39	0,09	-0,35	0,07	-0,49	0,08	-0,47
280	0,06	-0,43	0,09	-0,39	0,10	-0,53	0,13	-0,48
300	0,11	-0,46	0,10	-0,37	0,15	-0,52	0,13	-0,49
320	0,09	-0,46	0,08	-0,37	0,17	-0,52	0,12	-0,49
340	0,11	-0,43	0,07	-0,39	0,13	-0,52	0,12	-0,51
360	0,12	-0,48	0,11	-0,41	0,09	-0,54	0,10	-0,44
380	0,14	-0,53	0,12	-0,41	0,12	-0,52	0,10	-0,48
400	0,18	-0,51	0,16	-0,50	0,21	-0,66	0,26	-0,58
420	0,20	-0,63	0,21	-0,62	0,35	-0,87	0,52	-0,79

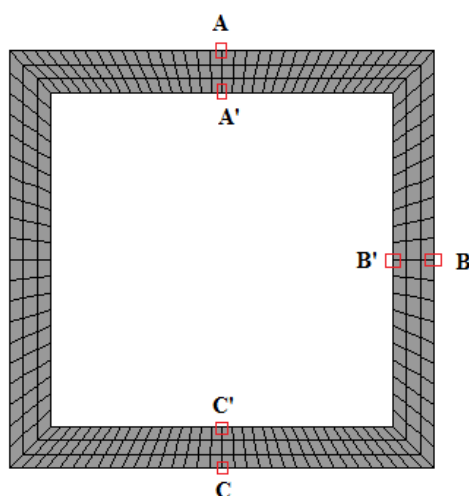
Velocidades [km/h]	Valores máximos de Pico dos deslocamentos no nó (B) [mm]							
	Modelo (H=0 m)		Modelo (H=0,5 m)		Modelo (H=1 m)		Modelo (H=2 m)	
	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos
200	0,10	-0,10	0,41	-0,51	0,14	-0,15	0,15	-0,18
220	0,14	-0,15	0,55	-0,53	0,18	-0,17	0,22	-0,19
240	0,13	-0,17	0,65	-0,47	0,24	-0,19	0,24	-0,23
260	0,25	-0,26	0,52	-0,66	0,23	-0,20	0,23	-0,19
280	0,27	-0,30	0,70	-0,64	0,24	-0,25	0,27	-0,28
300	0,29	-0,28	0,92	-0,92	0,35	-0,35	0,38	-0,39
320	0,36	-0,34	0,94	-0,80	0,37	-0,39	0,35	-0,38
340	0,51	-0,50	1,39	-1,09	0,30	-0,34	0,29	-0,33
360	0,32	-0,35	1,52	-1,27	0,28	-0,31	0,28	-0,34
380	0,24	-0,26	1,40	-1,66	0,25	-0,30	0,36	-0,38
400	0,25	-0,24	2,94	-2,60	0,32	-0,39	0,31	-0,31
420	0,34	-0,27	4,93	-4,24	0,32	-0,30	0,33	-0,39

Velocidades [km/h]	Valores máximos de Pico dos deslocamentos no nó (C) [mm]							
	Modelo (H=0 m)		Modelo (H=0,5 m)		Modelo (H=1 m)		Modelo (H=2 m)	
	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos
200	0,05	-0,25	0,03	-0,22	0,05	-0,33	0,04	-0,29
220	0,05	-0,28	0,05	-0,22	0,07	-0,32	0,05	-0,29
240	0,04	-0,29	0,07	-0,22	0,04	-0,31	0,04	-0,26
260	0,08	-0,29	0,09	-0,24	0,05	-0,32	0,05	-0,31
280	0,06	-0,29	0,07	-0,28	0,07	-0,37	0,09	-0,34
300	0,09	-0,32	0,08	-0,26	0,13	-0,34	0,08	-0,32
320	0,10	-0,28	0,07	-0,26	0,11	-0,35	0,08	-0,33
340	0,09	-0,32	0,08	-0,28	0,09	-0,37	0,09	-0,31
360	0,13	-0,36	0,11	-0,32	0,08	-0,38	0,06	-0,31
380	0,15	-0,41	0,12	-0,34	0,12	-0,36	0,08	-0,32
400	0,16	-0,48	0,13	-0,41	0,22	-0,52	0,24	-0,44
420	0,20	-0,58	0,19	-0,48	0,31	-0,69	0,39	-0,62

Velocidades [km/h]	Valores máximos de Pico dos deslocamentos no nó (D) [mm]							
	Modelo (H=0 m)		Modelo (H=0,5 m)		Modelo (H=1 m)		Modelo (H=2 m)	
	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos
200	0,12	-0,09	0,06	-0,05	0,19	-0,16	0,22	-0,19
220	0,16	-0,14	0,07	-0,08	0,20	-0,20	0,28	-0,21
240	0,14	-0,19	0,08	-0,11	0,28	-0,23	0,29	-0,18
260	0,25	-0,25	0,20	-0,20	0,07	-0,37	0,25	-0,17
280	0,28	-0,29	0,19	-0,18	0,25	-0,22	0,11	-0,41
300	0,29	-0,27	0,16	-0,16	0,33	-0,29	0,37	-0,36
320	0,39	-0,34	0,23	-0,22	0,36	-0,36	0,33	-0,34
340	0,52	-0,51	0,32	-0,32	0,32	-0,31	0,29	-0,30
360	0,31	-0,37	0,23	-0,24	0,12	-0,43	0,30	-0,34
380	0,25	-0,25	0,15	-0,18	0,29	-0,33	0,36	-0,39
400	0,24	-0,22	0,18	-0,16	0,38	-0,44	0,32	-0,33
420	0,32	-0,25	0,25	-0,20	0,34	-0,36	0,35	-0,38

Anexo A3

INCREMENTOS DE TENSÃO NOS NÓS (A, A'; B, B' e C, C')



Valores máximos de Pico dos incrementos de tensão no nó (A) [Pa]								
Velocidades [km/h]	Modelo (H=0 m)		Modelo (H=0,5 m)		Modelo (H=1 m)		Modelo (H=2 m)	
	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos
200	1343,05	-24563,30	1297,85	-16813,80	1841,22	-14201,20	2415,33	-11736,40
220	1366,36	-24633,20	1485,81	-17343,70	1747,97	-14262,00	2287,02	-13019,50
240	1375,61	-24760,20	1315,04	-17325,00	2373,65	-15020,90	3064,85	-12981,00
260	1471,07	-24873,70	1197,00	-17182,70	2455,83	-15162,80	2988,13	-12715,20
280	1423,93	-25002,40	1424,38	-17956,30	3457,42	-14618,40	4371,59	-12856,30
300	1722,58	-25110,80	1809,80	-18333,90	3829,28	-15839,90	4094,74	-11960,20
320	1607,68	-25303,90	1836,88	-18492,30	4430,89	-15704,20	4577,44	-13910,80
340	1771,86	-25660,10	2365,39	-19254,20	3654,47	-15425,50	4639,44	-12231,90
360	1762,09	-25465,40	2434,30	-19016,60	4542,79	-16987,50	4334,42	-13192,80
380	2240,02	-25928,30	3672,96	-18541,50	6962,37	-17782,10	6129,65	-16146,10
400	1862,32	-25770,50	4602,45	-21490,10	8028,49	-18981,60	8025,06	-16942,90
420	2949,34	-26803,40	8269,39	-20089,10	13843,50	-18654,00	10233,80	-16687,70

Velocidades [km/h]	Valores máximos de Pico dos incrementos de tensão no nó (A') [Pa]							
	Modelo (H=0 m)		Modelo (H=0,5 m)		Modelo (H=1 m)		Modelo (H=2 m)	
	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos
200	98,95	-2002,54	205,89	-2831,86	294,81	-2458,28	416,64	-2053,80
220	100,32	-2008,96	239,10	-2920,23	302,55	-2480,84	402,24	-2277,50
240	102,82	-2013,67	215,41	-2913,77	405,74	-2606,99	506,12	-2281,17
260	104,30	-2020,34	180,92	-2880,92	404,75	-2633,00	524,80	-2236,62
280	107,05	-2026,61	220,54	-3013,04	594,38	-2533,36	739,19	-2267,16
300	108,31	-2033,71	302,00	-3074,55	663,96	-2727,35	701,61	-2103,92
320	109,29	-2040,75	303,29	-3099,19	748,52	-2719,19	785,87	-2414,73
340	110,53	-2053,68	380,97	-3222,73	641,28	-2690,25	802,72	-2146,92
360	114,84	-2070,76	405,36	-3168,28	799,37	-2935,49	739,44	-2354,25
380	118,79	-2081,78	620,01	-3095,08	1209,01	-3058,03	1025,41	-2803,60
400	135,43	-2111,38	730,05	-3563,50	1379,15	-3058,03	1368,93	-2803,60
420	149,84	-2123,57	1364,23	-3325,46	2395,30	-3203,11	1726,64	-3036,20

Velocidades [km/h]	Valores máximos de Pico dos incrementos de tensão no nó (B) [Pa]							
	Modelo (H=0 m)		Modelo (H=0,5 m)		Modelo (H=1 m)		Modelo (H=2 m)	
	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos
200	917,64	-3150,65	749,82	-2174,32	1910,06	-5040,04	2624,99	-4418,76
220	1436,38	-3293,79	742,17	-2015,28	2096,11	-4971,41	2824,25	-4868,82
240	1689,90	-3453,33	961,98	-2267,70	2050,08	-4808,11	2681,27	-4954,18
260	1689,90	-3421,97	961,98	-2315,41	2050,08	-5057,48	2681,27	-5086,65
280	969,78	-4090,38	800,42	-2630,43	2035,16	-5419,72	2443,32	-4731,30
300	1092,05	-3583,68	717,22	-2232,34	2054,10	-5373,04	1913,31	-4486,04
320	1174,26	-2990,57	958,98	-2130,15	1804,88	-5215,01	2291,16	-5103,72
340	1288,90	-4115,21	916,79	-2799,27	2208,99	-5531,92	2975,40	-5777,09
360	2402,53	-4493,73	1647,59	-2948,33	2884,37	-5307,70	3505,55	-5064,90
380	2211,65	-4209,50	2307,68	-3547,81	3345,66	-6499,83	4252,86	-6215,63
400	1969,44	-3426,30	1872,93	-3180,34	4822,58	-8457,66	4142,03	-7888,84
420	3580,99	-4465,90	2260,28	-4813,81	5988,84	-8804,61	4253,12	-9424,47

Velocidades [km/h]	Valores máximos de Pico dos incrementos de tensão no nó (B') [Pa]							
	Modelo (H=0 m)		Modelo (H=0,5 m)		Modelo (H=1 m)		Modelo (H=2 m)	
	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos
200	152,26	-412,02	114,01	-320,36	404,99	-1163,09	538,85	-1006,10
220	231,35	-432,26	146,37	-296,33	423,49	-1177,58	582,72	-1128,64
240	146,22	-363,82	160,95	-369,41	420,83	-1137,19	561,41	-1135,12
260	280,84	-396,78	226,76	-350,26	453,98	-1170,66	606,95	-1163,59
280	194,12	-446,01	162,08	-383,06	459,49	-1277,61	530,85	-1103,23
300	145,06	-467,96	136,51	-367,32	461,32	-1263,51	416,72	-1074,20
320	157,65	-387,90	187,19	-346,21	387,26	-1155,40	496,69	-1186,93
340	266,89	-497,18	179,95	-449,59	496,83	-1288,50	634,84	-1310,38
360	345,96	-565,05	249,19	-416,32	651,73	-1242,53	759,65	-1153,79
380	390,75	-629,59	381,82	-638,16	738,18	-1475,52	929,39	-1407,07
400	355,96	-594,94	320,96	-596,14	1066,50	-1898,04	817,16	-1764,91
420	844,14	-871,73	420,73	-886,90	1283,57	-1977,10	955,65	-2120,48

Velocidades [km/h]	Valores máximos de Pico dos incrementos de tensão no nó (C) [Pa]							
	Modelo (H=0 m)		Modelo (H=0,5 m)		Modelo (H=1 m)		Modelo (H=2 m)	
	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos
200	2349,01	-7574,24	2073,85	-7155,49	1787,67	-9702,43	1455,27	-7467,42
220	2216,24	-9285,38	3008,28	-7488,20	1791,06	-9641,63	1203,56	-8192,72
240	2453,03	-8744,81	3374,41	-7967,34	1719,62	-9033,04	1248,25	-7838,11
260	3074,85	-9450,79	3270,64	-7071,97	1812,42	-8542,87	1898,88	-9144,17
280	3884,58	-10238,80	3064,61	-9434,34	3354,67	-9790,23	2531,41	-10544,60
300	4030,87	-11238,40	3092,30	-10814,20	2926,51	-9180,24	2517,59	-8932,24
320	3303,55	-9175,83	3183,49	-9866,29	2538,62	-8593,01	3135,13	-9004,97
340	5826,42	-11517,00	4271,41	-10259,60	2659,09	-8363,45	2136,34	-8163,16
360	4506,45	-10192,20	3276,58	-9378,63	3615,22	-8047,58	1986,50	-8747,83
380	4826,40	-12102,10	5262,54	-12574,60	3775,65	-9783,81	3120,97	-10039,80
400	8054,38	-16325,40	9737,57	-12806,40	5710,77	-13260,90	7767,72	-12265,00
420	8807,95	-17068,40	8867,69	-16346,70	9394,40	-13515,20	11608,90	-16126,60

Velocidades [km/h]	Valores máximos de Pico dos incrementos de tensão no nó (C') [Pa]							
	Modelo (H=0 m)		Modelo (H=0,5 m)		Modelo (H=1 m)		Modelo (H=2 m)	
	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos	Positivos	Negativos
200	406,86	-1362,78	373,78	-1286,66	312,88	-1725,03	252,87	-1334,11
220	395,10	-1666,89	533,76	-1352,80	315,70	-1716,65	217,91	-1446,19
240	429,25	-1561,02	597,73	-1431,16	302,88	-1621,10	218,20	-1380,25
260	548,19	-1691,75	581,72	-1274,10	322,16	-1517,74	335,36	-1606,07
280	671,02	-1833,16	548,07	-1702,71	605,69	-1763,46	448,86	-1861,29
300	711,40	-2027,24	551,93	-1930,58	527,88	-1642,84	442,42	-1585,78
320	584,64	-1626,70	567,81	-1758,48	464,98	-1547,15	539,41	-1605,31
340	1030,07	-2076,59	759,68	-1843,42	478,74	-1527,17	375,10	-1468,53
360	790,98	-1808,31	592,49	-1681,47	646,52	-1449,49	344,10	-1562,50
380	869,93	-2177,79	922,64	-2285,53	685,63	-1776,59	512,95	-1721,89
400	1411,42	-2954,85	1707,14	-2341,44	1026,57	-2377,98	1300,05	-2134,55
420	1536,55	-3224,22	1539,71	-2961,85	1669,85	-2397,10	2070,79	-2894,28