



Sara Rebeca Hassam Carmali

Licenciada em Ciências de Engenharia Civil

Aplicação de BIM a Infraestruturas Ferroviárias. Controlo da qualidade na construção

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Perfil de Estruturas

Orientadora: Doutora Maria João Falcão da Silva, Investigadora Auxiliar, LNEC

Coorientadora: Doutora Simona Fontul, Professora Auxiliar Convidada, FCT-UNL

Júri:

Presidente: Doutor Fernando M. A. Henriques, Professor Catedrático,
Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de
Lisboa

Arguentes: Doutora Zuzana Dimitrovová, Professora Auxiliar,
Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de
Lisboa

Vogais: Doutora Simona Fontul, Professora Auxiliar,
Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de
Lisboa



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Novembro, 2018

Aplicação de BIM a Infraestruturas Ferroviárias. Controlo da qualidade na construção

Copyright © Sara Rebeca Hassam Carmali, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

À minha família.

“It always seems impossible until it's done”

Nelson Mandela

Agradecimentos

A dissertação de mestrado é um importante marco no percurso académico de um aluno, sendo o reflexo de um crescimento pessoal ao longo de uma jornada de 5 anos. As palavras ganham um novo sentido quando se tornam imprevisíveis, ganham uma nova vida quando inquietam o pensamento, mas há momentos, como este, em que nos sentimos desassossegados com as palavras porque se tornam insuficientes para dizer com elas o que queremos. Assim, ciente da limitação das palavras, aproveito para expressar os meus sinceros agradecimentos a todos aqueles que me acompanharam e que, de alguma forma, contribuíram com o seu saber científico e/ou dedicação pessoal para a concretização deste trabalho:

- Ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) que, pela atribuição de um acolhimento possibilitou a realização e a divulgação deste trabalho. Aos seus funcionários, pela simpatia e receptividade.

- À Professora Doutora Simona Fontul, agradeço o apoio, empenho e paciência demonstrados ao longo do desenvolvimento desta dissertação, revelando-se preponderantes no resultado final. Também agradeço a constante supervisão e a partilha de conhecimento e experiência na área de infraestruturas ferroviárias, bem como a disponibilização de bibliografia fulcral para a correta validação dos elementos citados na presente dissertação.

- À Doutora Maria João Falcão e à Doutora Paula Couto, expresse a minha gratidão pelos seus conhecimentos transmitidos acerca da metodologia BIM. As suas sugestões e críticas construtivas acerca do trabalho desenvolvido foram importantes contribuições para a presente dissertação.

- Ao colega e amigo Vasco, presto o meu reconhecimento pela paciência e disponibilidade conferidas no processo de adaptação ao *software* Autodesk® Revit®, cuja constante troca de ideias foi imprescindível para a concretização da modelação.

- A todos os meus colegas e amigos pela amizade, motivação e apoio transmitidos não apenas nos bons momentos, mas também nos mais complicados.

- Por fim, um especial agradecimento à minha família por todo o apoio, confiança e valores transmitidos durante este longo percurso, dando a sua compreensão nos momentos mais difíceis da dissertação, e deste modo presto a minha mais profunda gratidão, pois sem eles, este trabalho não seria possível.

Resumo

O *Building Information Modelling* (BIM) é uma metodologia que serve para toda a indústria AECO (arquitetura, engenharia, construção e operação) e, como tal, permite a representação das características estruturais e funcionais de uma construção, incluindo atividades, entre outras informações. A característica principal do BIM é o sistema de modelação tridimensional que inclui a gestão, partilha e troca de dados durante todo o ciclo de vida de uma construção, onde cada elemento ou objeto possui informação sobre os seus dados físicos. A metodologia BIM permite conduzir a uma melhor coordenação e colaboração entre os intervenientes no projeto possibilitando o acesso, em simultâneo e em tempo real, ao modelo BIM, possibilitando uma rápida deteção de conflitos entre componentes e, como consequência, uma diminuição de custos. No fundo, o BIM pretende dar um impulso favorável no sentido de padronizar a informação e facilitar a comunicação, partilhando e integrando eficazmente os intervenientes no processo construtivo.

No âmbito da avaliação da capacidade de carga de infraestruturas ferroviárias e da respetiva vida útil, procura-se identificar quais as contribuições dos ensaios não destrutivos para o controlo da qualidade durante a construção de vias-férreas e executa-se uma retroanálise com recurso ao *software* BISAR 3. Os ensaios de carga não destrutivos possibilitam o estabelecimento de modelos de comportamento estrutural. Neste sentido, deseja-se desenvolver uma metodologia mais expedita com base nos ensaios realizados *in situ* por forma a otimizar a análise estrutural das vias-férreas, constituindo assim uma alternativa para o controlo da qualidade.

No que respeita às infraestruturas ferroviárias, pretende-se avaliar a aplicabilidade prática do conceito BIM na modelação estrutural e controlo da qualidade de uma via-férrea durante a construção. Com a metodologia BIM deseja-se demonstrar que esta pode ser implementada no sistema de gestão e monitorização de infraestruturas ferroviárias, possibilitando o registo das suas características físicas e geométricas, bem como os dados da medição da via, permitindo um controlo de qualidade da via-férrea após a construção, isto é, ao longo da sua vida útil.

Palavras-chave: BIM; modelação estrutural; defletómetro de impacto; via-férrea balastada; zona de transição; controlo da qualidade da via-férrea.

Abstract

Building Information Modelling (BIM) is a methodology that is suitable for the entire AECO industry (*Architecture, Engineering, Construction and Operation*) and, therefore, allows the representation of the structural and functional characteristics of a construction, including activities, among other information. The main feature of BIM is the three-dimensional modeling system that includes the management, sharing and exchanging data across the entire life cycle of a structure, where each element or object has information of its physical data. The BIM methodology allows for better coordination and collaboration between the participants of the project, enabling simultaneous and real-time access, a quick detection of conflicts between components and consequently a reduction of the costs. Having said this, BIM intends to give a favorable impulse in order to standardize information and facilitate communication, effectively sharing and integrating the participants in the constructive process.

When it comes to the evaluation of the railway infrastructures' capacity and their useful life, it is sought to identify the contributions of the non-destructive tests to the quality control during the construction of railways and to carry out a retroanalysis using *BISAR 3 software*. Non-destructive load tests allow the establishment of structural behavior models. In this sense, it is desired to develop a more expeditious methodology based on the tests carried out *in situ* in order to optimize the structural analysis of the railways, thus constituting an alternative for quality control.

Regarding the railway infrastructures, it is intended to assess the practical applicability of the BIM concept in the modelling and quality control of a railroad during construction. With the BIM methodology, it is desired to demonstrate that this can be implemented in the system that manages and monitors railway infrastructures, allowing the recording of its physical and geometric characteristics, as well as the measurement data of the track, enabling a quality control of the railroad after construction, that is, along its useful life.

Keywords: BIM; structural modeling; Falling Weight Deflectometer; ballasted track; transition zone; railroad quality control

Índice de Texto

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. ENQUADRAMENTO E ÂMBITO.....	1
1.2. OBJETIVOS E METODOLOGIA	2
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	3
2. INFRAESTRUTURAS FERROVIÁRIAS.....	5
2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	5
2.2. CONSTITUIÇÃO DA VIA-FÉRREA BALASTRADA	6
2.2.1. CARRIL	7
2.2.2. SISTEMA DE FIXAÇÃO	7
2.2.3. PALMILHAS	7
2.2.4. TRAVESSAS	8
2.2.5. CAMADA DE BALASTRO	9
2.2.6. CAMADA DE SUB-BALASTRO	10
2.2.7. PLATAFORMA DE FUNDAÇÃO	10
2.3. REQUISITOS DE PROJETO	10
2.3.1. CAMADA DE BALASTRO	11
2.3.2. CAMADA DE SUB-BALASTRO	14
2.3.3. PLATAFORMA DE FUNDAÇÃO	15
2.3.4. SOLICITAÇÕES DA VIA	17
2.4. ENSAIOS PARA AVALIAÇÃO DA VIA-FÉRREA DURANTE A CONSTRUÇÃO	19
2.4.1. ENSAIO DE CARGA ESTÁTICA COM PLACA.....	21
2.4.2. DEFLETÓMETRO DE IMPACTO	23
2.4.3. DEFLETÓMETRO DE IMPACTO PORTÁTIL.....	27
2.4.4. MEDIDOR DE CAPACIDADE DE SUPORTE EM CONTÍNUO.....	29
2.4.5. ENSAIOS COMPLEMENTARES	30
2.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	31
3. METODOLOGIA BIM.....	32
3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	32
3.2. DEFINIÇÃO DO CONCEITO.....	33
3.3. DIMENSÕES BIM.....	35
3.4. VANTAGENS E DESVANTAGENS DO BIM.....	36
3.5. DESENVOLVIMENTO HISTÓRICO.....	37
3.6. INTEROPERABILIDADE.....	40
3.7. NÍVEL DE DESENVOLVIMENTO (LOD) E DE DETALHE	41
3.8. APLICAÇÃO A INFRAESTRUTURAS FERROVIÁRIAS	45
3.9. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	46

4. AVALIAÇÃO ESTRUTURAL DA VIA-FÉRREA DURANTE A CONSTRUÇÃO.....	48
4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	48
4.2. MÉTODOS DE CARACTERIZAÇÃO ESTRUTURAL PARA CONTROLO DA QUALIDADE	49
4.3. CASO DE ESTUDO DE MODELAÇÃO ESTRUTURAL DURANTE A CONSTRUÇÃO	57
4.4. INTERPRETAÇÃO EMPÍRICA DOS ENSAIOS E APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS	66
4.5. PROPOSTA DE APLICAÇÃO DO DEFLETÓMETRO DE IMPACTO PARA CONTROLO DA QUALIDADE DURANTE A CONSTRUÇÃO	72
4.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	74
5. APLICAÇÃO DO BIM À CONSTRUÇÃO DA VARIANTE DE ALCÁCER DO SAL....	77
5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	77
5.2. DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO	77
5.3. ENSAIOS REALIZADOS.....	82
5.4. PARÂMETROS A CONSIDERAR NA MODELAÇÃO BIM	86
5.5. MODELAÇÃO BIM	92
5.6. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS.....	108
5.7. METODOLOGIA PARA IMPLEMENTAÇÃO DO BIM NAS INFRAESTRUTURAS FERROVIÁRIAS	116
5.8. CONSIDERAÇÕES FINAIS	119
6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	121
6.1. PRINCIPAIS CONCLUSÕES	121
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	124
REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA.....	127
ANEXOS.....	139
ANEXO I – MODELOS DE RESPOSTA DA VIA-FÉRREA.....	141
ANEXO II – OUTROS ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS.....	147
ANEXO III – BISAR	153
ANEXO IV – DATA THIEF III	159
ANEXO V – MODELAÇÃO REVIT®	181
ANEXO VI - ARTIGO REALIZADO E APRESENTADO NO CONGRESSO PTBIM	193

Índice de Figuras

FIGURA 1.1 - METODOLOGIA DE TRABALHO APLICADA.....	4
FIGURA 2.1 - ESQUEMA ESTRUTURAL DA VIA FERROVIÁRIA BALASTRADA CLÁSSICA: SECÇÃO TRANSVERSAL	6
FIGURA 2.2 - DEFINIÇÃO DA ESPESSURA TOTAL DAS CAMADAS DE BALASTRO E DE SUB-BALASTRO	13
FIGURA 2.3 - TENSÕES DEVIDO ÀS FORÇAS VERTICAIS NOS ELEMENTOS DA VIA.....	18
FIGURA 2.4 - ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS ABORDADOS.....	20
FIGURA 2.5 - PRINCÍPIO DE FUNCIONAMENTO DO ECP	22
FIGURA 2.6 - ENSAIO DE CARGA COM PLACA.....	22
FIGURA 2.9 - ENSAIO DE CARGA COM DEFLETÓMETRO DE IMPACTO	23
FIGURA 2.10 - PRINCÍPIO DE ENSAIO COM O DEFLETÓMETRO DE IMPACTO.....	24
FIGURA 2.11 - GRÁFICO TÍPICO OBTIDO COM FWD	25
FIGURA 2.12 - BACIAS DE DEFLEXÃO COM DIMINUIÇÃO DA DEFORMAÇÃO REGISTRADAS	26
FIGURA 2.13 - CONSTITUIÇÃO DE UM DEFLETÓMETRO DE IMPACTO PORTÁTIL	28
FIGURA 2.14 - SEQUÊNCIA TEMPORAL DA FORÇA DE IMPACTO EXERCIDA PELO DIP E ASSENTAMENTO GERADO.....	28
FIGURA 2.15 - PRINCÍPIO DE FUNCIONAMENTO MCSC.....	29
FIGURA 3.1 - PARTILHA DE INFORMAÇÃO.....	33
FIGURA 3.2 - CURVA DE MACLEAMY	34
FIGURA 3.3 - DIFERENTES DIMENSÕES EXISTENTES NO BIM	35
FIGURA 3.4 - ESTRUTURA DA BASE DE DADOS DO MODELO IFC, VERSÃO 2X4	41
FIGURA 3.5 - INFORMAÇÃO PRESENTE NOS 5 LOD.....	43
FIGURA 3.6 - RELAÇÃO ENTRE NÍVEIS DE DESENVOLVIMENTO E AS FASES DE VIDA DO PROJETO.....	43
FIGURA 3.7 - INFORMAÇÃO PRESENTE NOS NÍVEIS DE DETALHE E DE DESENVOLVIMENTO.....	44
FIGURA 3.8 - RELAÇÃO ENTRE NÍVEIS DE DESENVOLVIMENTO, DETALHE E INFORMAÇÃO.....	45
FIGURA 4.1 – INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO DE CARGA ESTÁTICA COM PLACA SEGUNDO A NORMA AFNOR NF P94-117-1	51
FIGURA 4.2 – INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO DE CARGA ESTÁTICA COM PLACA SEGUNDO A NORMA DIN 18134	52
FIGURA 4.3 - MÓDULO DE DEFORMABILIDADE EQUIVALENTE AO NÍVEL DO TOPO DE CADA CAMADA, MEDIDO NO SEGUNDO CICLO DE CARGA, E_{V2} DO ENSAIO DE CARGA ESTÁTICA COM PLACA	52
FIGURA 4.4 - INTRODUÇÃO DOS PONTOS ONDE SE PRETENDE DETERMINAR A DEFLEXÃO NO BISAR (“POSITIONS”) PARA O ENSAIO FWD.....	60
FIGURA 4.5 - ETAPAS NO PROGRAMA DE RETROANÁLISE BISAR 3.0	61
FIGURA 4.6 - COMPARAÇÃO ENTRE A BACIA DE DEFLEXÃO MEDIDA (FWD) E CALCULADA PARA A PRIMEIRA ITERAÇÃO.....	63
FIGURA 4.7 - COMPARAÇÃO ENTRE AS BACIAS DE DEFLEXÃO CALCULADAS E A BACIA MEDIDA PARA O ENSAIO FWD.....	64
FIGURA 4.8 - AJUSTE ENTRE A BACIA CALCULADA PELO BISAR PARA A VARIANTE ALCÁCER DO SAL E A BACIA DE DEFLEXÕES REAL PARA O ENSAIO FWD.	65

FIGURA 4.9 - RESULTADOS DO MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE OBTIDOS NO ECP E O MÓDULO EQUIVALENTE CALCULADO COM BASE NA DEFLEXÃO CENTRAL PARA O FWD, PARA A ESTRUTURA EM ESTUDO, AO LONGO DOS CINCO MESES ESTUDADOS.....	67
FIGURA 4.10 - DEFLEXÃO CENTRAL OBTIDAS PARA O FWD AO LONGO DOS 29KM ESTUDADOS.	69
FIGURA 4.11 - MÓDULO DE DEFORMABILIDADE EQUIVALENTE PARA O DIP E FWD AO LONGO DOS 8 E 29KM, RESPECTIVAMENTE.....	70
FIGURA 4.12 - MÓDULO DE DEFORMABILIDADE CALCULADO COM BASE NA EQUAÇÃO 4.1 PARA DIFERENTES VALORES DE FORÇA COM BASE NAS DEFLEXÕES MEDIDAS PARA O FWD NO TOPO DA CAMADA DE SUB-BALASTRO.....	71
FIGURA 4.13 - DEFLEXÃO LIMITE NO TOPO DE CADA CAMADA: A) PARA A FORÇA DE 25kN OBTIDO NO FWD ; B) PARA A FORÇA DE 16kN OBTIDOS NO DIP.....	72
FIGURA 4.12 - DEFLEXÃO LIMITE DETERMINADAS COM BASE EM DEFLEXÕES MEDIDAS COM FWD PARA 25kN.....	74
FIGURA 5.1 - VARIANTE DE ALCÁCER : A) LOCALIZAÇÃO DA VARIANTE; B) REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DO LAYOUT.....	78
FIGURA 5.2 - REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DA SEÇÃO TRANSVERSAL PADRÃO DA VIA NO ATERRO	78
FIGURA 5.3 - ASPETOS DO PAVIMENTO DURANTE A CONSTRUÇÃO: A) CAMADAS DA SUBESTRUTURA; B) COMPONENTES DA SUPERESTRUTURA.....	79
FIGURA 5.4 - CLASSIFICAÇÃO DA ENVOLVENTE DE DISTRIBUIÇÃO DAS DIMENSÕES DAS PARTÍCULAS (DP) : A) ABGE E MATERIAL DE COBERTURA; B) SUB-BALASTRO	80
FIGURA 5.5 - ZONA DE TRANSIÇÃO DO CASO DE ESTUDO	82
FIGURA 5.6 - PONTOS DE LEVANTAMENTO NA APROXIMAÇÃO DA PONTE: A) VISTA DE PLANTA; B) SEÇÃO TRANSVERSAL DA VIA	85
FIGURA 5.7 - LOCALIZAÇÃO DOS ALINHAMENTOS 1 A 3 NO ATERRO	86
FIGURA 5.8 - RESULTADOS DO PORTANCIÈMÈTRE AO LONGO DO A) ALINHAMENTO 1; B) ALINHAMENTO 2 E C) ALINHAMENTO 3	87
FIGURA 5.9 - DESLOCAMENTOS DOS PONTOS DE LEVANTAMENTO NA CAMADA DE SUB-BALASTRO: A) PONTOS PN1 A PN7; B) PONTOS PP1 A PP7	88
FIGURA 5.10 - DESLOCAMENTOS DOS PONTOS DE PESQUISA NAS EXTREMIDADES DAS TRAVESSAS: A) PONTOS TN1 A TN7; B) PONTOS TP1 A TP7	89
FIGURA 5.11 - ESTIMATIVA DA DEFORMAÇÃO VERTICAL DO BALASTRO ($N_i = TN_i - PN_i$; $P_i = TP_i - PP_i$) PARA 36 MESES	90
FIGURA 5.12 - METODOLOGIA SEGUIDA PARA CRIAR O MODELO BIM.....	93
FIGURA 5.13 - EXEMPLO DO TIPO DE VIA ESCOLHIDO PARA A CUNHA MAC.....	96
FIGURA 5.14 - REPRESENTAÇÃO 2D DAS CAMADAS DO PAVIMENTO EM CORTE LONGITUDINAL.....	96
FIGURA 5.15 - LISTA DE MATERIAIS DEFINIDOS.....	97
FIGURA 5.16 - REPRESENTAÇÃO DO MODELO 3D.....	98
FIGURA 5.17 - PORMENOR DA ZONA DE TRANSIÇÃO.....	98
FIGURA 5.18 - VISTA EM PLANTA.....	99
FIGURA 5.19 - CORTE LONGITUDINAL (A-A') DO MODELO 3D.....	99
FIGURA 5.20 - CORTE TRANSVERSAL (B-B') DO MODELO 3D.....	99
FIGURA 5.21 - EVOLUÇÃO DA MODELAÇÃO: A) CRIAÇÃO DOS CARRIS, CAMADA DE BALASTRO E COROAMENTO; B) CRIAÇÃO DA OBRA DE ARTE; C) CRIAÇÃO DA SUPERFÍCIE ENVOLVENTE DO	

MODELO; D) PREENCHIMENTO DO VOLUME DO MODELO; E) MODELO FINAL F) VISTA OESTE; G) VISTA ESTE.....	102
FIGURA 5.22 - DEFINIÇÃO DE NÍVEIS AUXILIARES.....	103
FIGURA 5.23 - DEFINIÇÃO E DESCRIÇÃO DAS VISTAS CORRESPONDENTES ÀS ÁREAS QUE SERÃO DEFINIDAS.	104
FIGURA 5.24 - CRIAÇÃO DE <i>AREA PLANS</i> COM BASE NOS ENSAIOS ANALISADOS.....	104
FIGURA 5.25 - PROPRIEDADES <i>COLOR SCHEMES</i> - EXEMPLO DA ESCALA ADOTADA PARA O ENSAIO DO PORTANCEMÈTRE REALIZADO NO ALINHAMENTO 1.	105
FIGURA 5.26 - LARGURAS CONSIDERADA PARA: A) LT TNI E TPI – 13/24/36 MESES E DEFORMAÇÃO DO BALASTRO – 13/24/36 MESES; B) LT PNI E PPI – 13/24/36 MESES; C) PORTANCEMÈTRE	106
FIGURA 5.27 - BARRA DE PROPRIEDADES.	106
FIGURA 5.28 - ALTERAÇÃO GEOMÉTRICA DO MODELO, ATRAVÉS DA INTRODUÇÃO DO ASSENTAMENTO NO BALASTRO	107
FIGURA 5.29 - VARIAÇÃO DA RIGIDEZ DA VIA	108
FIGURA 5.30 - GAMA DE CORES DO ENSAIO PORTANCEMÈTRE PARA O: A) ALINHAMENTO 1; B) ALINHAMENTO 2 E C) ALINHAMENTO 3.....	110
FIGURA 5.31 - LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO AO NÍVEL DA CAMADA DE SUB-BALASTRO: A) 13 MESES; B) 24 MESES E C) 36 MESES.	111
FIGURA 5.32 - LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO NAS TRAVESSAS NOS: A) 13 MESES; B) 24 MESES E C) 36 MESES.	113
FIGURA 5.33 - REPRESENTAÇÃO DA DEFORMAÇÃO VERTICAL DO BALASTRO : A) 13 MESES; B) 24 MESES E C) 36 MESES.	115
FIGURA 5.34 - ESQUEMA PROPOSTO DE UTILIZAÇÃO DO MODELO BIM NA AVALIAÇÃO E CONTROLO DA QUALIDADE GEOMÉTRICA DAS LINHAS FERROVIÁRIAS EM SERVIÇO.....	117
FIGURA 5.35 - METODOLOGIA DE IMPLEMENTAÇÃO BIM EM OBRA.	118

Índice de Tabelas

TABELA 2.1 - VALORES DAS CARACTERÍSTICAS QUE PERMITEM A ACEITAÇÃO SEM QUAISQUER RESTRIÇÕES E A INIBIÇÃO DOS MATERIAIS A APLICAR NA CAMADA DE BALASTRO.....	12
TABELA 2.2 - DETERMINAÇÃO DA ESPESSURA DE BALASTRO E DE SUB-BALASTRO	13
TABELA 2.3 - CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DO BALASTRO	14
TABELA 2.4 - CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DO SUB-BALASTRO	15
TABELA 2.5 - CLASSE DA CAPACIDADE DE CARGA DA PLATAFORMA.....	16
TABELA 2.6 - CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS.....	16
TABELA 3.1 – ALGUNS PAÍSES COM NORMAS E DIRETRIZES BIM.....	39
TABELA 4.1 - TABELA COM AS DIVERSAS CORRELAÇÕES ABORDADAS.	57
TABELA 4.2 - CONSTITUIÇÃO DO PAVIMENTO NO TROÇO ENSAIADO NA VARIANTE DE ALCÁCER DO SAL...	59
TABELA 4.3 - VALORES TÍPICOS PARA MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE UTILIZADOS EM VIAS-FÉRREAS....	60
TABELA 4.4 - VALORES CALCULADOS PELO BISAR PARA O MODELO DO PAVIMENTO CORRESPONDENTE À PRIMEIRA ITERAÇÃO PARA O ENSAIO FWD.	62
TABELA 4.5 - MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE PARA CADA ITERAÇÃO PARA O FWD.	64
TABELA 4.6 - MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE PARA A VARIANTE ALCÁCER DO SAL OBTIDOS PELO BISAR 3.0. PARA O ENSAIO FWD.....	65
TABELA 4.7 - DEFLEXÃO LIMITE NO TOPO DE CADA CAMADA PARA DIFERENTES VALORES DE FORÇA DETERMINADOS NUMERICAMENTE.....	71
TABELA 5.1 - ALGUNS DOS REQUISITOS MÍNIMOS DE PROJETO RELATIVOS ÀS CAMADAS ESTRUTURAIS DA PLATAFORMA.....	80
TABELA 5.2 - ALGUNS DOS REQUISITOS E VALORES OBTIDOS NOS MATERIAIS APLICADOS NO SUB-BALASTRO E NA CAMADA DE COROAMENTO.....	81
TABELA 5.3 - RESUMO DOS REQUISITOS E RESULTADOS DO CONTROLE DE COMPACTAÇÃO.....	83
TABELA 5.4 - INTERVALOS CONSIDERADOS NO ENSAIO PORTANCEMÈTRE PARA O: A) ALINHAMENTO 1; B) ALINHAMENTO 2 E C) ALINHAMENTO 3.....	91
TABELA 5.5 - INTERVALOS CONSIDERADOS NO LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO PARA AS: A) TRAVESSAS; B) SUB-BALASTRO; C) DEFORMAÇÃO VERTICAL DO BALASTRO.	91

Abreviaturas e Simbologia utilizada

Abreviaturas

AASHO	Associação Americana de Autoridades Rodoviárias do Estado (<i>American Association of State Highway Officials</i>)
AASHTO	Associação Americana de Autoridades Rodoviárias e de Transporte do Estado (<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>)
ABGE	Agregado Britado de Granulometria Extensa
AECO	Arquitetura, Engenharia, Construção e Operação
AIA	Instituto Americano de Arquitetos (<i>American Institute of Architects</i>)
ASCE	Instituto Americano de Engenheiros Civis (<i>American Society of Civil Engineers</i>)
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
AVAC	Aquecimento, Ventilação e Ar Condicionado
BDS	Sistema de Descrição da Construção (<i>Building Description System</i>)
BIM	<i>Building Information Modelling</i>
BISAR	<i>Bitumen Stress Analysis in Road</i>
BT1	Blocos Técnicos do Tipo 1
CAD	Concepção assistida por computador (<i>Computer Aided/Assisted Design</i>)
CBR	<i>Californian Bearing Ratio</i>
CEN	Comité de Normalização Europeu
CETE	<i>Centre d'Études Techniques de l'Équipement</i>
COBIM	<i>National Common BIM requirements</i>
DIP	Defletómetro de Impacto Portátil
DP	Dimensão das Partículas
DWG	Formato dos ficheiros CAD

ECP	Ensaio de Carga Estática com Placa
EN	Norma Europeia (<i>European Standard</i>)
EUA	Estados Unidos da América
FCT-UNL	Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa
FWD	Defletómetro de Impacto (<i>Falling Weight Deflectometer</i>)
GSA	Administração de Serviços Gerais (<i>General Service Administration</i>)
IFC	<i>Industry Foundation Classes</i>
IPD	Entrega Integrada de Projetos (<i>Integrated Project Delivery</i>)
ISO	<i>International Standard Organization</i>
ITED	Infraestruturas de Telecomunicações em Edifícios
RP	Radar de Prospeção (<i>Ground Penetrating Radar</i>)
HFWD	Defletómetro de Impacto Pesado (<i>Heavy Falling Weight Deflectometer</i>)
JAE	Junta Autónoma de Estradas
LA	<i>Los Angeles</i>
LCPC	Laboratório Central de Pontes e Estradas (<i>Laboratoire Central des Ponts et Chaussées</i>)
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LOD	Nível de Desenvolvimento (<i>Level of Development</i>)
LT	Levantamento Topográfico
MAC	Mistura de Cimento com 5% de teor de ligante
MCSC	Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo
MDE	Micro-Deval
MEF	Método dos Elementos Finitos
MEP	Mecânica, Elétrica e Tubagens (<i>Mechanical, Electrical, and Plumbing</i>)
NCHRP	<i>National Cooperative Highway Research Program</i>
NDT	Ensaio Não Destrutivos
NEG	Núcleo de Economia, Gestão e Tecnologia da Construção
NP EN	Norma Europeia versão Portuguesa
OA	Obra de Arte
OPM	Ensaio Proctor Modificado (<i>Optimum Modified Proctor</i>)

PI	Passagens Inferiores
Pi	Classes da a plataforma de fundação em função da capacidade resistente requerida
PIA	Passagem Inferior Agrícola
PF	Passagem de Fauna
PH	Passagem Hidráulica
Pk	Ponto quilométrico
PS	Passagem Superior
PSD	Distribuição do tamanho de partícula (<i>Particle Size Distribution</i>)
P2I	Plano de Investigação e Inovação
QSi	Classificação da qualidade do solo de fundação
Rc	Resistência à Compressão
RDD	Deflectômetro Dinâmico Rolante (<i>Rolling Dynamic Deflectometer</i>)
REFER	Rede Ferroviária Nacional, E.P.
RIV	Renovação integral de via
Rit	Resistência à Tração indireta mínima
RMSE	<i>Root Mean Square Error</i>
SHELL	<i>Shell International Petroleum Company Limited</i>
SHWD	Defletómetro de Impacto Super Pesado (<i>Super Heavy Weight Deflectometer</i>)
Skp	Formato do ficheiro SketchUp
SWM	Métodos de Onda de Superfície (<i>Surface Wave Methods</i>)
t	Tonelada
UIC	União Internacional dos Caminhos-de-Ferro (<i>Union Internationale des Chemins de Fer</i>)
UK	Reino Unido (<i>United Kingdom</i>)
2D	Duas Dimensões

Símbolos

S	Área da bacia de deflexão
a	Espessura
a1 e a2	Coefficientes determinados a partir do ajuste de um polinómio de segundo grau aos pontos correspondentes ao segundo ciclo de carregamento
CV	Coefficientes de variação
v	Coefficiente de Poisson
Cr	Compactação relativa dos materiais
dci	Deflexão calculada no geofone i
K	Coefficiente que assumiu valores de 1,1 e 1,2 nos ensaios realizados sobre uma camada de sub-balastro e sobre uma camada de leito da via, respetivamente
D1 a D9	Deflexão medida no ensaio de carga com o FWD a 0,00m, 0,30m, 0,45m, 0,60m, 0,90m, 1,20m, 1,50m, 1,80m e 2,10m do centro da placa de carga, respetivamente
d_{mi}	Deflexão medida no geofone i
D_n	Deflexão normalizada
d_r	Deflexão registada no geofone central
ρ_{OPM}	Densidade seca máxima
z₂	Deslocamento da placa
φ	Diâmetro da placa
b	Distância do sensor ao centro (mm)
A	Fator de rigidez da placa de carga
D	Função de deflexão máxima do tipo exponencial 10 ⁻² mm
D_c	Grau mínimo de Compactação
E	Módulo de rigidez
E₀	Módulo de deformabilidade da camada superficial
E_{DIP(300)}	Módulo de deformabilidade equivalente obtido com o DIP (placa φ = 300mm)
E_{ECP(300)}	Módulo de deformabilidade equivalente obtido com o ECP (placa φ = 300mm)

EV₁	Módulo de deformabilidade medido no primeiro ciclo de carga
EV₂	Módulo de deformabilidade medido no segundo ciclo de carga
E_{EV1}	Módulo dinâmico
K	Módulo de reação
k_f	Módulo de reação do solo de fundação compactado
k_{ECP(300)}	Módulo de reação obtido com o ECP ($\varphi = 300\text{mm}$)
k_{DIP(90)}	Módulo de reação obtido com o DIP (placa $\varphi = 90\text{mm}$) corrigido pelo fator 0,09/0,30 para ter em conta o diâmetro da placa
E_r	Módulo resiliente
P1	Plataformas de qualidade fraca
P2	Plataformas de qualidade média
P3	Plataformas de qualidade boa
P	Pressão de contacto
p	Pressão sob a placa
r	Raio da placa
QS1	Solos medíocres
QS2	Solos de qualidade média
QS3	Solos de boa qualidade
n	Número total de geofones utilizados
$\sigma_{0\text{máx}}$	Tensão sob a placa atingida no primeiro ciclo de carregamento
w	Teor de água
w_{OPM}	Teor ótimo de água

1. Introdução

1.1. Enquadramento e Âmbito

A indústria da Arquitetura, Engenharia, Construção e Operação (AECO) tem procurado novos métodos de trabalho de forma a incrementar o nível da organização das diferentes tarefas, apoiados no uso de uma vasta gama de *softwares*. No entanto, a maioria das ferramentas disponibilizadas apresenta duas grandes limitações que o BIM procura ultrapassar: a capacidade de interoperabilidade entre sistemas e uma adequada estrutura dos dados requeridos nos diferentes processos, nomeadamente, uma sequência cronológica da geração de dados e um fácil e metodológico acesso à informação do empreendimento. Neste contexto, o BIM tira proveito de uma modelação parametrizada de objetos, onde os elementos construtivos são organizados de forma a reproduzir os objetos reais num ambiente virtual e manipulável. Atualmente o BIM tem vindo a ganhar cada vez mais força e espaço no mercado internacional, contribuindo para que o setor AECO se torne mais competitivo e eficaz.

No âmbito das infraestruturas ferroviárias é fácil perceber que através desta metodologia poder-se-á ter um conhecimento rigoroso sobre o comportamento da via ao longo da sua vida útil, pois esta não dependerá exclusivamente da qualidade durante a construção da via, mas também da sua degradação sob a ação do tráfego e das intervenções realizadas na via. Com o BIM é possível realizar uma gestão da manutenção da via, isto é, seguir a evolução da degradação através da implementação do levantamento sistemático da sua condição no BIM, possibilitando a tomada de medidas de manutenção e reabilitação mais adequadas e de forma atempada (Carmali et al., 2018).

A presente dissertação surge no âmbito do projeto *ProBIM* que se integra no Plano de Investigação e Inovação (P2I) do Núcleo de Economia, Gestão e Tecnologia da Construção (NEG) do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). A mesma integra-se na linha de investigação na área dos sistemas de informação aplicados aos modelos BIM, mais especificamente na utilização das metodologias BIM para a avaliação de Infraestruturas Ferroviárias.

Neste trabalho apresentam-se as particularidades da aplicação do BIM às infraestruturas ferroviárias através da modelação e avaliação de uma via-férrea em serviço em Portugal. Deseja-se demonstrar que esta pode ser implementada no sistema de gestão de infraestruturas ferroviárias, possibilitando o registo das suas características físicas e geométricas, bem como os dados da medição da via e as intervenções realizadas ao longo da vida útil.

1.2. Objetivos e Metodologia

A realização do presente trabalho é uma mais-valia no âmbito da investigação de infraestruturas de transporte, com principal relevo para as ferrovias, possibilitando um conhecimento mais aprofundado no que diz respeito à estimativa de comportamento da via com recurso à metodologia BIM. Para tal, são necessários definir quais os parâmetros que podem ser acompanhados pelo BIM ao longo do tempo, possibilitando assim a avaliação, de uma forma precoce e mais expedita, das zonas que precisam de intervenção/reabilitação. Pretende-se assim contribuir para a identificação de zonas críticas e, se possível, prever defeitos futuros, de uma forma mais eficiente relativamente ao que tem vindo a ser feito.

No decorrer do trabalho, será apresentado e analisado um caso de estudo modelado em BIM, com o propósito de aprofundar os conhecimentos relativos aos parâmetros que podem ser analisados por esta metodologia no controlo da qualidade durante a construção. O modelo BIM é constituído por uma secção de plena via e uma zona de transição e contempla as características reais que a via possui no fim da construção, contabilizando as alterações implementadas. A metodologia proposta consiste em estabelecer relações entre os resultados obtidos pela abordagem clássica, no domínio do tempo e frequência, e os resultados obtidos nos primeiros anos de serviço, com vista a obter informações que permitam apoiar as decisões de intervenção de manutenção, ao nível da rede ferroviária, isto é, serão introduzidos no BIM os resultados dos ensaios obtidos no fim da construção, por forma a verificar se os valores dos diferentes parâmetros cumprem as tolerâncias especificadas.

Os objetivos supramencionados podem ser atingidos através da seguinte sequência:

- Definição dos ensaios necessários para medir a resistência da via no momento em que se realiza o projeto (parâmetros que caracterizam a resistência da via);
- Definição dos ensaios de controlo da qualidade de obra que deverão ser realizados durante e no momento após a construção da via (final da construção). Estes ensaios permitirão verificar a resistência estrutural inicial;
- Modelação do trecho de infraestrutura ferroviária em Autodesk® Revit® 2018;
- Determinação dos parâmetros (reais) que avaliam a resistência da via na fase estrutural de início de utilização e que devem ser considerados na modelação;
- Introdução dos dados da medição da via no Revit® e apresentação dos resultados através de um esquema de cores;
- Verificação da inclusão dos parâmetros nos limites de tolerância.

Desta forma, através da modelação de uma estrutura linear ferroviária em BIM é possível avaliar o estado da infraestrutura ferroviária e, através da comparação entre os parâmetros do projeto e os parâmetros obtidos nos ensaios de controlo da qualidade (após a construção da via), pode-se observar a diferença entre a resistência prevista no projeto e a que se obteve na realidade.

de, possibilitando assim uma melhor análise da condição da via e a adoção de medidas adequadas de reabilitação.

1.3. Estrutura da Dissertação

O presente documento encontra-se organizado em seis capítulos. O primeiro capítulo - Introdução - procura contextualizar o uso da metodologia BIM em infraestruturas ferroviárias, apresentar a metodologia e indicar os principais objetivos do trabalho. De modo a facilitar a leitura do documento, encontra-se esquematizada na Figura 1.1 a forma como foi organizada esta dissertação, proporcionando uma visão geral do desenvolvimento do trabalho.

No segundo capítulo – Infraestruturas Ferroviárias – faz-se referência às diferentes soluções de via, dando-se principal importância à via balastrada. São referidos os elementos que a constituem, as suas funções, assim como quais deverão ser os valores dos parâmetros aceitáveis para o controlo da qualidade da via. Descrevem-se também alguns dos ensaios (tradicionais e não tradicionais) para a avaliação da via-férrea durante a construção.

No terceiro capítulo – Metodologia BIM – apresenta-se primeiramente uma breve definição do conceito e das dimensões que a constituem. Indicam-se as vantagens e desvantagens do BIM, seguido de uma introdução histórica do mesmo. Após esta abordagem descreve-se o seu princípio de funcionamento, nomeadamente a interoperabilidade e LODs, terminando com a sua aplicabilidade em infraestruturas ferroviárias.

No quarto capítulo – Avaliação estrutural da Via-férrea durante a construção – é realizada uma retroanálise através do *software* BISAR 3.0. Neste capítulo também são referidos quais os ensaios destinados ao controlo da qualidade durante a construção afim de, com os resultados obtidos *in situ*, executar uma proposta alternativa mais expedita ao controlo da qualidade durante a construção da via-férrea.

No quinto capítulo – Aplicação do BIM à Construção da Variante de Alcácer do Sal – encontra-se definido o caso de estudo de uma via-férrea em Portugal. É caracterizada a infraestrutura em estudo, assim como os ensaios realizados, seguida de uma descrição exaustiva de como foi desenvolvida a modelação. Posteriormente apresenta-se e aplica-se ao modelo da linha em estudo uma nova abordagem de visualização dos parâmetros de medição da via, numa tentativa de tornar a análise da via mais intuitiva e simplificada, possibilitando a identificação imediata dos locais onde a via evidenciava uma degradação mais acelerada ou a outras situações críticas.

No sexto e último capítulo apresentam-se as conclusões sobre o trabalho desenvolvido, assim como sugestões relativas a desenvolvimentos futuros com vista ao melhoramento e desenvolvimento deste tema.

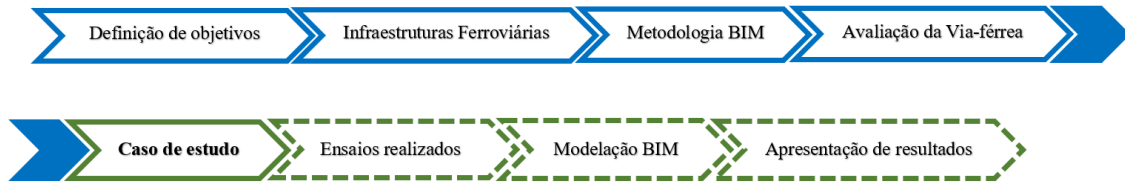


Figura 1.1 - Metodologia de trabalho aplicada.

2. Infraestruturas Ferroviárias

2.1. Considerações Iniciais

A estrutura de suporte da via foi evoluindo ao longo dos tempos tendo como pressupostos proporcionar a circulação ferroviária de uma forma segura, confortável e económica.

O desempenho das vias de caminho-de-ferro advém de uma complexa interação dos diversos elementos e camadas do sistema, em resposta às solicitações impostas pelo material circulante em diferentes condições ambientais. Para que o funcionamento seja apropriado, cada componente do sistema estrutural deve cumprir rigorosamente a sua função, para que o conjunto seja estável, resiliente, evite deformações permanentes significativas ao nível dos carris e o desgaste dos componentes. As características resilientes da via permitem que esta absorva parte da energia que lhe é transmitida, fundamentalmente por compressão da camada de balastro (Fortunato, 2005).

Neste capítulo apresentam-se diferentes soluções de via, faz-se referência às vias balastradas, às vias não balastradas ou em placa e às vias de apoio misto.

A via não balastrada tem sido implementada em vários países, como a Alemanha e o Japão. As soluções via de apoio misto têm vindo a ser desenvolvidas em vários países, sendo a sua aplicação mais generalizada e bem-sucedida em Itália, nas linhas de alta velocidade. Parte do estudo relacionado com esta temática foi elaborado de forma exaustiva em livros referenciados neste trabalho, nomeadamente no Esveld (2001).

Após estas considerações iniciais, na secção 2.2 do presente capítulo, caracteriza-se a via balastrada apresentando-se os elementos que a constituem e respetivas funções por forma a facilitar a compreensão da terminologia e função de cada elemento.

Seguidamente na secção 2.3, descrevem-se quais os parâmetros que deverão ser considerados por forma a se atingir um melhor controlo após a construção, ou seja, quais os parâmetros a considerar durante a construção da via.

Na secção 2.4. apresentam-se os principais métodos de auscultação não destrutivos utilizados na avaliação da capacidade de carga de infraestruturas de transportes. Realiza-se, de uma forma sucinta, a descrição de cada equipamento, o seu modo de funcionamento e são sobreditas as principais vantagens e inconvenientes de cada método em comparação com os demais. É de notar, que se mencionam as particularidades relativas à interpretação dos ensaios de carga e a sua eficiência. Os principais tipos de ensaios não destrutivos abordados são: Ensaio de carga

estática com placa (ECP); Defletómetro de Impacto (FWD), Defletómetro de Impacto Portátil (DIP); Radar de Prospecção (GPR) e Portancemètre. É de salientar que os equipamentos de uso mais generalizado para a realização de ensaios de carga são o ECP, FWD e DIP.

Por fim, as conclusões deste capítulo são indicadas na secção 2.5.

2.2. Constituição da Via-férrea Balastrada

A via balastrada é uma solução estrutural tradicional, sendo que, ainda hoje, é uma solução estrutural para novas linhas ferroviárias. Trata-se da solução mais utilizada na Europa e também em Portugal. Na maioria dos casos este tipo de via permite alcançar e preservar as exigências de qualidade geométrica de forma económica, beneficiando do facto das degradações da geometria ocorridas poderem ser retificadas por equipamentos mecânicos automáticos.

Desde os primeiros estudos realizados nos anos setenta, no âmbito da introdução da alta velocidade na Europa, que se encarou a hipótese de continuar a utilizar a via balastrada de concepção clássica, pois esta oferece um dos melhores compromissos entre rigidez e amortecimento. Numerosos estudos experimentais validaram desde logo a hipótese dessa utilização sem problemas para velocidades da ordem dos 300km/h, garantindo a resistência da via aos esforços laterais com um coeficiente de segurança aceitável (Fortunato, 2005).

A utilização deste tipo de via possibilita inúmeras vantagens tais como uma construção rápida e com custos relativamente baixos; uma fácil retificação da geometria da via (exemplo: cruzamentos, desvios, escala); operações de conservação da via simples, rápidas e a baixo custo; relativa adaptabilidade à redefinição do traçado, assim como o ajuste a eventuais assentamentos da subestrutura. A presente via comparativamente à via não balastrada apresenta maior eficiência de atenuação de ruídos e vibrações, possibilidade de reutilização do balastro, como material secundário, por exemplo, em camadas de forma. De seguida apresentam-se os elementos que compõem a via-férrea balastrada tradicional, as suas características e o modo como funcionam.

Na Figura 2.1, apresenta-se, em corte transversal, o esquema estrutural deste tipo de via, indicando-se os elementos que a constituem:

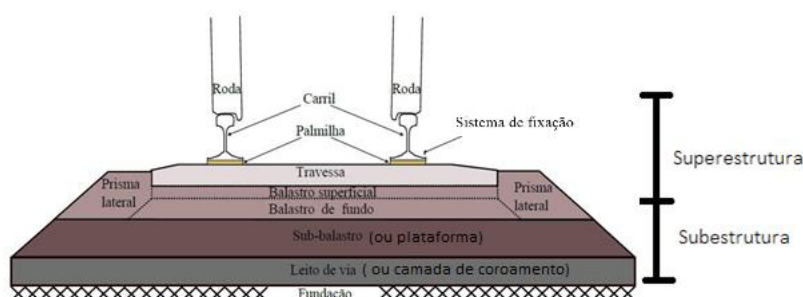


Figura 2.1 - Esquema estrutural da via ferroviária balastrada clássica: secção transversal (adaptado de Vale, 2010).

Cada um dos componentes da via balastrada apresentados na Figura 2.1 podem ser analisados de forma mais aprofundada em Fortunato (2005) e Vale (2010). De seguida descrevem-se sucintamente cada um dos elementos constituintes deste tipo de via.

2.2.1. Carril

O carril é o elemento da superestrutura que apresenta maior importância, pois está em contacto direto com a superfície de rolamento do material circulante aquando da sua passagem. Tratam-se de elementos resistentes constituídos por aço. Têm a função de suportar e transferir as cargas concentradas das rodas dos comboios para as travessas; solicitações provocados pela passagem do tráfego, sem causar flexão excessiva; impor a direção das rodas dos veículos; distribuir as forças resultantes do arranque e da frenagem por aderência (Esveld, 2001).

O tipo de aço, a sua rigidez de flexão, a sua regularidade geométrica, as características relacionadas com as juntas (ou a sua ausência) e as solicitações, sobretudo dinâmicas, a que os carris estão sujeitos podem influenciar o comportamento das travessas, do balastro e da subestrutura (Fortunato, 2005).

2.2.2. Sistema de fixação

O sistema de fixação é composto por um conjunto de elementos de ligação entre o carril e as travessas podendo ser classificados como diretos ou indiretos. São diretos quando o carril e a palmilha são fixados diretamente sobre a travessa por um único sistema de fixação. Caso exista uma fixação para ligar o carril à palmilha e uma outra na ligação palmilha-travessa, trata-se então de um sistema de fixação indireto (FIB, 2006).

O sistema de fixação assegura a transmissão de forças aplicadas sobre os carris às travessas e garante que a bitola da via e a inclinação do carril se mantêm na gama exigida (Esveld, 2001; Tzanakakis, 2013). Outro aspeto é que também absorve algumas das vibrações provocadas pela passagem do material circulante. A escolha do sistema de fixação deve ser feita em função do tipo de travessa. Quando se trata de travessas de madeira utilizam-se fixações rígidas, tais como tira-fundos ou pregos, sendo colocados apoios metálicos (chapins) entre a travessa e o carril de modo a assegurar as tensões admissíveis e proteger a madeira contra o desgaste mecânico. Caso se trate de travessas de betão, utilizam-se fixações elásticas, sobretudo o sistema *Nabla*, o sistema *Pandrol Fastclip* e ainda o sistema *Vossloh* (Fontul, 2016).

2.2.3. Palmilhas

As palmilhas são os elementos visco elásticos do sistema de fixação carril-travessa, sendo a rigidez vertical o parâmetro que caracteriza a palmilha e que contribui para a rigidez vertical

da via. Estas, apresentam as seguintes funções: promover o apoio adequado dos carris, amortecer as vibrações provocadas pelas rodas, reduzir o atrito entre carril e travessa, promover o isolamento elétrico dos circuitos da via e ainda proteger as travessas de desgaste e de danos por impacto (Vale, 2010; Tzanakakis, 2013).

2.2.4. Travessas

As travessas são os elementos da via colocados entre os carris e o balastro e apresentam diversas funções tais como: receber as cargas dos carris e distribuí-las para a camada de balastro com níveis de tensão aceitáveis; suportar o sistema de fixação dos carris; impedir movimentos verticais, laterais e longitudinais dos carris; manter o correto alinhamento dos carris e a dimensão da bitola (Fortunato, 2005; Vale, 2010; Tzanakakis, 2013).

Assim, as travessas têm de ser dotadas de uma adequada resistência mecânica, quer na direção vertical quer na horizontal. O desempenho das travessas é condicionado pelas características da camada de balastro subjacente.

Os parâmetros mais importantes de uma travessa são as suas dimensões, que influenciam a área de apoio disponível para reduzir as tensões transmitidas à camada de balastro, e o seu peso, que assegura uma maior estabilidade longitudinal e transversal da via (Pita, 2006).

Em geral, as travessas podem ser de madeira, metálicas ou de betão armado pré-esforçado.

Do ponto de vista da dinâmica vertical, a travessa de madeira confere à via uma melhor resiliência comparativamente à travessa de betão. As travessas de madeiras são particularmente adequadas para vias assentes sobre plataformas de má qualidade pois a baixa rigidez global da via proporcionada pelas mesmas faz com que as cargas dinâmicas sejam menos gravosas (Fortunato, 2005). Apresentam maior flexibilidade, melhor distribuição de cargas e um peso relativamente reduzido permitindo maior facilidade no seu manuseamento, transporte e colocação (Profillidis, 1995).

As travessas de betão conferem uma maior resistência lateral, são mais resistentes e, em princípio, mais duráveis, requerendo menor conservação da via, o que torna a sua utilização preferível comparativamente às travessas de madeira (Fortunato, 2005). Por outro lado, estas apresentam maior fragilidade, maiores custos de produção e conservação e maior dificuldade em manter o nivelamento em plataformas de reduzida qualidade em face das forças de inércia que se mobilizam à passagem das cargas rolantes.

As travessas metálicas foram largamente utilizadas no início do século XIX, contudo, são hoje em dia muito pouco utilizadas, uma vez que apresentam várias desvantagens que as tornam pouco competitivas face aos outros tipos. Devido à sua forma tornam difícil posicionar corretamente a via, são ruidosas, exigem um isolamento elétrico especial, a sua conservação é difícil e são sensíveis à corrosão (Fortunato, 2005).

2.2.5. Camada de balastro

O balastro é o elemento que suporta os restantes componentes definidos anteriormente, nomeadamente o carril, o seu sistema de fixação e as travessas. Constitui a parte superior da subestrutura conforme indicado na Figura 2.1. A camada de balastro é diferenciada por quatro zonas, sendo estas denominadas por: balastro entre travessas; prisma lateral; balastro superficial sujeito às ações mecânicas de conservação e balastro de fundo, ou seja, localizado a maior profundidade (Fortunato, 2005; Vale, 2010). Habitualmente, é constituída exclusivamente por um material granular de boa qualidade como o granito (Esveld, 2001).

A espessura da camada de balastro, em geral, é estabelecida à partida e convém que seja constante ao longo de toda a linha, para possibilitar, durante as operações de conservação e reabilitação, uma utilização sistemática dos equipamentos mecânicos. Geralmente está compreendida entre os 25 e os 30 centímetros, sob a face inferior das travessas, medida na prumada do carril da fila baixa (Esveld, 2001; Tzanakakis, 2013).

No que se refere à forma geométrica e as dimensões do material integrante desta camada, estas duas características são de uma importância fundamental para o correto desempenho deste elemento, particularmente no que se refere à drenagem de águas. As partículas do balastro têm funções de resistência mecânica e de permeabilidade. Estas duas funções são contraditórias pois se por um lado o balastro for bem graduado e possuir elevada compacidade oferecendo assim uma boa capacidade de carga e boa estabilidade da via, por outro lado não permitiria uma boa permeabilidade, impedindo o rápido escoamento da água além de que seria difícil realizar os trabalhos de conservação da via (Fortunato, 2005). Deverá também contribuir para a flexibilidade e amortecimento da sua estrutura, absorver as vibrações mecânicas e os ruídos e facilitar as tarefas de manutenção da qualidade geométrica da via (Esveld, 2001; Fortunato, 2005; Vale, 2010; Infraestruturas de Portugal, 2018).

Nas vias balastradas, o balastro influencia quer a estabilidade vertical, quer as estabilidades lateral e longitudinal da via, através do atrito entre as partículas de balastro e as superfícies de contacto das travessas e do embricamento entre as partículas de balastro e como tal, outra das suas funções é impedir movimentações laterais e longitudinais (Esveld, 2001; Fortunato, 2005; Infraestruturas de Portugal, 2018).

Salienta-se que o comportamento da camada de balastro, ao nível de deformação vertical permanente, é muito influenciado pelas características de deformabilidade da superfície onde se apoia (Fortunato, 2005).

2.2.6. Camada de sub-balastro

A camada de sub-balastro é a parte superior da subestrutura e situa-se entre a camada de balastro e a fundação. Habitualmente, é constituída por um material granular de boa qualidade, como o granito que apresenta uma granulometria continua (Esveld, 2001).

Esta camada apresenta diversas funções, nomeadamente proteger a plataforma, reduzir o nível de tensão nos solos, separar o balastro da fundação mantendo constante a espessura do balastro, funcionar como elemento drenante e filtrante da plataforma evitando quer a interpenetração, quer a migração do material fino, quer o desgaste da fundação pela ação mecânica do balastro. Vulgarmente apresenta uma espessura de 15cm (Fortunato, 2005; Vale, 2010; Tzanakakis, 2013). Ressalta-se que a utilização desta camada estrutural atenua os custos económicos de uma determinada via, pois o sub-balastro é menos dispendioso que o balastro, e a sua utilização reduz a espessura necessária deste último componente, reduzindo inevitavelmente os custos finais de construção de uma linha ferroviária (Fortunato, 2005).

2.2.7. Plataforma de fundação

A fundação é a base sobre a qual são construídas as camadas de apoio. É frequentemente designada por plataforma das terraplenagens, ou apenas por plataforma. Pode ser executada em escavação ou em aterro e normalmente distinguem-se duas zonas de fundação, sendo estas a fundação e uma camada superficial designada por leito da via. Note-se que é sobre o leito de via que se apoiam as camadas de sub-balastro e de balastro (Vale, 2010). Esta camada garante a capacidade de carga pretendida e favorece na obtenção de uma fundação com melhor qualidade.

A plataforma deve cumprir determinadas funções, nomeadamente, servir de apoio à superestrutura e às camadas de apoio de via e suportar as tensões impostas pelas cargas repetidas, sem atingir a rotura e sem deformações excessivas reversíveis e permanentes; manter uma posição estável no tempo, resistindo a ações ambientais; resistir ao atrito e ao desgaste causados pela camada sobrejacente, a fenómenos que tendem a causar a bombagem de finos e consequentes assentamentos e também constituir uma adequada superfície para colocação e compactação do sub-balastro (Fortunato, 2005; Tzanakakis, 2013).

2.3. Requisitos de projeto

Com o objetivo de interligar o tema do presente estudo e recorrendo a pesquisas de informação disponível, considerou-se de interesse realizar uma abordagem prévia, embora simplificada, dos aspetos mais significativos do controlo da qualidade durante a construção da infraestrutura ferroviária.

O controlo da qualidade realizado durante a construção, visa avaliar a correspondência entre os parâmetros de via e os requisitos funcionais para os diversos elementos da via. Os requisitos a respeitar constam nas especificações das normas. Essas exigências dizem respeito aos materiais que constituem as camadas (granulométrica e as características das partículas), às camadas (homogeneidade, espessura, % compactação e módulo E_{v2}) e à geometria (cotas, inclinações e regularidade) de cada camada.

2.3.1. Camada de balastro

Relativamente ao comportamento da via, a camada de balastro tem um papel fundamental, tanto na estabilidade vertical como na estabilidade horizontal. O balastro resiste às forças com componente vertical pela resistência direta das partículas de balastro. Conforme referido anteriormente, as forças laterais e longitudinais são compensadas pelo atrito que se produz entre as partículas de balastro e as travessas, e pelo embricamento das partículas de balastro. O comportamento da camada de balastro depende sobretudo das suas características mecânicas (resistência e deformabilidade) e hidráulicas (permeabilidade), as quais devem, tanto quanto possível, manter-se no tempo. Estas, por sua vez, dependem, essencialmente da espessura e da compactação da camada e das características das partículas (forma, dureza, dimensões, etc.). O comportamento da camada de balastro também pode ser condicionado pelas características da superestrutura da via, o tipo e a frequência dos trabalhos de conservação e as próprias solicitações do material circulante (Fortunato, 2005).

Para a camada de balastro a Norma Europeia NP-EN 13450 – *Agregados para balastro de via-férrea* – classifica os materiais para balastro em duas categorias, com base em requisitos geométricos e físicos das partículas (Fortunato, 2005; Vale, 2010).

Em Portugal, o documento técnico IT.GEO.001.00 [2008] da REFER, enquadra a utilização de material para a camada de balastro, quer na construção de linhas novas, quer na conservação e na renovação das já existentes (Fortunato, 2005). Este documento técnico, indica que o material a utilizar para a camada de balastro deve ser obtido exclusivamente de rochas duras e são, isto é, rochas com elevada resistência ao desgaste, à fragmentação e à ação dos agentes atmosféricos. Entre as rochas consideradas possíveis de serem utilizadas como balastro encontram-se granitos, gabros, dioritos, doleritos, basaltos e quartzitos (REFER, 2008). O uso de quaisquer calcários é inibido ao fabrico de balastro (Fortunato, 2005). Além disso, este documento técnico estabelece ainda determinados valores numéricos referentes às características técnicas que os materiais para o balastro devem possuir: resistência mecânica (à fragmentação e ao desgaste), dimensão, granulometria, teor de partículas finas ($< 0,5\text{mm}$), teor de finos ($< 0,063\text{mm}$), forma e conteúdo de elementos prejudiciais (Vale, 2010). No que respeita ao valor numérico que estas características podem tomar, consideram-se os valores limites de aceitação sem restrições e valores limite de rejeição (REFER, 2008) conforme apresentado na Tabela 2.1.

A REFER distingue o balastro em duas categorias: i) Tipo I – balastros para sistemas ferroviários de alta velocidade e velocidade alta, com coeficiente de desgaste de Los Angeles inferior ou igual a 19% e Micro Deval inferior ou igual a 6%; ii) e, Tipo II – balastros para rede convencional, com coeficiente de Los Angeles inferior ou igual a 22% e Micro Deval inferior ou igual a 8,5% (Fortunato, 2005). O material para balastro deve ser um material granular, 100% britado, isento de materiais poluentes, tais como partículas orgânicas e expansivas, metal ou plástico (Fortunato, 2005). Relativamente à forma, as partículas de balastro devem apresentar forma poliédrica de tendência isométrica, designada por forma cúbica, faces rugosas e arestas vivas. A cubicidade pretendida é definida para valores máximos de índice de achatamento, de forma e comprimento.

Tabela 2.1 - Valores das características que permitem a aceitação sem quaisquer restrições e a inibição dos materiais a aplicar na camada de balastro (Fortunato, 2005).

Característica		Balastro Tipo I		Balastro Tipo II	
		Aceitação	Rejeição	Aceitação	Rejeição
Los Angeles - LA_{RB} (%)		≤ 19	> 22	≤ 22	> 25
Micro Deval - MDE_{RB} (%)		≤ 6	> 8	$\leq 8,5$	$> 10,5$
Valores de $LA_{RB} + MDE_{RB}$		$LA_{RB} + 5MDE_{RB} \leq 44$	$LA_{RB} + 5MDE_{RB} > 54$	$LA_{RB} + 2MDE_{RB} \leq 33$	$LA_{RB} + 2MDE_{RB} > 37$
Percentagem acumulada em peso de partículas de dimensão inferior a (mm):	80	100	100	100	100
	63	≥ 97	< 92	≥ 97	< 92
	50	≥ 70	< 65	≥ 70	< 65
	40	≥ 30	< 25	≥ 30	< 25
	31,5	≥ 1	> 30	≥ 1	> 30
	22,4	≤ 25	≤ 25	≤ 25	≤ 25
Partículas finas (%)		$\leq 0,6$	$> 1,2$	$\leq 0,6$	$> 1,2$
Finos (%)		$\leq 0,5$	> 1	$\leq 0,5$	> 1
Forma das partículas	Índice de achatamento	≤ 15	> 30	≤ 15	> 30
	Índice de forma	≤ 10	> 20	≤ 10	> 20
	Partículas com comprimento > 100 mm numa amostra com mais de 40 kg (%)	≤ 4	> 8	≤ 4	> 8
Materiais indesejáveis (%)		≤ 3	> 6	≤ 3	> 6

Nota: as percentagens indicadas são do peso total

No que se refere à definição da espessura total das camadas e de balastro e sub-balastro, a UIC-719R (2008) mostra na seguinte figura a metodologia simplificada:

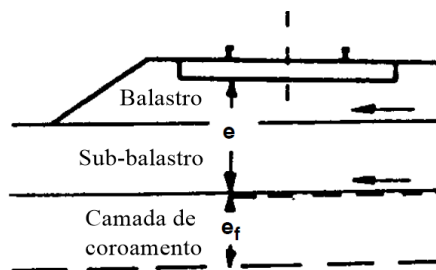


Figura 2.2 - Definição da espessura total das camadas de balastro e de sub-balastro (adaptado de UIC-719R, 2008).

Segundo as advertências expressas neste documento, a espessura do conjunto “balastro + sub-balastro” depende de vários parâmetros, como a classe da plataforma, o tipo de linha, o tipo de travessa, as restrições de construção, a carga por eixo e a velocidade de circulação.

Segundo este documento, a soma das espessuras dessas camadas é definida pela expressão

$$e[m] = E + a + b + c + d + f \quad (2.1)$$

estando os valores de E, a, b, c, d e f indicados na Tabela 2.2.

É de notar que o aumento da espessura da camada de balastro contribui para a redução da tensão na plataforma. Contudo, esse aumento pode também conduzir a alguns problemas relacionados com a homogeneidade do nivelamento da via, em particular se a compacidade da camada varia de forma importante. De facto, a análise da via ao longo do seu desenvolvimento longitudinal, permite concluir que o assentamento médio por unidade de comprimento, o desvio padrão em relação ao assentamento médio obtido em diferentes épocas e o desvio padrão dos defeitos ao longo da via aumentam quando a espessura da camada de balastro aumenta (ORE, 1973).

Tabela 2.2 - Determinação da espessura de balastro e de sub-balastro (adaptado de UIC-719R, 2008).

E (m)			a (m)		b (m)	
Plataforma			Classe de linha		Travessa de madeira com comprimento igual a 2,60m	Travessa de betão com comprimento L
Classe P1	Classe P2	Classe P3	1 a 4	5 e 6		
0,7	0,55	0,45	0	-0,10	0	$(2,5 - L) = 2$

c (m)		d (m)			f (m)
Condições de trabalho		Carga nominal máxima por eixo			Espessura de geossintético, se existir
Normais	Díficeis	< 200kN	< 225kN	< 250kN	
0	0,1	-0,10	+0,05	+0,12	

No que diz respeito às características mecânicas do balastro, no caso de elas serem desconhecidas, podem considerar-se os valores, sugeridos pela UIC-719R (2008) e indicados na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Características mecânicas do balastro (UIC-719R, 2008).

E (MPa)	v	c (MPa)	ϕ (°)	γ (kN/m³)
130	0,2	0	45	15

2.3.2. Camada de sub-balastro

No que se refere ao sub-balastro, como referido na secção 2.2., exige-se que seja pouco deformável (módulo de deformabilidade elevado) e tenha baixa permeabilidade. Para tal, isso é possível através da utilização de um único material ou um conjunto de materiais com distintas funções. Habitualmente utilizam-se materiais de granulometria extensa, naturais bem graduados, areias cascalhentas, compostas em central, materiais naturais britados ou detritos de pedreiras. As partículas devem ter boa resistência ao desgaste e fragmentação e a sua granulometria deve poder proporcionar funções drenantes e de separação entre o balastro e a fundação.

Não deve conter fragmentos de madeira, matéria orgânica, metais, plásticos, rochas alteradas nem materiais, putrescíveis, combustíveis ou poluentes (Fortunato, 2005).

Relativamente às características físicas e mecânicas da camada de sub-balastro colocada em linhas novas, é normal que se exijam valores mínimos para a compactação relativa dos materiais, $Cr \geq 103\%$ em relação ao ensaio Proctor Normal (UIC 719R, 1994) o módulo de deformabilidade equivalente ao nível do topo desta camada, medido no primeiro ciclo de carga, $Ev_1 \geq 70\text{MPa}$ (Chemins de Fer Fédéraux (CFF), 1997), ou no segundo ciclo de carga, $Ev_2 \geq 120\text{MPa}$ (UIC-719R, 2008) do ensaio de carga estática com placa. A camada colocada sobre a plataforma deve acabar lateralmente sobre uma valeta de superfície ou sobre um dreno sub-superficial. Uma inclinação transversal de cerca de 4% a 5% permite que uma grande percentagem da água que aflui à sua superfície seja rapidamente encaminhada para fora da via, conduzindo desta forma a resultados adequados. A resistência mecânica deve ser verificada com o ensaio de *Los Angeles* (LA) e com o ensaio de *Micro-Deval* (MDE) e/ou pela soma dos dois. No que se refere à permeabilidade, o ensaio que a caracteriza é o de permeâmetro de carga variável.

No que diz respeito às características mecânicas do sub-balastro, no caso de elas serem desconhecidas, podem adotar-se os valores, sugeridos pela UIC-719R (2008), e indicados na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 - Características mecânicas do sub-balastro (UIC-719R, 2008).

E (MPa)	v	c (MPa)	ϕ (°)	γ (kN/m³)
120	0,3	0	35	19

Todas as características técnicas do material utilizado para o sub-balastro, relativas à granulometria, qualidades dos finos, forma, resistência mecânica e à permeabilidade podem ser consultadas no documento técnico produzido pela REFER para o sub-balastro, denominado por IT.GEO.006.

2.3.3. Plataforma de fundação

A fundação da via é composta pelos solos onde se apoia o sub-balastro e (ou) o balastro da via, e estende-se em profundidade até onde se fazem sentir de forma considerável as solicitações do tráfego. Embora essa profundidade possa atingir sete a oito metros abaixo da base da travessa, é normal haver uma preocupação especial com as características dos terrenos até profundidades da ordem de 1 a 2m abaixo da base da travessa (Fortunato, 2005).

A plataforma da fundação corresponde à superfície entre a fundação (ou leito de fundação, se existir) e o sub-balastro. As características da fundação determinam o grau de ocorrência de deformações permanentes ao nível da fundação, pelo que influenciam diretamente a qualidade e o desempenho dos elementos da superestrutura e do balastro.

A *Union Internationale des Chemins de Fer* entende-se a UIC, classifica a plataforma de fundação, em função do módulo de deformabilidade/capacidade resistente requerida (P_i), nas classes P1, P2 e P3 (UIC-719R, 2008). Estas classes correspondem, respetivamente a plataformas de qualidade fraca, média e boa, consoante as características do solo de fundação e os materiais utilizados na camada de leito (Fortunato, 2005; Alves, 2010; Vale, 2010).

Este documento apresenta, a classificação da qualidade do solo de fundação em três categorias: solos medíocres (QS1); solos de qualidade média (QS2) e boa (QS3). A qualidade do solo (QSi) depende do tipo de solo, do seu estado hídrico e das condições hidrogeológicas e hidrológicas do local. Além disso, expõe ainda, uma metodologia para definição da espessura do leito de fundação, em função da classificação do solo da fundação (classes QSi) e da capacidade resistente (P_i) (Tabela 2.5).

Tabela 2.5 - Classe da capacidade de carga da plataforma (UIC-719R, 2008).

Qualidade do solo de fundação	Classe da plataforma	Camada de leito	
		Qualidade do material	Espessura (m)
QS1	P1	QS1	-
	P2	QS2	0,50
	P2	QS3	0,35
	P3	QS3	0,50
QS2	P2	QS2	-
	P3	QS3	0,35
QS3	P3	QS3	-

O dimensionamento da fundação e do leito de via, é feito em função do tipo de tráfego, da capacidade de suporte da fundação, da configuração de via (espaçamento entre travessas, largura da via, etc), das condições climáticas e hidrogeológicas, considerando-se um período de dimensionamento de 100 anos (Vale, 2010).

Relativamente às características físicas e mecânicas da camada de leito, é normal impor valores mínimos para a compacidade dos materiais e para o módulo de deformabilidade equivalente obtido sobre a plataforma das terraplenagens, medido no primeiro ciclo de carga, Ev_1 (*Chemins de Fer Fédéraux* (CFF), 1997), ou no segundo ciclo de carga, Ev_2 (UIC, 1994), do ensaio de carga estática com placa. As recomendações da UIC e da CFF admitem valores mínimos de Ev_2 de 80MPa e de Ev_1 de 15MPa, respetivamente, na construção de plataformas de boa qualidade (Profillidis, 1995).

Na Tabela 2.6 apresenta-se a classificação do solo em função da sua identificação (percentagem de finos, estado hídrico, condições hidrológicas e hidrogeológicas), dos valores típicos de CBR (%) e, ainda, do módulo de deformabilidade equivalente obtido no segundo ciclo de carga do ensaio de carga estática com placa (Ev_2).

Tabela 2.6 - Características dos solos (ORE, 1983).

Qualidade do solo	Identificação	CBR (%)	Ev_2 (MPa)
QS1	Solos com mais de 15% de finos ⁽¹⁾ , estado hídrico “médio” ou “seco”	3 a 6	15 a 25
QS2	Solos com 15% a 40% de finos, estado hídrico “seco” e boas condições hidrológicas e hidrogeológicas	6 a 20	25 a 80
	Solos com 5% a 15% de finos, estado hídrico “seco”		
QS3	Solos com menos de 5% de finos, bem graduados e com partículas de dureza elevada	>20	>80

⁽¹⁾ $\phi < 0,060\text{mm}$

2.3.4. Solicitações da via

Para o dimensionamento estrutural da superestrutura e subestrutura, nomeadamente das suas camadas de apoio e da plataforma, é fundamental ter em conta diferentes ações: forças verticais, laterais, longitudinais e de torção. Estas forças advêm essencialmente das solicitações estáticas e dinâmicas do material circulante e das variações da temperatura, as quais originam a dilatação e contração dos carris. Essas ações, devido ao carácter cíclico, provocam fadiga nos diferentes elementos que constituem a via (Esveld, 2001; Fortunato, 2005).

Os esforços resultantes das diferentes solicitações dependem de inúmeros fatores tais como as características do traçado da via, as características do material circulante, a velocidade de circulação e o estado de conservação dos elementos do sistema. As rodas, os carris e as travessas são constituídos por materiais cujo comportamento se pode considerar elástico. Relativamente ao balastro e os materiais das camadas subjacentes têm, habitualmente, um comportamento elasto-visco-plástico.

Neste trabalho serão abordadas as forças verticais, isto é, forças geradas essencialmente pela ação das rodas dos veículos. Como o próprio nome indica, as forças verticais tratam-se de forças perpendiculares ao plano dos carris. Na zona carregada do carril são descendentes e em zonas adjacentes a estas são ascendentes, devido à flexão longitudinal do carril (Figura 2.3). Por forma a evitar o levantamento da superestrutura nas zonas onde pontualmente ocorrem forças ascendentes é essencial que o peso das travessas e dos carris, associado ao atrito que surge entre as travessas e o balastro, produzam forças verticais descendentes iguais ou superiores às primeiras originando um equilíbrio de forças descendentes e ascendentes. Com a circulação dos comboios, todas as travessas tenderão a sofrer movimentos ascendentes e descendentes em instantes diferentes. As forças verticais associadas à densificação do balastro e dos solos granulares, e à consolidação dos solos coesivos, geralmente contribuem para a deterioração dos diferentes elementos da via e para os assentamentos na mesma (Fortunato, 2005).

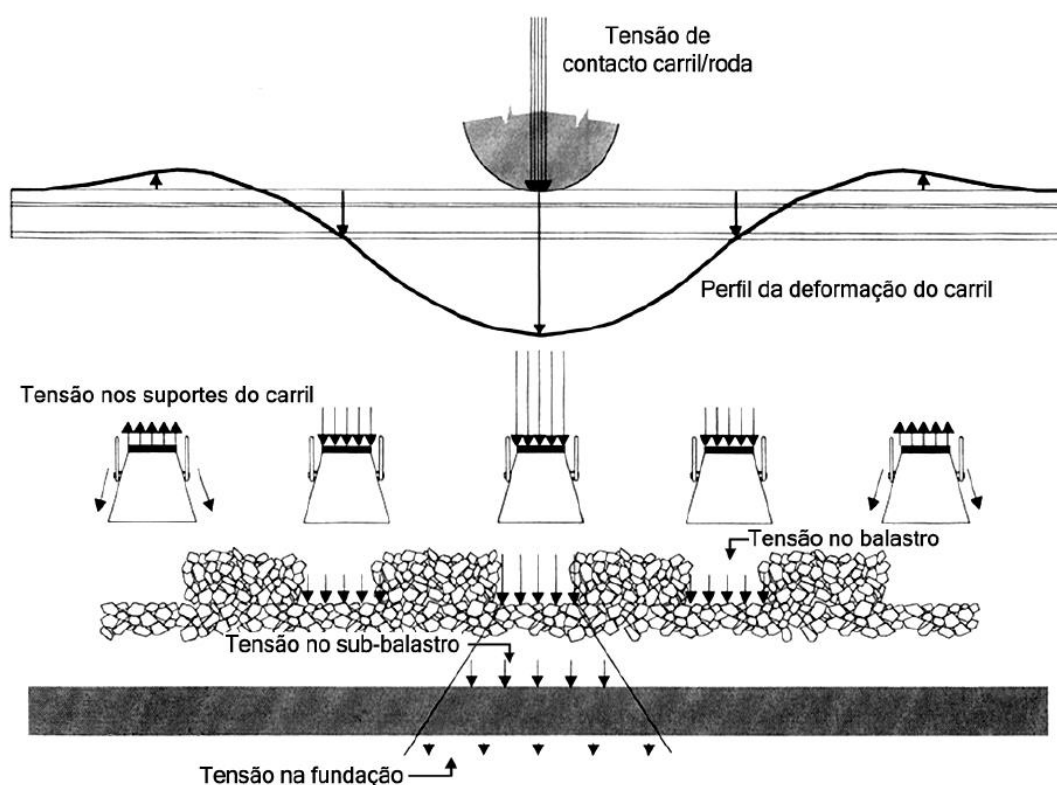


Figura 2.3 - Tensões devido às forças verticais nos elementos da via (Fortunato, 2005).

A força vertical transmitida pela roda apresenta uma componente estática devido ao peso do veículo e uma componente dinâmica. As cargas dinâmicas podem ser divididas, em função da respetiva frequência de vibração das cargas, em três grupos (Fortunato, 2005):

- i) cargas com frequência entre os 0,5Hz e os 15Hz, produzidas por defeitos de elevado comprimento de onda, associadas ao movimento das massas suspensas e que dependem principalmente das características do material circulante, em particular da suspensão do veículo;
- ii) cargas com frequências entre os 20Hz e os 100Hz, causadas por defeitos com comprimento de onda mais pequeno, associadas ao movimento das massas não suspensas (rodas e carris), que dependem sobretudo das características da via (regularidade e rigidez) e das massas não suspensas;
- iii) cargas com frequência entre os 100Hz e os 2000Hz, que correspondem a defeitos da superfície do carril, sendo que nestes casos, o carril atua como um elemento de dissipação de energia.

Na prática, não se considera expressamente o efeito dinâmico. Em geral, no dimensionamento, majora-se a carga máxima estática através de um coeficiente para se obter a carga dinâmica atuante.

Salienta-se que no Anexo I são expostos de forma sucinta os diferentes modelos de comportamento estrutural utilizados para a análise estrutural e (os critérios de) dimensionamento de infraestruturas ferroviárias.

2.4. Ensaios para avaliação da via-férrea durante a construção

As infraestruturas ferroviárias são obras de grande desenvolvimento linear e, portanto, para a caracterização do seu comportamento estrutural, um dos passos fundamentais consiste na realização de um estudo de avaliação da capacidade de carga de uma infraestrutura de transportes (plataformas rodoviárias, aeroportuárias e ferroviárias). Essa caracterização é tradicionalmente efetuada através da inspeção visual e da realização de ensaios de carga, conjugadas com outros ensaios.

Os ensaios de carga podem ser classificados como destrutivos ou não destrutivos (Fontul, 2004). Estes ensaios caracterizam-se pela aplicação de uma força de impulso sobre a superfície da estrutura a ensaiar e a medição da resposta da mesma em um ou vários pontos, traduzida pelas deflexões sucedidas.

Os ensaios de carga não destrutivos exibem grandes vantagens relativamente aos destrutivos, pois não implicam a danificação das infraestruturas e são em geral mais expeditos, permitindo a realização de um considerável número de ensaios, de modo a obter uma caracterização mais completa de toda a extensão estudada. Desta forma, torna-se possível interpretar os resultados com base nos dados medidos no campo. Os métodos de auscultação não destrutivos foram inicialmente aplicados na avaliação de pavimentos rodoviários e aeroportuários (Antunes, 1993; Fontul, 2004; Rocha de Almeida, 1993), estando apenas recentemente a ser aplicados na avaliação da capacidade de carga de infraestruturas ferroviárias. Nos últimos anos têm sido empregues diferentes tipos de equipamentos de carga não destrutivos na avaliação da capacidade de carga de pavimentos e subestruturas (Fontul, 2004). De entre os diversos métodos de avaliação da capacidade de carga da subestrutura ferroviária destacam-se o Defletómetro de Impacto (FWD) e o Defletómetro de Impacto Portátil (DIP). Estes são bastante utilizados a nível nacional e internacional para a avaliação do comportamento das infraestruturas de transporte. A Figura 2.4 apresenta os equipamentos que serão abordados no presente subcapítulo. Parte do estudo relacionado com esta temática foi executado de forma detalhada em teses referenciadas neste trabalho, nomeadamente a de Antunes (1993), Fontul (2004) e Fortunato (2005). Salienta-se que, no Anexo II poderão ser consultados outros ensaios não destrutivos tais como o Radar de Prospecção e o Troxler.



Figura 2.4 - Ensaio não destrutivo abordados.

O objetivo primordial da realização de ensaios de carga não destrutivos, no âmbito da avaliação da capacidade de carga de um pavimento, está na possibilidade de estimar os módulos de deformabilidade das camadas que o constituem, tendo como perspectiva o estabelecimento de modelos de comportamento estrutural e, assim, avaliar a capacidade de carga e respetiva vida útil do pavimento.

Nas vias férreas balastradas e durante a fase de construção, os ensaios de cargas são geralmente efetuados sobre as camadas de sub-balastro e plataforma da fundação. Numa via em serviço, devido à dificuldade prática da utilização de FWD, os ensaios podem ser realizados com o DIP e são efetuados nas zonas entre as travessas, após a retirada da camada de balastro (Fortunato, 2005).

No que respeita ao tipo de solicitação aplicada às infraestruturas de transporte, os equipamentos para ensaios de carga não destrutivos podem ser distinguidos em dois grupos principais (Antunes, 1993): equipamentos em que a carga é induzida pela passagem de uma massa em movimento e as deflexões são medidas num ponto fixo ou em vários pontos da superfície; e os equipamentos em que a carga, estática ou dinâmica, é induzida por um equipamento mecânico num determinado local fixo (Fontul, 2004; Fortunato, 2005). O primeiro grupo designa-se por carga rolante. Este género de ensaios apresenta a vantagem de induzir nos pavimentos ações idênticas às do tráfego, no que se refere ao modo de aplicação e a grandeza das cargas aplicadas. Contudo, tem como desvantagens o facto das velocidades a que são realizados os ensaios serem muito baixas, não retratando assim as velocidades de circulação do tráfego. O segundo grupo denomina-se de carga estacionária (não móvel). Neste caso, a carga é aplicada num ponto fixo e tende a simular, em um ou vários aspetos, a passagem de um eixo padrão de um veículo pesado. Nestes equipamentos o tipo de solicitação transmitida à superfície pode ser estático ou dinâmico. Neste último caso, a solicitação pode ser sinusoidal (vibradores) ou sob a forma de impulso. Exemplos destes equipamentos são o Ensaio de Carga com Placa (solicitação estática), os equipamentos *Dynaflect*, *Road Rater* e *WES* (solicitação sinusoidal) e os equipamentos Defletómetro de Impacto (*Falling Weight Deflectometer*) e Defletómetro de Impacto Portátil (solicitação sob a forma de impulso) (Fontul, 2004).

Ultimamente têm existido esforços no sentido de desenvolver métodos para realização de ensaios de carga em vias-férreas, através do desenvolvimento de equipamentos próprios ou da adaptação de equipamentos já utilizados na avaliação de pavimentos. Um exemplo, é o desenvolvimento de equipamentos sustentados no FWD para medição de deflexões a velocidade de tráfego. A nível mundial, existe um interesse crescente em poder avaliar em contínuo e de uma forma não destrutiva, a rigidez de infraestruturas de transporte.

Em suma, considera-se que os ensaios realizados *in situ* são uma mais-valia para o controlo da qualidade da construção de um pavimento, podendo-se deste modo obter resultados importantes na fase de obra, possibilitando assim verificar o cumprimento das exigências requeridas pelos projetistas e realizar alterações ao projeto, se necessário.

2.4.1. Ensaio de Carga Estática com Placa

Os primeiros ensaios de carga não destrutivos a serem utilizados e que ainda hoje representam os ensaios de referência, no caso do controlo da qualidade durante a construção de infraestruturas de transporte e também como base de comparação com os outros equipamentos de ensaio realizados *in situ* e não destrutivos, são os ensaios de carga com placa vulgarmente designados por ECP. Atualmente, estes ensaios são raramente utilizados em estudos de avaliação da capacidade de carga de pavimentos em serviço, pois a sua morosidade origina a realização de um reduzido número de ensaios, não permitindo uma caracterização global de um dado trecho de pavimento.

O ensaio de Carga Estática com Placa (ECP) tem a sua origem em meados do século XX, na década de 1940 (Fortunato, 2005; Pestana, 2008). Este ensaio permite a caracterização *in situ* da deformabilidade de camadas de solos e de materiais granulares para as infraestruturas ferroviárias (Antunes e Almeida, 1996), ou seja, possibilita a obtenção de valores de módulos de deformabilidade equivalente e os parâmetros de resistência de solos de fundação e de camadas de materiais granulares.

O equipamento é constituído por uma placa rígida, circular ou quadrada, de dimensões e graus de rigidez variadas, um sistema hidráulico para a transmissão de carga, uma célula para medição da carga aplicada, um ou mais transdutores colocados na zona central e/ou em pontos equidistantes do centro da placa de carga, e ainda uma estrutura de referência para a medição de assentamentos diferenciais, entre a zona carregada e uma zona sem influência do carregamento (Govind, 2010).

É de salientar que no caso de equipamentos de carga pontual (ECP), a força pode ainda ser aplicada de forma estática ou dinâmica (Pestana, 2008). A Figura 2.5 esquematiza o princípio do ensaio.

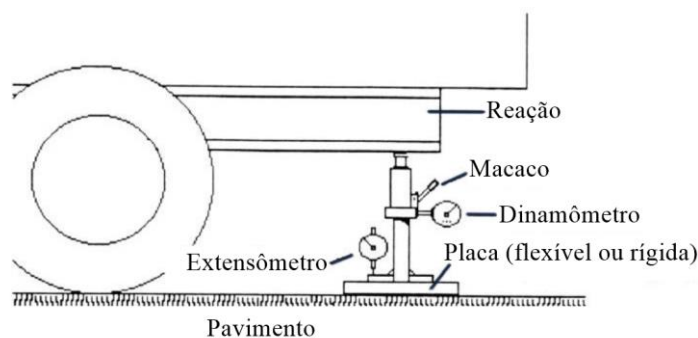


Figura 2.5 - Princípio de funcionamento do ECP (adaptado de Borges, 2001).

Este ensaio tem a particularidade de poder ser realizado à superfície ou a uma determinada profundidade estabelecida e baseia-se na aplicação de ciclos de carga e descarga através da placa rígida assente sobre a superfície de ensaio. O carregamento pode ser aplicado por patamares de carga com ou sem alteração da intensidade de carga. Existem vários tipos de ensaio ECP, nomeadamente o ensaio lento, rápido, misto, cíclico, e com taxa de penetração constante (Fortunato, 2005).



Figura 2.6 - Ensaio de carga com placa.

Os procedimentos de ensaio diferem consoante se utilizem normas americanas (ASTM D1196-93 e ASTM D1195-93), alemãs (DIN 18134 (1976)) ou francesas (Mode Opérateur CT-2 (1973)) (Martins, 2011). Estas normas também expõem como obter os módulos de deformabilidade, E_{v2} . Deste ensaio medem-se na superfície ensaiada, no centro da carga, as deflexões resultantes.

Como exemplo, o ensaio rápido de Carga Estática com Placa utilizado pelo *Conception et dimensionnement des structures de chaussée* (Pestana, 2008) são aplicados dois patamares de carregamento utilizando uma placa circular de 600mm de diâmetro. É induzido o carregamento até 250kPa, seguido de descarga total e carga para patamar de 200kPa. A estabilização dos assentamentos ocorre quando na relação deformação-tempo a curva atinge o declive nulo. Os as-

sentamentos da placa medidos nos dois patamares de carga permitem obter os módulos de deformabilidade equivalente E_{v1} e E_{v2} respetivamente. Através do parâmetro da relação desses diferentes módulos de deformabilidade, calcula-se a eficiência de compactação (Pestana, 2008).

2.4.2. Defletómetro de Impacto

O Defletómetro de Impacto (*Falling Weight Deflectometer – FWD*), é um equipamento que foi inicialmente desenvolvido em França, na década de 60 no *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC). A sua utilização não decorreu da forma como se esperava, por apresentar algumas dificuldades nas medições das deflexões. Mais tarde, nos anos 70, e com base na experiência francesa, a ideia foi retomada e desenvolvida na Holanda e Dinamarca, tendo sido a Shell (Holanda) uma das primeiras empresas a utilizar o equipamento em estudos de avaliação da capacidade de carga, e, na Dinamarca, foram construídos os primeiros modelos comerciais de FWD, como o PHONIX e o DYNATEST. Em 1969 o método foi adotado na Suécia e, em 1976, foram realizados ensaios FWD com o modelo KUAB. Em 1987 a *Foundation Mechanics Inc* sediada nos E.U.A., iniciou a produção do modelo JILS-FWD. No Japão foram também desenvolvidos defletómetros de impacto pela KAMATSU. Dos vários países anteriormente referidos, aqueles que mais apostaram no fabrico próprio foram o Japão e a Holanda. Atualmente, os modelos mais generalizados, são os produzidos pela DYNATEST, CARL BRO (antigo PHONIX) e KUAB (Antunes, 1993; Fernandes, 2011; Fontul, 2004; Govind, 2010). É atualmente, o equipamento de uso mais generalizado na Europa, América do Norte e Japão, para a medição de deflexões no âmbito do estudo da avaliação de capacidade de carga em pavimentos rodoviários e aeroportuários (Brough et al., 2003; Fontul, 2004; Burrow et al., 2007).

É um equipamento destinado a avaliar a capacidade estrutural de um pavimento através da medição da sua resposta a uma carga vertical de impacto. O Defletómetro de Impacto é normalmente montado num atrelado a um veículo e posicionado no ponto de ensaio, sendo por isso um ensaio estacionário. No entanto, devido ao modo de aplicação da carga, trata-se de um ensaio dinâmico.



Figura 2.9 - Ensaio de carga com Defletómetro de Impacto (Grontmij, 2011; Pereira, 2014).

Este ensaio consiste na aplicação de uma força de impulso, à superfície do pavimento, gerada pela queda de uma massa a uma determinada altura sobre um conjunto de amortecedores e transmitida à superfície, com formato aproximadamente igual a uma onda sinusoidal, através de uma placa metálica circular com 300 ou 450mm de diâmetro. Esta placa promove uma distribuição relativamente uniforme das pressões aplicadas à superfície. A resposta do pavimento é obtida através de medição de um conjunto de deflexões em determinados pontos previamente definidos sobre a referida superfície (Antunes, 1993; Fontul, 2004). A medição das deflexões no pavimento é feita por um conjunto de sensores ou transdutores de deflexões apoiados linearmente sobre a superfície do pavimento. O Manual SHRP-LTPP recomenda as distâncias: 0, 30, 45, 60, 90, 120 e 150cm entre os sensores tanto para pavimentos flexíveis como para pavimentos rígidos.

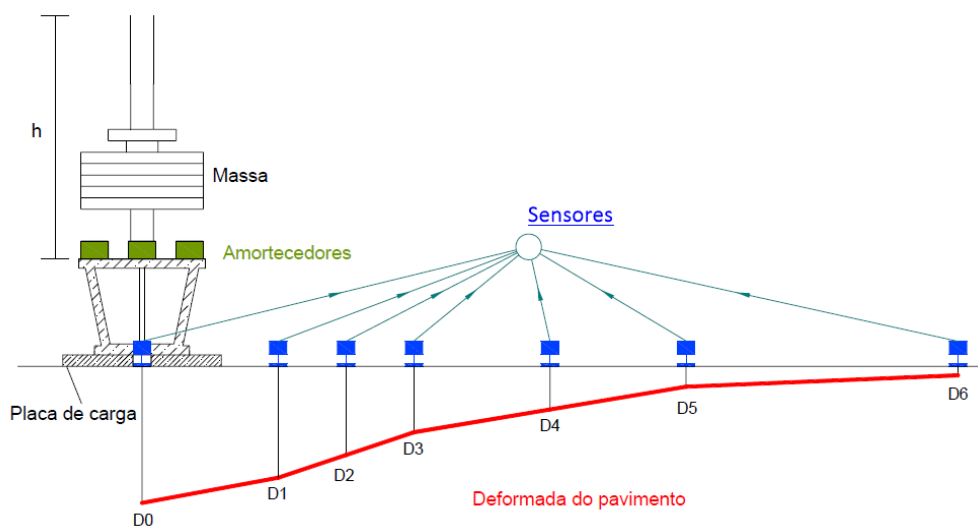


Figura 2.10 - Princípio de ensaio com o Defletómetro de Impacto (adaptado de Fontul, 2004).

O número de pontos onde é aplicada a carga de impacto e o seu afastamento pode ser variável de acordo com os objetivos definidos para o ensaio e de acordo com as características do pavimento em estudo (Alves, 2007). Segundo Rocha Filho (1996), o posicionamento dos sensores deve ser função da rigidez e das espessuras das camadas do pavimento que será avaliado, visto que pode influenciar os resultados obtidos na retroanálise para os módulos de deformabilidade dos materiais. A massa, a altura de queda e o número de amortecedores podem ser ajustados para cada ensaio (Antunes, 1993; Fontul, 2004).

Existem dois tipos de transdutores utilizados no Defletómetro de Impacto, nomeadamente: o geofone, que mede as velocidades da superfície do pavimento e converte-as em deflexões por integração do sinal; e o sismómetro, que se trata de um transdutor de deslocamentos sísmicos e que mede diretamente as deflexões na superfície do pavimento (Fontul, 2004; Govind, 2010; Fernandes, 2011).

O Defletómetro de Impacto contém instalado sensores de medição de temperatura que permite avaliar os módulos de deformabilidade, pois quanto menor for a temperatura, maiores serão os módulos de deformabilidade da mistura betuminosa e conseqüentemente, menores serão as deflexões obtidas (Antunes, 1993; Fontul, 2004). Segundo Alves (2007), trata-se de um parâmetro muito importante, especialmente na avaliação de pavimentos flexíveis.

Este equipamento permite a realização de ensaios não-destrutivos, variando a força e simulando as ações induzidas pela passagem dos veículos a uma velocidade entre os 60 e 80km/h (Antunes, 1993). Normalmente os ensaios são realizados com um espaçamento que poderá variar entre 25 a 100m, dependendo da extensão do troço a ensaiar (Leite, 2007; Pestana, 2008).

Importa referir que, a força aplicada em cada ponto de ensaio não corresponde exatamente à força desejada, desta forma é necessário proceder a uma normalização dos valores de deflexões para a força pretendida. O método de normalização pode ser consultados em Fontul (2004).

O valor da força de pico é variável, consoante o peso, a altura de queda e o sistema de amortecimento (Antunes, 1993). Os valores de pico lidos em cada um dos sensores possibilita traçar a chamada bacia de deflexão (linha de deslocamentos) (Burak Goktepe et al., 2006).

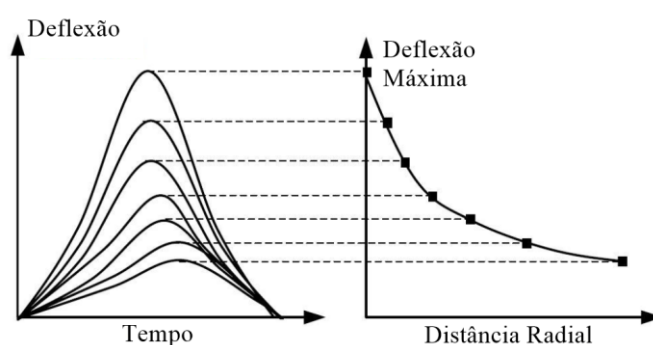


Figura 2.11 - Gráfico típico obtido com FWD (adaptado de Magalhães, 2015).

É de salientar a deformada obtida reflete a influência das diferentes camadas na resposta do pavimento à solicitação aplicada (Antunes, 1993; Fontul, 2004). As deflexões obtidas nos pontos mais afastados do ponto central (a 1,50m ou 2,50m) dizem respeito unicamente às camadas mais profundas, e nesse sentido facultam informação sobre o solo de fundação (Antunes, 1993; Fontul, 2004).

O pico da força pode atingir valores entre 20 e 150kN. Contudo, existem defletómetros pesados, os *Heavy FWD* (HWD), capazes de gerar forças de impulso até 250kN, ou ainda, os super pesados designados por *Super Heavy Weight Deflectometer* (SHWD), que podem produ-

zir forças até 300kN, utilizados no ensaio de pavimentos aeroportuários (Antunes, 1993; Fontul, 2004; Govind, 2010; Fernandes, 2011).

Note-se que no caso de ensaios de repetibilidade, e dependendo do material em análise, poderá advir uma compactação do solo com a energia do ensaio, diminuindo a deformação registada ao longo de sucessivas aplicações de tensão. O comportamento será semelhante à sequência de bacias de deflexão apresentadas na Figura 2.12.

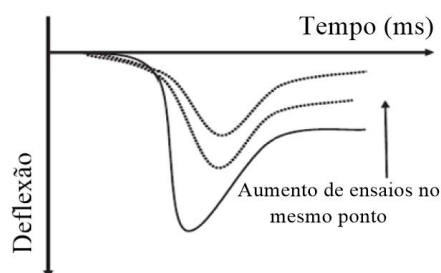


Figura 2.12 - Bacias de deflexão com diminuição da deformação registadas (adaptado de Fleming et al., 2009; Tutumluer and Al-Qadi, 2009).

O controlo do ensaio e a recolha dos resultados executam-se através de um computador e outros componentes eletrónicos, os quais se encontram embutidos no interior do veículo rebocador (Fontul, 2004). Atendendo ao facto de ser um ensaio pontual e da carga aplicada ser dinâmica, os resultados alcançados com o *FWD* são bastante fiáveis, sendo que os ensaios são realizados de uma forma rápida e com elevado rendimento (Ferne, 2002; Alves, 2007).

Nas versões recentes de Defletómetro de Impacto, o sistema de medição de deflexões vem isolado, o quanto possível, do sistema de cargas, de modo a minimizar a influência da queda de peso nas deflexões do pavimento.

Através da utilização deste equipamento, é possível avaliar as condições de fundação, das camadas de base e sub-balastro e determinar, o comportamento estrutural do pavimento, sobretudo os módulos de deformabilidade das várias camadas que o constituem, permitindo efetuar estudos de conformidade relativamente a determinados projetos e de possíveis reforços a efetuar no local.

Os ensaios de carga com o *FWD* na análise de pavimentos são utilizados nas seguintes situações (Antunes, 1993): i) caracterização dos materiais das diferentes camadas da estrutura durante a fase de construção; ii) estudo do comportamento de uma infraestrutura no início da fase de exploração para validação do dimensionamento e para referência do seu comportamento ao longo da vida útil; iii) e, avaliação da capacidade de carga de uma infraestrutura em serviço por forma a determinar a sua condição estrutural, tendo em vista a sua reabilitação.

O *FWD* apresenta como desvantagens, o facto de não ser possível a realização de ensaios à velocidade normal de tráfego, de não possibilitar a realização de ensaios de modo contínuo ao longo da extensão do pavimento e o difícil acesso a zonas da infraestrutura durante a constru-

ção. Contudo, atualmente, o FWD é utilizado para uma análise mais detalhada de zonas específicas de estudo.

2.4.3. Defletómetro de Impacto Portátil

O Defletómetro de Impacto Portátil (DIP) trata-se de uma versão mais versátil do Defletómetro de Impacto convencional (Figura 2.13), sendo de simples utilização. É um equipamento que foi desenvolvido na Alemanha no início da década de 80 (Elhakim et al., 2014). Tem como objetivo a realização de ensaios para controlo da qualidade na fase de construção, de materiais granulares e solos de fundação compactados (Grontmij, 2011). Segundo a bibliografia, o ensaio pode ser usado também para a análise de solos finos e coesivos.

Trata-se de um equipamento ligeiro que realiza ensaios de carga dinâmica com placa e que tem um princípio de funcionamento idêntico ao do FWD (Lopes, 2010). Apresenta como características a portabilidade, e como tal, torna-se fácil o seu transporte para qualquer local de difícil acesso a veículos (Benedetto et al., 2012) e a sua forma de funcionamento permitem a realização de ensaios sem interferir com os trabalhos da obra. Apenas permite a aplicação de cargas relativamente pequenas, quando comparadas com as do ensaio de carga estática com placa, ou com o Defletómetro de Impacto. Apresenta como limitação, o facto de não efetuar ensaios com cargas superiores a 14kN e apenas medir deflexões, no máximo, em 3 pontos (Fontul, 2004).

Este equipamento geralmente apresenta uma altura de cerca de 1,40m, com um peso aproximado a 20kg (Bro, n.d.; Dynatest Inc, 2006; Lopes, 2010). É constituído por uma placa circular com um furo central, sendo que o diâmetro dessa placa pode ser de 100, 200 ou 300mm. A escolha do diâmetro a utilizar, depende da capacidade de carga das camadas do pavimento ou da fundação. Geralmente, nos casos de capacidade de carga mais elevada, deverá ser utilizada uma placa com menor diâmetro por forma a privilegiar a mobilização de uma resposta estrutural dos materiais (níveis de tensão mais elevados). Sobre a placa de carga encontra-se instalado um cilindro oco, que permite a transferência do impulso à placa, impulso esse, que resulta da queda de uma massa de determinada altura. No sistema de carga está fixo um varão-guia que serve para conduzir uma massa móvel, a qual é elevada manualmente até uma determinada altura definida (no máximo de 0,80m). Na parte superior do varão-guia existe um dispositivo que assegura a fixação da massa antes do princípio de cada ensaio e que permite manter constante a altura de queda e consequentemente o impulso gerado (Fortunato, 2005).

Para a medição das deflexões de pontos à superfície, existe um sistema de três geofones que medem as velocidades, que, por integração no tempo facultam as deflexões ocorridas na superfície a ensaiar. Um dos geofones está localizado no interior do cilindro oco, e atua através do furo central da placa de carga, ao passo que os outros dois são colocados ao lado da placa, até uma distância máxima ao centro desta de 60cm (Fortunato, 2005). A célula de carga e os geofones transmitem a informação a um computador portátil, que regista e arquiva automática-

mente a força aplicada, a deflexão dos pontos na superfície da camada e respetivo valor de pico. É ainda possível o uso de GPS, para conseguir a georreferenciação (Machado, 2012).

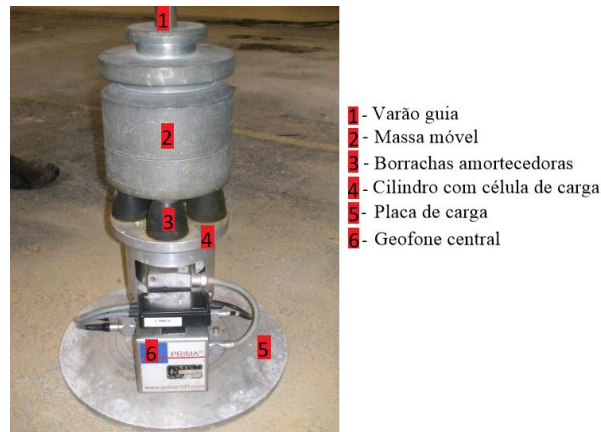


Figura 2.13 - Constituição de um Defletómetro de Impacto Portátil (adaptado de Pereira, 2014).

Para a realização do ensaio o equipamento é posicionado sobre a superfície a ensaiar, a massa é elevada até à altura pretendida e é acionado o dispositivo que a liberta. A superfície a ensaiar sob a placa de carga sofre então a aplicação de um impulso dinâmico que provoca a sua deflexão. A duração do ensaio dinâmico é definida pelo intervalo de tempo entre o início e o pico da onda gerada pela carga (Figura 2.14), sendo que o valor do E é obtido com base na amplitude (s_{max}) do assentamento da placa de carga. As durações mais comuns estão compreendidas em intervalos de tempo de 4 a 25ms, que demonstram uma rapidez de execução apreciável, quando comparado com outros ensaios (Garcia e Thompson, 2003; Kamiura, 2011).

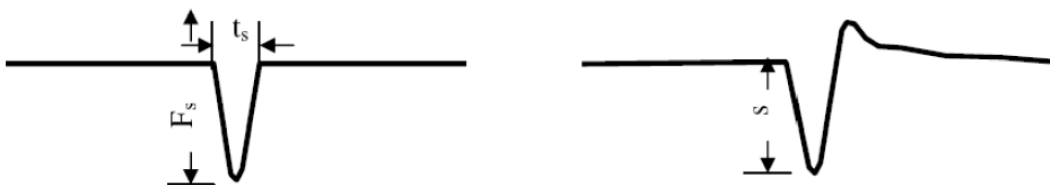


Figura 2.14 - Sequência temporal da força de impacto exercida pelo DIP e assentamento gerado (Garcia and Thompson, 2003; Norma técnica de Ensayo, 2003).

Este ensaio pode ser aplicado para determinar o módulo de deformabilidade, com valores tipicamente entre os 17 e os 70/80MPa. Contudo, pode ser possível medições do módulo superior a 120MPa (Gonçalves, n.d.; Lopes, 2010).

O conjunto de fatores que podem influenciar os resultados obtidos com este tipo de equipamentos são (Lopes, 2010): i) fatores ambientais, tais como, a temperatura e a humidade;

(ii) teor em água e compactação das camadas; iii) espessura e posição das camadas e iv) tipos de materiais que constituem as camadas.

Apesar de existirem vários tipos e modelos de Defletómetros de Impacto Portáteis disponíveis no mercado em todo o mundo, o princípio de funcionamento é o mesmo.

2.4.4. Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo

O Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo, originalmente conhecido por Portancemètre, foi desenvolvido pelo *Centre d'Études Techniques de l'Équipement* (CETE), em França (Fortunato, 2005).

O equipamento é montado num atrelado e é composto de uma roda vibrante, um sistema mecânico de vibração, um chassis de reação suspenso, um sistema hidráulico, transdutores de aceleração vertical e um radar. O veículo de reboque incorpora um grupo hidráulico de potência com comando elétrico, que fornece energia de acionamento da roda vibrante, e integra os equipamentos de comando, de controlo e de registo. Um microcomputador inspeciona o adequado funcionamento dos dispositivos e realiza o registo dos dados de ensaio (Govind, 2010).

O funcionamento deste equipamento rege-se pela circulação a uma velocidade baixa e constante, de uma roda vibrante de aço, na superfície a ensaiar. Esta roda é posta a vibrar através de uma massa excêntrica que é acionada por um motor hidráulico aplicando uma força à superfície a uma frequência de 35Hz (Fortunato, 2005).

O MCSC dispõe de instrumentação interna, que permite medir a componente vertical da aceleração das massas vibrantes e suspensas, a frequência de vibração e o desfaseamento entre a amplitude vertical de vibração e a força centrífuga aplicada à roda pela massa excêntrica. Um algoritmo associado calcula o esforço vertical de solicitação e a respetiva deflexão (Pereira, 2014).

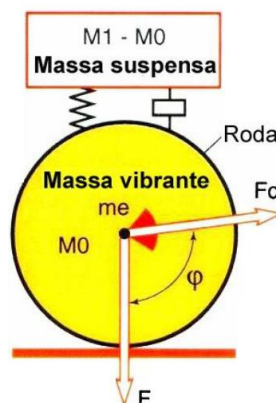


Figura 2.15 - Princípio de funcionamento MCSC (Fortunato, 2005; Govind, 2010).

Este medidor é utilizado para ensaiar camadas compactadas de solos ou agregados naturais ou tratados, com valores de módulo de deformabilidade *in situ* que variam entre 30 e 300MPa, referenciados a ensaios de carga com placa com 600mm de diâmetro. A profundidade máxima de ensaio é aproximadamente 0,60m. É indispensável que a superfície onde é realizado o ensaio seja regular, para permitir um bom rolamento da roda vibrante. Outro aspeto é que os valores máximos das inclinações longitudinais e transversais da superfície de ensaio não poderão ser superiores a 7% e 5% respetivamente.

As deflexões são calculadas ao longo do percurso com espaçamento aproximado de 1m, recorrendo a regressão linear sobre os valores situados no intervalo de 30% a 90% da força vertical máxima aplicada (Fortunato, 2005). Desta forma, o equipamento permite obter o perfil do módulo de deformabilidade equivalente medido sobre a camada em contínuo, facultando um valor por cada metro percorrido, a uma velocidade de 3,6km/h (Govind, 2010). Assim, apresenta como vantagem a possibilidade de demonstrar a variação do valor de E_{v2} equivalente ao longo de uma determinada distância de ensaio. Quanto menor for esta variação mais uniforme será a via e o valor da sua rigidez vertical.

Este ensaio tem sido realizado de forma frequente na última década como complemento no controlo da qualidade de camadas da subestrutura ferroviária. Os ensaios realizados no âmbito de desenvolvimento do equipamento (CETE) permitiram constatar que existe uma boa correlação com os resultados do módulo de deformabilidade *in situ* obtidos sobretudo com ensaios de carga estática com placa (Fortunato, 2005).

No âmbito de aplicação em caminhos-de-ferro, estudos realizados por Robinet et al., (2005) e Hosseingholian et al. (2009) revelam a necessidade de definição de parâmetros de força dinâmica e de frequência de vibração diferentes dos habitualmente utilizados para pavimentos rodoviários. Os resultados do estudo foram empregues para a conceção de um novo equipamento de monitorização de estruturas de caminhos-de-ferro, designado por *Railway Portance-metre*.

2.4.5. Ensaio Complementares

Uma possível solução para avaliação de capacidade de carga sem interferência de tráfego consiste na instalação de sensores de profundidade para monitorizar continuamente as condições estruturais do pavimento. Este método pode fornecer informação sobre a deterioração do pavimento em termos de extensão, tensão, deflexão, temperatura, humidade, etc (Fontul, 2004). Contudo provê resultados em um único ponto específico, o que pode não ser representativo de toda a secção em estudo.

Existem outros métodos de ensaios não destrutivos como por exemplo *Air-Coupled Ultrasound* e *Rolling Dynamic Deflectometer* (RDD), que possibilitam a inspeção e controlo da qualidade na construção e de monitorização de desempenho (SHRP 2 Renewal Research, 2009).

Os métodos de caracterização geofísica *in situ* que também são relevantes para a caracterização de grandes estruturas com desenvolvimento linear, como infraestruturas ferroviárias, mas que são alternativas menos comuns são por exemplo, os *Surface Wave Methods* (SWM) (Alves Costa, 2011; Fortunato, 2005).

2.5. Considerações Finais

Neste capítulo abordou-se sucintamente quais os elementos que constituem as vias balastradas e respetivas funções. Fez-se alusão a alguns dos aspetos fundamentais do comportamento das vias férreas, em particular das vias balastradas. Também são mencionados quais os requisitos exigidos às modernas infraestruturas de transportes, particularmente no que se refere ao controlo da qualidade durante a construção, obrigando a uma nova abordagem relativamente à garantia da qualidade das camadas da subestrutura, pois o desempenho das vias e os custos de operação e de conservação dependem do comportamento destas camadas. Posteriormente fez-se referência à análise estrutural do sistema constituído pela superestrutura e pela subestrutura da via, pois tem sido alvo de grande investigação, sobretudo devido à evolução dos meios de cálculo, quer ao nível dos programas, quer ao nível dos computadores. O comportamento das vias tem vindo a ser estudado com recurso a ensaios laboratoriais e à modelação física e numérica.

Finalmente, apresentou-se uma visão geral sobre os ensaios que permitem a avaliação da capacidade de carga de infraestruturas de transportes (plataformas rodoviárias, aeroportuárias e ferroviárias) indicando o seu modo de funcionamento e avaliou-se a sua eficiência.

3. Metodologia BIM

3.1. Considerações Iniciais

A indústria da Arquitetura, Engenharia, Construção e Operação (AECO) tem procurado novos métodos de trabalho de forma a incrementar o nível da organização das diferentes tarefas, apoiados no uso de uma vasta gama de *softwares* (Azhar, 2011). Atualmente existem diversas aplicações, *softwares* ou programas que auxiliam o desenvolvimento de todas as etapas necessárias à execução de um empreendimento, no entanto não são totalmente capazes de resolver a maior parte dos problemas que possam resultar da execução de uma obra (Santos e Antunes, 2014).

Face aos diversos problemas associados a todo o processo de desenvolvimento e evolução de uma construção, a existência de eventuais incompatibilidades entre as diversas especialidades, pode causar dificuldades, em muitas circunstâncias difíceis de transpor. Os principais dilemas prendem-se com desperdícios de materiais, incoerências e discrepâncias entre documentos e outros erros associados, que originam na maioria dos casos um aumento do custo e tempo de execução da obra (Brás, 2012).

A maioria das ferramentas disponibilizadas apresenta duas grandes limitações, que o BIM procura ultrapassar: a capacidade de interoperabilidade entre sistemas e uma adequada estrutura dos dados requeridos nos diferentes processos, nomeadamente, uma sequência cronológica da geração de dados e um fácil e metodológico acesso à informação do empreendimento. Neste contexto, o BIM tira proveito de uma modelação parametrizada de objetos, onde os elementos construtivos são organizados de forma a reproduzir os objetos reais num ambiente virtual e manipulável (Silva, 2015; Carmali et al., 2018).

Atualmente o BIM tem vindo a ganhar cada vez mais força e espaço no mercado internacional, contribuindo para que o setor AECO se torne mais competitivo e eficaz.

No âmbito das infraestruturas ferroviárias é fácil perceber que através desta metodologia poder-se-á ter um conhecimento rigoroso sobre o comportamento da via ao longo da sua vida útil, pois esta não dependerá exclusivamente da qualidade durante a construção da via, mas também da sua degradação sob a ação do tráfego e das intervenções realizadas na via. Com o BIM é possível realizar uma gestão da manutenção da via, isto é, seguir a evolução da degradação através da implementação no BIM do levantamento sistemático da sua condição, possibilitando a tomada de medidas de manutenção e reabilitação mais adequadas e de forma atempada (Sacks et al., 2009).

Neste capítulo apresenta-se uma breve descrição sobre o conceito BIM e suas dimensões; faz-se alusão às vantagens e desvantagens da sua utilização, nomeadamente no controlo da qualidade da construção; seguidamente é abordado de forma breve o seu desenvolvimento histórico. Refere-se o conceito de interoperabilidade, é feita uma distinção entre nível de desenvolvimento e de detalhe e finalmente apresentam-se as particularidades da aplicação do BIM às infraestruturas ferroviárias.

3.2. Definição do Conceito

O *Building Information Modeling* (BIM) corresponde a uma nova abordagem na metodologia do projeto de construção, e não, como frequentemente se defende, um *software*, licença ou certificado. BIM significa um sistema para simulação e otimização de processos de planeamento e de construção baseado em modelos digitais abrangentes. O BIM abrange geometria, relações espaciais, informações geográficas, as quantidades e as propriedades construtivas de componentes (por exemplo, detalhes dos fabricantes). É um tipo de ferramenta em que se encontra num único modelo todas as informações interligadas por relações paramétricas. Essas informações são mantidas durante todo o ciclo de vida da estrutura, desde a sua conceção, passando pelo projeto, construção e operação, até à conclusão da obra (Rokooei, 2015). Desta forma, o BIM oferece vantagens significativas para o processo de gestão ao longo do ciclo de vida, em comparação com métodos de planeamento convencionais, visto que permite o acesso em qualquer altura a informações detalhadas sobre todos os componentes estruturais (Figura 3.1). Com o BIM, os arquitetos e os engenheiros geram e trocam informação de uma forma eficiente, criam representações digitais de todas as fases do processo de construção e simulam o seu desempenho no mundo real – a racionalização do fluxo de trabalho, aumentando a produtividade e melhorando a qualidade (Ferreira, 2011).

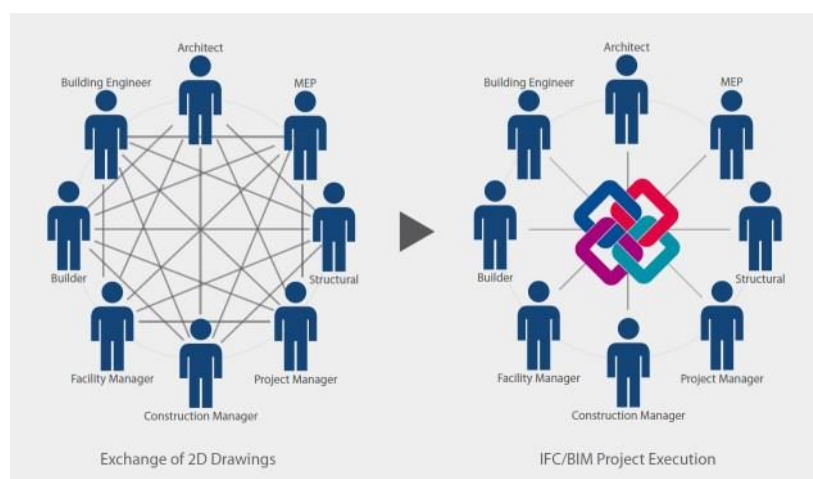


Figura 3.1 - Partilha de informação (Sagarkar, 2016).

A Curva de *MacLeamy* (Figura 3.2) apresenta-se como um ótimo exemplo de como funciona o fluxo de trabalho em BIM em contraste com o fluxo de trabalho tradicional, demons-

trando claramente as vantagens que existem, quando se reconhecem atempadamente, possíveis erros e incoerências que podem surgir nas variadas etapas do projeto, trazendo benefícios significativos no valor de custo da obra bem como permitindo otimizar o tempo de execução (Watt, 2007; Azhar, 2011).

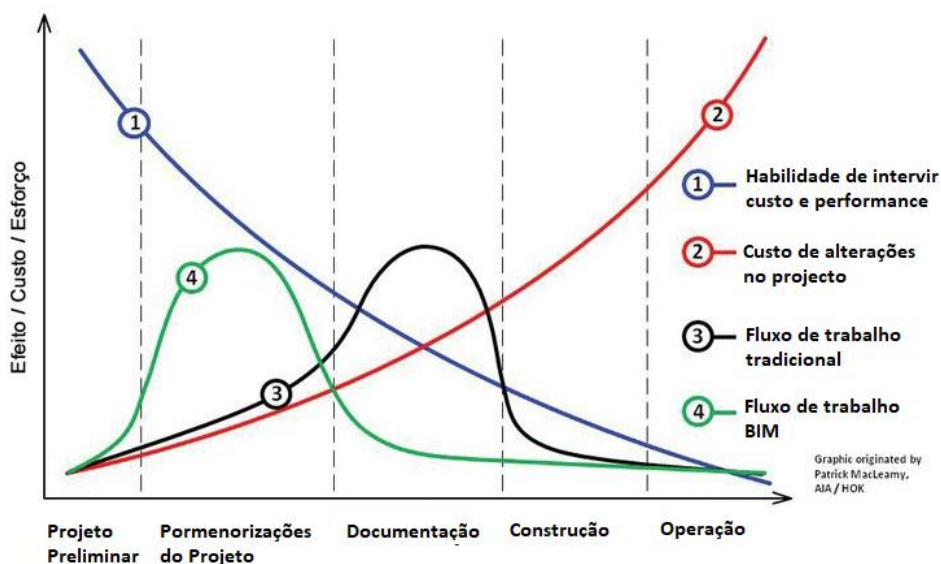


Figura 3.2 - Curva de MacLeamy (Maunula, 2008).

Conforme pode-se verificar, na Curva de MacLeamy estão representadas 4 linhas (Ferreira, 2011): i) a linha preta representa o fluxo de trabalho tradicional; ii) a linha verde representa o fluxo em BIM; iii) a linha azul representa a capacidade de a equipa intervir no custo e desempenho ao longo da vida do projeto; iv) a linha vermelha representa o custo das alterações no projeto. O que se observa é que conforme o projeto avança o custo de realizar modificações aumenta e a capacidade da equipa intervir é menor.

Pelo método tradicional, onde se consideram os projetos centrados em 2D (como no AutoCAD), a maior parcela do esforço é aplicada durante a documentação do projeto, enquanto com recurso ao BIM o maior esforço ocorre durante a fase de caracterização dos objetos do modelo (Cortês de Sousa, 2013).

Quando se fala em BIM, passa-se do 2D para a tridimensionalidade (3D), mas também, e de forma incremental, para outras dimensões, cada uma delas correspondendo a uma fase importante do projeto e da construção, na medida em que vão agregando características e informações ao modelo (Figura 3.3). Na verdade, os modelos BIM podem representar diversas dimensões (nD) de informação de uma construção (Carmali et al., 2018).

3.3. Dimensões BIM

A visualização em 2D abrange somente as tradicionais linhas no sistema CAD, que representam objetos e dimensões (Watt, 2007; Coelho, 2016).

Nos projetos de três dimensões (3D) existem objetos sólidos com características espaciais. A este nível torna-se possível identificar uma excelente vantagem do BIM, a chamada *Clash Detection* (deteção de conflitos), sendo possível encontrar se algo interfere no projeto, como exemplo verificar se uma tubagem hidráulica passa por alguma viga (Taborda e Cachadinha, 2012).

Na quarta dimensão (4D) é acrescentado no modelo 3D, uma linha de tempo, criando uma sequência da construção da obra. Os elementos gráficos dos projetos são anexados ao cronograma da obra, possibilitando ao responsável de obra o acompanhamento do avanço físico da construção através do modelo gráfico, tendo como vantagem otimizar as operações, aumentar a produtividade, etc. (Coelho, 2016).

A quinta dimensão (5D) refere-se ao controlo de custos e estimativa de despesas ao longo do projeto ou por subsecções. Cada elemento do projeto passa a ser vinculado a dados de custos. Tem-se conhecimento de custos unitários, custos por itens, auxiliados por tabelas de planeamento que se podem projetar de acordo com as especificações impostas. Desta forma, facilita-se a obtenção e o cumprimento de orçamentos e, assim, melhora-se a rentabilidade do trabalho (Watt, 2007; Coelho, 2016).

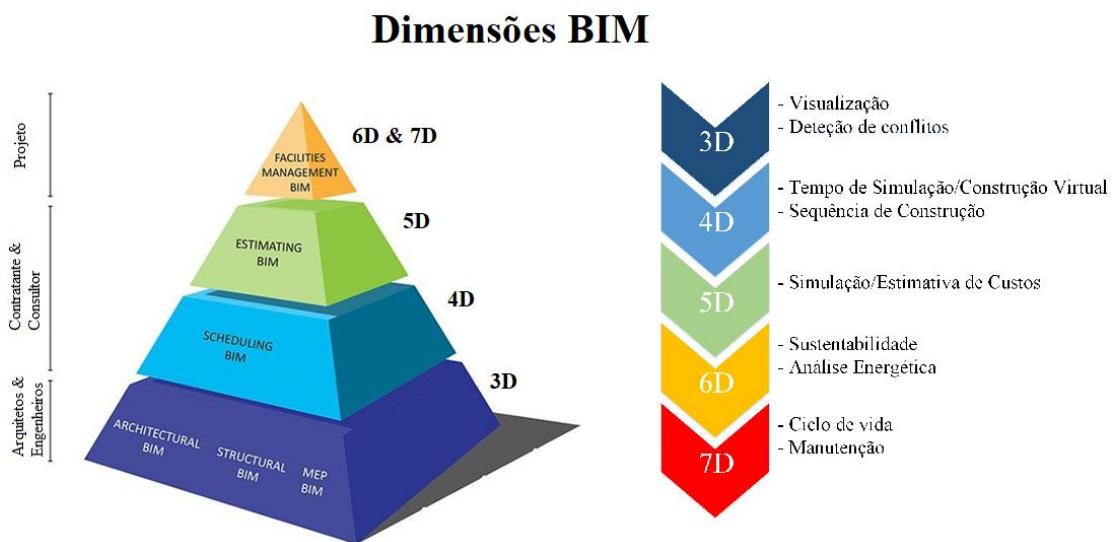


Figura 3.3 - Diferentes dimensões existentes no BIM
(adaptado de Bim United Consultancy Private Limited, n.d.).

A sexta dimensão (6D) compreende a otimização da sustentabilidade, ferramentas específicas que avaliam o impacto ambiental da construção, ferramentas de análise do consumo de energia. Esta ideia conduz mais facilmente à obtenção de certificados *Green Buildings* (Carmali et al., 2018).

Ainda é possível citar a inclusão de aspetos como segurança e gestão da construção numa sétima dimensão. A este nível é possível controlar a garantia dos equipamentos, planos de manutenção, dados do fabricante e fornecedores (guardando as informações necessárias para garantir um bom comportamento / manutenção). Também pode ser possível simular o funcionamento do projeto com parâmetros do mundo real (Quadri, 2015).

3.4. Vantagens e Desvantagens do BIM

As vantagens do BIM são muito significativas quando comparadas com métodos tradicionais, como a utilização do AutoCAD por exemplo, que apenas permite representar graficamente o projeto (Saepro, 2015). Algumas das vantagens que o BIM apresenta são: i) prevê a construção num ambiente 3D virtual de objetos característicos e não da sua representação; ii) melhora o planeamento e compreensão visual do projeto; iii) permite a modelação por objetos com definição das suas propriedades físicas, isto é, os objetos paramétricos de construção, apresentam, além das propriedades espaciais associadas à sua representação, propriedades intrínsecas aos mesmos; iv) permite a unificação da informação do projeto num só modelo BIM e consequentemente num só ficheiro informático, isto é, o BIM engloba toda informação necessária aos desenhos, à expressão gráfica, à análise construtiva, à quantificação de trabalhos e tempos de execução, desde a fase inicial do projeto, até à conclusão da obra. Com isso, os dados para a validação do projeto são automaticamente associados a cada um dos elementos que o constituem (Quadri, 2015; Carmali et al., 2018). Reduz os erros ligados à falta de coordenação interdisciplinar e maximiza a capacidade de inovação da equipa; v) tem a capacidade de detetar conflitos, sendo estes identificados previamente através da visualização do modelo, permitindo a sua resolução atempada e levando ao reforço da coordenação entre os projetistas e os empreiteiros; vi) em projetos de infraestruturas reduz o risco, o desperdício e o retrabalho, o que pode levar a grandes supressões de custos; viii) suporta um fluxo de trabalho transparente e aberto, permitindo que os membros do projeto participem, independentemente das ferramentas de *software* que utilizem. A informação está interligada por via de relações paramétricas e, portanto, as alterações são processadas, em tempo real, em todo o modelo, facilitando intervenções futuras no projeto; ix) torna a pesquisa e obtenção eficiente e facilitada de documentos da construção e origina um aumento da produtividade significativa, também com menor custo; x) a capacidade de análise sobre o modelo BIM acelera o processo de construção e agiliza a cooperação de toda a equipa no desenvolvimento dos diferentes aspetos da construção; xi) ajuda a melhorar a segurança dos trabalhadores e a manutenção e operação a longo prazo da infraestrutura crítica, através de uma adequada análise ao modelo 4D/BIM. Pequenos e grandes fornecedores de *software*

(plataforma) podem participar e competir em soluções independentes do sistema (Campbell, 2007; Succar, 2009; Grilo e Jardim-Goncalves, 2010; Sacks et al., 2010; Eastman et al., 2011).

Os aspetos que mais se destacam como barreiras e limitações para a adoção do uso da tecnologia BIM na prática profissional são: i) a necessidade de um investimento inicial com a aquisição de um novo *software*, bem como com a sua amortização, com custos adicionais de aprendizagem inicial. Trata-se de uma curva de aprendizagem lenta: além da natural complexidade do *software* e das múltiplas opções que este representa, talvez seja na alteração de conceitos e no novo modo de olhar para o modelo, que se exige mais investimento pessoal; ii) outro aspeto é o envolvimento da equipa, que ainda é escassa no nosso país, isto é, a proliferação desta metodologia entre equipas que conseguem o envolvimento de todos os projetistas. Assim, ao se reduzir logo à partida, o âmbito possível de uma das maiores potencialidades do BIM, que é a interação colaborativa, a qual permite lidar com alterações e com incompatibilidades entre especialidades de modo imediato, está-se, naturalmente, a contribuir para a redução da sua relevância e do retorno do investimento; iii) caso seja necessária a comunicação entre entidades que usam diferentes plataformas tecnológicas, a exportação / importação entre sistemas ainda não é isenta de falhas (Grilo e Jardim-Goncalves, 2010; Poças, 2015; Carmali et al., 2018).

3.5. Desenvolvimento Histórico

O conceito BDS (*Building Description System* – Sistema de Descrição da Construção) foi criado em 1974 pelo professor Charles M. Eastman do Instituto de Tecnologia da Geórgia, juntamente com uma equipa de estudiosos, com o objetivo de mostrar que uma descrição baseada em computador de um edifício poderia replicar ou melhorar todos os pontos fortes de desenhos como um meio para a elaboração de projeto, construção e operação, bem como eliminar a maioria das suas fraquezas (Eastman, 1974; Zhao et al., 2009).

O termo BIM foi popularizado por Jerry Laiserin com o significado de representação digital do edifício, que simplifica a troca de informação em formato digital e maximiza a interoperabilidade. Segundo o mesmo, o BIM foi comercialmente introduzido pela primeira vez através do conceito *Virtual Building* no programa ArchiCAD™ da Graphisoft®, no ano de 1987 (Zhao et al., 2009). Entre o fim dos anos oitenta e o início dos anos noventa começou a falar-se do BIM como tendo capacidade para alterar processos no sector da arquitetura, engenharia e construção (AEC) (Eastman et al., 2011).

Posteriormente em 1992, van Nederveen e F.P. Tolman publicaram um artigo abordando as múltiplas visões de modelação da construção. Seria a primeira utilização do termo *Modelling Building Information*, que abriu espaço para o *Building Information Modelling* (BIM) e a apresentação de uma nova mudança de paradigmas (Saepro, 2017): do tratamento independente de cada aspeto/informação do projeto (dado por cada agente envolvido), ao tratamento integrado dos aspetos/informações na construção. Estava aberto o caminho para a utilização do conceito

de um sistema computacional coeso que permitisse a gestão e controle das interações políticas, processos e tecnologias envolvidas nos projetos de construção.

Segundo Penttilä (2006): “*Building Information Modelling (BIM)* é uma metodologia para gerenciar a base do projeto de construção e os dados do projeto em formato digital ao longo do ciclo de vida da construção”. Iniciava-se uma mudança de padrão, isto é, a colocação de todas as ferramentas utilizadas em papel em um ambiente virtual, permitindo assim um nível maior de eficiência, e uma estreita comunicação e colaboração entre os agentes envolvidos (Ferreira, 2011).

Com o crescimento da tecnologia BIM e o aumento da sua utilização nas variadas fases de projeto, surgiu a necessidade de criação de normas BIM, que pudessem regulamentar o processo de modelação em cada país, por forma a minimizar os erros que poderiam provir da utilização de diversas ferramentas (Narciso, 2016).

No que se refere à informação sobre as tecnologias e processos BIM, os países industrializados que já possuem as suas normas ou *guidelines* são (Smith, 2014): i) **USA**, *National Building Information Modelling Standards*, desenvolvidos pelo *National Institute of Building Science*, que representa o culminar de inúmeras iniciativas BIM americanas que iniciaram em 2003 com o *National 3D- 4D-BIM program da General Service Administration (GSA)*; ii) **Finlândia**, *National Common BIM requirements (COBIM)*, surge depois do BIM ter assumido um papel central na investigação e desenvolvimento da construção, *guideline* publicada em 2007 pela organização pública *Senate Properties* finlandesa. Desde 2001 que esta entidade desenvolve projetos – piloto que culminaram numa crescente generalização do BIM a nível nacional; iii) **Reino Unido**, PAS1192-2 *Specification for information management using BIM* e também o AEC (UK) *BIM protocol*, impulsionados pelo *Cabinet Office* britânico, responsável pelas metas estratégicas, entretanto estabelecidas, de utilização do BIM obrigatória a partir de 2016. É ainda de referir que países como a Austrália, Coreia do Sul, Dinamarca, Emiratos Árabes Unidos Holanda, Hong Kong e Noruega já possuem regras de utilização do BIM para obras públicas (Costa, 2014).

O *American Institute of Architects (AIA)* reuniu numa tabela a maioria das iniciativas implementadas em todo o mundo com o objetivo de apresentar normas ou diretrizes para o uso de BIM. A Tabela 3.1 é uma adaptação dessa tabela, onde se encontram registados os países e as organizações que têm realizado um esforço para regulamentar os processos de modelação (J. M. S. Silva, 2013).

Tabela 3.1 – Alguns países com normas e diretrizes BIM (adaptado de AIA, 2009).

País	Organização	Nome da Norma/Diretriz/Requisito	Data de publicação
Austrália	NATSPEC	NATSPEC National BIM Guide	19-set-11
		NATSPEC BIM Object/Element Matrix	
Dinamarca	Erhvervsstyrelsen (National Agency for Enterprise and Construction)	Det Digitale Byggeri (Digital Construction)	1-jan-07
Finlândia	buildingSMART Finland	Common BIM Requirement 2012 (COBIM)	27-mar-12
Reino Unido	AEC (UK)	AEC (UK) BIM Protocols	7-set-12
Noruega	Statsbygg	Statsbygg Building Information Modeling Manual	24-nov-11
Singapura	Building and Construction Authority	Singapore BIM Guide	15-mai-12
	CORENET e-submission System (ESS)	CORENET BIM e-submission Guidelines	25-jan-10
Estados Unidos da America	National Institute of Building Science (NIBS) - buildingSMART alliance (bSa)	National BIM Standard (NBIMS)	4-mai-12
	American Institute of Architects (AIA) Contract Documents	E202-2008 BIM Protocol Exhibit	2008
	New York City Department of Design + Construction	BIM Guidelines	1-jul-12
	United States Department of Veterans Affairs (VA)	The VA BIM Guide	2-abr-10
	Indiana University Architect's Office and Engineering Services	IU BIM Guidelines&Standards for Architects, Engineers, and Contractors	2-jul-12
	buildLACCD (Los Angeles Community College District)	BIM Design-Bid-Build Standards	29-jun-11
		BIM Design-Build Standards	2-jun-10
United States General Services Administration (GSA)	LACCD BIM Standard	2-jun-10	
	United States General Services Administration (GSA)	National 3D-4D Building Information Modeling Program	15-mai-07

Essas normas pretendem promover uma construção mais sustentável, que pondere o ciclo de vida dos empreendimentos de forma integrada, considerando análises de ciclo de vida; contribuir para o aumento da competitividade do setor da construção europeu; mapear procedimentos e trocas de informação na fileira da construção e incitar o trabalho colaborativo devidamente estruturado; estabelecer diretrizes para o desenvolvimento de taxonomias integradas no âmbito da construção; contribuir para a inovação tecnológica do setor e para o aumento da interoperabilidade entre as tecnologias disponíveis; definir *guidelines* para a implementação do BIM a nível europeu; determinar uma base comum para a investigação e desenvolvimento no âmbito do BIM (CEN/TC 442, n.d.).

Até ao momento, as duas regulamentações consideradas mais completas a nível mundial são (Pinho, 2015): a normalização adotada no Reino Unido, *AEC (UK) BIM Protocol*; e as normas adotadas em Singapura, *Singapore BIM Guide*. Atualmente, o CEN (comité de normalização europeu), presidido pela Noruega, está a desenvolver uma norma BIM de aplicação na Europa.

3.6. Interoperabilidade

No processo de trocas de informação é fundamental existir uma coordenação precisa e coerente por forma a compatibilizar toda a informação entre os projetos e não colocar em risco a qualidade e viabilidade do projeto. No caso de um projeto de arquitetura e de um projeto de estrutura, é fundamental não desprezar as restantes especialidades pois todas são fundamentais e têm de ser interligadas (Saepto, 2015). Muitas vezes, a perda de informação deve-se à (Sá, 2014): i) existência de documentos com diferentes versões que, por sua vez, podem conduzir a erros de projeto e, conseqüentemente, a atrasos e derrapagens nos custos; ii) dificuldade de visualização global e de compreensão das diferentes componentes de informação; iii) generalidade da documentação apresenta-se segundo um formato 2D, sendo necessária a sua adaptação para o contexto real da obra, ou seja, para uma dimensão 3D; iv) não aproveitamento de informações adquiridas em fases antecedentes levando à introdução repetida de dados.

Esta nova forma de comunicar e participar, preconizada pelo BIM, insere uma mudança relevante nos processos de troca de informação entre todos os intervenientes. Trata-se por isso de um novo paradigma de trabalho, no qual a colaboração deve ser constante e continua em todas as fases do ciclo de vida de um empreendimento (Santos da Silva, 2015).

O BIM é considerado como a nova geração das ferramentas *Computer Aided Design* (CAD). A interoperabilidade, que é uma das características do BIM, é definida como “a capacidade de troca de dados entre aplicações, permitindo o fluxo de trabalho em ambos os sentidos e, portanto, facilitando a sua automatização” (Eastman et al., 2011).

A interoperabilidade permite melhorar a colaboração entre os membros da equipa interdisciplinar inerente a uma construção, permitindo uma melhor qualidade na interação de projetos baseados num intercâmbio de dados entre as diferentes aplicações e plataformas e a execução de projetos integrados com uma troca livre de dados (McGraw, 2007). A capacidade de interoperabilidade de um *software* permite a redução de desperdícios, da vulnerabilidade das infraestruturas, de custos de comunicação da cadeia de fornecimento, da reentrada manual de dados, da duplicação de funções, da dependência contínua de trocas de informações baseadas em técnicas tradicionais de trabalho e contribui, ainda, para o aumento da confiança da informação ao longo do ciclo de vida, da expansão de mercados para as empresas, do valor dos clientes e da velocidade de entrega (McGraw, 2007; Carmali et al., 2018).

Esta interoperabilidade não se cinge apenas aos programas que operam com o BIM, possibilita também a associação a programas como o AutoCAD, o MS Project, entre outros, com o pressuposto de recolher a informação necessária, por forma a otimizar o tempo do utilizador, melhorando a qualidade do trabalho realizado e executando uma melhor gestão de recursos (Otero, 2014).

3.7. Nível de desenvolvimento (LOD) e de detalhe

Ao longo dos anos, existiram várias iniciativas para responder aos problemas de interoperabilidade, sobretudo, através da criação de formatos universais de classificação e organização dos elementos de construção. Contudo, apesar de terem sido feitos vários testes nesse sentido, o que mais se tem destacado é o modelo *Industry Foundation Classes*, conhecido como IFC. Este modelo é uma especificação neutra e aberta de armazenamento de dados, que permite a troca de informação entre diferentes *softwares* BIM, aumentando a interoperabilidade na arquitetura, engenharia e indústria de construção.

O modelo IFC é estruturado hierarquicamente por vários módulos. Cada módulo agrupa diversas entidades onde são definidos conceitos. As entidades dos módulos superiores, de cariz mais específico, referenciam uma ou mais entidades dos módulos inferiores mais genéricos (Figura 3.4). As entidades IFC definem objetos, relações e propriedades (Monteiro e Martins, 2011).

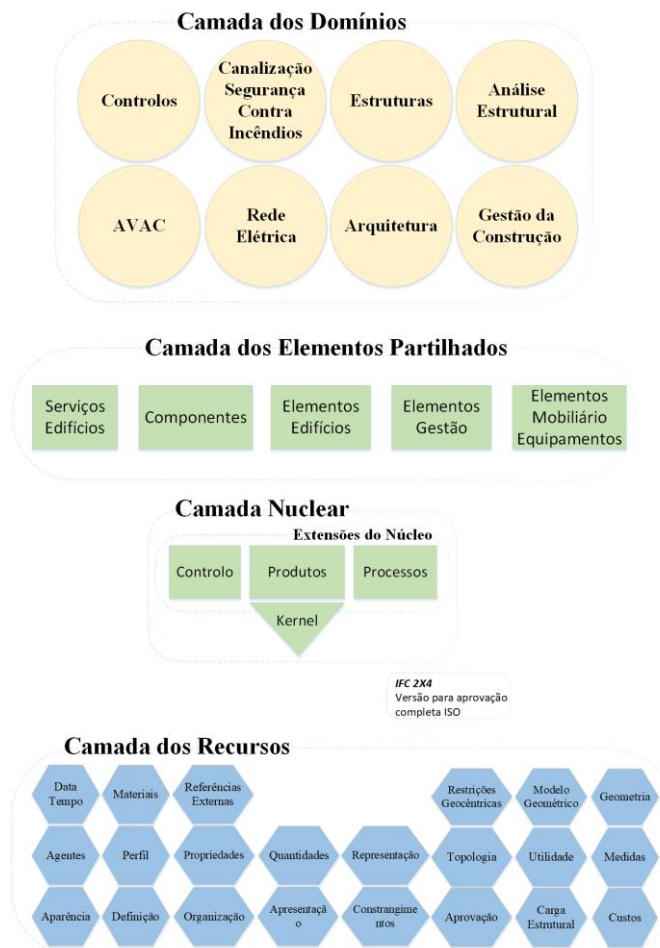


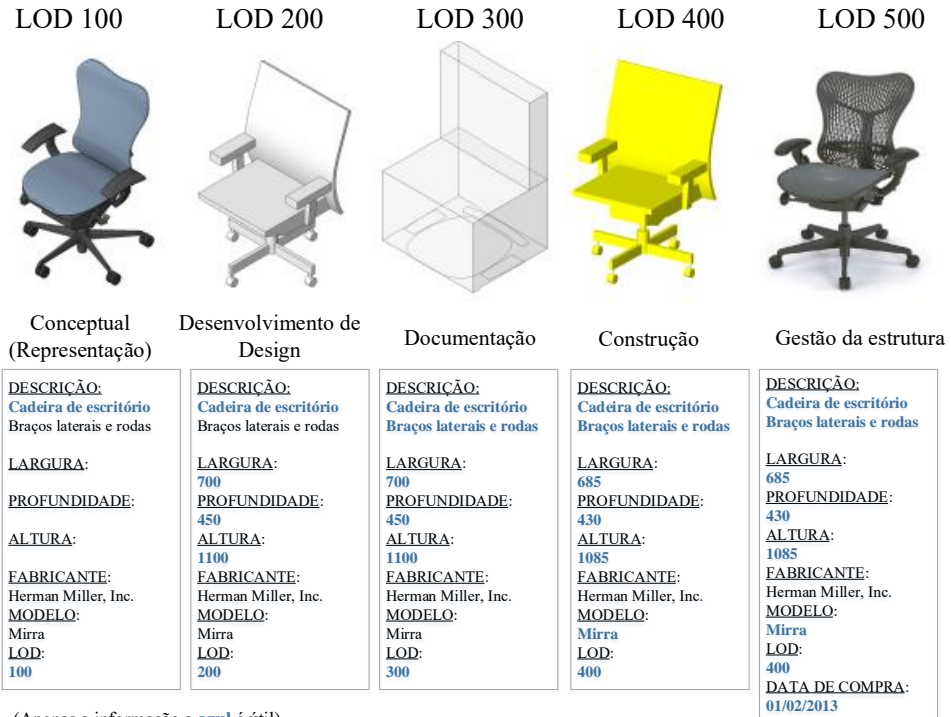
Figura 3.4 - Estrutura da base de dados do modelo IFC, versão 2x4 (adaptado de Monteiro e Martins, 2011).

As diferentes fases do projeto, de construção e de uso de uma estrutura, exigem diferentes níveis de desenvolvimento, *level of development* (LOD), do modelo BIM. Por exemplo, a fase de projeto não exige elevado nível de desenvolvimento e volume de informação a considerar, do modelo. No entanto é exigido um nível superior de informação nas fases de gestão e de manutenção de uma estrutura. Assim, a organização *American Institute of Architects* (AIA) no protocolo *G202-2013 Building Information Modeling Protocol Form* organizadas segundo o *CSI Uniformat 20102* propõe cinco níveis; os três primeiros estão associados ao projeto; o quarto à construção; o quinto à fase de operação e manutenção da estrutura.

Em 2011, são enquadrados os cinco níveis LOD (Figura 3.5), definidos pelo AIA e pelo *Structural Engineering Institute – Council of American Structural Engineers* (Odeh et al., n.d.): i) **LOD 100** que corresponde a um modelo básico considerado ao nível do projeto esquemático que faculta, fundamentalmente, quantidades de massa e volume; ii) **LOD 200** corresponde a um modelo mais desenvolvido contendo cerca de 35% de informação para dimensionamento. Usualmente contém a informação necessária para a realização de uma análise estrutural básica; iii) **LOD 300** traduz um nível cuja informação contida no modelo é suficiente para a preparação dos documentos normalmente solicitados no projeto de execução; iv) no **LOD 400** o modelo BIM inclui detalhes adicionais e todas as estruturas primárias e secundárias de suporte. Contém, ainda, a informação completa sobre a fabricação, a montagem e diversos dados de pormenor; v) no **LOD 500** todos os elementos e sistemas estão corretamente modelados de acordo com a construção e com a totalidade de pormenores. O modelo pode ser utilizado para manutenção e acrescentado à documentação da construção.

É de referir que o esforço de modelação aumenta de forma não linear com o acréscimo do LOD (Venâncio, 2015).

Nível de Desenvolvimento (Level of Development)



(Apenas a informação a azul é útil)

Figura 3.5 - Informação presente nos 5 LOD (McPhee, 2013).

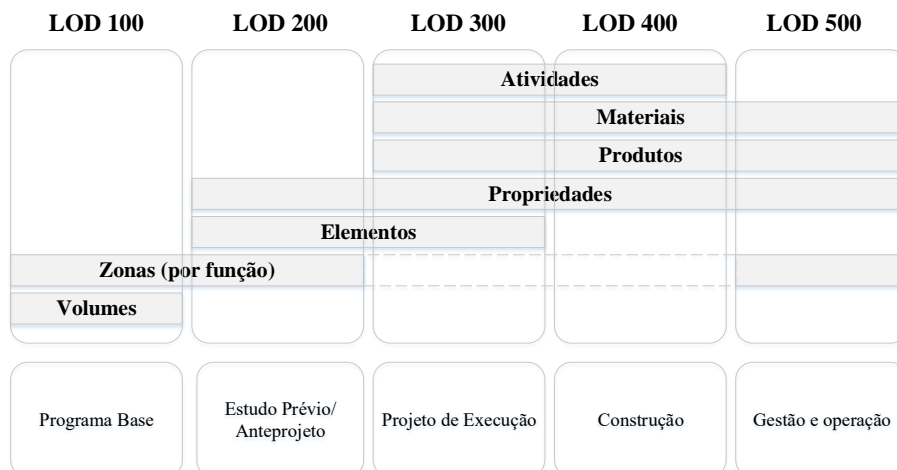
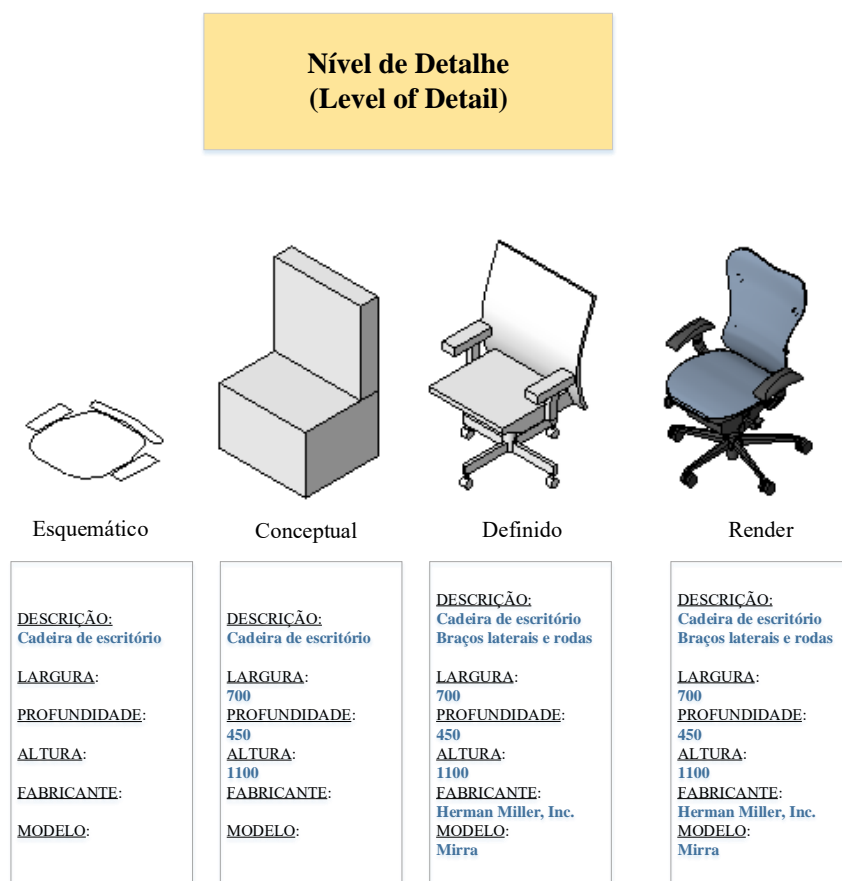


Figura 3.6 - Relação entre níveis de desenvolvimento e as fases de vida do projeto (adaptado de Sousa, 2013).

A título de exemplo, no âmbito do projeto de uma infraestrutura, o nível de desenvolvimento a considerar corresponde ao LOD 300, ou seja, o modelo BIM deve incluir a informação necessária para se efetuar o cálculo estrutural e permitir apresentar as telas finais do projeto (Novais, 2015).

Outro conceito que está associado ao nível de desenvolvimento, é o nível de detalhe, que, por vezes é confundido e referenciado como sendo o mesmo indicador. O nível de detalhe trata-se da medida da quantidade de informação que pode ser fornecida pelo modelo BIM. Referindo-se somente à quantidade de informação e não ao tipo, admite-se que o modelo contém toda a informação relevante para o projeto (Figura 3.7). Desta forma, pode-se definir os níveis de detalhe como (Novais, 2015; Mota, 2016): i) **G0** - representação esquemática do elemento, podendo não estar à escala ou conter qualquer valor dimensional; ii) **G1** - nível em que se indica o mínimo de informação para se identificar o elemento, sendo este já criado com um material consistente; iii) **G2** - o elemento engloba toda a informação relevante e encontra-se razoavelmente modelado para ser identificado o tipo e materiais utilizados; iv) **G3** - análogo ao G2, diferindo unicamente na representação tridimensional.



Baseado em AEC (UK) BIMprotocol v2.0

Figura 3.7 - Informação presente nos níveis de detalhe e de desenvolvimento (McPhee, 2013).

Comparando as Figura 3.5 e Figura 3.7, verifica-se que o nível de desenvolvimento e o nível de detalhe estão intimamente relacionados, pois não se pode ter um nível de desenvolvimento se o nível de detalhe não existir. Por exemplo, para ser executável obter um modelo com um nível de desenvolvimento LOD 500, é necessário que o objeto tenha um nível de detalhe G3.

A título de exemplo, se se possuir um objeto realista, mas se este não contemplar os dados do fabricante e do modelo então não será possível compará-lo com outros objetos semelhantes e proceder à sua aquisição.

Em suma, o nível de desenvolvimento trata da quantidade de informação que associamos a cada um dos objetos que constituem o modelo criado, sendo tanto maior quanto maior for o número de características neles disponíveis, por exemplo, dados sobre dimensões, testes de qualidade, fabricante, composição, enquanto que o nível de detalhe define o quão pormenorizada é a modelação dos objetos (Baptista, 2015).

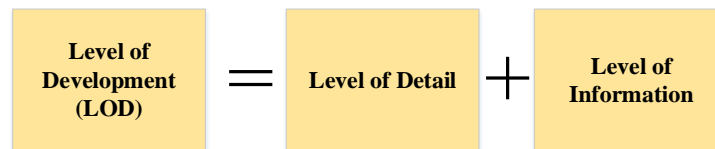


Figura 3.8 - Relação entre Níveis de Desenvolvimento, Detalhe e Informação.

3.8. Aplicação a Infraestruturas Ferroviárias

Para garantir um bom comportamento da via é importante controlar e garantir a qualidade de todos os seus elementos desde a sua construção e acompanhar o comportamento destes ao longo da vida útil. Neste sentido, o objetivo do controlo da qualidade da via-férrea é conhecer o comportamento *in situ* da via com precisão e eficiência, para avaliar a sua performance sobre diferentes cargas em serviço e detetar danos ou deterioração, isto é, para determinar a condição da via (Carmali et al., 2018). A qualidade da via, avaliada através das inspeções, visa controlar a conformidade entre as especificações técnicas fixadas em normas e a condição da via em serviço, para o caso de ser necessário programar atividades de manutenção e conservação. Através da utilização de equipamentos de inspeção de via é possível determinar esses parâmetros e compará-los com os valores padrão definidos por várias normas [ETI (2008), EN13848-5 (2008) e UIC51 (2005)], sendo possível verificar se existem anomalias, determinar as suas causas e promover a realização da sua reparação (Rodrigues, 2012).

Atualmente existem vários tipos de equipamento de inspeção de via-férrea tornando-se viável a distinção em dois grupos (Baldeiras, 2008): i) os equipamentos manuais (VIV – Manuais); ii) os equipamentos automáticos (VIV – Automáticos). A título de exemplo de equipamentos manuais pode-se citar o Trolley, o KRAB (auscultador de geometria de via), o LaseRail

(medição do perfil transversal do carril), o RMF (auscultador de geometria de via e desgaste ondulatorio), o MiniProfRail, o TecnoRail, o RailMonitor, o Rectiway, KrautKramer USM25 “Scooter”. No que diz respeito aos equipamentos automáticos, pode-se evidenciar o Ultrassom, o Veículo de Inspeção da Via - EM120, o Veículo de Inspeção da Via para alta velocidade - Iris 320, entre outros (Miguel, 2015).

Dos equipamentos de inspeção ferroviária acima mencionados, será evidenciada a monitorização da via-férrea recorrendo ao equipamento automático de alta velocidade EM120. O EM 120 tem vários sistemas de inspeção instalados para a medição de (REFER – Rede Ferroviária Nacional, EP, 2001, Lisboa, n.d.): geometria de via; perfil transversal do carril; perfil transversal de via; geometria de catenária; camadas de infraestrutura; desgaste ondulatorio do carril; e ainda tem sistema de videografia. Este equipamento, EM 120, é ainda dotado de um radar de prospeção *Ground Penetrating Radar* para a avaliação das camadas da infraestrutura.

Na observação de obras de arte pode-se fazer a distinção das grandezas caracterizadoras do comportamento da estrutura entre globais e locais. As grandezas globais são de carácter cinemático e englobam (Cavadas, 2008): i) deslocamentos; ii) flechas; iii) rotações; iv) forças; v) aberturas de juntas de dilatação; vi) deslocamentos de aparelhos de apoio; vii) reacções de apoio. As grandezas locais têm um carácter complementar uma vez que trazem incertezas de interpretação acopladas; estas devem-se essencialmente a três fatores: i) medições pontuais; ii) dependência das técnicas de instalação; iii) sensibilidade aos efeitos da temperatura; estando associadas às grandezas locais: extensões, tensões e abertura de fendas.

O BIM promove uma oportunidade de visualização e de integração dos vários parâmetros da via-férrea, assim como a comparação entre os parâmetros do projeto e os parâmetros obtidos nos ensaios de controlo da qualidade (após a construção da via), podendo-se observar a diferença entre a resistência prevista no projeto e a que se obteve na realidade. Desta forma executa-se uma melhor análise da condição da via e a adoção de medidas adequadas de reabilitação (Carmali et al., 2018).

3.9. Considerações Finais

As tecnologias de informação são consideradas um indicador de desenvolvimento tecnológico de um setor. Qualquer país que invista no progresso tecnológica progride de forma positiva tornando-o mais competitivo, originando um aumento de produtividade. Através da aplicação de novas técnicas e novos processos, com suportes informáticos mais desenvolvidos e interligados, o setor da construção civil estará melhor preparado para defrontar as adversidades que se lhe apresentam, acompanhando os setores mais desenvolvidos da economia nacional.

O conceito BIM fundamenta-se na centralização da informação de todas as disciplinas, num único modelo digital. Esta nova metodologia pretende melhorar o processo colaborativo durante todo o ciclo de vida de um empreendimento. A utilização de ferramentas BIM compre-

ende diversas especialidades do processo construtivo (arquitetura, estrutura, instalações elétricas, ITED (Infraestruturas de Telecomunicações em Edifícios), rede segurança, águas e esgotos e AVAC), visando potenciar a arquitetura, engenheiros, gestores e outros intervenientes a possibilidade de trabalhar em conjunto sobre um modelo tridimensional num ambiente colaborativo.

Numa modelação BIM, o utilizador agrupa diversos tipos de informação ao objeto, designadamente características físicas, económicas, ou aspetos relacionados com a manutenção. Toda a informação é pertinente para habilitar o modelo e capacitá-lo com vista à obtenção de resultados explícitos, como por exemplo de mapas de quantidades e orçamentos, ou para permitir a análise de diversos estudos (acústicos, energéticos, entre outros).

Perante isto, e visto que as principais potencialidades que o BIM oferece são mais notórias durante a fase de projeto, torna-se clara a influência que pode ter no controlo da qualidade de um projeto. De forma a avaliar a aplicabilidade da metodologia BIM no controlo da qualidade de infraestruturas ferroviárias, é necessário a recolha e análise da informação sobre cada parâmetro que caracteriza a via, possibilitando no final, uma proposta de avaliação dessa informação com recurso ao BIM. De forma a melhorar o desempenho da infraestrutura nas várias vertentes, é fundamental que, quanto mais parâmetros forem avaliados, mais possibilidades os projetistas têm de otimizar o controlo da qualidade da infraestrutura. Através da integração de métodos BIM, desde as fases mais preliminares de projeto, os projetistas podem usufruir de uma ferramenta que os auxilia na tomada de decisão sobre a integração e comparação de resultados entre diferentes cenários de projeto, sem um custo acrescido e num curto espaço de tempo. Por outro lado, esta integração de metodologias BIM, pode revelar-se essencial para a otimização do desempenho e redução dos potenciais desastres nas infraestruturas ferroviárias no futuro. Torna-se assim importante idealizar formas para que seja possível integrar e automatizar os processos de controlo da qualidade enquadrados num contexto BIM, para que as equipas de projeto consigam, de uma forma simples e célere, identificar e comparar diferentes parâmetros numa fase inicial do projeto.

Conclui-se que a metodologia BIM, e a ferramenta utilizada, podem apresentar vantagens no projeto de estruturas, apesar das dificuldades verificadas. De facto, a tecnologia BIM expõe benefícios comprovados em todas as fases do ciclo de vida da construção, dado que os modelos de informação gerados permitem apresentar várias vantagens sobre os desenhos 2D e por isso, o crescimento contínuo da metodologia BIM é considerado uma mais-valia para o projeto e construção de edificações sustentáveis e esperasse que futuramente o processo conduza a melhorias significativas no sector.

4. Avaliação estrutural da Via-Férrea durante a construção

4.1. Considerações Iniciais

A perspetiva da construção de novas infraestruturas de transporte, a necessidade de monitorização e eventual reabilitação das infraestruturas em serviço justificam a realização de estudos com a aplicação de vários equipamentos disponíveis, o aperfeiçoamento das técnicas de interpretação, assim como o desenvolvimento de metodologias mais adequadas a cada situação.

A capacidade de carga de uma infraestrutura traduz a sua capacidade para suportar as ações devidas ao tráfego futuro. Geralmente, uma infraestrutura é dimensionada para suportar determinado número de aplicações de cargas induzidas pela passagem do material circulante, sem atingir determinados estados limites.

Para se poder avaliar a capacidade de carga de uma infraestrutura de transporte, é recomendável serem utilizados métodos de auscultação não destrutivos, ou seja, métodos que não requerem a recolha de amostras da estrutura para conhecer as suas propriedades e características, como por exemplo a espessura ou o tipo de material de cada camada. Em Portugal, estes métodos são cada vez mais utilizados com esse pressuposto (Antunes, 1993; Fontul, 2004; Fortunato, 2005) quer na caracterização em fase dos estudos de projeto e construção, quer no âmbito da conservação, reabilitação e renovação destas infraestruturas. Isto deve-se sobretudo ao seu fácil manuseamento e conservação da integridade das estruturas, em associação a um reduzido tempo de ensaio. Realce-se que as considerações apresentadas neste capítulo referem-se particularmente a infraestruturas ferroviárias.

No subcapítulo 4.2. apresentam-se os principais ensaios utilizados no controlo da qualidade, procura-se avaliar a eficiência dos ensaios e eventuais correlações com outros equipamentos.

No subcapítulo 4.3. realiza-se uma modelação do caso de estudo e a respetiva retroanálise através do *software* BISAR 3.0, possibilitando a comparação do módulo de deformabilidade nas diferentes camadas dos diferentes ensaios.

No subcapítulo 4.4. realiza-se uma interpretação empírica dos ensaios realizados sobre via-férrea em estudo na zona de plena via e apresenta-se os resultados obtidos.

Por fim, no subcapítulo 4.5. propõe-se uma metodologia alternativa e/ou complementar à metodologia utilizada atualmente no controlo de qualidade durante a construção, no sentido de melhorar o processo. Esta metodologia tem por base os resultados dos ensaios realizados *in situ* com o FWD.

4.2. Métodos de caracterização estrutural para controlo da qualidade

A recolha de informação histórica relativa à construção, conservação, reabilitação e desempenho da via, associada a uma cuidada inspeção visual, deve possibilitar uma avaliação global da sua qualidade e a organização de elementos que viabilizem fazer um zonamento, distinguindo zonas com diferentes comportamentos, tanto longitudinal como transversalmente. Estas tarefas podem ser simplificadas se a informação estiver informatizada. Todavia, torna-se primordial a caracterização *in situ* do comportamento da subestrutura. Essa caracterização pode ser realizada durante a construção, preferencialmente usando testes não destrutivos (Fortunato, 2005; Burrow et al., 2007), através de várias técnicas, como a queda de defletores de peso, testes de carga de placas e o medidor de capacidade de suporte em contínuo (MCSC). Em geral, estes ensaios consistem na aplicação de uma carga vertical (impulso estático ou dinâmico) no topo das camadas a serem estudadas e medição da deflexão resultante na superfície. Os resultados obtidos com estes testes permitem a avaliação da rigidez das camadas, um parâmetro que está correlacionado com a módulo de deformação, associado a um método de ensaio particular. Alguns autores como Fortunato (2005), destacam o facto da medição da deformação vertical das camadas da subestrutura poder variar significativamente em um determinado local, dependendo do método de teste usado.

É de notar que os métodos de caracterização *in situ* comparados com ensaios em modelos físicos em laboratório exibem inúmeras vantagens em relação à repetência e reprodução de diferentes configurações. Porém, alguns aspetos que caracterizam o comportamento complexo do pavimento, como por exemplo a densidade da camada de balastro, dificilmente são corretamente reproduzidos em laboratório, o que em algumas circunstâncias pode afetar a validade desses mesmos resultados (Fortunato, 2005).

Nesta secção apresenta-se a metodologia recorrente para a avaliação *in situ* da qualidade das condições de fundação de pavimentos durante a respetiva fase de construção. Para garantir uma boa execução da via-férrea, salienta-se que as características como o módulo de deformabilidade e o grau de compactação devem ser bem controladas, garantindo o cumprimento das tolerâncias mínimas exigidas.

Tradicionalmente, o controlo da qualidade durante a construção é realizado com recurso ao Ensaio de Carga em Placa (ECP). É um ensaio não destrutivo de meados do século XX (ano de 1940) (Fortunato, 2005), usado como referência no caso do controlo da qualidade durante a construção de infraestruturas de transporte, tanto rodoviárias como ferroviárias. A sua descrição e modo de funcionamento já havia sido abordado no subcapítulo 2.4. Complementariamente,

existem outros métodos de ensaio que permitem realizar o controlo da qualidade através da medição do grau de compactação, como é o caso do ensaio com o gama densímetro, método garrafa de areia, método do volume de água deslocado, método do balão ou do densitómetro de membrana, método do *Speedy*, método do álcool, entre outros.

É essencial conhecer o grau de compactação das camadas constituintes, pois uma má execução das camadas associado a um deficiente grau de compactação compromete o desempenho estrutural da infraestrutura. Neste sentido, diminui a capacidade de carga, resultando em problemas pós construção. Conforme referido em Anexo II, o ensaio com o gama densímetro trata-se de um método não destrutivo e possibilita determinar com precisão o teor em água e a baridade dos solos, betão e camadas betuminosas. Consiste em determinar o grau de compactação de um solo por comparação com a baridade seca máxima (determinada pelo ensaio Proctor), possibilitando, de forma rápida e expedita, controlar as compactações. O segundo ensaio diz respeito ao método mais utilizado para determinação da baridade seca do solo e é idealmente adequado para ensaios em obra, quando não é possível ensaiar com o método gama densímetro. Mais informação sobre o procedimento destes ensaios e restantes mencionados poderá ser consultada em Infraestruturas de Portugal (2009), A. T. A. F. da Silva (2013) e Cunha (2014).

O controlo da qualidade durante a construção baseia-se na comparação dos valores da resistência da via previstos no projeto com os resultados dos ensaios realizados no final da construção. Realce-se que, através da realização destes ensaios durante a construção, torna-se possível averiguar a existência de alterações dos materiais utilizados e, assim, verificar se a qualidade da via se mantém. A avaliação da qualidade e desempenho de uma via pode ser efetuada diretamente através da rigidez. O valor do módulo de deformabilidade equivalente das camadas de apoio das infraestruturas de transporte é um bom indicador de desempenho e atualmente existem métodos que permitem fazer a sua determinação de forma sistemática (Sussmann et al., 1999). A rigidez da via reflete a resistência da infraestrutura contra deformações verticais. Pode ser definida como a relação entre a carga aplicada por uma roda no carril e o deslocamento vertical máximo da faixa, medida no topo da camada e geralmente é expressa em kN/mm. É de salientar que, uma via caracterizada por uma baixa rigidez vertical e sujeita a cargas elevadas pode sofrer uma deformação vertical considerável. Por outro lado, quanto maior a rigidez da infraestrutura, maiores as forças de interação entre as palmilhas e o balastro, causando maior degradação dos vários elementos que constituem a via e, transferindo maiores níveis de pressão para as camadas (Simões, 2015).

É igualmente relevante perceber quais os fatores que interferem nas medições da deformabilidade, sendo estes (Fortunato, 2005): i) os parâmetros intrínsecos do solo (granulometria, características físicas e litológicas); ii) os parâmetros de estado (estado de tensão, compactação e teor em água); iii) ou ainda, o facto de se tratarem ou não de camadas homogéneas. Considerando que o módulo de deformabilidade pode ser muito influenciado pelo teor em água dos materiais que constituem as camadas da subestrutura, a caracterização destas camadas deve ser feita nas condições mais adversas, nomeadamente para valores do teor em água próximos do

máximo que os materiais poderão exibir durante a exploração da infraestrutura. No caso das vias férreas, esses valores não deverão ser muito distintos do valor do teor em água ótimo utilizado na compactação das camadas. Ressalta-se que os valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos em diferentes condições de ensaio e com diferentes equipamentos podem ser muito distintos. Note-se que os parâmetros convencionais de medição, nomeadamente o teor de humidade, densidade, índice de plasticidade entre outros, auxiliam na localização de materiais e na obtenção de uma compactação mais fidedigna desses mesmos materiais, resultando assim numa maior rigidez, e conseqüentemente numa melhoria da capacidade de carga (Fortunato, 2006).

O ECP, é um dos ensaios que permite determinar o módulo de deformabilidade. Conforme indicado anteriormente, o ensaio de carga com placa pode ser executado segundo os procedimentos da norma AFNOR NF P94-117-1 ou da norma DIN 18134. Ambos procedimentos permitem conhecer as características de deformação do solo e determinar o respetivo módulo de deformabilidade, E. A interpretação do ensaio de carga com placa é efetuada recorrendo à solução de *Boussinesq* para o carregamento estático sobre uma placa circular rígida em meio elástico linear. No caso da norma AFNOR NF P94-117-1 é utilizado o método secante para determinação do deslocamento da placa (equação 4.1).

$$Ev_2 = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{(1-\nu)^2 \cdot (p \cdot r)}{z_2} \quad (4.1)$$

em que ν é o coeficiente de Poisson, p é a pressão sob a placa, r é o raio da placa e z_2 é o deslocamento da placa.

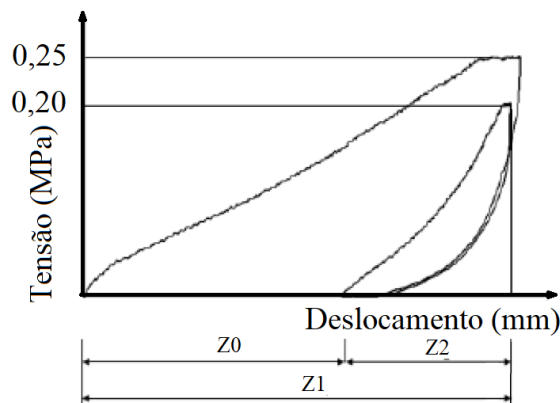


Figura 4.1 – Interpretação do ensaio de carga estática com placa segundo a norma AFNOR NF P94-117-1 (adaptado de Martins et al., 2008).

Na norma DIN 18134, é utilizado o método tangente (equação 4.2 e Figura 2.8) para determinação do deslocamento da placa (Martins et al., 2008).

$$E_{v2} = \frac{1,5 \cdot r}{a_1 + a_2 \cdot \sigma_{0,m\acute{a}x}} \quad (4.2)$$

em que $\sigma_{0,m\acute{a}x}$ é a tensão sob a placa atingida no primeiro ciclo de carregamento e, a_1 e a_2 são os coeficientes determinados a partir do ajuste de um polinômio de segundo grau aos pontos correspondentes ao segundo ciclo de carregamento.

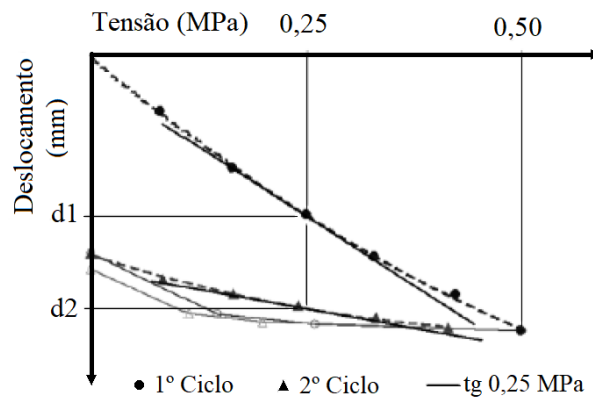


Figura 4.2 – Interpretação do ensaio de carga estática com placa segundo a norma DIN 18134 (adaptado de Martins et al., 2008)

Os valores do módulo (E_{v2}) dos ensaios de carga com placa medidos aquando da construção da infraestrutura são fornecidos pelo documento UIC 719R (1994) e foram mencionados no subcapítulo 2.3. da presente dissertação (Figura 4.3). Estes valores são considerados como sendo os valores mínimos admissíveis (UIC-719R, 2008) que garantem a qualidade durante a construção.

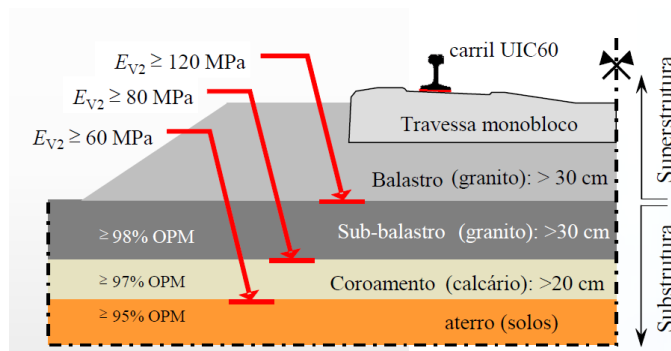


Figura 4.3 - Módulo de deformabilidade equivalente ao nível do topo de cada camada, medido no segundo ciclo de carga, E_{v2} do ensaio de carga estática com placa (adaptado de UIC-719R, 2008).

No âmbito da determinação do módulo de deformabilidade equivalente *in situ* têm sido realizados estudos, com o objetivo de relacionar os resultados obtidos com diferentes métodos.

De seguida, apresentam-se algumas das possíveis correlações entre módulo de deformabilidade obtido no ensaio de carga com placa e alguns dos ensaios não destrutivos.

Uma forma simplificada de determinar o módulo de deformabilidade, considerando a bibliografia consultada, tem por base as seguintes fórmulas, onde se assume o meio homogéneo, elástico e linear. Nos casos práticos simples, a determinação do módulo de deformabilidade pode ser feita através de fórmulas: a equação 4.3 destina-se à obtenção do módulo de deformabilidade em casos de ensaios com recurso ao geofone central, enquanto que a equação 4.4 destina-se a resultados de ensaios onde se utilizem geofones adicionais, distanciados do ponto central de impacto.

$$E = \frac{(A(1-v^2).P.r)}{dr} \quad (4.3)$$

$$E_b = \frac{((1-v^2).P.r^2)}{b.(dr)} \quad (4.4)$$

Onde:

E – Módulo de Deformabilidade (MPa)

E_b – Módulo de Deformabilidade à distância b do centro (MPa)

A – Fator de rigidez da placa de carga; A = 2; placa flexível; A = π/2: placa rígida

P – Pressão de contacto (kPa)

dr – Deflexão registada no geofone central (mm)

r – Raio da placa de carga (mm)

b – Distância do sensor ao centro (mm)

v – Coeficiente de Poisson

De acordo com Fortunato (2005), Nunn et al. (1997) realizaram estudos em material granítico britado, com camadas de espessura a variar entre 30 e 60cm, assentes sobre um solo de fundação argiloso, utilizando ensaios de ECP (450mm de diâmetro), FWD e DIP, ambos com placa de 300mm de diâmetro. Estes obtiveram os seguintes resultados: numa zona em que a espessura da camada era de 35cm, o módulo de deformabilidade equivalente obtido em todos os equipamentos foi cerca de 40MPa; quando a espessura da camada era de 60cm, alcançou-se valores mais elevados e verificou-se que os valores obtidos com o FWD eram cerca de 30% superiores aos obtidos com o DIP, enquanto que os obtidos com o ECP eram cerca de 25% superiores aos que foram obtidos com o FWD.

Um outro trabalho apresentado por Abe et al. (1998) e mencionado por Fortunato (2005), envolveu também a utilização dos mesmos tipos de equipamentos. Contudo, em diferentes condições de ensaio, nomeadamente nos ensaios ECP e FWD, foram utilizadas placas de 300mm de diâmetro e no DIP placa de 90mm. Os materiais ensaiados foram solos de fundação argilosos e materiais granulares britados. Este estudo apresenta uma proposta para relacionar o módulo de

reação (k – quociente entre a tensão aplicada, p , e a deflexão medida, d) obtido com o DIP, com o obtido no segundo ciclo do ensaio ECP:

$$k_{ECP(300)} = 0,26 k_{DIP(90)}^{1,373} \quad (4.5)$$

sendo:

$k_{ECP(300)}$ – Módulo de reação obtido com o ECP (placa $\varphi = 300\text{mm}$);

$k_{DIP(90)}$ – Módulo de reação obtido com o DIP (placa $\varphi = 90\text{mm}$) corrigido pelo fator $0,09/0,30$ para ter em conta o diâmetro da placa.

Alguns estudos realizados por CBPC (2000), citado por Fortunato (2005), na comparação de ensaios com o DIP com o equipamento de ECP (300mm de diâmetro) em materiais granulares de fundações de pavimentos conduziram a relações do tipo:

$$E_{DIP(300)} = 1,3 E_{ECP(300)} - 70 \quad (4.6)$$

sendo:

$E_{DIP(300)}$ – Módulo de deformabilidade equivalente obtido com o DIP (placa $\varphi = 300\text{mm}$);

$E_{ECP(300)}$ – Módulo de deformabilidade equivalente obtido com o ECP (placa $\varphi = 300\text{mm}$ de diâmetro (EV_2)).

Outra relação de resultados, mencionado por Fortunato (2005), é a apresentada por Livneh e Goldberg (2001) que sugere uma proposta para relacionar os resultados do ECP com os resultados obtidos com o DIP:

$$EV_2 = 600 \ln \frac{300}{300 - E_{DIP(300)}} \quad (4.7)$$

sendo:

EV_2 – Módulo de deformabilidade equivalente obtido no segundo ciclo do ECP (placa $\varphi = 300\text{mm}$);

$E_{DIP(300)}$ – Módulo de deformabilidade equivalente obtido com um DIP (placa $\varphi = 300\text{mm}$).

Nazzal (2003), citado por NCHRP 381 (2008), verificou uma forte correlação de módulos E_{V1} e E_{V2} do ECP com o módulo do DIP:

$$E_{ECP_EV1} = 22 + 0,7 \times E_{DIP} \text{ com } R^2 = 0,92 \quad (4.8)$$

$$E_{ECP_EV2} = 20,9 + 0,69 \times E_{DIP} \text{ com } R^2 = 0,94 \quad (4.9)$$

Um estudo realizado por *Danish Road Institute* em 2003, comparou resultados de ECP, FWD e DIP de três diferentes fabricantes, nomeadamente *Loadman*, *Prima 100* e *Zorn ZFG 2000*, tendo os ensaios sido realizados sobre um trecho de pavimento flexível de uma ciclovia, construído sobre terreno natural arenoso e cascalhento com uma estrutura de 30cm de sub-base e 25cm de base em material granular. Verificou-se existir uma boa correlação entre o ECP e o FWD. Entre o ECP e o DIP verificou-se haver alguma correlação com o DIP *Loadman* e o DIP *Prima 100*, enquanto que o DIP *Zorn ZFG 2000* forneceu valores consideravelmente mais baixos e com um menor grau de variação nos resultados das medições (Hildebrand, 2003).

Suzuki et al. (2004), numa comparação entre os resultados do FWD e do ECP verificaram existir uma boa correlação entre os resultados provenientes dos dois equipamentos, sendo a melhor equação para a correlação do módulo de reação (k) em função de deflexão máxima (D) do tipo exponencial, e para a correlação de k em função de deflexão máxima (D) e da área da bacia de deflexão (S), do tipo regressão múltipla exponencial:

Correlação de k em função de D (S_{med}):

$$k = 235,410 \times e^{-0,0087 \times D} \text{ com } R^2 = 0,95 \quad (4.10)$$

Correlação de k em função de D e S :

$$k = 10^{6,147} \times D^{-0,920} \times S^{-1,498} \text{ com } R^2 = 0,99 \quad (4.11)$$

Onde:

k - Módulo de reação (MPa/m);

D - Deflexão máxima, 10^{-2} mm;

S - Área da bacia de deflexão (cm^2).

Este estudo pretendia o estabelecimento de um procedimento alternativo mais expedito e confiável, que permitisse a obtenção do valor de k por correlação com outros parâmetros como é o caso de deflexões obtidas com o FWD. Concluiu-se que sendo diferentes os modos de carrega-

mento utilizados nos dois métodos, as correlações entre k e as deflexões máximas e o parâmetro da bacia de deflexão seriam válidas apenas para a estrutura analisada, sendo necessário para cada tipo de estrutura serem determinadas as respectivas correlações (Suzuki et al., 2004).

Num estudo de comparação do DIP com o ECP, realizado por Kim et al. (2007) em 22 pontos de ensaio de duas diferentes frentes de trabalho de construção de estradas, os resultados mostraram existir uma razoável correlação linear entre o módulo dinâmico (E_{EV1}) e o módulo de reação do solo de fundação compactado (kf), tendo-se concluído que o DIP poderia ser utilizado como método efetivo, no lugar do ECP:

$$E_{EV1} = 2,30 \times kf - 7,48 \text{ com } R^2 = 0,77 \quad (4.12)$$

$$E_{EV2} = 2,0 \times kf \text{ com } R^2 = 0,76 \quad (4.13)$$

Estudos realizados por Fortunato (2005) sobre uma camada de leito da via-férrea e camada de sub-balastro, em comparação de valores de módulo de deformabilidade equivalente obtidos através do ECP e do DIP, conduziram à seguinte relação:

$$E_{DIP(300)} = K \times E_{ECP(600)} \quad (4.14)$$

Onde:

K - Coeficiente que assumiu valores de 1,1 e 1,2 nos ensaios realizados sobre uma camada de sub-balastro e sobre uma camada de leito da via, respetivamente;

$E_{DIP(300)}$ - Módulo de deformabilidade equivalente obtido com DIP com uma tensão aplicada de 140kPa sobre uma placa de $\phi = 300\text{mm}$;

$E_{ECP(600)}$ - Módulo de deformabilidade equivalente obtido com ECP com uma tensão aplicada de 200kPa sobre uma placa de $\phi = 600\text{mm}$.

As correlações obtidas entre os resultados dos ensaios dos dois equipamentos foram de $R^2 = 0,90$ para ensaios sobre o leito da via e de $R^2 = 0,80$ para os ensaios realizados sobre a camada de sub-balastro.

Hon (2010), citando Tangarrinha (2011), refere o FWD comparativamente ao ECP, em solos de cascalho e grão fino, como sendo 1,4 e 2 vezes superior para solos granulares, respetivamente. Bamrungwong (2009) realizou ensaios com ECP e FWD, recorrendo a dois procedimentos diferentes para o FWD em solos arenosos, tendo obtido resultados cerca de 40% superiores para o FWD.

Fortunato (2005) refere verificarem-se igualmente situações de correlações relativamente fracas entre os resultados obtidos com o ECP e com os obtidos com FWD, pelo que é necessário encarar as relações propostas com algumas precauções.

Tabela 4.1 - Tabela com as diversas correlações abordadas.

Ensaio	Correlação	Autor
ECP (estimativa)	$Ev_2 = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{(1-v)^2 \cdot (p.r)}{z_2}$	AFNOR NF P94-117-1 (método secante)
	$Ev_2 = \frac{1,5.r}{a_1 + a_2 \cdot \sigma_{0,máx}}$	DIN 18134 (método tangente)
Ensaio com recurso ao geofone central	$E = \frac{(A(1-v^2) \cdot P.r)}{dr}$	Citado por Fortunato (2005)
Ensaio onde se utilizem geofones adicionais	$E_b = \frac{((1-v^2) \cdot P.r^2)}{b \cdot (dr)}$	Citado por Fortunato (2005)
DIP e ECP	$k_{ECP(300)} = 0,26 k_{DIP(90)}^{1,373}$	Abe et al. (1998)
	$EV_2 = 600 \ln \frac{300}{300 - E_{DIP(300)}}$	Livneh e Goldberg (2001)
	$E_{EV1} = 2,30 \times kf - 7,48 \text{ com } R^2 = 0,77$	Kim et al. (2007)
	$E_{EV2} = 2,0 \times kf \text{ com } R^2 = 0,76$	
FWD e ECP	$k = 235,410 \times e^{-0,0087 \times D} \text{ com } R^2 = 0,95$ $k \text{ em função de } D$	Suzuki et al. (2004)
	$k = 10^{6,147} \times D^{-0,920} \times S^{-1,498} \text{ com } R^2 = 0,99$ $k \text{ em função de } S$	
DIP com o Ev_1 e Ev_2 do ECP	$E_{ECP_EV1} = 22 + 0,7 \times E_{DIP} \text{ com } R^2 = 0,92$	Nazzal (2003)
	$E_{ECP_EV2} = 20,9 + 0,69 \times E_{DIP} \text{ com } R^2 = 0,94$	
ECP e DIP	$E_{DIP(300)} = 1,3 E_{ECP(300)} - 70$	CBPC (2000)
	$E_{DIP(300)} = K \times E_{ECP(600)}$	Fortunato (2005)

4.3. Caso de estudo de modelação estrutural durante a construção

No presente subcapítulo, realiza-se uma modelação estrutural através do *software* BISAR 3.0 de uma subestrutura de via-férrea durante a construção. Esta modelação diz respeito à

construção nova de uma infraestrutura ferroviária em Portugal, a variante de Alcácer do Sal que será descrita em pormenor no subcapítulo 5.2. Salienta-se que durante a construção foram realizados ensaios em plena via na camada de sub-balastro que serão abordados no presente subcapítulo.

Para o ensaio com o FWD já apresentado no subcapítulo 2.4., utilizou-se a placa circular com diâmetro de 0,30m. No que se refere ao número de quedas (pancadas), no mês de novembro aplicaram-se 3 pancadas por ponto e, neste caso, por uma questão fiabilidade de resultados, optou-se por analisar a terceira pancada. No mês de dezembro de 2008 foram aplicadas 2 pancadas em cada ensaio, sendo utilizada na interpretação a última pancada. Quanto aos restantes meses, nomeadamente janeiro, março e junho de 2009, apenas se realizou uma pancada por ponto de ensaio, sendo esta a utilizada para interpretação. Relativamente à carga aplicada com o FWD, optou-se por uma força de pico de cerca de 25kN.

No que respeita ao ensaio com o DIP, este foi usado nas travessas para avaliar as condições de apoio. Foram executadas 3 séries de 10 ensaios cada, no mesmo local, sobre uma camada de areia de 5mm de espessura. Os ensaios foram realizados em duas ocasiões distintas: i) durante a primavera, depois de uma estação chuvosa; ii) e, no seguinte outono. Foi aplicado um impulso de carga de 15kN numa placa de 0,30m de diâmetro no centro de cada travessa.

Na sequência da obtenção das deflexões dos pavimentos estudados realizou-se uma retroanálise recorrendo ao programa de cálculo linear elástico desenvolvido pela *SHELL*, BISAR 3.0 (*Bitumen Stress Analysis in Roads*). Esta retroanálise foi efetuada num ponto representativo da zona A1Z1 (extensão 2020km) do caso de estudo para o mês de novembro, tendo como objetivo a determinação dos módulos de deformabilidade das diversas camadas constituintes. Realce-se que, esta retroanálise constitui uma das propostas de metodologia alternativa para o controlo da qualidade das camadas constituintes da via. Habitualmente, os métodos de retroanálise são aplicados no caso de pavimentos com várias camadas, pois a interpretação dos resultados ocorre por análise de bacias de deflexão.

O *software* BISAR 3.0 permite simular as condições do ensaio do FWD e DIP, no qual esteja a atuar uma carga vertical uniformemente distribuída numa área circular de raio r . Nesta sequência, calculam-se deslocamentos, tensões e extensões num pavimento. Refira-se que, o processo de retroanálise segue a Norma ASTM D5858 de 2008: *Standard Guide for Calculating In Situ Equivalent Elastic Moduli of Pavement Materials Using Layered Elastic Theory* (Bernucci, 2008).

Para a realização do processo de retroanálise é essencial definir, para cada um dos pontos em estudo, as características da carga aplicada na superfície do pavimento, as características das camadas do pavimento, nomeadamente espessuras, módulos de deformabilidade e coeficientes do Poisson e, por último, a posição dos pontos onde se pretende obter a resposta da infraestrutura.

Usualmente para camadas granulares é comum adotar-se o valor de 0,30 para o coeficiente de Poisson, tal como proposto por Quaresma (1985) (Brown et al., 1985). Neste caso, os coeficientes de Poisson adotados para os materiais constituintes do modelo de comportamento estrutural foram, os vulgarmente utilizados, 0,30. No que se refere aos valores do coeficiente de Poisson da fundação, os valores usualmente utilizados situam-se entre os 0,35 e 0,45, sendo mais habitual o valor de 0,35 (Brown et al., 1985). Salienta-se o facto de que a utilização de qualquer valor dentro da gama referida, apenas se traduz numa pequena diferença de resultados, que do ponto de vista da caracterização do pavimento é desprezável. O comportamento mecânico dos materiais das camadas (relação tensão-extensão) é caracterizado pelas constantes do módulo de deformabilidade e pelo coeficiente de Poisson.

A constituição do pavimento no troço analisado da Variante de Alcácer do Sal (A1Z1) encontra-se representada na Tabela 4.2. Note-se que estes valores foram facultados pelo LNEC.

Tabela 4.2 - Constituição do pavimento no troço ensaiado na Variante de Alcácer do Sal (A1Z1).

Camadas	Material	Espessura [m]	Coefficiente de Poisson [v]
Sub-Balastro	ABGE granítico	0,3	0,3
Camada de Coroamento	ABGE calcário	0,2	0,3
Aterro	-	0,5	0,35
Fundação	-	0,3	0,35

As cargas aplicadas, a espessura das camadas e a posição da determinação das deflexões mantêm-se inalteráveis para todos os pontos da zona em estudo. A carga vertical aplicada em cada ensaio corresponde à força padrão que se pretende estudar, equivalendo estas a: i) 65kN no caso do FWD; ii) e, 15kN no caso do DIP. Os ensaios FWD e DIP foram executados utilizando uma placa rígida de 300mm de diâmetro. Os pontos onde se pretende determinar a deflexão devida à aplicação da carga circular, correspondem à posição dos sensores (geofones) do ensaio de carga, distribuídos linearmente pela superfície do pavimento e identificados de D1 a D9 (pontos localizados a 0,00m, 0,30m, 0,45m, 0,60m, 0,90m, 1,20m, 1,50m, 1,80m e 2,10m) no caso do FWD e, D1 (0,00m) no caso do DIP (Figura 4.4.).

Salienta-se que, no caso do DIP como não se dispõe da bacia de deflexões real, uma proposta de configuração inicial do programa para uma 1ª iteração encontra-se no Anexo III.

Loads Layers **Positions**

Select Positions for Standard Dual Wheel

Save Retrieve

No of Position Entries (1-10): 9

Position Number	X Coordinate (m)	Y Coordinate (m)	Z (depth) Coordinate (m)	Layer No
1	0,0000	0,0000	0,0000	1
2	0,3000	0,0000	0,0000	1
3	0,4500	0,0000	0,0000	1
4	0,6000	0,0000	0,0000	1
5	0,9000	0,0000	0,0000	1
6	1,2000	0,0000	0,0000	1
7	1,5000	0,0000	0,0000	1
8	1,8000	0,0000	0,0000	1
9	2,1000	0,0000	0,0000	1

Figura 4.4 - Introdução dos pontos onde se pretende determinar a deflexão no BISAR (“Positions”) para o ensaio FWD.

Os dados introduzidos no BISAR para o FWD, assim como os resultados extraídos do mesmo encontram-se no Anexo III. Note-se que as deflexões medidas nos geofones mais próximos do local de aplicação da carga traduzem a resposta estrutural do pavimento e da fundação em conjunto, enquanto que as deflexões dos sensores mais distantes dizem respeito unicamente às camadas mais profundas e, nesse sentido, fornecem informação sobre o solo de fundação (Govind, 2010).

Na Tabela 4.3 são apresentados os intervalos de valores habituais para os módulos de deformabilidade consoante o tipo de material utilizado para cada camada de um pavimento ferroviário.

Tabela 4.3 - Valores típicos para módulos de deformabilidade utilizados em vias-férreas (adaptado de Antunes, 1993; JAE, 1995; Alves, 2007; Bertolini, 2016).

Tipo de material	Módulo de deformabilidade [E – MPa]	Coefficientes de Poisson [ν]
Misturas Betuminosas	3000 – 15000	0,35 – 0,40
Materiais granulares	50 – 1500	0,35
Solos	5 – 300	0,40
Betão de Cimento	30000 – 70000	0,20
Materiais tratados com cimentos	1000 – 40000	0,25
Material Granítico	100 – 400	0,3
Material Calcário	100 – 4000	0,3

Numa primeira etapa, o processo consiste em alcançar as bacias de deflexão medidas (deformada real) que traduzem o comportamento estrutural da via obtidas através do FWD (e DIP). É de salientar que, por vezes, nalgumas campanhas são excluídas as deflexões dos pontos

que se encontram próximos de zonas de transição, pois estas apresentam valores muito distintos, nomeadamente muito mais pequenos nas deflexões mais afastadas do centro (Pereira, 2014).

A segunda etapa passa por estimar as deflexões calculadas com base em “módulos semente” inseridos pelo utilizador, calculados com base no material constituinte de cada camada. Estes módulos servem como ponto de partida de um processo iterativo e têm como objetivo ajustar os módulos inicialmente introduzidos pelo utilizador, de modo a que a bacia das deflexões calculada (deformada calculada pelo programa de cálculo BISAR) se aproxime o máximo possível à bacia das deflexões medida durante o ensaio (deformada real). Esta comparação permite analisar a convergência entre as duas deformadas e verificar se os módulos estimados coincidem com os módulos reais do pavimento na altura do ensaio. É de salientar que, a introdução de valores “semente” que sejam próximos dos módulos de deformabilidade reais nas várias camadas do pavimento irá facilitar o processo de convergência para a solução final, reduzindo as iterações necessárias para obter os resultados calculados pelo BISAR, permitindo assim mitigar erros e resultados inadequados. O processo em si é realizado manualmente, contudo, existem programas de cálculo automático que definem um conjunto de “módulos semente” diretamente a partir das deflexões obtidas nos ensaios.

A Figura 4.5 representa as várias etapas associadas ao processo de retroanálise.

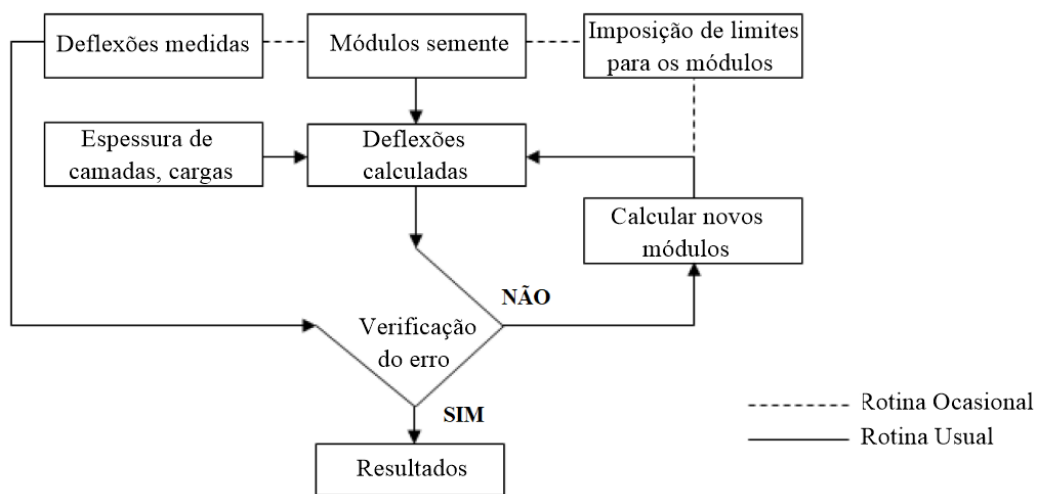


Figura 4.5 - Etapas no programa de retroanálise BISAR 3.0 (adaptado de Lytton, 1989).

Para o cálculo dos vários parâmetros, o programa assume as seguintes hipóteses (SHELL, 1998): i) o sistema é constituído por camadas horizontais com espessura uniforme que assentam sobre um meio semi-infinito; ii) o material de cada camada é considerado homogéneo e isotrópico; iii) os materiais são linearmente elásticos; iv) as camadas horizontais na direção horizontal são infinitas; v) e, as camadas podem ser ou não consideradas solidárias entre si (aderência total).

O programa fornece os deslocamentos verticais UZ para as nove posições definidas, que correspondem às deflexões que existiriam no pavimento para o tipo de ensaio efetuado, caso o pavimento tenha as propriedades mecânicas inseridas pelo utilizador no separador “layers”.

É adotado como critério de paragem do processo de iteração, a minimização do valor do RMSE (*Root mean square error*), ou seja, o processo iterativo termina quando a diferença entre valores das deflexões calculadas e reais atinge um erro suficientemente pequeno, por forma a respeitar uma margem de tolerância específica, que em alguns programas poderá ser indicada pelo utilizador. O valor do RMSE consiste na raiz quadrada dos valores médios dos quadrados das diferenças entre as deflexões medidas e calculadas divididas pelos valores médios (Domingos, 2009; Machado et al., 2013):

$$\text{RMSE (\%)} = \left(\sqrt{\frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{d_{ci} - d_{mi}}{d_{mi}} \right)^2} \right) \times 100 \quad (4.15)$$

em que:

n – número total de geofones utilizados;

d_{ci} – deflexão calculada no geofone i (μm);

d_{mi} – deflexão medida no geofone i (μm).

Embora nos ensaios com FWD tenham sido medidas deflexões em nove pontos, no cálculo de RMSE foram consideradas as primeiras seis deflexões (D1 a D6), pois as deformações que se obtém neste tipo de material são valores não representativos do comportamento estrutural global, dado que se trata de um material não ligado.

Finalmente, é necessário comparar os valores calculados pelo BISAR com os valores reais obtidos no ensaio na estação em estudo. No caso da primeira iteração efetuada, os valores calculados pelo programa encontram-se na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 - Valores calculados pelo BISAR para o modelo do pavimento correspondente à primeira iteração para o ensaio FWD.

Posição	Deslocamento UZ (μm)
1	480
2	133
3	93
4	70
5	40
6	22
7	12
8	7
9	5

Com base nos resultados provenientes do programa BISAR 3.0, realizou-se um gráfico no MS Excel, relacionando as deflexões medidas pelo FWD e as deflexões calculadas pelo programa, por forma a tornar mais clara a interpretação dos resultados obtidos (Figura 4.6).

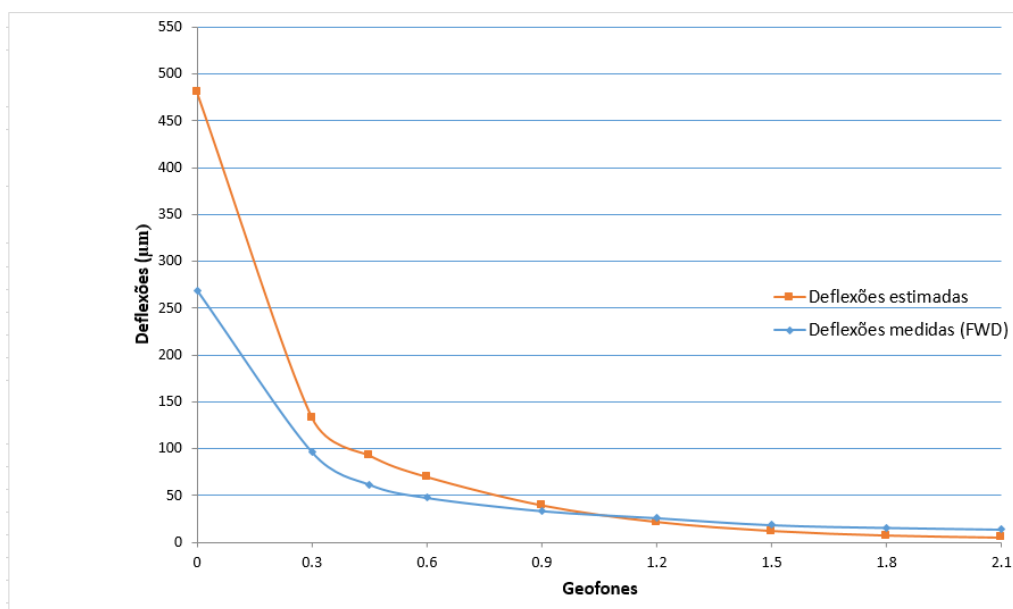


Figura 4.6 - Comparação entre a bacia de deflexão medida (FWD) e calculada para a primeira iteração.

Através da Figura 4.6 é possível verificar que a primeira estimativa para os módulos de deformabilidade não corresponde aos valores medidos durante o ensaio. Desta forma, é necessário ajustar os valores dos módulos medidos na primeira iteração, de modo a que a bacia das deflexões calculadas se sobreponha o mais possível com a bacia das deflexões medidas, respeitando, no entanto, a interdependência entre os módulos da camada de fundação e da base.

A Figura 4.7 representa as várias iterações que foram necessárias calcular para se obter uma solução satisfatória.

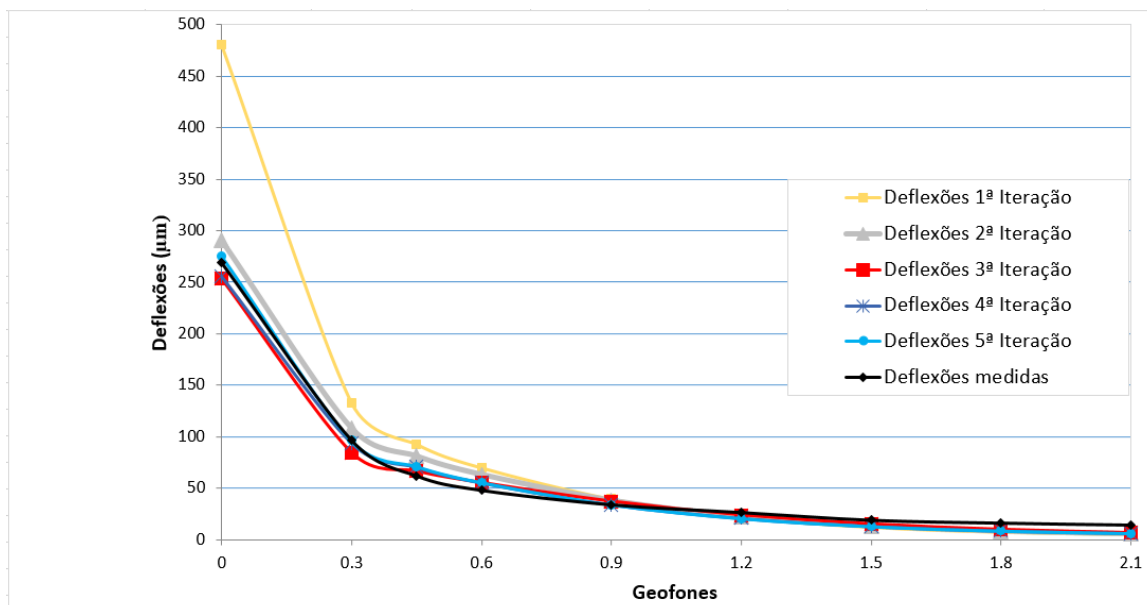


Figura 4.7 - Comparação entre as bacias de deflexão calculadas e a bacia medida para o ensaio FWD.

Os valores dos módulos de deformabilidade utilizados para cada uma das iterações encontram-se representados na Tabela 4.5 .

Tabela 4.5 - Módulos de deformabilidade para cada iteração para o FWD.

Camadas	Material	Módulos de Deformabilidade (MPa)				
		1ª Iteração	2ª Iteração	3ª Iteração	4ª Iteração	5ª Iteração
Sub-Balastro	ABGE Granítico	200	400	400	450	400
Camada de Co-roamento	ABGE Calcário	550	650	3020	750	750
Aterro	-	75	80	80	100	100
Fundação	-	530	560	560	500	500

Após algumas iterações, a solução que melhor se ajusta às deflexões em estudo encontra-se exposta na Tabela 4.6 e, a representação do seu ajuste à bacia de deflexões real encontra-se na Figura 4.8.

Tabela 4.6 - Módulos de deformabilidade para a Variante Alcácer do Sal obtidos pelo BISAR 3.0. para o ensaio FWD.

Camadas	E (MPa)
Sub-Balastro	400
Camada de Coroamento	750
Aterro	100
Fundação	500

Salienta-se que a solução apresentada na Tabela 4.6 não é única.

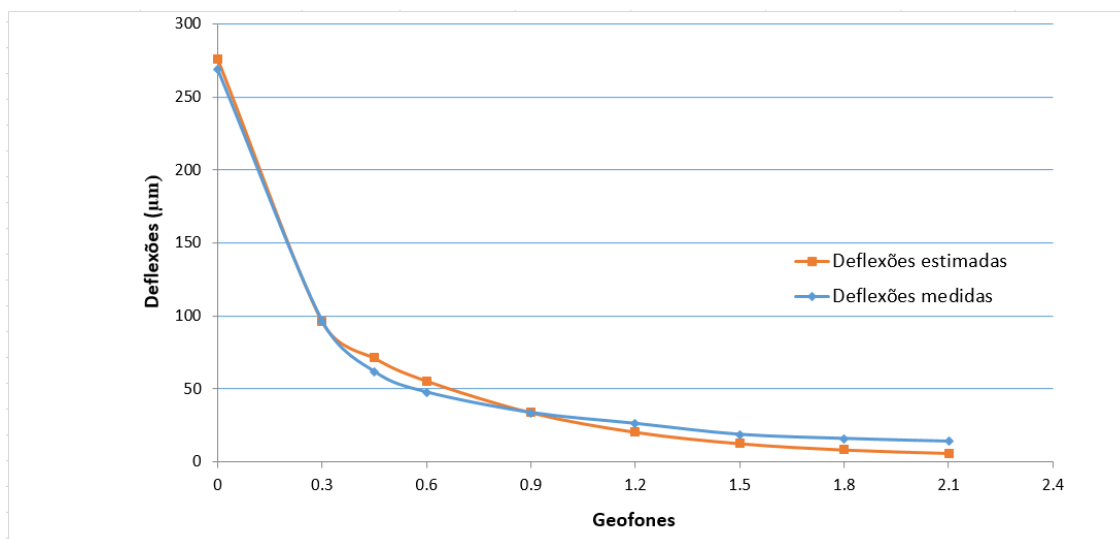


Figura 4.8 - Ajuste entre a bacia calculada pelo BISAR para a Variante Alcácer do Sal e a bacia de deflexões real para o ensaio FWD.

Através deste processo iterativo é possível identificar a contribuição das várias camadas constituintes do pavimento para a deformada medida nos ensaios de carga efetuados nos pavimentos em estudo. Os módulos de deformabilidade das camadas constituintes do pavimento apresentados na Tabela 4.6, levaram a uma bacia de deflexões bastante aproximada à bacia real registada pelo FWD nessa estação, respeitando igualmente todas as propriedades físicas necessárias durante um processo de retroanálise. Note-se que os resultados foram analisados tendo em conta a consideração da interligação das camadas não ligadas e não considerando apenas a precisão do ajuste dos defletogramas. Da análise das deflexões medidas e calculadas com FWD verifica-se que em geral o 3º e/ou o 4º geofone (D3 e D4) são os que convergem em menor grau. As deflexões relativas aos restantes geofones convergem de forma mais próxima aos valores medidos *in situ*. Importa referir que a solução obtida não é única.

Desta forma, apenas será necessário calcular o RMSE (*Root mean square error*) correspondente a esta solução através da equação 4.15. Para as deflexões obtidas na iteração 5, obteve-se um RMSE de 12,7%, fundamentalmente devido ao facto de se tratar de um material granular, que como já foi visto anteriormente, é mais propício a erros de medições. Contudo, a sobreposição da bacia das deflexões calculadas com a bacia das deflexões medidas é bastante satisfatória. Tendo em conta o valor reduzido do RMSE obtido (<15%), aliado à coerência física dos resultados e tratando-se de materiais não ligados, pode-se concluir com um grau de probabilidade elevado que a solução obtida reproduz consideravelmente bem a realidade no que diz respeito às propriedades físicas dos materiais. Observa-se, no entanto, que quanto menor for o valor da deflexão e maior for a diferença entre o valor calculado e o valor medido, maior será o erro, pelo que o grau de aproximação nas pequenas deflexões tem maior impacto no valor global do RMSE.

4.4. Interpretação empírica dos ensaios e apresentação de resultados

Posteriormente foi realizada uma análise da heterogeneidade da infraestrutura estudada através da interpretação empírica dos resultados dos ensaios de campo realizados, por se tratar de uma forma mais expedita, já que todo o processo de retroanálise é extremamente moroso apesar de ser mais preciso. É de salientar que esta metodologia não pretende substituir o processo de retroanálise, mas sim proporcionar uma ferramenta de avaliação imediata dos resultados.

Pretendeu-se comparar os ensaios realizados com os Defletómetros de Impacto (FWD e DIP) com outros equipamentos e ensaios normalmente utilizados durante a construção, para efeitos de fiscalização e de controlo da qualidade da obra. Conforme dito anteriormente, o comportamento da estrutura nas infraestruturas ferroviárias é determinado com base nos resultados obtidos com os ensaios de carga com placa (E_{v2}). Desta forma, realizou-se uma comparação entre os resultados obtidos *in situ* e os resultados dos ensaios de carga com placa estabelecidos pelo UIC-719R (2008).

De uma forma sucinta, o processo consiste no cálculo de um módulo equivalente para cada ponto ensaiado com o FWD e DIP. Para tal, foi analisada uma metodologia tradicional (George, 2003; Fortunato, 2005) que se fundamenta na determinação do módulo de deformabilidade utilizando a deflexão central. Para a determinação deste módulo, recorreu-se à equação 4.3 por apresentar valores mais conservativos, estando assim do lado da segurança. Habitualmente, para o cálculo utilizam-se as deflexões mais afastadas da placa, pois a deflexão central, principalmente no caso de materiais não ligados, sofre a influência do assentamento da placa de ensaio (George, 2003). Contudo, considerando que neste caso foram realizadas várias pancadas até o valor estabilizar, foi possível a utilização da deflexão central (as últimas pancadas do FWD e do DIP).

No que se refere ao ensaio de carga com placa, estes foram realizados durante a construção para efeitos de fiscalização, sendo medidos até outubro de 2008 e antes da realização dos ensaios com o FWD e DIP. Não se dispõem de ensaios de carga com placa realizados nas mesmas campanhas dos ensaios com o FWD e DIP.

De seguida, apresentam-se os resultados obtidos dos ensaios realizados com o FWD e DIP entre o km 59 e o km 94.5 no troço da Variante Alcácer do Sal com um espaçamento médio de 0.5 quilómetros entre pontos medidos.

Na Figura 4.9 apresenta-se uma análise temporal no Pk 2600 da zona A1Z1, ou seja, ao longo dos cinco meses estudados realiza-se uma comparação entre os valores de E_{v2} medidos durante a construção do trecho em estudo, juntamente com o módulo equivalente calculado com base na deflexão central para o ensaio FWD e o valor mínimo admissível para o módulo de deformabilidade no topo da camada de sub-balastro estabelecido pela UIC-719R (2008). Em Portugal neste tipo de infraestruturas, usualmente é adotado o valor de 120MPa no topo da camada de sub-balastro (Fortunato, 2005).

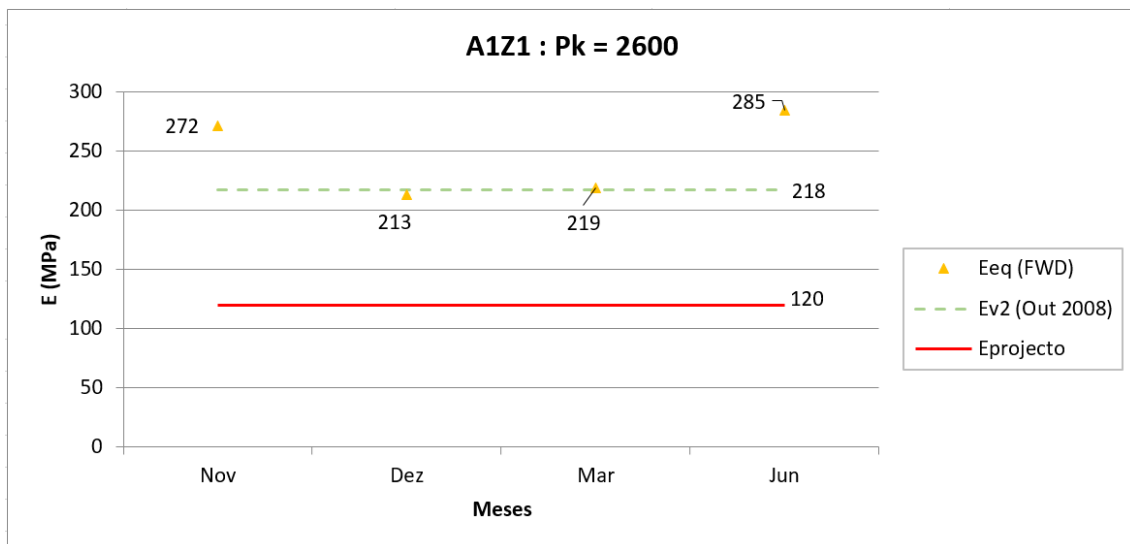


Figura 4.9 - Resultados dos módulos de deformabilidade obtidos no ECP e o módulo equivalente calculado com base na deflexão central para o FWD, para a estrutura em estudo, ao longo dos cinco meses estudados.

Fazendo uma análise da estrutura em estudo ao longo dos meses estudados (Figura 4.9), verifica-se que, em geral, todos os resultados se encontram acima do valor obtido através do ECP sobre a camada de sub-balastro (E_{v2}) e cumprem com o limite de projeto (120MPa). Contudo, é de salientar que os valores do módulo de deformabilidade calculados com base na deflexão central equação (4.3) correspondentes ao mês de dezembro e março encontram-se praticamente sobrepostos com o valor do E_{v2} medido. Como tal, estes valores estão mais do lado da segurança. Por outro lado, observando apenas a variação dos módulos calculados com base na

deflexão central (4.3) verifica-se que existe um decréscimo do seu valor até o mês de dezembro, seguido de um aumento a partir desse mesmo mês. Neste caso, o menor valor de módulo equivalente corresponde ao obtido para o mês de dezembro. Uma possível causa poderá estar relacionada com a precipitação, ou seja, o elevado teor em água presente na camada de sub-balastro nos meses de inverno.

No que concerne aos valores de módulo equivalente medidos *in situ* pelo equipamento FWD para o mês de dezembro e os restantes meses, verifica-se que existe uma boa correlação entre os mesmos ($R^2=0.75$).

Com o objetivo de se analisar os valores de deflexão central ao longo de 29km durante o mês de novembro, elaborou-se o gráfico da Figura 4.10, onde são apresentados os valores medidos *in situ* pelo equipamento FWD para uma força de 25kN. É de salientar que, no caso do FWD, os valores de deflexão considerados foram os correspondentes à terceira pancada por se tratarem de valores mais fiáveis, ao contrário da primeira pancada que incorpora um assentamento plástico, ou seja, fornece uma deformação maior que a deformação resultante da capacidade de carga da estrutura. Geralmente, a primeira pancada é realizada apenas para provocar o assentamento da placa. Todavia, no que se refere ao DIP, apenas se dispunham dos valores do módulo de deformabilidade até o km 8 para uma força de 16kN e, como tal, não foi possível realizar a representação da sua deflexão ao longo do trecho analisado. Assim, torna-se importante acrescentar que, habitualmente em materiais granulares é usual realizarem-se mais pancadas comparativamente a misturas betuminosas. À semelhança do procedimento com o convencional FWD, no DIP as primeiras duas pancadas são consideradas pancadas de ajustamento e, como tal, os valores mais fiáveis correspondem aos obtidas na décima pancada (Petersen e Peterson, 2006). Foi calculada a deflexão máxima ($D_{máx}$) recorrendo à equação 4.1 correspondente a $EV_2 = 120\text{MPa}$, sendo esta $340\mu\text{m}$ para uma força aplicada de 25kN com o FWD.

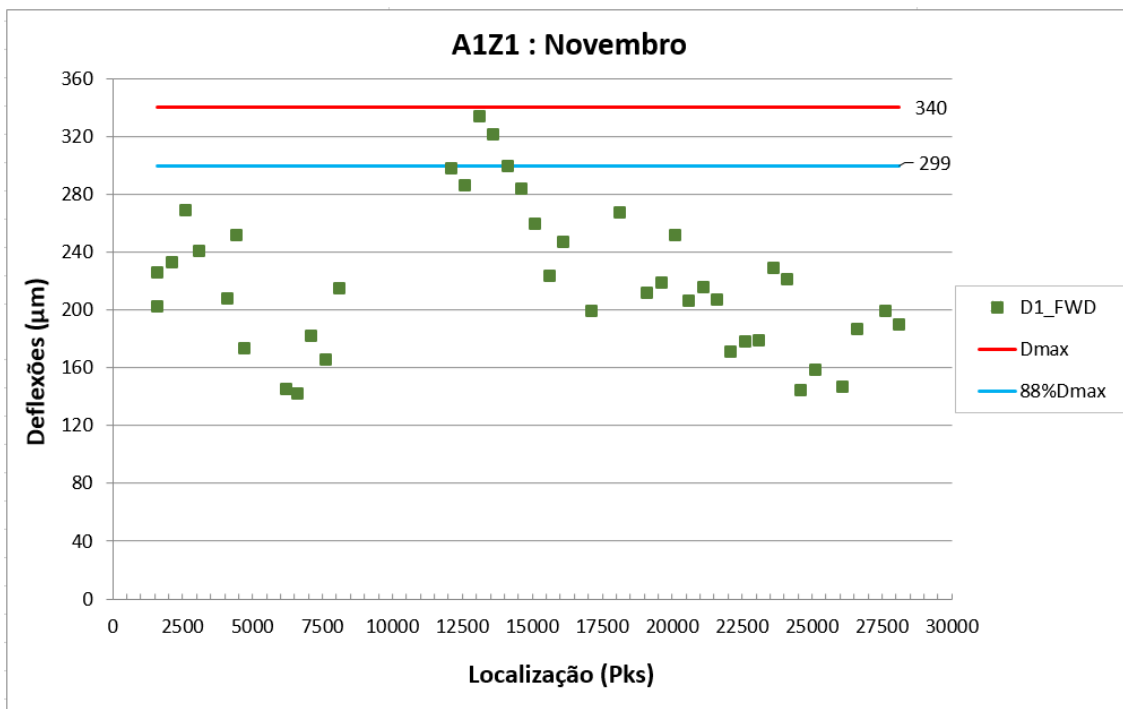


Figura 4.10 - Deflexão central obtidas para o FWD ao longo dos 29km estudados.

Através do presente gráfico pode-se concluir que as deflexões obtidas para o FWD foram inferiores a 340µm (deflexão máxima admissível no topo da camada de sub-balastro) e, como tal, garante-se que é cumprido o valor de projeto (120MPa).

Com base nas deflexões obtidas pelo ensaio FWD para o mês de novembro ao longo do trecho estudado (representadas na Figura 4.10), determinou-se o módulo de deformabilidade correspondente (Figura 4.11), tendo-se confirmado que todos os valores se encontravam acima do limite estabelecido pela ficha UIC-719R (2008), apresentando valores coerentes. É de salientar que, no caso do DIP, apenas se possuíam os valores do módulo de deformabilidade até o km 8 e, como tal, não foi possível prolongar a sua representação ao longo dos 29km. Foi também calculado o D_{máx} para o DIP correspondente ao módulo de deformabilidade de 120MPa, sendo o valor obtido de 240µm para uma força aplicada de 16kN.

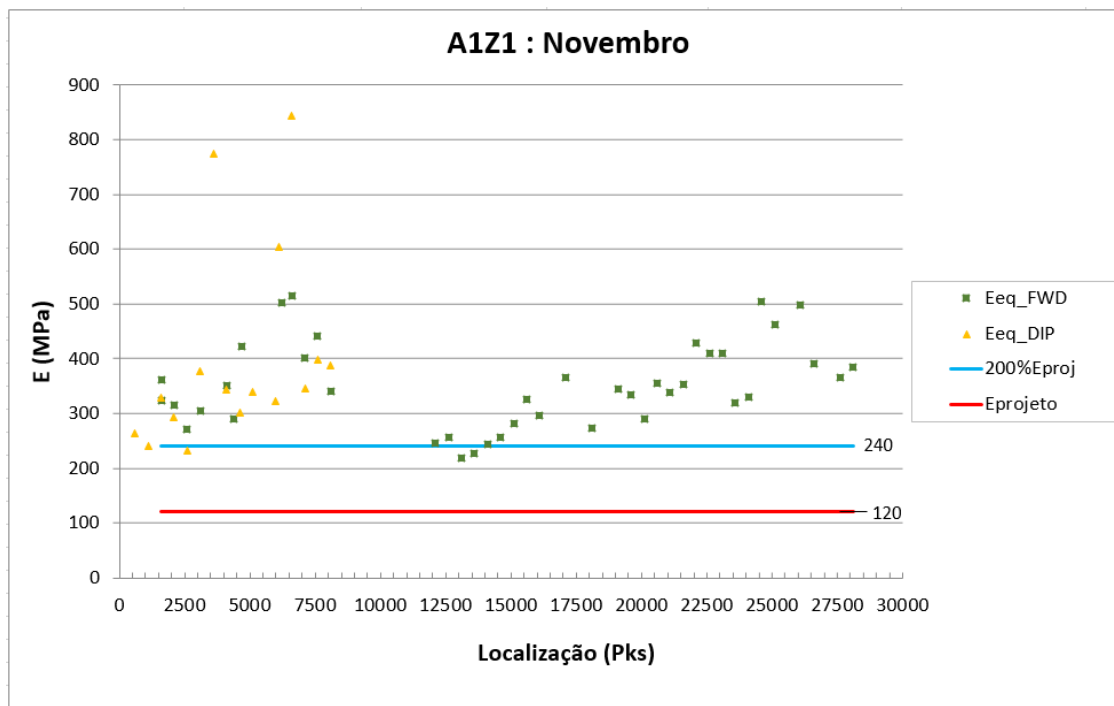


Figura 4.11 - Módulo de deformabilidade equivalente para o DIP e FWD ao longo dos 8 e 29km, respectivamente.

Em termos gerais, verifica-se que existe um elevado grau de aproximação nos resultados dos ensaios FWD e DIP efetuados nos primeiros 8km.

Por outro lado, com base na Figura 4.10 e para a força de 25kN, verifica-se que se as deflexões medidas estiverem 12% abaixo da deflexão máxima para a camada de sub-balastro, então pode-se constatar pela Figura 4.11 que está garantido que o módulo de deformabilidade no topo da camada de sub-balastro corresponderá ao dobro do módulo de deformabilidade de projeto.

De modo a permitir uma análise comparativa do comportamento da camada de sub-balastro quando solicitada por diferentes níveis de carga, realizou-se o gráfico da Figura 4.12 recorrendo à equação 4.1. Observa-se que, para as diversas forças aplicadas, os valores de módulo de deformabilidade obtidos para o sub-balastro serão sempre superiores ao valor estabelecido no projeto, tornando-se possível realizar o ensaio para qualquer força. Note-se que, é fundamental referir que nesta metodologia está presente o efeito de não linearidade, visto que uma maior força aplicada não é sinónimo de uma maior deflexão obtida.

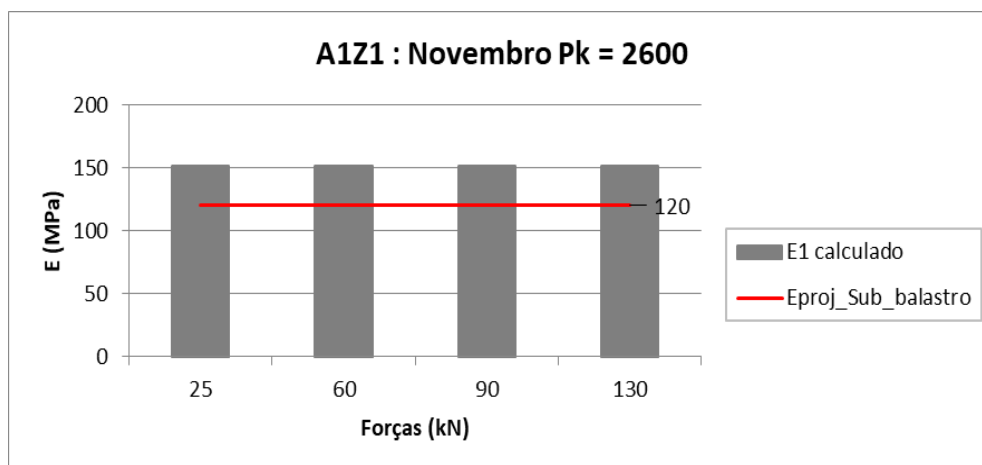


Figura 4.12 - Módulo de deformabilidade calculado com base na equação 4.1 para diferentes valores de força com base nas deflexões medidas para o FWD no topo da camada de sub-balastro.

No que se refere à deflexão, observa-se pela Figura 4.12 e Tabela 4.7 que, quanto maior a força aplicada, maior será a deflexão máxima obtida. Contudo, o módulo equivalente resulta igual. Por outro lado, analisando a Tabela 4.7 é possível verificar que para 25kN a deflexão máxima no topo da camada de sub-balastro, no topo da camada de coroamento e no topo da camada de fundação é 340 μ m, 510 μ m e 680 μ m, respetivamente. Fazendo o mesmo tipo de raciocínio para outras forças, será possível determinar as deflexões limite que garantem o módulo de 120MPa, 80MPa e 60MPa para a camada de sub-balastro, coroamento e fundação, respetivamente. É de salientar que, para este tipo de via, a força mais indicada corresponde a 25kN, visto se tratar da pressão que mais se aproxima da solicitação real em serviço, correspondendo esta à força mínima aplicável com o FWD.

Tabela 4.7 - Deflexão limite no topo de cada camada para diferentes valores de força determinados numericamente.

Força (kN)	Pressão (kPa)	Dmáx (μ m)		
		Topo do Sub-balastro	Topo da camada de Coroamento	Topo da Fundação
25	353,678	340	510	680
60	848,826	817	1225	1633
90	1273,240	1225	1838	2450
130	1839,124	1769	2654	3539

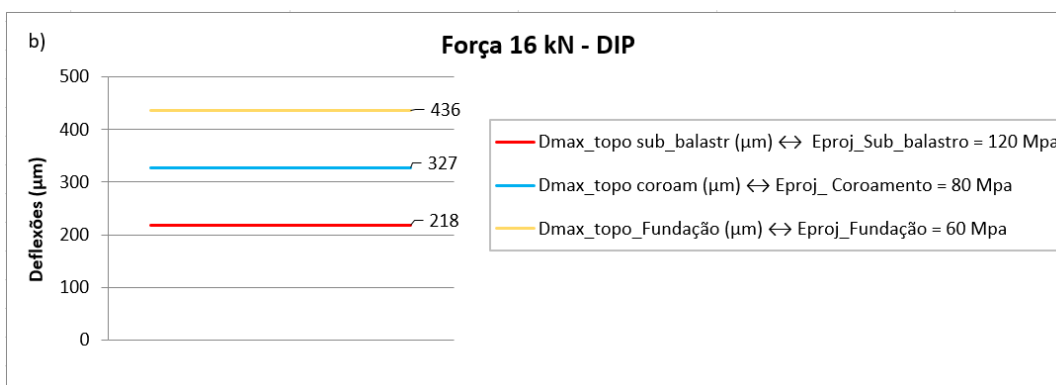
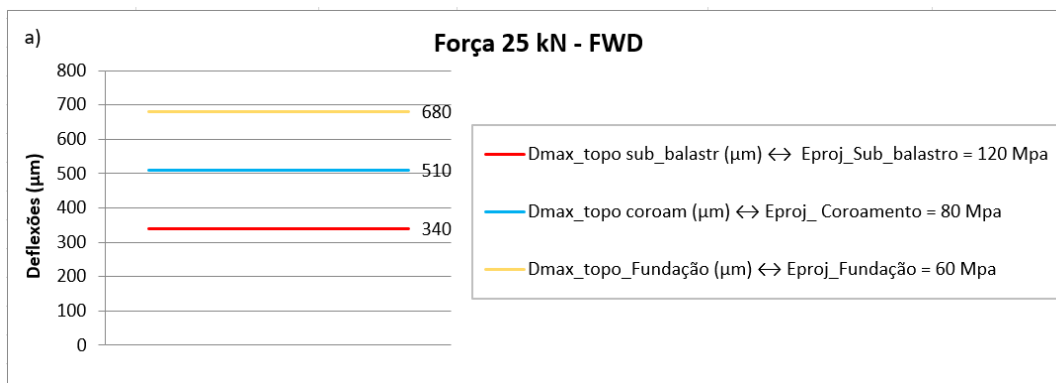


Figura 4.13 - Deflexão limite no topo de cada camada: a) para a força de 25kN obtido no FWD ; b) para a força de 16kN obtidos no DIP.

É essencial referir que não é aconselhável realizar esta metodologia para qualquer tipo de força. Contudo, caso se realize deverá ser feita com cuidado e sujeito a apreciação.

4.5. Proposta de aplicação do Defletómetro de Impacto para controlo da qualidade durante a construção

Para uma melhor compreensão da metodologia de avaliação estrutural de vias-férreas, no que se refere ao controlo da qualidade *in situ*, torna-se importante a realização de um estudo alternativo ao ensaio de carga com placa (um dos métodos tradicionais). O método eleito deverá ser expedito e permitir uma rápida tomada de decisão. Assim, considera-se vantajoso estabelecer uma metodologia que permita determinar o módulo de deformabilidade aparente da fundação com um grau de confiança adequado, de forma contínua e sem recurso a análises subjetivas. Outro aspeto a considerar é que a metodologia a adotar, na caracterização *in situ* de camadas de infraestruturas de transporte deve: i) por um lado, permitir obter parâmetros diretamente relacionados com o desempenho da estrutura do pavimento; ii) e, por outro lado, assentar na realização de um elevado número de ensaios, com vista a garantir a representatividade dos resultados

obtidos e avaliar a homogeneidade das camadas aplicadas. Para tal, propõe-se que a avaliação da via seja realizada através de ensaios de carga não destrutivos, nomeadamente, Defletómetro de Impacto (FWD) e Defletómetro de Impacto Portátil (DIP).

Os ensaios supracitados com o propósito de avaliação da via-férrea assentam no mesmo princípio: é aplicada uma solicitação à superfície a ensaiar, transmitida através de uma placa de carga circular, sendo medidos os deslocamentos verticais (deflexões) daí resultantes na referida superfície.

Embora o princípio de funcionamento da metodologia tradicional e a proposta alternativa seja semelhante, estes tipos de equipamentos diferem significativamente, quer no tipo de solicitação aplicada, quer nas opções disponíveis relativamente ao tipo de placa, quer ainda no tipo de variação temporal das cargas aplicadas à superfície. Por estas razões, a experiência adquirida até ao presente, aponta para diferenças entre os módulos de deformabilidade obtidos com os três tipos de equipamento sobre uma mesma camada. É de notar que, a aplicação de técnicas de cariz não destrutiva tem sido cada vez mais utilizada na avaliação da integridade das redes de pavimentos existentes (Nazarian e Stokoe, 1989). Estes métodos baseados nas deflexões são vistos como um complemento no controlo da qualidade, não substituindo métodos existentes.

O principal motivo da escolha destes dois ensaios reside no facto de constituírem uma boa ferramenta para uma análise eficiente das camadas constituintes das infraestruturas de transporte e, também, ambos permitirem a avaliação da rigidez da estrutura em contínuo, ao contrário do ensaio de carga com placa, que possibilita a realização de um estudo pontual. Outro motivo consiste no facto do ensaio de carga com placa ser um ensaio relativamente dispendioso e de execução demorada, comparativamente ao FWD e DIP. Estes, para além de serem mais económicos e mais fáceis de executar, permitem fazer uma avaliação mais rápida (elevado rendimento) ao longo da via-férrea, assim como um maior número de ensaios.

Deste modo, sugere-se que no caso do FWD seja aplicada uma força de 25kN numa placa de 300mm de diâmetro, pois corresponde à força que mais se aproxima da pressão real que ocorre na via nesta localização.

Neste caso, em termos estáticos, para o caso do FWD deverá adotar-se a deflexão de 340 μ m como aquela que garante o valor de módulo de deformabilidade de projeto estabelecido para a camada de sub-balastro (120MPa). Analogamente, poderá ser feito o mesmo tipo de raciocínio para as restantes camadas, isto é, se as deflexões máximas no topo da camada de coroa e topo de fundação forem inferiores a 510 μ m e 680 μ m, respetivamente, então está assegurado o módulo estabelecido no projeto (UIC-719R, 2008) de 80MPa e 60MPa, respetivamente (Figura 4.12).

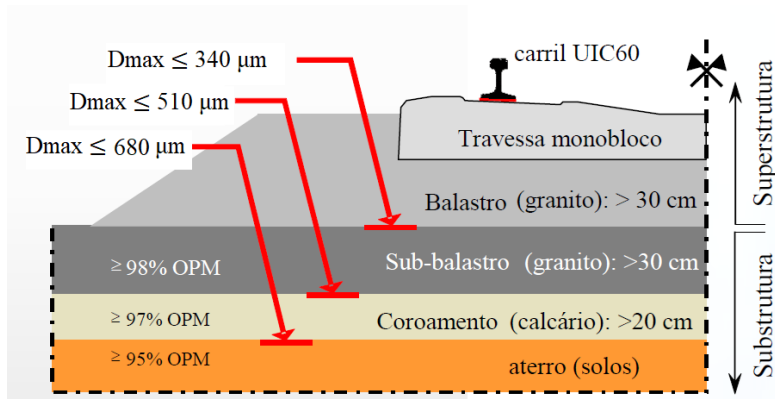


Figura 4.12 - Deflexão limite determinadas com base em deflexões medidas com FWD para 25kN.

Por outro lado, recomenda-se que se executem estes ensaios ao longo da camada de sub-balastro, verificando se as deflexões obtidas se encontram 12% abaixo da deflexão máxima, pois, desta forma, garante-se que serão obtidos módulos de deformabilidade 100% superiores ao módulo estabelecido no projeto. Nos locais onde não sejam cumpridos estes pressupostos, deverá ser realizada uma análise mais pontual, através de ensaios complementares de campo, nomeadamente ensaio de compactação, verificação do teor em água, etc.

No caso do DIP, para a força de 16kN e placa de 300mm de diâmetro, sugere-se que seja adotada a deflexão máxima de 218µm para a camada de sub-balastro, 327µm para a camada de coroamento e 436µm para o topo da fundação, como sendo as deflexões que garantem o cumprimento do valor de módulo de deformabilidade de projeto estabelecido para a camada de sub-balastro (120MPa), camada de coroamento (80MPa) e topo de fundação (60MPa).

4.6. Considerações Finais

As características estruturais como as funcionais de pavimentos variam e evoluem ao longo do tempo. A capacidade de carga é afetada pelo tráfego e pelas condições ambientais que influenciam diretamente a evolução das características de comportamento mecânico dos materiais constituintes da estrutura e do solo de fundação do pavimento.

Neste capítulo, abordou-se de forma geral, os ensaios destinados ao controlo da qualidade durante a construção e exprimiram-se eventuais correlações entre o ensaio de carga com placa e outros equipamentos.

Na sequência da obtenção das deflexões dos pavimentos estudados, por meio da retroanálise realizada através do *software* BISAR 3.0. (*Bitumen Stress Analysis in Roads*), foi possível estimar valores para os módulos das camadas de uma forma confiável, respeitando de uma forma satisfatória as propriedades físicas dos materiais, nomeadamente a interdependência dos módulos entre a camada granular e o solo de fundação. Para tal, tornou-se imprescindível: i) a

consideração dos vários parâmetros que influenciam a retroanálise neste tipo de programas; ii) limitar as possíveis fontes de erro, impondo limites aos módulos calculados, utilizando valores de “módulos semente” apropriados; iii) e, ter o cuidado de não utilizar no modelo do pavimento camadas muito finas que pudessem originar erros nas soluções obtidas. Chama-se a atenção para o facto de que se deve ter em consideração a força aplicada, principalmente no caso de camadas em material granular, dado estas apresentarem um comportamento não linear, e consequentemente uma resposta diferente para diferentes níveis de carga. É de salientar que se utilizou como critério para validar os resultados obtidos, o valor correspondente ao erro associado ao ajuste entre as bacias de deflexão (RMSE – *Root mean square error*). Neste caso, obteve-se um RMS de 12% o que indica um resultado de aproximação entre a bacia de deflexão calculada e medida bastante satisfatória. É de referir que, este parâmetro (RMSE) não pode ser tido em conta pelo utilizador como fator decisivo para aceitar ou rejeitar os resultados gerados pelo programa. Geralmente, valores baixos de RMSE indicam que a aproximação entre deflexões foi realizada de forma eficaz do ponto de vista “matemático”. No entanto, pode acontecer que, devido à não unicidade da solução para um modelo de um pavimento com várias camadas, tenha sido estimada uma solução que não seja fisicamente coerente, não obedecendo às relações entre as propriedades mecânicas existentes para algumas camadas, resultando numa solução de baixo erro, mas completamente incoerente. Note-se que o utilizador deverá sempre equilibrar a percentagem de erro com a coerência das propriedades físicas dos materiais, de modo a que no final se possa obter uma solução válida para a estimativa das propriedades mecânicas dos mesmos, tal como as que foram obtidas na generalidade neste trabalho. É primordial que o utilizador esteja consciente da existência de outros fatores que influenciam os resultados, como é o caso da consideração de uma camada rígida em profundidade, de modo a que possa obter as melhores soluções possíveis.

Seguidamente, realizou-se uma análise da heterogeneidade da infraestrutura estudada através da interpretação empírica dos resultados dos ensaios realizados *in situ*. Esta análise teve como pressuposto o desenvolvimento de uma metodologia mais expedita e fornecer, através de métodos de auscultação não destrutivos, uma alternativa de controlo da qualidade otimizando assim, a análise estrutural das vias-férreas. Estes métodos caracterizam-se essencialmente por: i) serem não destrutivos; ii) serem facilmente transportados, posicionando-se facilmente sobre a camada; iii) serem facilmente operáveis, sendo que com apenas um operador, têm um elevado rendimento devido à rapidez com que se executam; iv) permitirem a obtenção dos resultados em tempo real, facilitando a tomada de decisões no momento; v) possibilitarem a repetição do ensaio no mesmo local. Dos ensaios abordados, elegeram-se o FWD e DIP para a realização deste controlo, por serem os mais utilizados a nível mundial. O presente estudo permitiu a realização das seguintes avaliações: i) evolução temporal do comportamento de resposta, através do módulo equivalente calculado com base nas deflexões medidas pelo FWD, tendo em consideração as variações das condições climáticas; ii) análise da deflexão central medida através do FWD ao longo de todo o trecho estudado; iii) comparação dos resultados obtidos entre o FWD e DIP pa-

ra o módulo de deformabilidade; iv) análise da resposta da estrutura para diferentes valores de força; v) e, determinação da deflexão limite para o FWD e o DIP.

Com base na análise efetuada, foi possível concluir que se a recomendação proposta for aceite, então os requisitos do projeto são atendidos, principalmente no que diz respeito às características do projeto. Constatou-se que, no caso do FWD, todos os parâmetros geométricos estavam abaixo dos limites estabelecidos nas normas aplicáveis e, como tal, a via possuía uma boa qualidade. Observou-se também, que se as deflexões estiverem abaixo de 12% da deflexão máxima, então garante-se que o módulo de deformabilidade estará 100% acima do módulo de projeto.

Considera-se que, a implementação deste tipo de avaliação para o controlo da qualidade durante a construção permitirá identificar rapidamente os locais que aparentam possuir rigidezes inferiores ao que seria espectável, possibilitando a sua correção ainda durante a fase de construção. Desta forma, minimiza-se o desenvolvimento de assentamentos diferenciais que possam ser considerados críticos para a infraestrutura e, conseqüentemente, originar a longo prazo um fraco desempenho da via.

Desta forma, considera-se que a avaliação estrutural de pavimentos através de métodos de ensaio não destrutivos constitui uma boa ferramenta para uma análise eficiente das camadas constituintes das infraestruturas de transporte. Este estudo leva também a crer que o DIP, apesar de apresentar o mesmo princípio que o FWD, consiste num potencial instrumento para avaliações expeditas de módulos *in situ*. Como é sabido, o DIP é um ensaio que dispensa de um veículo próprio para sua realização. O mesmo permite a realização entre 20 a 30 ensaios no tempo necessário para a montagem e realização de um ECP, conduzindo a benefícios de tempo e custos, possibilitando o tratamento estatístico dos resultados e a realização dos ensaios mantendo a via em exploração. Mais ainda, poderá eventualmente ser utilizado em substituição ao FWD, no caso em que as condições de acesso ao local de ensaio não o permitam, ou mesmo caso este não esteja disponível, principalmente para baixas forças de aplicação de carga, nomeadamente de 25kN. Sugere-se que, para a implementação deste equipamento, tanto para determinação de módulo de deformabilidade equivalente do solo de fundação e bases granulares compactadas, como para avaliação de condições de qualidade de compactação, se façam mais estudos de pesquisa.

5. Aplicação do BIM à construção da variante de Alcácer do Sal

5.1. Considerações Iniciais

O presente capítulo inicia com uma breve descrição do desvio de Alcácer, uma linha ferroviária recente construída em Portugal para tráfego misto e que permite velocidades máximas de comboio de 220km/h. O estudo consiste na análise da sua subestrutura, designadamente as camadas de sub-balastro, coroamento e fundação. Tal só foi viável devido à disponibilização de elementos por parte da REFER (2006) e, de resultados de diversos ensaios realizados pelo LNEC.

Considerando as características da linha, este estudo detém como pressupostos a avaliação da capacidade de carga do troço de infraestrutura ferroviária, tendo como base o levantamento topográfico do perfil longitudinal e o ensaio de carga não destrutivo portancemètre. Desta forma, procedeu-se à modelação do trecho da via que inclui uma zona de transição e alinhamento reto.

Após a descrição da linha, indicam-se os resultados obtidos em cada ensaio. Na etapa seguinte apresenta-se a modelação do trecho da via supracitado, sendo introduzidos e representados no modelo os resultados obtidos nos ensaios *in situ* elegidos. Abordam-se e discutem-se os aspetos importantes resultantes da análise gráfica dos mesmos e, por último, no subcapítulo 5.7. sugere-se a metodologia para a implementação do BIM nas infraestruturas ferroviárias.

5.2. Descrição do Caso de Estudo

O desvio Alcácer (Variante de Alcácer) é um trecho ferroviário com cerca de 28,98km, recentemente construído no âmbito da modernização da Linha Centro-Sul entre os quilómetros 59,0 e 94,5 (Figura 5.1). O trecho localiza-se entre o extremo sul da estação do *Pinheiro* e o ramal da *Somincor*. O sistema de referência utilizado neste trabalho é idêntico ao estabelecido no projeto REFER (2006), isto é, inicia no quilómetro zero (no extremo sul da estação do *Pinheiro*) e termina após cerca de 29km. A Figura 5.1 exhibe a localização da variante e uma representação esquemática do *layout*.

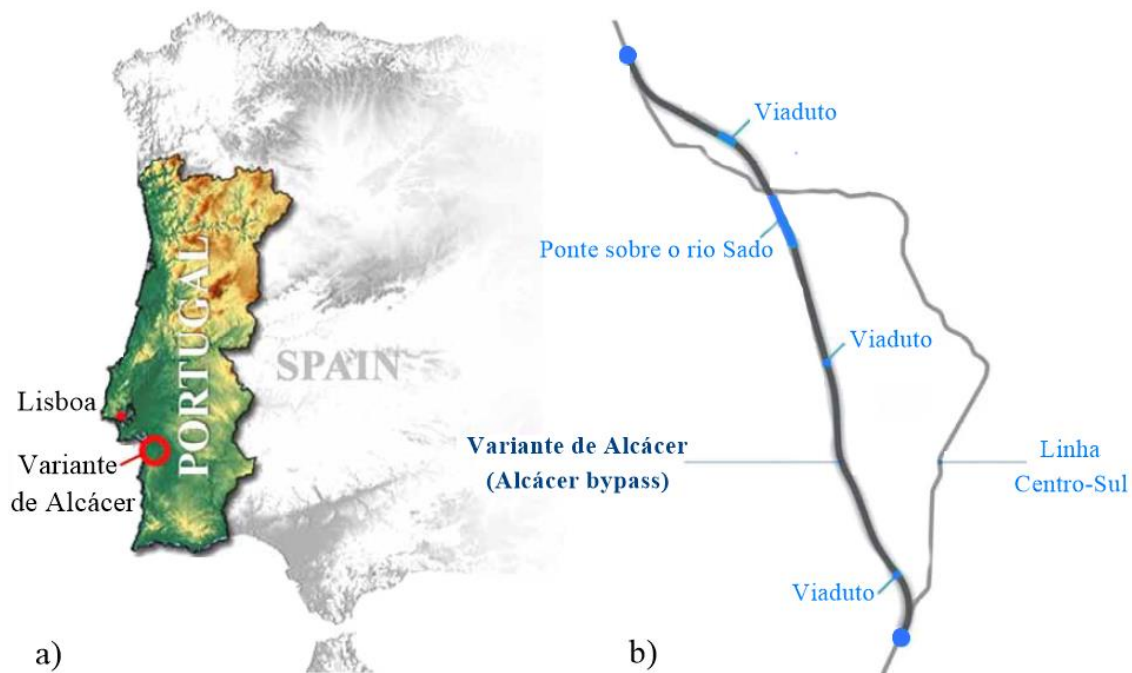


Figura 5.1 - Variante de Alcácer : a) localização da variante; b) representação esquemática do layout (adaptado de Paixão, 2014).

A linha permite tráfego misto com cargas máximas de 25ton, numa única via-férrea com bitola larga (ibérica) de 1,668m, utilizando carris UIC60E1 soldados continuamente e travessas monobloco de betão armado pré-esforçado (modelo DW, comprimento de 2,60m e peso 304kgf), espaçadas de 0,6m. As travessas, sendo polivalentes, têm a particularidade de serem também compatíveis com a bitola *Standard* (1,435m). O sistema de fixação é *Vossloh W14* com palmilhas de material elastomérico *Zw700/148/165* (rigidez estática de 50-70kN/mm, medido entre 18 e 68kN, conforme fornecido pelo fabricante). A superestrutura está colocada sobre uma camada de 0,30m de espessura mínima de balastro granítico de dimensões nominais 0/31,5mm (Paixão, 2014).

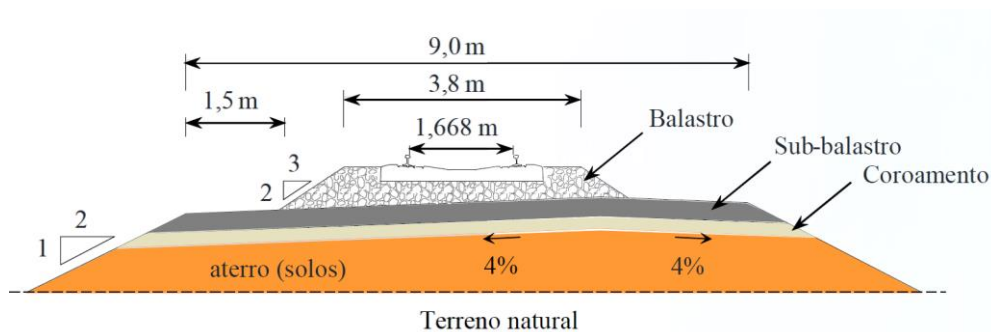


Figura 5.2 - Representação esquemática da seção transversal padrão da via no aterro (adaptado de Paixão, 2014).

A Figura 5.3 exibe alguns aspectos referentes às camadas e componentes da subestrutura e superestrutura da via durante a construção.



Figura 5.3 - Aspectos do pavimento durante a construção: a) camadas da subestrutura; b) componentes da superestrutura (adaptado de Paixão, 2014).

A 1ª etapa da construção - que compreende principalmente terraplenagem e estruturas, excluindo a nova ponte sobre o rio Sado (Figura 5.1) - teve início em fevereiro de 2007 e conclusão em outubro de 2008. A 2ª etapa foi dividida em sub-etapas, nomeadamente (REFER, 2010): i) a construção da ponte sobre o rio Sado e viadutos de aproximação; ii) implantação da via e a construção dos sistemas de eletrificação, sinalização e telecomunicações. O desvio foi oficialmente aberto ao tráfego a 12 de dezembro de 2010. Contudo, a 28 de outubro de 2010, os comboios de mercadorias começaram a usá-lo temporariamente (com velocidades limitadas a 60km/h), como alternativa à linha antiga que interrompeu o serviço devido ao descarrilamento de um comboio de mercadorias de carvão na aproximação à antiga ponte ferroviária sobre o rio Sado (Paixão, 2014).

O projeto da via da subestrutura seguiu as recomendações do Código 719R (UIC-719R, 2008). A camada sub-balastro, em conformidade com a Instrução Técnica IT.GEO.006, foi estabelecida com uma espessura mínima de 0,30m. Ainda relativamente a esta camada, foi empregue agregado granítico bem graduado (ABGE), estabelecido um grau mínimo de compactação de $D_c = 98\%$ do valor de Proctor Modificado (OPM) e um valor mínimo do módulo de deformação de $E_{v2} \geq 120\text{MPa}$, medido no topo da camada (Paixão, 2014).

Devido à inviabilidade na obtenção do tipo de solo QS3, a camada de coroamento foi construída com uma espessura de 0,20m, usando agregado calcário britado bem graduado (ABGE). O grau mínimo de compactação, D_c , foi de 97% de OPM, a fim de se obter um módulo de deformação (E_{v2}) de, pelo menos 80MPa no topo da camada, no segundo ciclo do ECP. O cálculo do E_{v2} segue a Norma AFNOR (2000), que considera as soluções conhecidas de *Boussinesq* para uma placa rígida circular de diâmetro 0,6m, cuja carga aplica uma pressão de 200kPa num meio homogêneo, isotrópico e linearmente elástico. A camada de coroamento foi

colocada num subleito caracterizado por $E_{v2} \geq 60\text{MPa}$ e grau mínimo de compactação de 95% de OPM (Paixão, 2014).

Note-se que a obtenção das características físicas e mecânicas dos materiais e das camadas, aquando da construção da infraestrutura, deve-se à entidade responsável pela infraestrutura naquele momento REFER (2010). Essas características encontram-se apresentadas na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Alguns dos requisitos mínimos de projeto relativos às camadas estruturais da plataforma (adaptado de UIC-719R, 2008).

Camadas	Classes dos materiais	Material/Tratamento utilizado	Espessura (mm)	Compactação relativa – Ensaio Proctor Modificado (OPM)	Módulo de deformabilidade (E - MPa)
Sub-Balastro	-	ABGE Granítico	0,3	$\geq 98 \%$	$\geq 120 \text{ MPa}$
Camada de Coroamento	QS2	ABGE Calcário	0,2	$\geq 97 \%$	$\geq 75 \text{ MPa}$
Aterro	-	Equivalência QS2	0,5	$\geq 95 \%$	$\geq 60 \text{ MPa}$
Fundação	-	Escarificação dos solos	0,3		

A Figura 5.4 mostra a envolvente da distribuição do tamanho da partícula (PSD) estabelecida no projeto e os requisitos adicionais para os materiais. Durante a construção, foram recolhidas amostras das camadas para a realização de ensaios laboratoriais no sub-balastro e na camada de coroamento, antes e após a compactação. Mais ainda, foram realizados outros testes em 45 amostras de granito e 67 amostras de calcário, tais como: dimensão das partículas (DP), *Los Angeles* (LA), Micro-Deval (MDE) e Azul de Metileno.

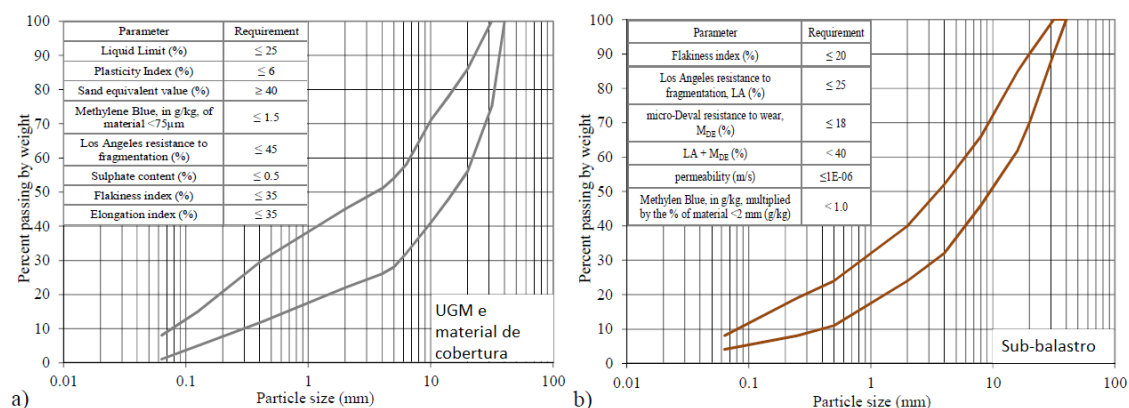


Figura 5.4 - Classificação da envolvente de distribuição das dimensões das partículas (DP) : a) ABGE e material de cobertura; b) sub-balastro (adaptado de Paixão, 2014).

A Tabela 5.2 apresenta os valores médios obtidos nos testes e os respectivos requisitos de projeto.

Tabela 5.2 - Alguns dos requisitos e valores obtidos nos materiais aplicados no sub-balastro e na camada de coroamento (adaptado de Paixão, 2014).

Parâmetros	Sub-balastro (ABGE granítico)			Camada de coroamento (ABGE calcário)		
	Requisitos (REFER, 2007)	Resultados \bar{x}	CV	Requisitos (REFER, 2006)	Resultados \bar{x}	CV
<i>Los Angeles</i>	LA \leq 25	23	0,03	LA \leq 45	27	0,01
Micro-Deval	MDE \leq 18	5	0,08	-	12	0,03
<i>Los Angeles</i> + Micro-Deval	LA+MDE \leq 18	28	0,03	-	39	0,01
Azul de Metileno	MB \leq 1	0,35	0,58	MB \leq 4	0,75	0,17
D _{COPM} (%)	\geq 98	99,4	0,01	\geq 97	98,7	0,01

\bar{x} - Valor médio

CV - Coeficiente de variação

O traçado da via do desvio de Alcácer intercepta infraestruturas existentes e obstáculos naturais, tais como rios e riachos. Estão presentes no trecho em análise outras infraestruturas que podem ser consideradas como singularidades da via, pois implicam variações repentinas nas condições de suporte da via. Desta forma, as singularidades presentes no traçado da via são: i) uma ponte sobre o rio Sado, com os respetivos viadutos norte e sul; ii) dois viadutos sobre o fluxo de *São Martinho* e *Água Cova*; iii) 1 viaduto sobre a estrada nacional N120; iv) 7 viadutos - passagem superior (PS); (v) 2 passagens inferiores (PI); vi) 6 passagens inferiores agrícolas (PIA); vii) 4 passagens subterrâneas de fauna (PF); viii) 37 bueiros - passagem hidráulica (PH).

Atualmente, a maioria dos projetos recentes entre aterros e pontes, ou outras estruturas de engenharia civil, têm em comum uma zona de transição em forma de cunha constituído por material granular ligado e não ligado. Em geral, a construção desse aterro em forma de cunha segue geometrias específicas e compreende camadas bem compactadas de materiais granulares selecionados, como é o caso do aterro presente no caso de estudo. Estas zonas de transição foram estabelecidas no projeto e construídas, seguindo requisitos específicos. Os mesmos permitem reduzir os assentamentos diferenciais e materializam uma transição gradual da rigidez vertical entre o aterro construído, com geomateriais tradicionais, e a estrutura. Com este objetivo, os materiais aplicados nas cunhas das zonas de transição apresentam, geralmente, módulos de deformação mais elevados e são menos sensíveis a deformações plásticas do que os geomateriais geralmente aplicados em aterros em plena via. Por essa razão, camadas de material granular (ABGE) e misturas granulares aglomeradas com cimento (MAC) são frequentemente aplicadas em zonas de transição (ERRI, 1999). Em alguns países, essas estruturas são chamadas de "blocos técnicos" (*Blocs Techniques* em França; *Bloco Técnico* em Portugal) ou "cunhas de transi-

ção" (*Cuñas de Transición* em Espanha) (UIC, 2008b). No presente caso de estudo foram aplicados Blocos Técnicos Tipo 1 (BT1).

De seguida, identificam-se os materiais utilizados nas diferentes partes das zonas de transição (Figura 5.5).

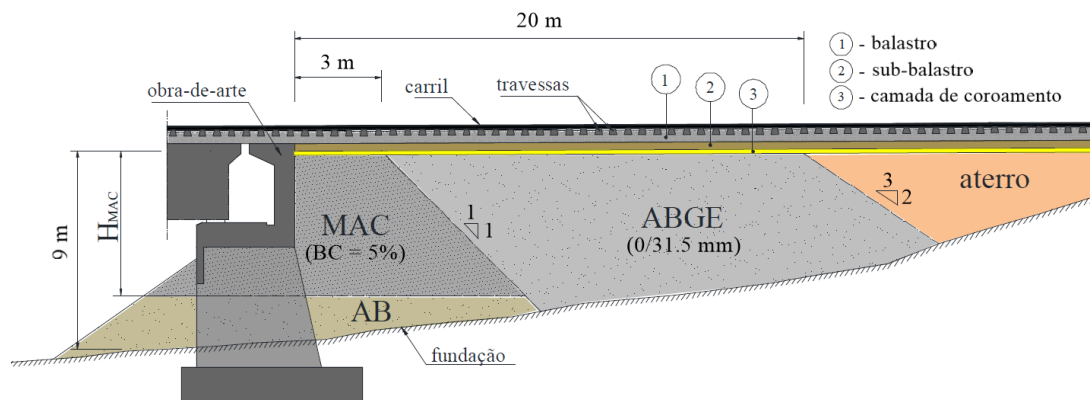


Figura 5.5 - Zona de transição do caso de estudo (adaptado de Paixão, 2014).

Na forma de cunha foi usado ABGE e na camada de coroamento o agregado calcário. A camada sub-balastro foi construída com o agregado granítico, por forma a cumprir os requisitos de resistência à fragmentação (ensaio de *Los Angeles*) e ao desgaste (ensaio Micro-Deval). Em relação à mistura de cimento (MAC), foi utilizada uma mistura na base do agregado calcário anterior com 5% de teor de ligante (cimento *Portland*). Foi requerido em amostras após 7 dias de cura um mínimo de resistência à compressão (R_c) de 1MPa. A resistência à tração indireta mínima (R_{it}) requerida em amostras após 60 dias de cura foi de 0,25MPa. Os ensaios laboratoriais demonstraram que a mistura cumpria os requisitos (Paixão, 2014): i) valores médios de R_c de 9,7MPa; ii) valores de R_{it} de 1,3MPa.

5.3. Ensaios realizados

No âmbito de um projeto que envolveu o LNEC, a FEUP e a REFER (2010), a construção da linha férrea com 29km de extensão foi acompanhada por um número significativo de ensaios de caracterização *in situ* das camadas, realizados pelo LNEC entre novembro de 2008 e junho de 2009.

Serão, de seguida, expostos os ensaios efetuados que assumem maior relevância no âmbito do presente trabalho, sendo de registar que mais informações sobre os restantes ensaios poderá ser consultada em Paixão (2014).

Com vista à caracterização laboratorial de materiais naturais britados ligados e não ligados aplicados na zona de transição, recorreu-se a ensaios triaxiais cíclicos sobre provetes de grandes dimensões. Com estes ensaios pretendeu-se avaliar o comportamento resiliente e a lon-

go prazo desses materiais para diferentes condições de estado e trajetórias de tensão (Correia et al., 2008). Salienta-se que não foram definidos requisitos mínimos para os parâmetros relacionados com a deformação resiliente e permanente. Contudo, através da norma EN 13286-7 (CEN, 2004) e com os resultados dos testes triaxiais de carga cíclica foi possível classificar os agregados com base no seu módulo resiliente (E_r) e suscetibilidade à deformação permanente. O comportamento resiliente foi caracterizado pelo Método A (pressão confinante variável) - procedimento de alto nível de tensão, estabelecido na EN 13286-7. Embora a EN 13286-7 não seja específica para agregados com ligante, foi adotado o mesmo método, tanto para as amostras grandes, como para os provetes MAC, para que existisse coerência no estudo dos materiais sem ligante e uma comparação direta em termos de valores de E_r .

Durante a construção realizou-se um controle de compactação. As cunhas MAC e ABGE desta zona de transição foram compactadas em camadas de 30cm. Em alguns locais do MAC foi necessário um equipamento de compactação, rolo menor ou compactador manual. A camada de coroamento foi compactada numa única camada de 20cm e o sub-balastro em duas camadas de 15cm cada (Paixão, 2014).

Na Tabela 5.3 podem-se observar os graus mínimos de compactação (D_c) estabelecidos para as camadas em relação aos valores de referência de compactação de Proctor Modificado, em termos de densidade seca máxima (ρ_{dOPM}) e teor ótimo de água (w_{OPM}). Os testes de controle de compactação de cada camada compreenderam avaliações com o medidor de densidade nuclear, calibrado pelo método de substituição de areia. Mais ainda, são apresentados os valores médios de D_c e teor de água (w), os respetivos coeficientes de variação (CV) e mediana de $w-w_{OPM}$. A partir da análise dos resultados, verifica-se o cumprimento dos requisitos mínimos de D_c .

Tabela 5.3 - Resumo dos requisitos e resultados do controle de compactação
(adaptado de Paixão, 2014).

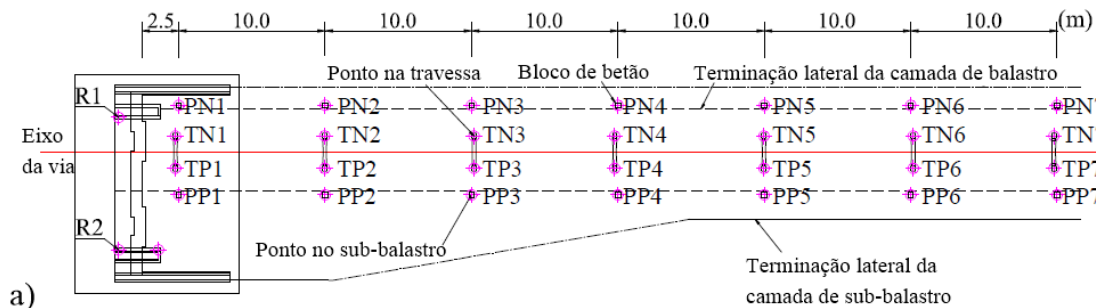
Camadas	Min. D_c (%)	ρ_{dOPM} (g/cm ³)	w_{OPM} (%)	nr. Ensaios	Média D_c (%)	CV_{DC} (%)	Média w (%)	CV_w (%)	Mediana $w-w_{OPM}$
MAC	98	2,22	6,8	15	100,5	1,9	6,8	11,4	0,10%
ABGE e camada de Coroamento	95	2,23	5,6	159	99,2	1,7	5,9	16,1	0,40%
Sub-balastro	98	2,33	5,8	54	99,3	0,9	5,2	13,4	-0,90%

No presente caso de estudo foram também realizados estudos na subestrutura da via através da aplicação de métodos não destrutivos para a caracterização da deformabilidade. A aplicação dos distintos métodos em subestruturas com diferentes características teve como objetivo: i) conhecer, para diferentes condições, o valor do módulo de deformabilidade equivalente em cada um dos locais ensaiados; ii) avaliar, para cada um dos métodos, a sua repetibilidade, a sen-

sibilidade às condições de ensaio, a facilidade de aplicação e de obtenção de resultados e o rendimento; iii) comparar os valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos pelos diversos métodos com os valores de E_{v2} obtidos no ECP; iv) recolher dados que permitissem avaliar a possibilidade de se especificar um valor mínimo do módulo de deformabilidade, no caso de se adotarem especificações baseadas no desempenho. Dos ensaios não destrutivos realizados destacam-se o FWD e o DIP. Estes foram realizado em plena via e apresentam-se descritos no subcapítulo 4.3.

Outro dos ensaios que contribuiu para a caracterização *in situ* da subestrutura da via, foi a medição do módulo de deformação das camadas por meio do ECP (E_{v2}) (AFNOR, 2000) e medições com o equipamento portancemètre (Quibel, 1999). No que se refere ao ECP, este foi realizado com placas ($\varphi = 600\text{mm}$) sobre a camada de leito da via. Posteriormente, serão abordados os aspetos referentes ao ensaio realizado com o portancemètre.

Para avaliar o comportamento a longo prazo da presente zona de transição, em termos da deformação vertical do aterro, foram utilizadas abordagens diferentes e complementares neste caso de estudo: i) inclinómetros sub-horizontais instalados dentro do aterro; ii) levantamentos topográficos do perfil longitudinal da via. Na primeira abordagem, as deformações do aterro (deslocamentos verticais e/ou horizontais) foram monitorizadas empregando-se diferentes técnicas, incluindo o recurso a dois inclinómetros sub-horizontais instalados durante a construção (Machan e Bennett, 2008; Abu-Farsakh e Chen, 2014). Os inclinómetros (1 e 2) foram instalados paralelamente ao alinhamento da via, a profundidades de cerca de 6,2m e 2,5m do nível do carril, respetivamente. Foram conseguidas 107 leituras por cada inclinómetro. Os resultados obtidos sobre a subestrutura nas zonas de transição indicaram que a conceção destas estruturas foi bem-sucedida, minimizando os assentamentos e, conferindo um aumento gradual da rigidez vertical na aproximação às obras de arte. Na segunda abordagem, para monitorizar os assentamentos superficiais em várias posições do aterro, foram medidos os deslocamentos verticais através do levantamento topográfico (nivelamento preciso). Durante a construção foram instalados na zona de transição vários conjuntos de pontos de levantamento, formando sete alinhamentos transversais principais, espaçados de 10m, como ilustrado na Figura 5.6 a).



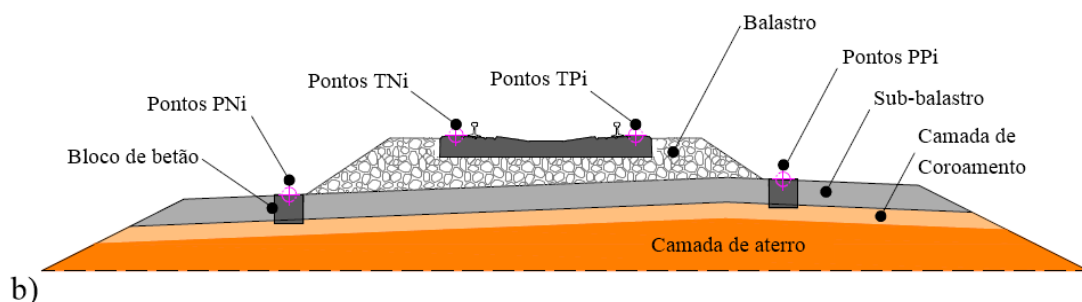


Figura 5.6 - Pontos de levantamento na aproximação da ponte: a) vista de planta; b) seção transversal da via (adaptado de Paixão, 2014).

O sistema de pontos de levantamento compreende: i) dois alinhamentos longitudinais de sete blocos de betão instalados no sub-balastro, em cada lado da via, com um ponto de levantamento cada (PN1 a PN7 e PP1 a PP7); ii) dois alinhamentos longitudinais de sete pontos de levantamento cada, localizados nas extremidades das travessas (TN1 a TN7 e TP1 a TP7).

Após o primeiro levantamento, registou-se que o ponto TP1 encontrava-se danificado e o ponto PP1 estava coberto por uma grande quantidade de balastro e, como tal, estes dois pontos de levantamento não foram considerados no estudo.

Salienta-se que a construção do aterro terminou no início de maio de 2010, contudo os pontos de levantamento do sub-balastro apenas foram instalados em julho de 2010. O levantamento de referência foi realizado a 8 de outubro de 2010, dias antes do início da circulação dos comboios, seguindo-se mais três levantamentos, um realizado em novembro 2011 (1 ano após abertura da linha férrea), outro a outubro de 2012 e o último realizado a outubro de 2013. As medições foram realizadas com um nível digital eletrónico (TOPCON DL101-C) com precisão de 0,4mm.

No que se refere ao ensaio com o equipamento Portancemètre (Li e Berggren, 2010; Quibel et al., 2010), este foi realizado na zona de transição durante a construção do aterro. Como referido no subcapítulo 4.2.5., trata-se de um ensaio de medição rápida, que permite a medição da rigidez em contínuo e fornece uma visão global da variação do módulo de deformabilidade ao longo da linha. Infelizmente, não foi possível realizar medições com o Portancemètre sobre a camada de sub-balastro finalizada na zona de transição do caso de estudo, antes do balastro ser colocado. As medições do módulo de deformação foram realizadas a dois níveis intermediários (Figura 5.7), ao longo dos alinhamentos 2 e 3, localizados a 6,0m e 2,5m abaixo do nível do carril, respetivamente. Desta forma, tornou-se possível caracterizar as transições em forma de cunha. No entanto, foram também realizadas medições no topo da camada de fundação (alinhamento 1).

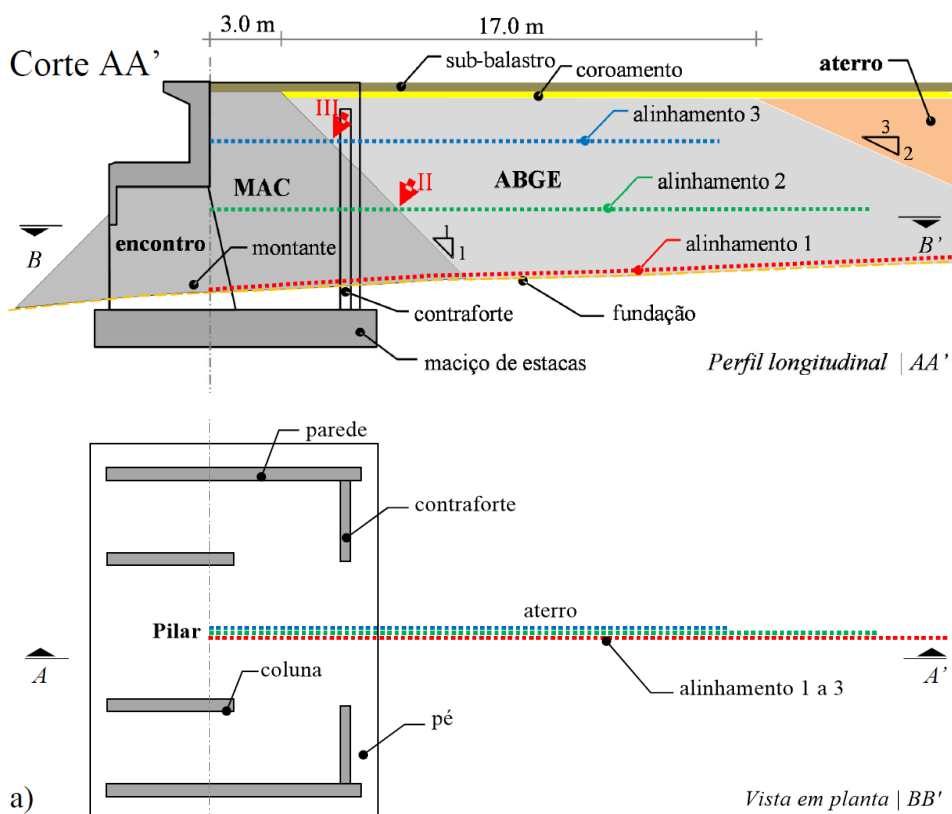


Figura 5.7 - Localização dos alinhamentos 1 a 3 no aterro (adaptado de Paixão, 2014).

Mais informações sobre os ensaios realizados na zona de transição do presente caso de estudo poderá ser consultada em Paixão (2014).

5.4. Parâmetros a considerar na modelação BIM

Para se analisar a condição da via na zona de transição do presente caso de estudo, torna-se fundamental, com base nos ensaios realizados e respetivos resultados obtidos a partir de Paixão et al. (2014), determinar quais os parâmetros a considerar na modelação BIM.

Considerando que foi realizada uma extensa campanha de ensaios, elegeram-se os resultados dos seguintes ensaios: i) ensaio realizado com o portancemètre; ii) e, levantamento topográfico. O motivo desta escolha deve-se ao facto do ensaio com o portancemètre possibilitar uma avaliação em contínuo e o levantamento topográfico permitir avaliar o comportamento a longo prazo em termos da deformação vertical do aterro. Seguidamente, expõem-se os resultados obtidos para cada ensaio que serão considerados na modelação BIM. Caso se pretenda obter mais pormenores sobre os mesmos, assim como a respetiva interpretação, esta poderá ser consultada em Paixão (2014).

No ensaio realizado com o portancemètre foram facultados exclusivamente os resultados gráficos apresentados na Figura 5.8.

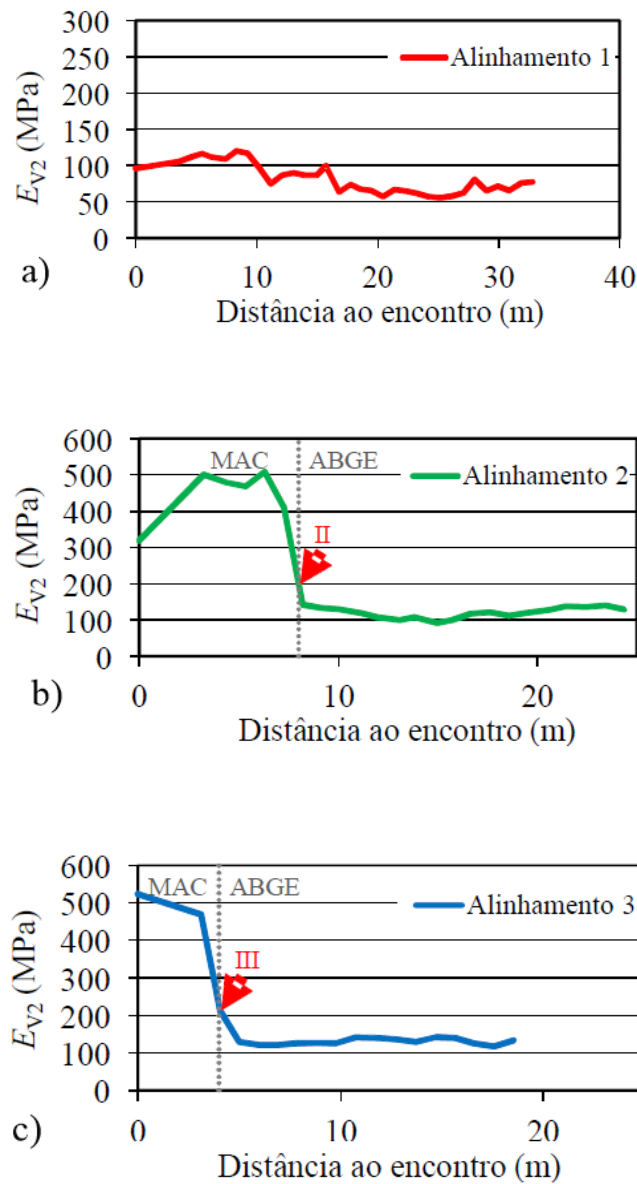


Figura 5.8 - Resultados do portancemètre ao longo do a) alinhamento 1; b) alinhamento 2 e c) alinhamento 3 (adaptado de Paixão, 2014).

A análise efetuada por Paixão (2014) sugere que os valores de E_{V2} variaram de 50 a 120 MPa ao longo do alinhamento 1 (Figura 5.8 a). É de salientar que, neste local, os valores mais altos de E_{V2} foram obtidos próximo do pilar. Uma possível causa reside no pé do pilar ser muito rígido comparativamente ao material envolvente. Apesar dos valores mínimos para E_{V2} na fundação não terem sido especificados, verifica-se que os resultados são superiores aos valores mínimos sugeridos por outros Gestores de Infraestrutura Ferroviária para a construção de zonas de transição. No que se refere ao início do alinhamento 2 (Figura 5.8 b), nomeadamente

junto à parede do pilar, a análise realizada por Paixão (2014) constata que se obtiveram valores baixos de E_{v2} (300MPa), quando comparado com outras medições na mesma camada MAC. Uma possível causa poderá ser a uma má compactação nesse local, ou seja, considerou-se impraticável compactar adequadamente camadas abaixo do vértice do limite. Apesar desta observação, não foi verificada esta influência no alinhamento 3 (Figura 5.8 c)) próximo à parede do pilar.

No que se refere ao levantamento do perfil longitudinal pode-se observar a evolução dos perfis dos alinhamentos na camada sub-balastro (PNi e PPI na Figura 5.9) e nas travessas (TNI e TPI na Figura 5.10) obtidos em subsequentes ensaios de nivelamento. Salienta-se que estes foram os únicos dados fornecidos por Paixão (2014).

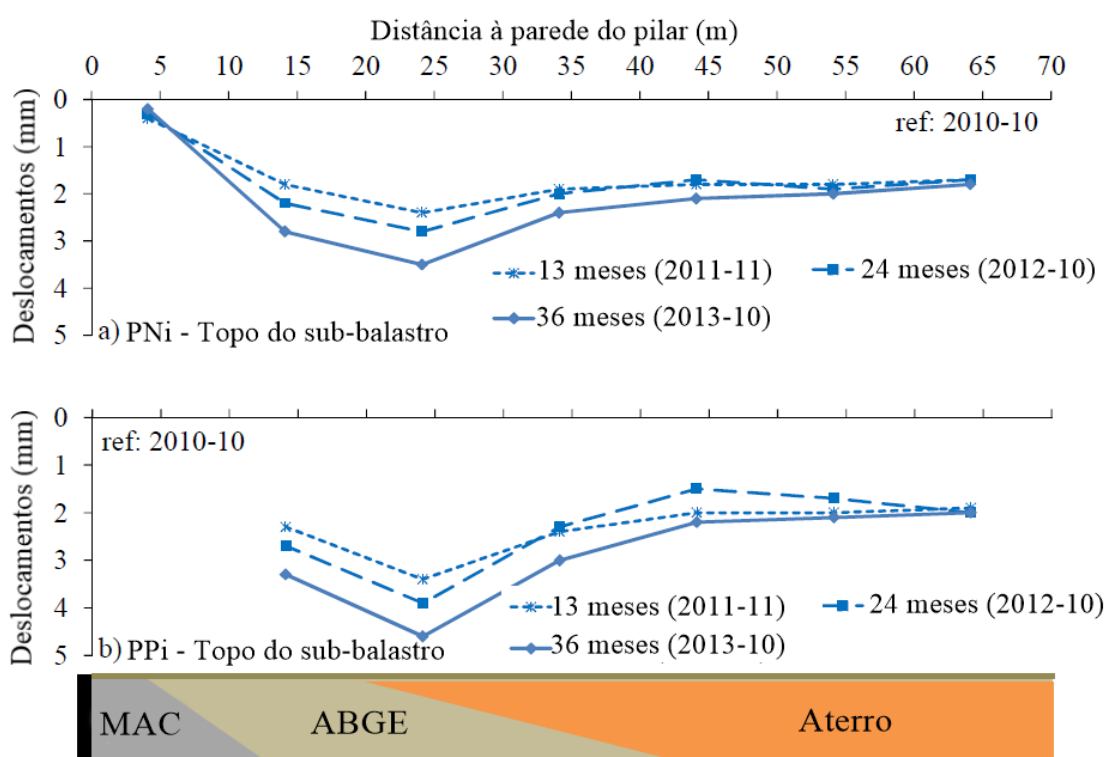


Figura 5.9 - Deslocamentos dos pontos de levantamento na camada de sub-balastro: a) pontos PN1 a PN7; b) pontos PP1 a PP7 (adaptado de Paixão, 2014).

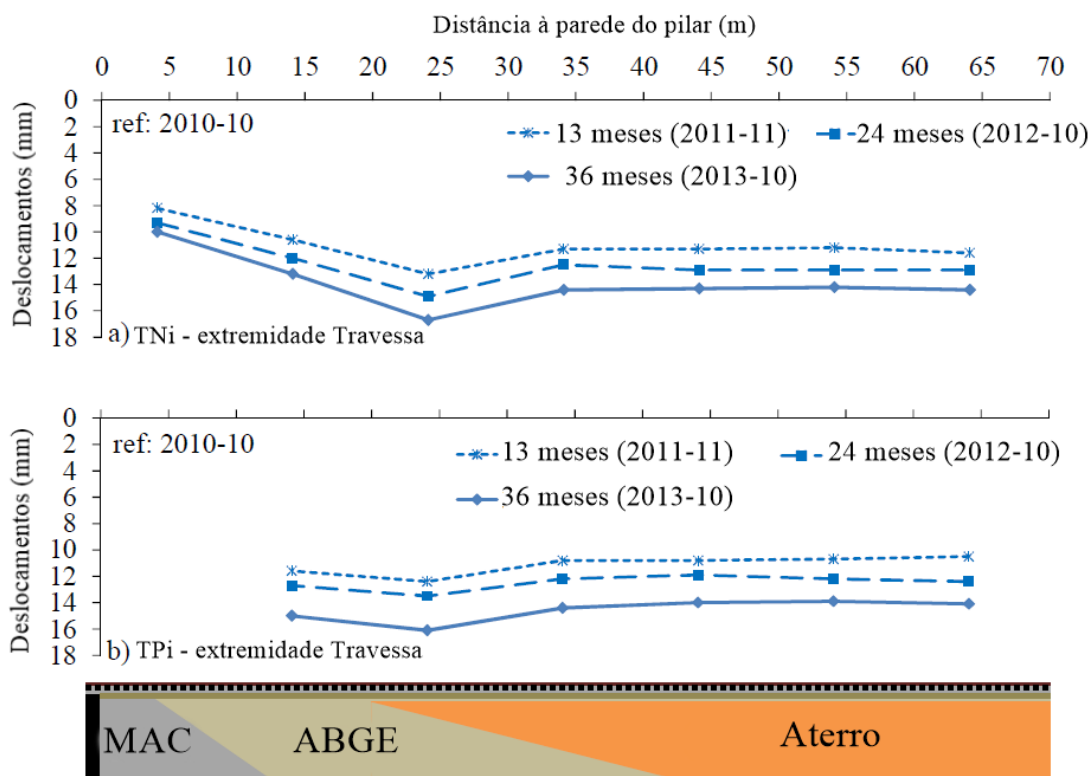


Figura 5.10 - Deslocamentos dos pontos de pesquisa nas extremidades das travessas: a) pontos TN1 a TN7; b) pontos TP1 a TP7 (adaptado de Paixão, 2014).

A análise realizada por Paixão (2014) sugere que, o erro médio de nivelamento dos pontos de análise no sub-balastro foi de cerca de 0,5mm e, nos pontos da travessa foi de cerca de 0,9mm. Outro aspeto é que a zona de transição apresentou maiores taxas de deformação entre o levantamento de referência (outubro de 2010) e o levantamento de novembro de 2011 (primeiro ano após a abertura da linha ao tráfego). Em geral, os pontos de levantamento a uma distância superior a 30m do pilar apresentam valores semelhantes de assentamentos, o que denota uma homogeneidade no comportamento do aterro.

As estimativas da deformação vertical do balastro foram fornecidas graficamente e unicamente para os 36 meses, conforme se pode observar na Figura 5.11. Desta forma, tendo em conta que se dispunha da informação gráfica dos pontos de levantamento (Figura 5.9 e Figura 5.10) referentes aos 13, 24 e 36 meses, achou-se apropriado calcular a deformação vertical do balastro para os 13 e 24 meses. Todavia, procedeu-se ao mesmo cálculo para os 36 meses, por forma a comparar esses valores com o obtido em Paixão (2014) (Figura 5.11), sendo possível verificar a sua coincidência. Esse cálculo foi determinado como a diferença entre as posições dos pontos de levantamento no sub-balastro e nas travessas. Realce-se que, quando se menciona “deformação do balastro” pretende-se referir ao que de facto este assentou, isto é, corresponde à sua deformação plástica.

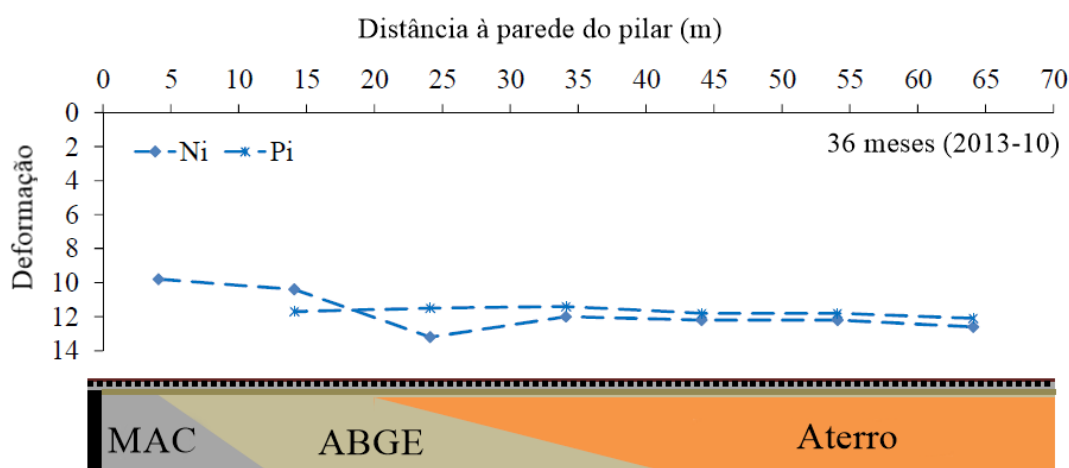


Figura 5.11 - Estimativa da deformação vertical do balastro ($N_i = TN_i - PN_i$; $P_i = TP_i - PP_i$) para 36 meses (adaptado de Paixão, 2014).

A Figura 5.11, de acordo com Paixão (2014), sugere que se verifica uma deformação vertical uniforme da camada de balastro de cerca de 11mm. Os resultados também sugerem uma leve tendência no aumento da deformação com o aumento da distância ao pilar.

Os gráficos fornecidos indicam que as medições foram feitas num intervalo de 10m para o levantamento topográfico e, no caso do portancemètre foi concretizada uma medição em contínuo. Como apenas se dispunham dos valores em termos gráficos e pretendiam-se determinar os pontos que constituíam cada um dos gráficos, recorreu-se a *software* especializado, designadamente o programa *DataThief III*. Este programa serve para extrair pontos de dados de um gráfico através de um processo de reversão que consiste em, para cada um dos gráficos facultados, carregar, seleccionar três pontos conhecidos no gráfico e exportar as coordenadas resultantes. Os resultados extraídos encontram-se no Anexo IV. Com base no tratamento destes dados resultantes dos gráficos facultados, definiu-se a segmentação (intervalos) (Tabela 5.4). No que se refere aos resultados dos ensaios obtidos com o portancemètre (Figura 5.8), para o alinhamento 1 (Figura 5.8 a)) consideraram-se intervalos com segmentos de 10m em toda a extensão, por se considerar que não existem grandes oscilações de resultados. Para o alinhamento 2 e 3 (Figura 5.8 b) e c)), nomeadamente junto à zona de transição de material granular, consideraram-se intervalos menores (segmentos de 2m), por se verificar uma grande variação de resultados. À medida que se caminha no sentido do alinhamento reto consideraram-se intervalos de 10m pelas mesmas razões acima descritas (Tabela 5.4).

Tabela 5.4 - Intervalos considerados no ensaio Portancemètre para o: a) alinhamento 1; b) alinhamento 2 e c) alinhamento 3.

a)			b)			c)		
AL1			AL2			AL3		
Intervalos considerados	Distância ao encontro (m)	EV ₂ (Mpa)	Intervalos considerados	Distância ao encontro (m)	EV ₂ (Mpa)	Intervalos considerados	Distância ao encontro (m)	EV ₂ (Mpa)
0 a 5	0.07	96.71	0 a 1	0	322.32	0 a 1	0.02	522.97
5 a 15	10.04	102.42	1 a 3	2.03	432.95	1 a 3	2.04	491.08
15 a 25	20.02	64.18	3 a 5	4.05	490.00	3 a 5	4.00	218.90
25 a 30	30.09	73.41	5 a 7	6.01	497.05	5 a 7	6.03	123.41
			7 a 9	8.04	193.39	7 a 9	8.06	126.85
			9 a 15	10	132.59	9 a 13,3	10.02	130.30
			15 a 20	20	121.43	13,3 a 18,57	18.58	133.46

As representações gráficas correspondentes ao levantamento topográfico (Figura 5.9, Figura 5.10 e Figura 5.11), sugerem que existe linearidade entre as medições efetuadas (pontos). Contudo, este facto dificilmente corresponde à realidade, pois entre medições poderão existir oscilações. Desta forma, assumiu-se que cada ponto medido corresponderia a um determinado intervalo. É espectável que, no material granular junto à zona de transição, exista uma maior variação de resultados e, como tal, foram considerados intervalos menores (segmentos de 5m) (Tabela 5.5). À medida que se caminha no sentido do alinhamento reto consideraram-se intervalos de 10m por se esperar uma estabilização de resultados (Tabela 5.5).

Tabela 5.5 - Intervalos considerados no levantamento topográfico para as: a) travessas; b) sub-balastro; c) Deformação vertical do balastro.

a)	Travessas					
	Deslocamento (mm)					
	Intervalos considerados	T _{Ni}			T _{Pi}	
13 meses		24 meses	36 meses	13 meses	24 meses	36 meses
0 a 5	8.17	9.31	9.93	-	-	-
5 a 10	9.37	10.64	11.54	11.26	12.42	14.52
10 a 15	10.58	11.97	13.15	11.58	12.72	14.96
15 a 20	11.62	13.11	14.54	11.90	13.02	15.39
20 a 30	13.18	14.83	16.62	12.38	13.48	16.05
30 a 40	11.30	12.42	14.34	10.81	12.15	14.35
40 a 50	11.30	12.86	14.25	10.78	11.88	13.96
50 a 60	11.19	12.86	14.16	10.67	12.12	13.84
60 a 70	11.59	12.86	14.36	10.44	12.34	14.04

b)

Sub-balastro						
Deslocamento (mm)						
Intervalos considerados	PNi			PPi		
	13 meses	24 meses	36 meses	13 meses	24 meses	36 meses
0 a 5	0.40	0.29	0.20	-	-	-
5 a 10	1.10	1.24	1.49	1.85	2.22	2.77
10 a 15	1.79	2.19	2.79	2.30	2.70	3.30
15 a 20	2.03	2.43	3.07	2.74	3.18	3.82
20 a 30	2.38	2.79	3.49	3.40	3.91	4.60
30 a 40	1.89	2.00	2.40	2.40	2.30	3.01
40 a 50	1.79	1.70	2.09	2.01	1.49	2.20
50 a 60	1.80	1.88	1.99	2.01	1.69	2.09
60 a 70	1.70	1.70	1.77	1.89	1.99	1.99

c)

Balastro						
Deformação						
Intervalos considerados	Ni = TNi - PNi			Pi = TPi - PPi		
	13 meses	24 meses	36 meses	13 meses	24 meses	36 meses
0 a 5	7.77	9.01	9.74	-	-	-
5 a 10	8.28	9.40	10.05	9.41	10.20	11.75
10 a 15	8.79	9.78	10.36	9.29	10.02	11.66
15 a 20	9.59	10.68	11.47	9.16	9.84	11.57
20 a 30	10.80	12.04	13.13	8.98	9.57	11.45
30 a 40	9.41	10.42	11.94	8.41	9.86	11.34
40 a 50	9.51	11.16	12.16	8.78	10.39	11.76
50 a 60	9.38	10.98	12.18	8.66	10.43	11.76
60 a 70	9.89	11.16	12.59	8.54	10.35	12.05

Com base no tratamento de dados realizado, encontram-se reunidas as condições necessárias para se elaborar uma representação gráfica dos parâmetros obtidos nos ensaios supracitados, proporcionando uma diferente forma de visualização e análise de resultados e, desta forma, se necessário, uma intervenção e correção imediata de eventuais problemas que possam surgir aquando da construção. Estes parâmetros serão representados mediante um esquema de cores, por forma a proporcionar a visualização de dados do objeto no modelo. Posteriormente, no subcapítulo 5.6. será abordado este tema em detalhe.

5.5. Modelação BIM

Considera-se que a primeira tarefa para a elaboração do modelo BIM consiste na escolha do *software* adequado para o efeito, devendo este ser o mais compatível possível com as necessidades da modelação. Neste sentido, optou-se pelo programa Autodesk® Revit® 2018 que, para além de atender aos requisitos necessários, é disponibilizado gratuitamente à comunidade estudantil. Esta ferramenta foi construída especificamente para desenvolver modelos BIM, pro-

porcionando aos profissionais de projeto e construção, a possibilidade de contribuírem com ideias desde o projeto à construção, através de uma abordagem baseada num modelo coordenado e consistente. A versão 2018 do Revit® inclui, numa única interface, as funcionalidades das disciplinas de Arquitetura, Estruturas e MEP (sistemas mecânicos, elétricos e hidráulicos) (Jiang, 2011). Como aspeto negativo, há que referir a forma ostensiva como o *software* utiliza os recursos do computador, constatando-se perdas significativas de desempenho no caso de grandes projetos (Ribeiro, 2012), nomeadamente em projetos superiores a cerca de 220 megabytes. No entanto, esse desempenho não depende somente das características do *software*, mas também das características referentes ao processador e memória RAM do equipamento. O Autodesk® Revit® 2018 apresenta certas limitações no que diz respeito a regras paramétricas relacionadas com ângulos e não suporta superfícies curvas complexas, o que limita a sua capacidade de apoiar um projeto com esse tipo de superfícies.

Seguidamente, sugere-se que o processo de modelação compreenda as 14 etapas abaixo apresentadas. Importa referir que, não existe apenas um só percurso possível para o processo de modelação proposto.

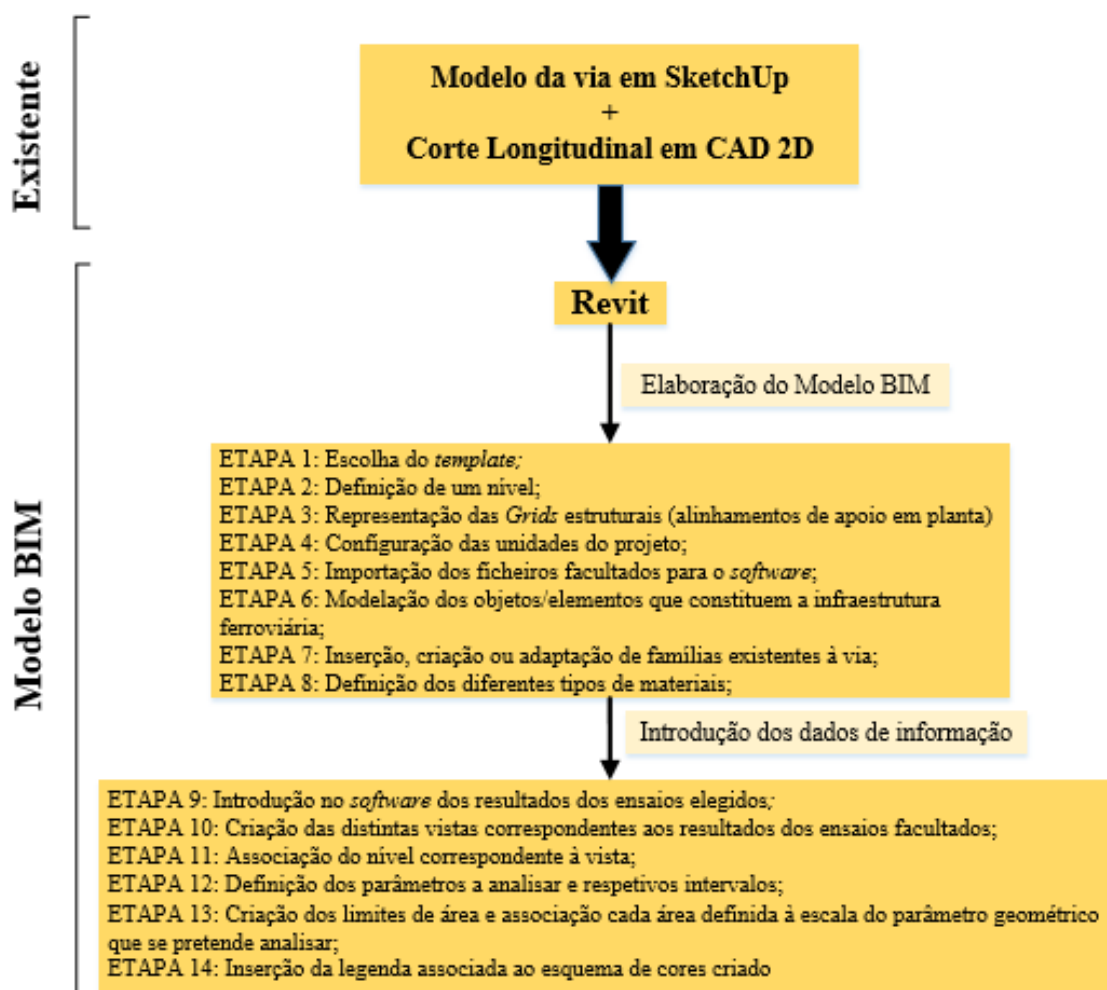


Figura 5.12 - Metodologia seguida para criar o modelo BIM.

De seguida, descreve-se a metodologia adotada na criação do modelo BIM 3D. Salienta-se que, caso se pretenda clarificar determinados aspetos presentes em cada uma das etapas, deverá consultar o “*Guia para a implementação do BIM nas Infraestruturas Ferroviárias*” em Anexo V.

ETAPA 1: Escolha do *template*.

O *template* constitui uma base de configuração adequada às diferentes especialidades, que compreende tipos e espessuras de linha, blocos (famílias), configurações de materiais e de visualização. Existem *templates* pré-definidos que são disponibilizados pelo *software*, assim como a possibilidade de cada utilizador personalizar o seu próprio *template*. Neste caso, foi adotado o *template Structural*.

ETAPA 2: Definição de um nível.

A definição de um nível indica a linha de referência da cota da camada que constitui a via. Os objetos ao serem referenciados em relação ao nível da via, qualquer alteração imposta ao nível é automaticamente transmitida àqueles elementos, ficando assim reajustados (Carmali et al., 2018).

ETAPA 3: Representação das *Grids* estruturais (alinhamentos de apoio em planta).

As *Grids* estruturais representam os eixos dos elementos estruturais e auxiliam na representação, garantindo o correto posicionamento dos diferentes modelos (Carmali et al., 2018). A cada alinhamento é atribuída uma identificação, cujas características de representação podem ser alteradas.

ETAPA 4: Configuração das unidades do projeto.

ETAPA 5: Importação dos ficheiros facultados para o *software*.

A informação gráfica relativa ao caso de estudo, nomeadamente a planta e o corte, foram fornecidos em formato *.skp e *.dwg, respetivamente (Carmali et al., 2018). No que respeita ao ficheiro fornecido em formato *.skp, o Revit® não permitia importar esse mesmo ficheiro na versão disponibilizada. Para tal, recorreu-se ao *software* SketchUp Pro® 2018, tendo-se guardado o ficheiro fornecido numa versão anterior (SketchUp version 6). Desta forma, tornou-se possível importá-lo para o Revit®.

No que se refere ao corte fornecido em formato *.dwg, que também serve de base à modelação, este foi importado para o Revit® através do comando *Import CAD*.

Os ficheiros importados serviram de suporte ao processo de modelação. Todavia, após a importação do ficheiro *.skp constatou-se que o mesmo se apresentava em forma de bloco, isto é, constituído por um único elemento.

ETAPA 6: Modelação dos objetos/elementos que constituem a infraestrutura ferroviária.

De acordo com o exposto na etapa anterior, tornou-se necessário desagrupar adequadamente o bloco em vários subelementos, atendendo aos limites de cada subelemento. Desta forma, com base nos ficheiros facultados representaram-se os componentes estruturais por meio de objetos paramétricos. Estes objetos constituem o modelo paramétrico e são caracterizados não apenas pela sua geometria (comprimento, largura, espessura), mas também pelas suas propriedades físicas (módulo de elasticidade, densidade, etc.). A cada objeto deverá estar associado o material que se deve considerar na sua composição (Carmali et al., 2018).

ETAPA 7: Inserção, criação ou adaptação de famílias existentes à via.

No caso de algumas especialidades, nomeadamente estrutura e arquitetura, o Revit® possui famílias básicas dos principais elementos estruturais, assim como uma biblioteca com uma lista pré-definida de materiais. Desta forma, a sua representação é facilitada, pois permite ao utilizador alterar as dimensões, o material e replicar essa informação. Deste modo, os objetos disponibilizados para o processo de modelação podem ser adaptados consoante as características específicas de cada projeto. Todavia, se em qualquer especialidade a família pretendida não existir, o sistema permite importar objetos e famílias específicas ou até mesmo criá-las e, ainda, descarregá-las dos sites dos fabricantes, se disponíveis. O mesmo se aplica para novos materiais e respetivas características, podendo estes ser arquivados para uma futura utilização.

No caso da modelação de vias-férreas, os objetos são constituídos pelas várias camadas que compõem a via e respetivos elementos. Assim, seleciona-se um tipo de via existente, que apresente um comportamento semelhante à via que se pretende avaliar. Para o caso de vias balstradas, seleciona-se a opção o “*Floor: Structural*”, no painel *Structure* do separador *Structure* da *Ribbon*, que se considera como sendo o tipo de via mais apropriado, visto que neste caso não se realizarão cálculos de dimensionamento. Posteriormente, com o objetivo de facilitar o processo quando se pretende obter um objeto pouco diferenciado de outro pertencente à mesma família (“*Floor*”), deve-se realizar uma duplicação do objeto, renomeá-lo, indicar as dimensões corretas, selecionar o material correspondente e, deste modo, obtém-se um novo tipo de camada. As diferentes famílias criadas podem ser consultadas no Anexo V.

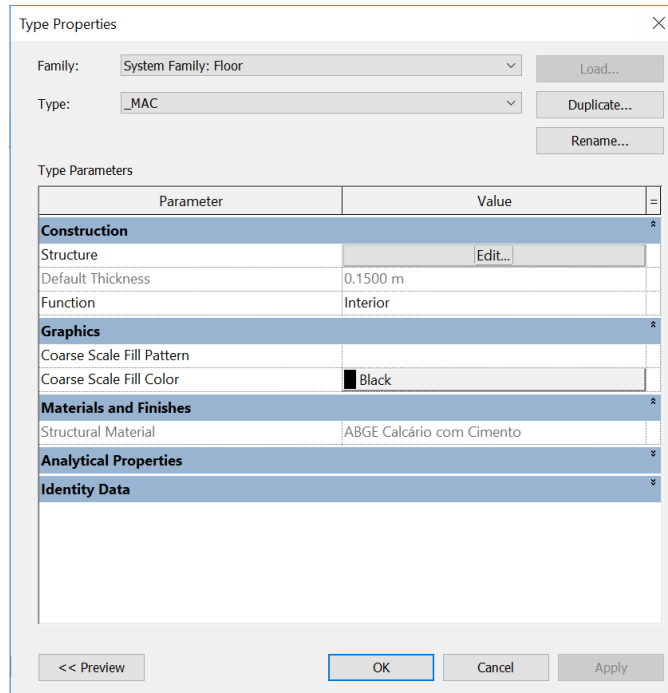


Figura 5.13 - Exemplo do tipo de via escolhido para a cunha MAC.

As camadas que constituem a via, nomeadamente a camada de coroamento, sub-balastro, balastro de fundo e balastro superficial, assim como as travessas, são definidas para cada objeto, tendo em conta a espessura e material determinado no mapa da via-férrea do projeto de estrutura disponibilizado (Carmali et al., 2018). De entre os objetos aplicados, a definição dos carris recorreu a outro processo. Neste caso, foi necessário desenhar a sua secção transversal, criar um “*Family: Generic Models*” e realizar uma extrusão (comando “*Extrusion*”), pois nenhum dos carris disponíveis nas bibliotecas correspondia ao carril pretendido. Para a obra de arte (OA) utilizaram-se os comandos “*Generic walls*”, “*Floor*” e “*Slab – Structural Foundation Slab*”, sendo este último destinado à definição das estacas. As ferramentas de conceção de design do Revit® possibilitam a realização de imagens foto-realistas do projeto (Motzko et al., 2011). Uma representação detalhada das camadas do pavimento da via-férrea encontra-se ilustrada na Figura 5.14.

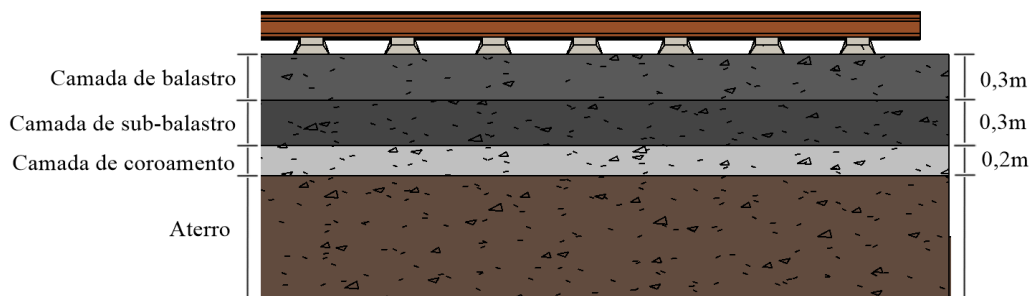


Figura 5.14 - Representação 2D das camadas do pavimento em corte longitudinal.

ETAPA 8: Definição dos diferentes tipos de materiais.

O menu de materiais permite definir novos tipos de materiais, assim como as suas propriedades físicas ou térmicas (Figura 5.15). As propriedades dos diferentes materiais criados podem ser consultadas no Anexo V.

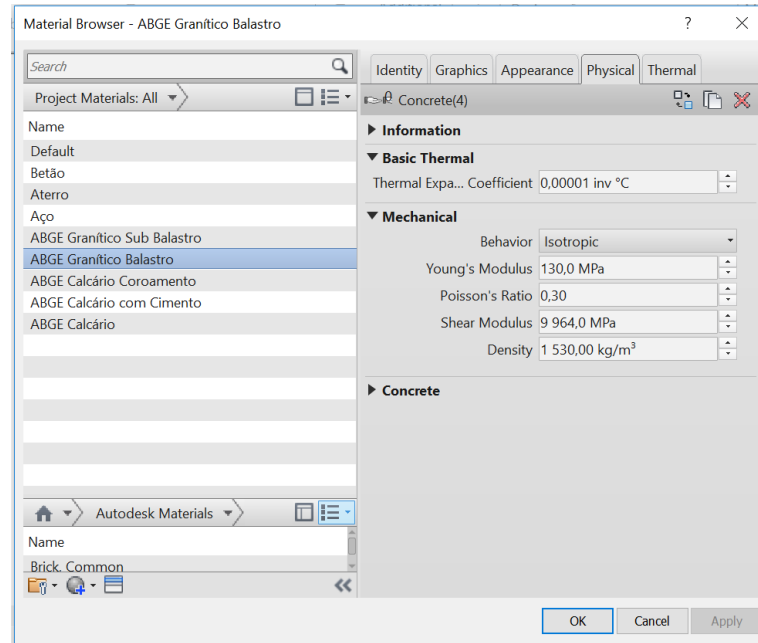


Figura 5.15 - Lista de Materiais definidos.

O quadro das propriedades (*Properties*), através do comando *Edit type* possibilita a alteração da composição, espessuras, características desses materiais, entre outros. As características dos materiais contempladas pelo programa são diversas, como por exemplo: a resistência mecânica, térmica, resistividade, condutividade, fornecedor, custo, entre outras. Qualquer característica indicada na fase de introdução dos objetos paramétricos pode ser consultada posteriormente, quando necessário. É de salientar que, dispunham-se de várias características de cada material. No entanto, não foi possível colocar o valor de todos os parâmetros, pois o Revit® não permite adicionar novos campos, possibilitando apenas a colocação do valor dos parâmetros por si pré-definidos, como é o caso do módulo de deformabilidade, coeficiente de Poisson, densidade, etc. Após a definição do conjunto de objetos procedeu-se à sua representação, conforme ilustrado nas Figuras 5.16 a 5.20.

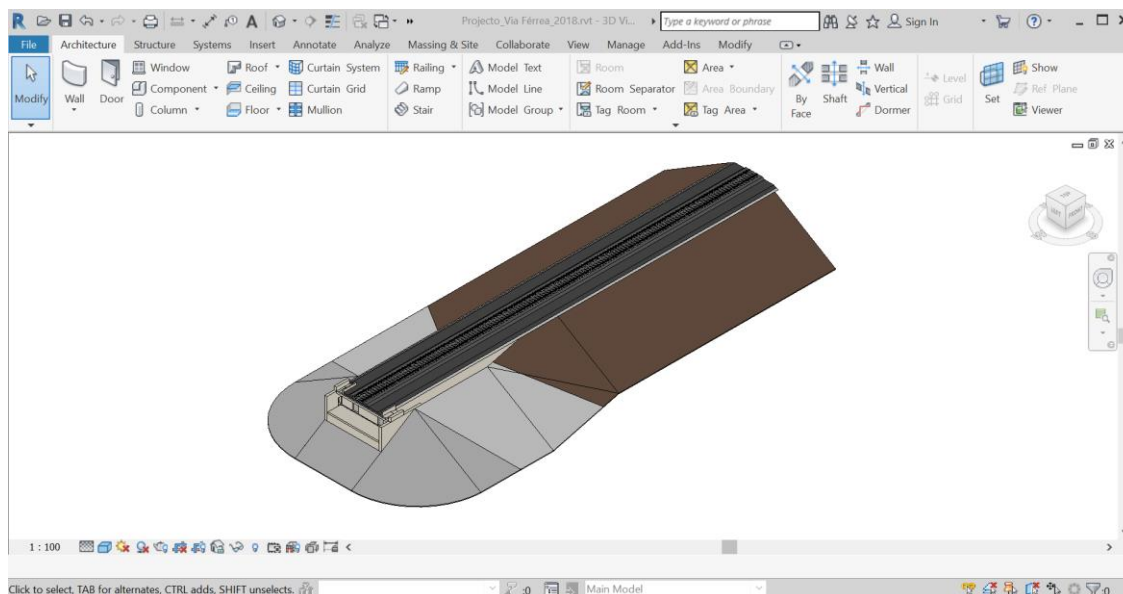


Figura 5.16 - Representação do modelo 3D.

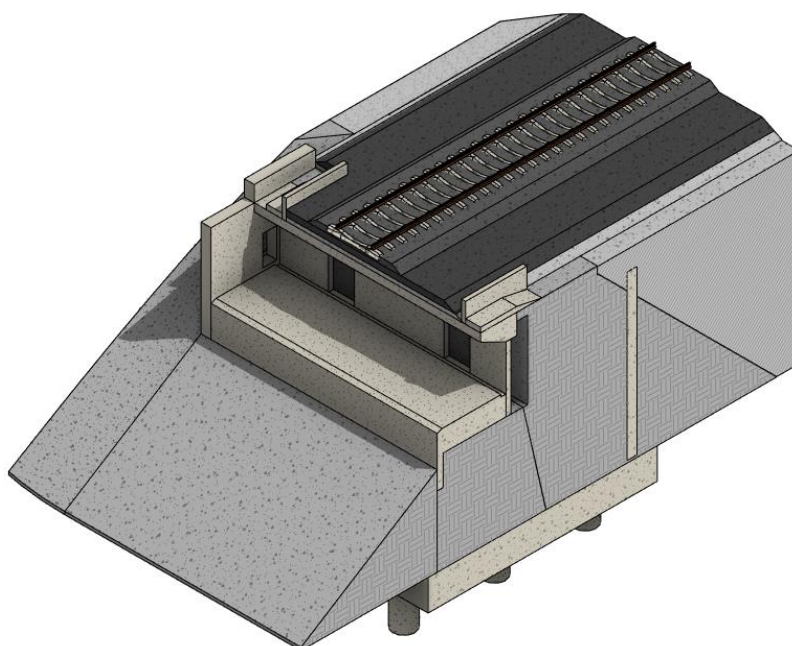


Figura 5.17 - Pormenor da zona de transição.

Na modelação foram realizados dois cortes (A-A' e B-B') (Figura 5.18), por forma a possibilitar a visualização da constituição da via-férrea através de diferentes perspetivas. Salienta-se que, a visualização de modelos 3D concede ao usuário uma melhor capacidade de interpretação do modelo, além de contribuir na prevenção de incompatibilidades geométricas indesejáveis e situações que possam ocorrer durante o processo de construção.

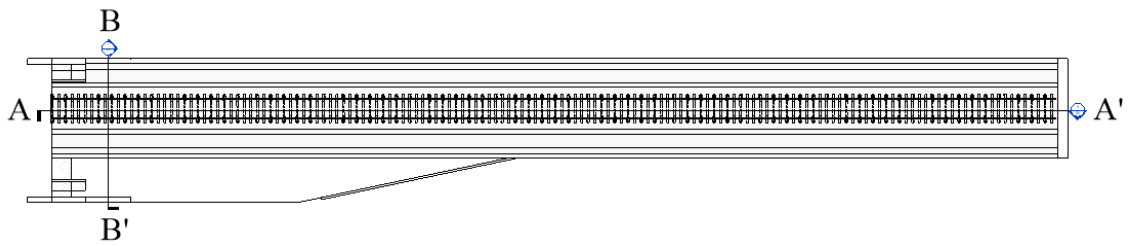


Figura 5.18 - Vista em planta.

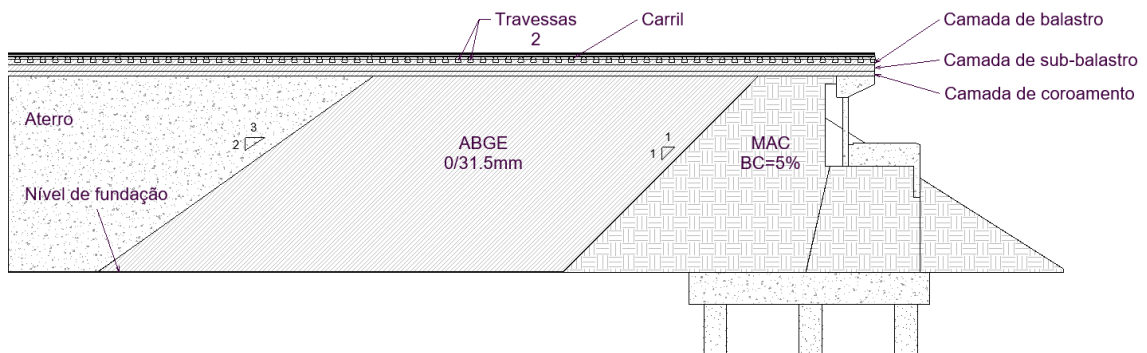


Figura 5.19 - Corte Longitudinal (A-A') do modelo 3D.

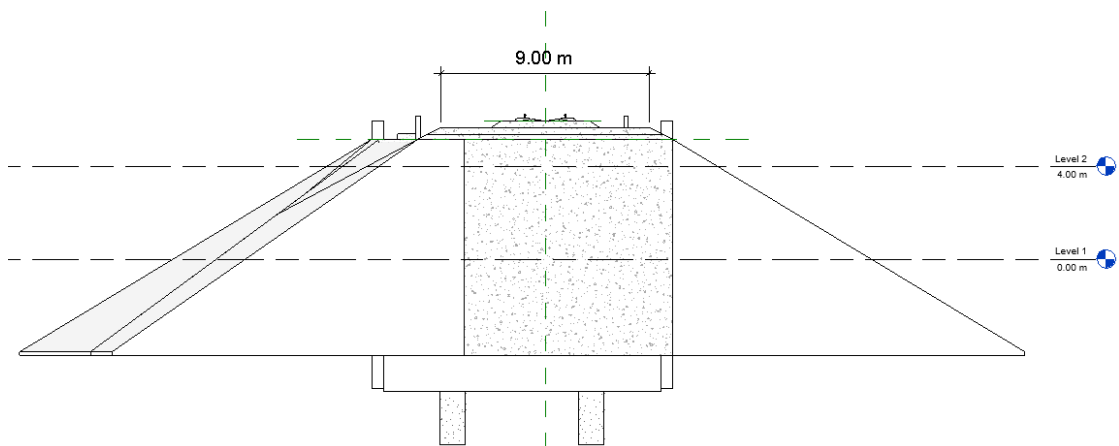
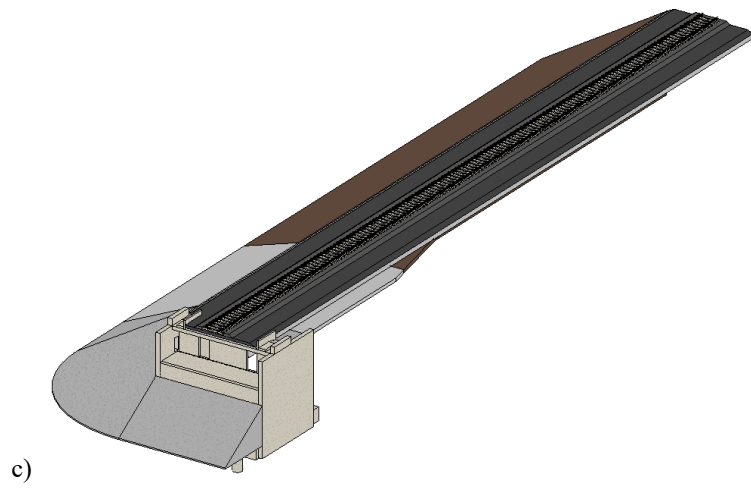
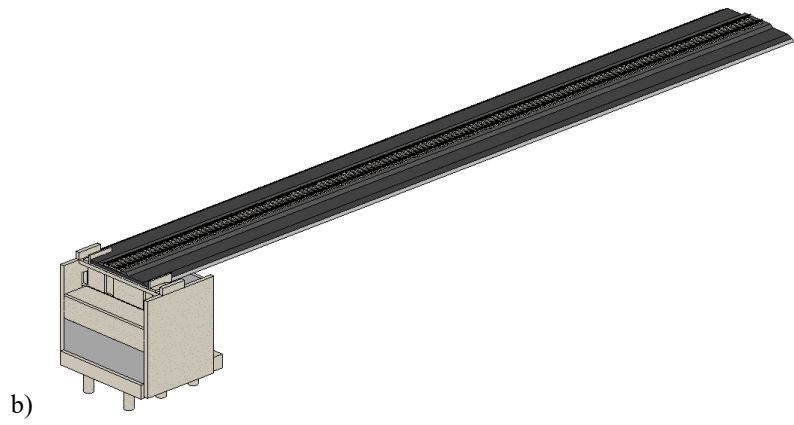
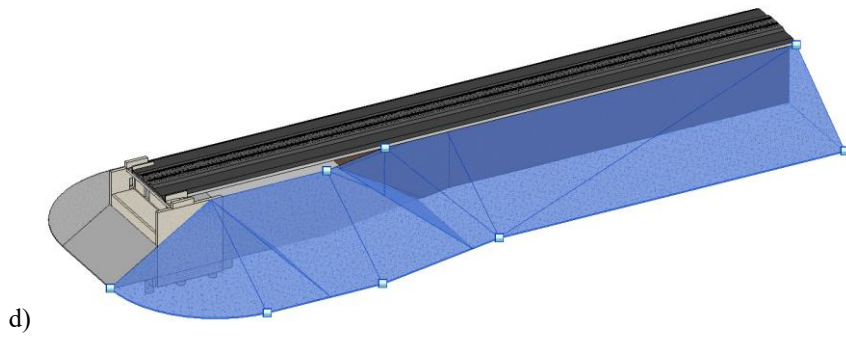


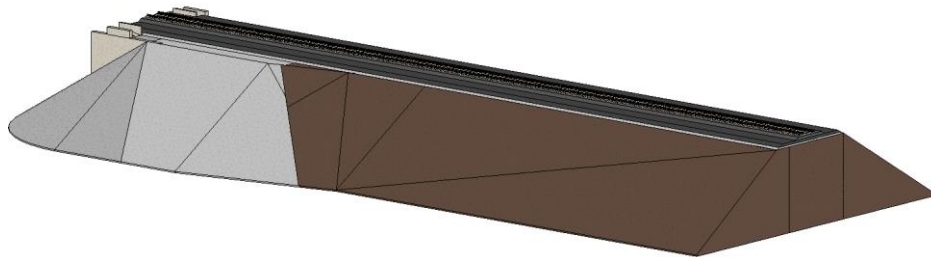
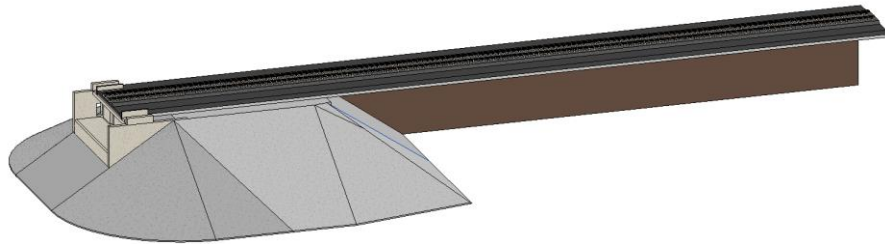
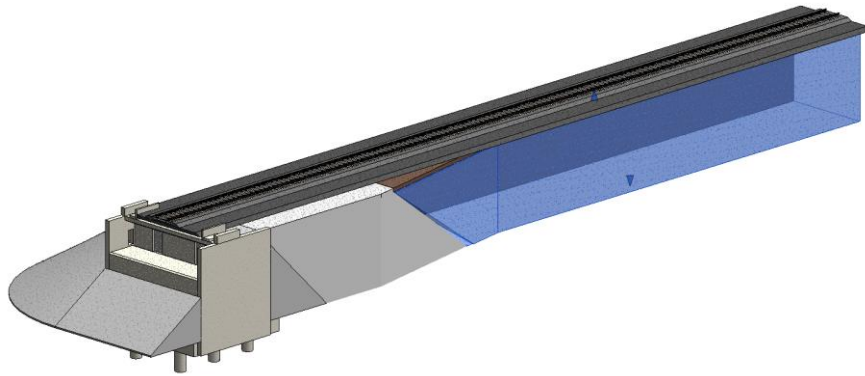
Figura 5.20 - Corte transversal (B-B') do modelo 3D.

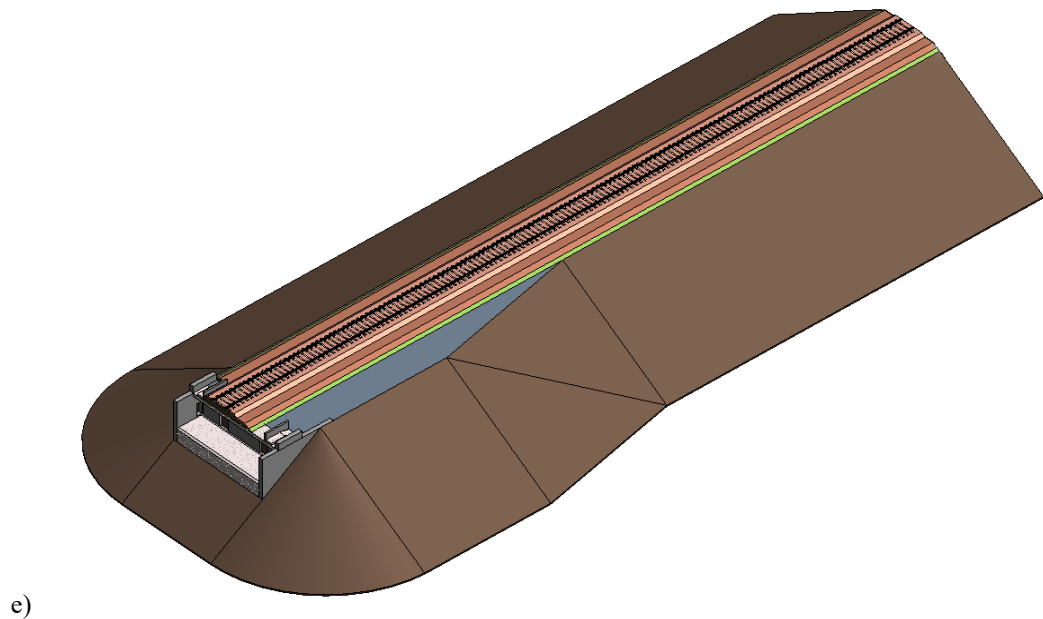
A partir da modelação 3D podem ser obtidas diversas tabelas com informação referente à geometria, à identificação dos elementos, às quantidades dos diversos tipos de elementos, entre outras. Estes documentos servirão de apoio à obra. Note-se que, à medida que o nível de desenvolvimento do modelo aumenta, o volume de informação possível de retirar também é maior (Carmali et al., 2018). De seguida, na Figura 5.21 apresenta-se a evolução do processo de modelação.



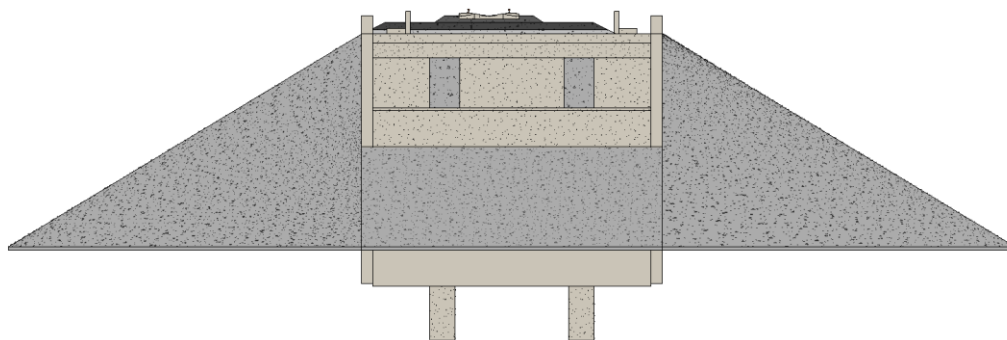


d)

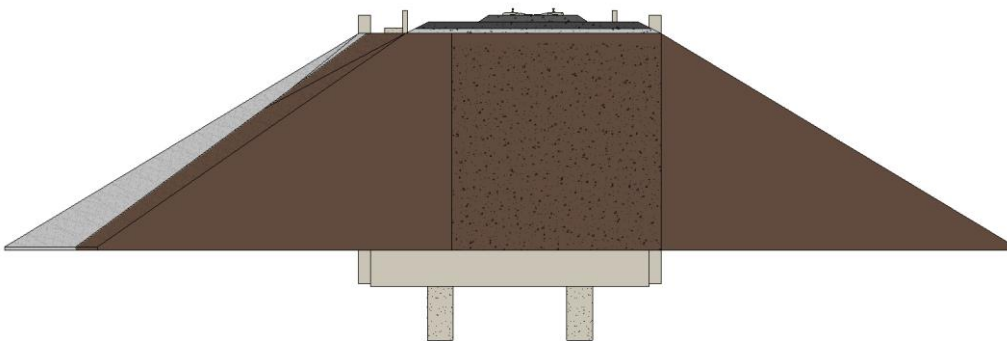




e)



f)



g)

Figura 5.21 - Evolução da modelação: a) criação dos carris, camada de balastro e coroamento; b) criação da obra de arte; c) criação da superfície envolvente do modelo; d) preenchimento do volume do modelo; e) modelo final f) vista oeste; g) vista este.

Na fase de construção da via-férrea, o BIM poderá ajudar a monitorizar o equipamento em tempo real e a analisar o espaço de manobra necessário para correção de eventuais problemas que possam surgir. Desta forma, após a validação do modelo, foi possível representar aspetos relevantes do comportamento da zona de transição, como o módulo de deformabilidade, os deslocamentos verticais ao longo dos rodados e os deslocamentos verticais ao longo do balastro.

ETAPA 9: Introdução no *software* dos resultados dos ensaios elegidos.

Conforme referido, o Autodesk® Revit® 2018 possibilita a representação gráfica de determinados parâmetros pela cor, adicionando um esquema de cores a cada parâmetro, possibilitando a visualização dos dados do objeto no modelo (Carmali et al., 2018). Para a apresentação de resultados dos ensaios identificados no subcapítulo 5.4., recorreu-se a esta ferramenta. O processo inicia-se com a definição dos níveis onde serão colocados os valores obtidos nos ensaios. Neste caso, criaram-se níveis para o topo da camada de balastro, para o topo da camada de sub-balastro e a 2,5m, 6m e 9m abaixo do carril, conforme ilustrado na Figura 5.22.

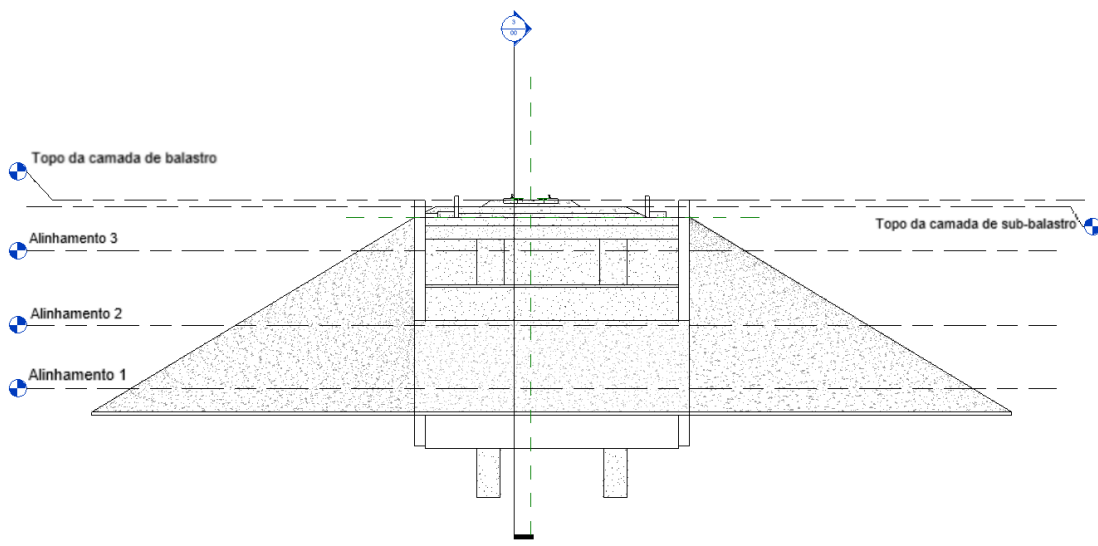


Figura 5.22 - Definição de níveis auxiliares.

ETAPA 10: Criação das distintas vistas correspondentes aos resultados dos ensaios facultados.

Nesta etapa criaram-se vistas para: i) LT TNi e TPi – 13/24/36 meses; ii) LT PNi e PPI – 13/24/36 meses; iii) Deformação do Balastro – 13/24/36 meses; iv) e, Portancemètre AL1/AL2/AL3.

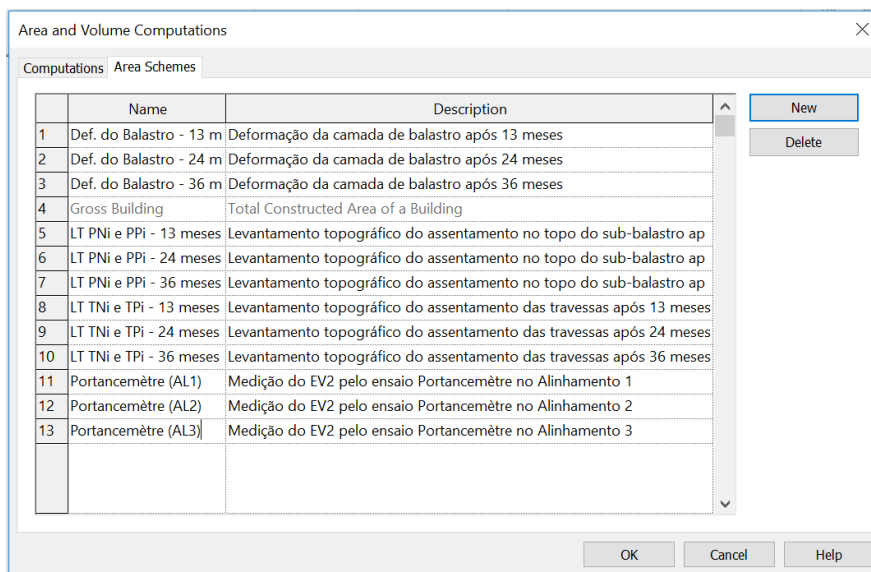


Figura 5.23 - Definição e descrição das vistas correspondentes às áreas que serão definidas.

ETAPA 11: Associação do nível correspondente à vista.

Nesta etapa, as vistas LT TNi e TPi – 13/24/36 meses e Deformação do Balastro – 13/24/36 meses foram associadas ao nível do topo do balastro. As vistas LT PNi e PPi – 13/24/36 meses foram associadas ao nível do topo do sub-balastro e, por último, o Portancemètre AL1, AL2 e AL3 foram associados ao nível 9m, 6m e 2,5m, respetivamente.

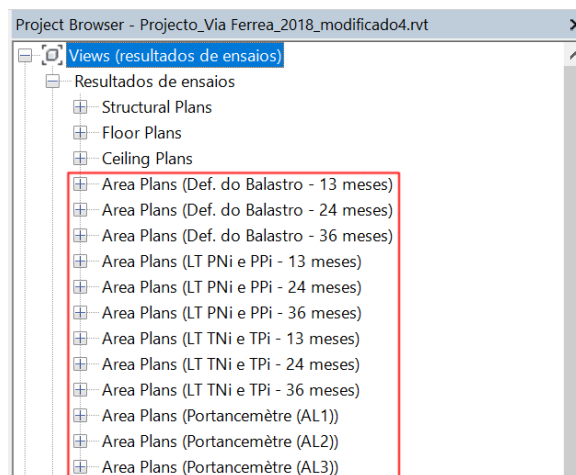


Figura 5.24 - Criação de *Area plans* com base nos ensaios analisados.

ETAPA 12: Definição dos parâmetros a analisar e respetiva escala de cores.

Os parâmetros a analisar são definidos consoante o tipo de ensaio, nomeadamente: i) o deslocamento para o LT TNi e TPi e para o LT PNi e PPi; ii) a deformação para a deformação

plástica do balastro; iii) e, o Ev_2 para o ensaio Portancemètre. De seguida, com base no tratamento de dados proveniente dos resultados gráficos facultados, aspeto esse abordado em 5.4., definiram-se os intervalos de cada parâmetro, isto é, a respetiva escala de cores, associando uma cor a cada intervalo de valores. Note-se que, podem ser fornecidos vários sistemas de classificação, de acordo com as propriedades que se pretendem classificar. Além disso, é possível adicionar ou modificar propriedades, tais como a nomeação, codificação específica e o critério de classificação. As restantes escalas definidas podem ser consultadas no Anexo V.

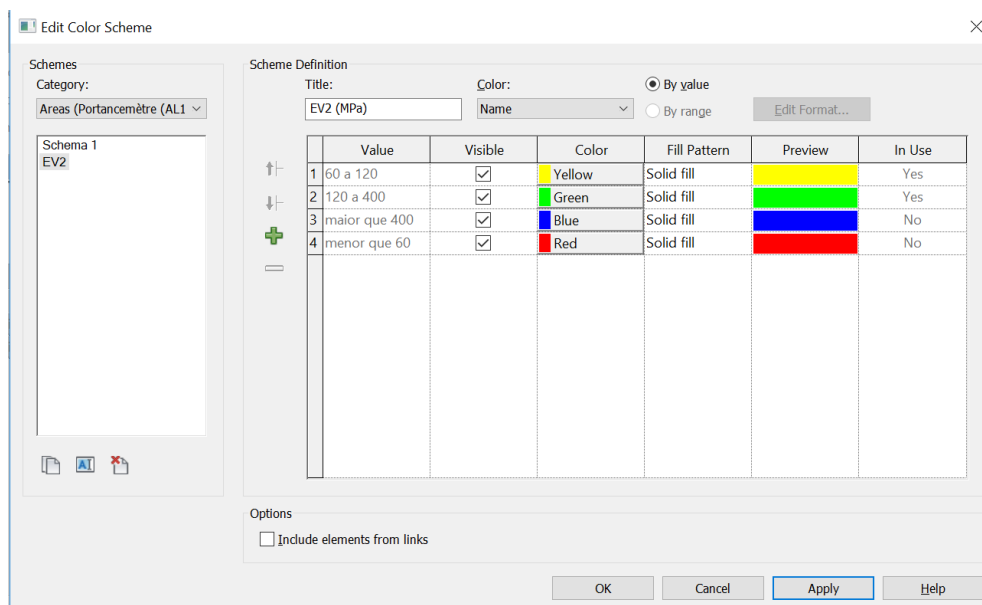


Figura 5.25 - Propriedades *Color Schemes* - Exemplo da escala adotada para o ensaio do portancemètre realizado no alinhamento 1.

ETAPA 13: Criação dos limites de área e associação cada área definida à escala do parâmetro geométrico que se pretende analisar;

Seguidamente, e para cada ensaio realizado, criaram-se limites de área, tornando-os capazes de representar um parâmetro específico. Para tal, procedeu-se à sua representação, atendendo à segmentação definida anteriormente (Carmali et al., 2018). Para a definição da largura, no caso dos ensaios LT TNi e TPi – 13/24/36 meses e Deformação do Balastro – 13/24/36 meses, considerou-se a distância do carril ao limite superior do balastro (Figura 5.26 a)). Para os ensaios LT PNi e PPi – 13/24/36 meses definiu-se a largura como sendo a distancia do limite inferior do balastro até ao limite superior do sub-balastro (Figura 5.26 b)). Por último, no caso dos ensaios realizados com o Portancemètre considerou-se a largura como a base do balastro (Figura 5.26 c)).

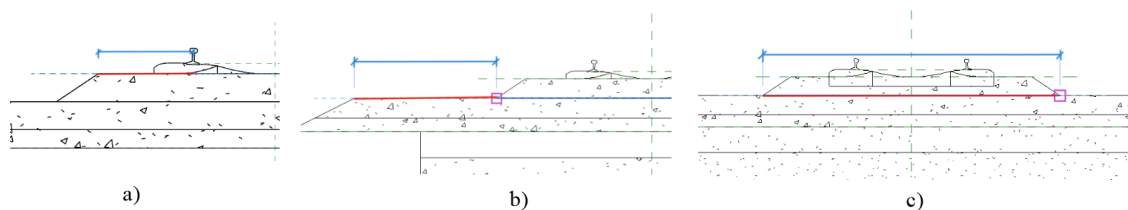


Figura 5.26 - Larguras considerada para: a) LT TNi e TPi – 13/24/36 meses e Deformação do Balastro – 13/24/36 meses; b) LT PNi e PPI – 13/24/36 meses; c) Portancemètre (AL1,AL2 e AL3).

É de salientar que, as informações podem ser adicionadas a uma área ou objeto específico de um projeto. Por outro lado, essas áreas podem ser geridas nas *Properties* em *Color Schemes* (Figura 5.27). Seguidamente, associou-se cada área definida à escala do parâmetro geométrico que se pretende analisar.

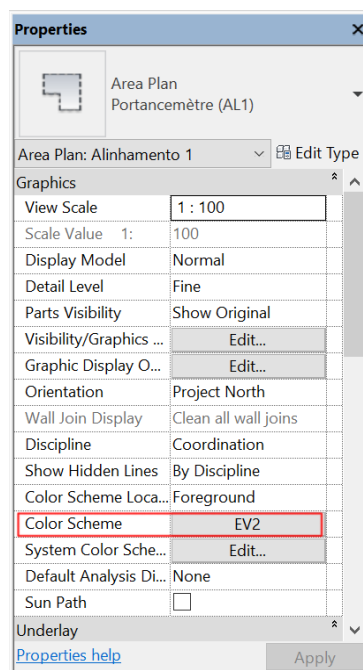


Figura 5.27 - Barra de Propriedades.

ETAPA 14: Inserção da legenda associada ao esquema de cores criado

Inseriu-se a legenda associada ao esquema de cores criado, por forma a ser possível visualizar a representação de cores no modelo e o intervalo de valores associado.

De forma a complementar o gráfico de cores referente ao levantamento topográfico, procedeu-se à representação dos valores obtidos em cada ponto para o assentamento do balastro, assentamento do sub-balastro e das travessas no modelo 3D. Através da alteração geométrica do modelo pretendeu-se simular o assentamento real e, conseqüentemente, determinar a condição da via.

No entanto, o facto dos valores de assentamento serem extremamente reduzidos face às dimensões do modelo, apontava para que seria impossível perceber a existência de assentamento em determinados locais, assim como de que local se tratava devido à necessidade de se aplicar um *zoom* bastante elevado. Contudo, com o objetivo de se confirmar esse facto, recorreu-se ao comando “*Polilyne*” por forma a proceder à representação da deformação plástica no balastro e verificou-se o expectável, conforme ilustrado na Figura 5.28. Desta forma, não foi possível prosseguir com esta ferramenta complementar e apresentar o modelo com a deformada real.

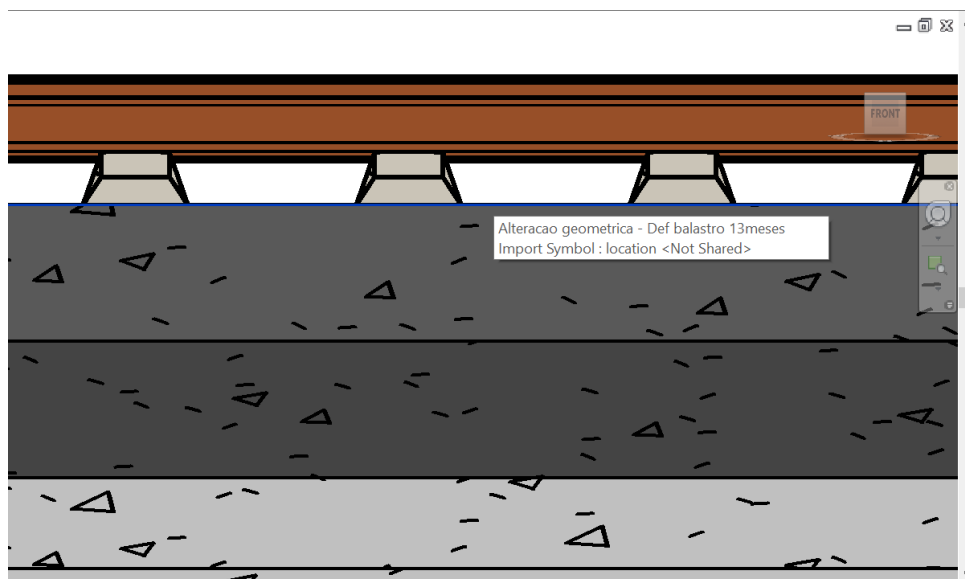


Figura 5.28 - Alteração geométrica do modelo, através da introdução do assentamento no balastro (linha azul).

Para se executar uma análise a longo prazo considera-se fundamental a implementação de um levantamento sistemático da condição da infraestrutura ferroviária no BIM, isto é, a inserção de dados atualizados referentes aos diversos tipos de ensaio realizados ao longo do tempo. Desta forma, e atendendo aos limites preconizados nas normas em vigor, torna-se possível comparar os parâmetros medidos com os requisitos mínimos correspondentes. Assim, para além de ser possível verificar quais os parâmetros que satisfazem (ou não) esses requisitos, beneficia-se de um acompanhamento da evolução da condição da via-férrea, isto é, ao longo do seu ciclo de vida (Carmali et al., 2018).

Posto isto, encontram-se reunidas as condições necessárias para a realização da representação esquemática dos resultados obtidos para cada ensaio.

5.6. Apresentação dos Resultados

No presente subcapítulo apresentam-se os resultados dos ensaios considerados na modelação através de um esquema de cores, assim como a constatação de certos factos decorrentes de uma análise a essa representação. Inicialmente, pretendia-se demonstrar a exposição dos resultados dos ensaios realizados através de uma gama de cores, complementado com a alteração geométrica do modelo, por forma a proporcionar uma maior sensibilidade às alterações ocorridas na via ao longo do tempo. Todavia, devido ao facto de os valores serem extremamente reduzidos e, face à sua relação com as dimensões do modelo, não se conseguir perceber o local dos ensaios, optou-se por apresentar os resultados dos ensaios através de uma nova forma de visualização, isto é, de um esquema de cores.

A representação de resultados com recurso a um esquema de cores tem, na sua génese, como principais objetivos: i) avaliar o módulo de deformabilidade, isto é, verificar se os valores obtidos para o mesmo se encontram dentro dos limites estabelecidos pelas normas; ii) e, apresentar a evolução gradual da rigidez da via na presente zona de transição (ponte-aterro), permitindo assim constatar se, a camada tratada com cimento cumpre a sua função no sentido de distribuir a rigidez. Na Figura 5.29 apresenta-se, de forma genérica, a variação de módulo de rigidez numa zona de transição com uma disposição semelhante à do presente caso de estudo.

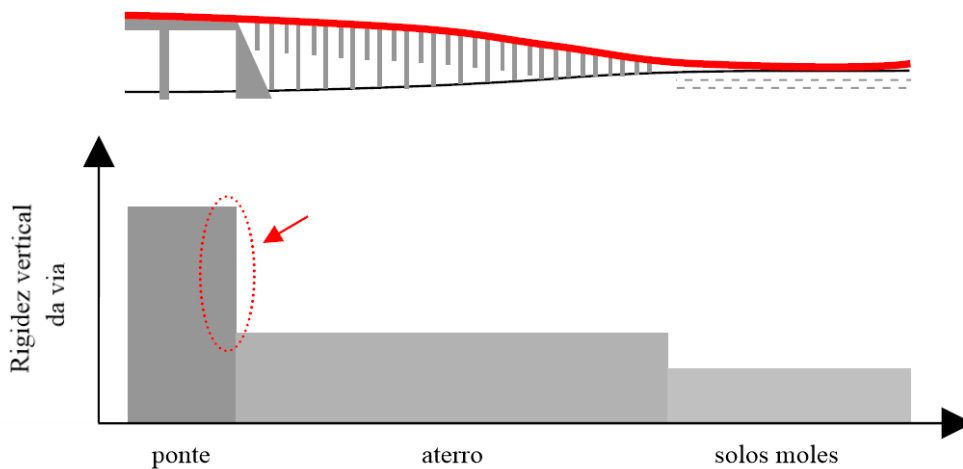


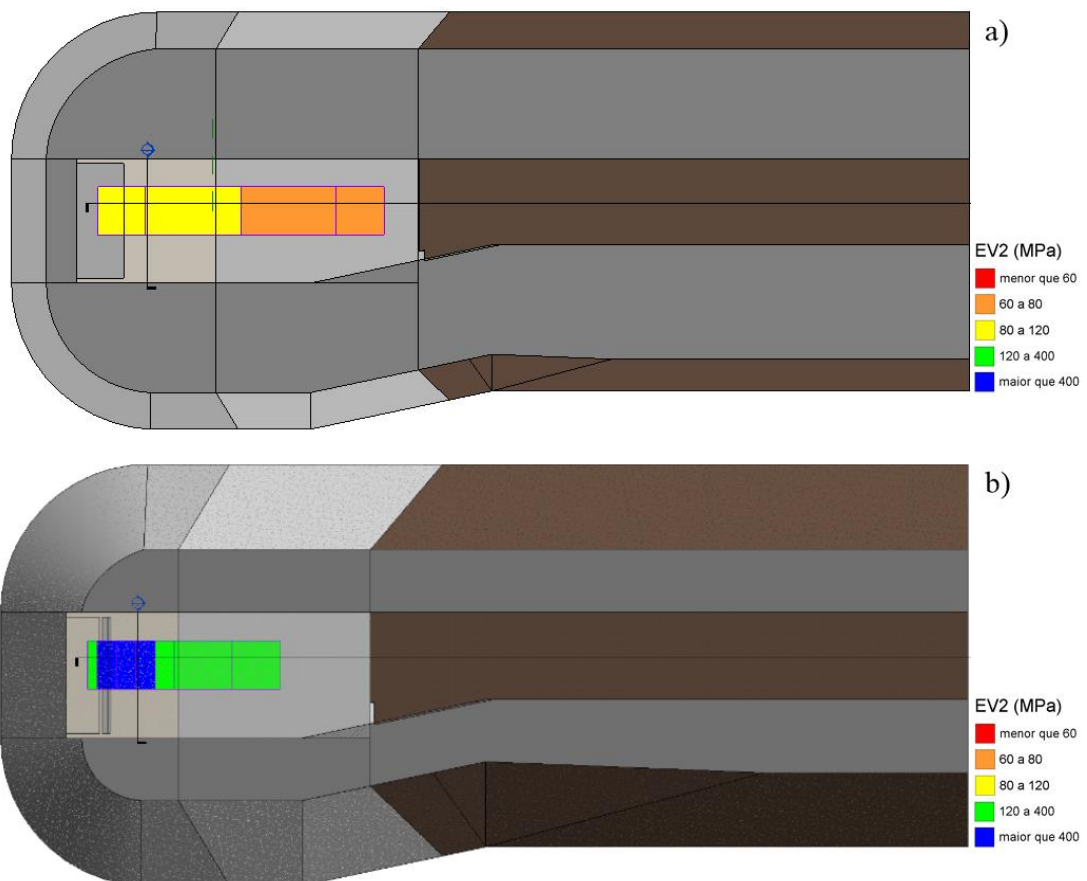
Figura 5.29 - Variação da rigidez da via (Paixão, 2014).

Em geral, ocorre uma oscilação ininterrupta da rigidez do trecho ao longo do comprimento de uma linha, como evidenciado por vários estudos (Frohling, 2000; Oscarsson, 2001; Berggren, 2009). Entre os fatores que contribuem para as variações da rigidez vertical da via, destacam-se (Fortunato, 2005): i) a variabilidade das condições ambientais; ii) a abordagem construtiva adotada para as camadas de suporte; iii) e, a variabilidade intrínseca das características físicas e mecânicas dos materiais que compõem essas camadas e a fundação da via. Salienta-se que, as variações na rigidez vertical podem estar associadas a mudanças nas configurações

da via, como por exemplo: i) as transições entre terraplanagens e estruturas de engenharia civil (por exemplo, pontes, viadutos e túneis); ii) variação das características das camadas da subestrutura ao longo de uma linha; iii) ou propriedades variáveis dos componentes da superestrutura.

Outro dos pressupostos da presente dissertação é a apresentação dos assentamentos ocorridos na via ao longo de três anos, após a fase de abertura da linha ao tráfego. Seguidamente, ilustram-se os resultados obtidos para cada ensaio em forma de esquema de cores.

No que se refere ao ensaio efetuado com o portancemètre, o mesmo foi realizado na camada de fundação a três níveis diferentes de construção, nomeadamente a 9m, 6m e 2,5m abaixo do carril. Na Figura 5.30 observa-se a distribuição do módulo de rigidez ao longo dos diferentes alinhamentos, do mais profundo (a) ao mais superficial (c).



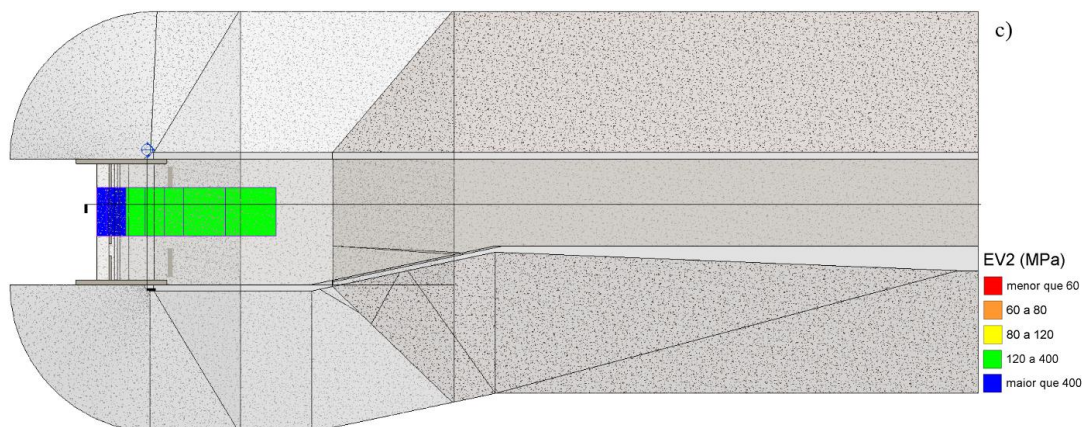


Figura 5.30 - Gama de cores do ensaio portancemètre para o: a) alinhamento 1; b) alinhamento 2 e c) alinhamento 3.

Numa primeira abordagem aos resultados é possível verificar que se obtiveram diferentes valores de rigidez a cada nível. Contudo, em geral existe uma boa concordância entre os resultados associados aos três níveis. As medições *in situ* do módulo de deformação das camadas da subestrutura sugerem valores de rigidez relativamente elevados, sendo que os menores valores pertencem ao AL1. Como esperado, e de um modo geral, obtiveram-se valores de Ev_2 crescentes a partir do aterro para as cunhas ABGE e MAC, excetuando no AL1 (Figura 5.30 a)) na cunha MAC, em que se constata uma ligeira diminuição junto à obra de arte (OA). Possivelmente, isto deve-se ao facto de o nível a que a rigidez foi medida já não ressentir a influência da OA. É de salientar que, as pequenas perturbações observadas junto ao pilar e na ponte estão provavelmente relacionadas com as mudanças repentinas nas condições de suporte da via naquele local. Outro aspeto que, de um modo geral, pode ser observado é o crescimento dos valores de Ev_2 no sentido ascendente, isto é, do AL1 para o AL3. Estes dois aspetos abordados vão de encontro com a necessidade de se possuir maiores valores de rigidez, em especial, na transição para a ponte (estrutura de elevada rigidez) e, de seguida, existir uma atenuação desses valores no sentido do aterro.

Observando a Figura 5.30 b) e c) verifica-se, como esperado, valores de Ev_2 superiores no MAC, comparativamente às camadas ABGE adjacentes. A principal razão da obtenção de maior rigidez nas camadas MAC deve-se ao efeito de ligantes nas propriedades mecânicas na mistura de agregados (Xuan et al., 2012).

No que se refere ao levantamento topográfico, o levantamento de referência (conclusão da construção) sucedeu em outubro de 2010, sendo que foram realizadas três medições após a conclusão, ao nível do sub-balastro e das travessas a partir do primeiro ano.

Na análise das deformações de camadas da infraestrutura (via) é importante ter noção da ordem de grandeza das deformações expectáveis, permitindo uma boa leitura dos resultados provenientes das medições *in situ*. Assim, a ordem de grandeza das deformações esperadas é de (Ferreira

e Correia, 2006): i) 10^{-4} em solos e materiais granulares de pavimentos, de estradas e autoestradas; ii) 10^{-2} em fundações; iii) e, 10^{-1} em aterros de solos moles.

Na Figura 5.31 pode observar-se a representação por cores do levantamento topográfico realizado na camada de sub-balastro para os 13, 24 e 36 meses após a abertura da linha ao tráfego.

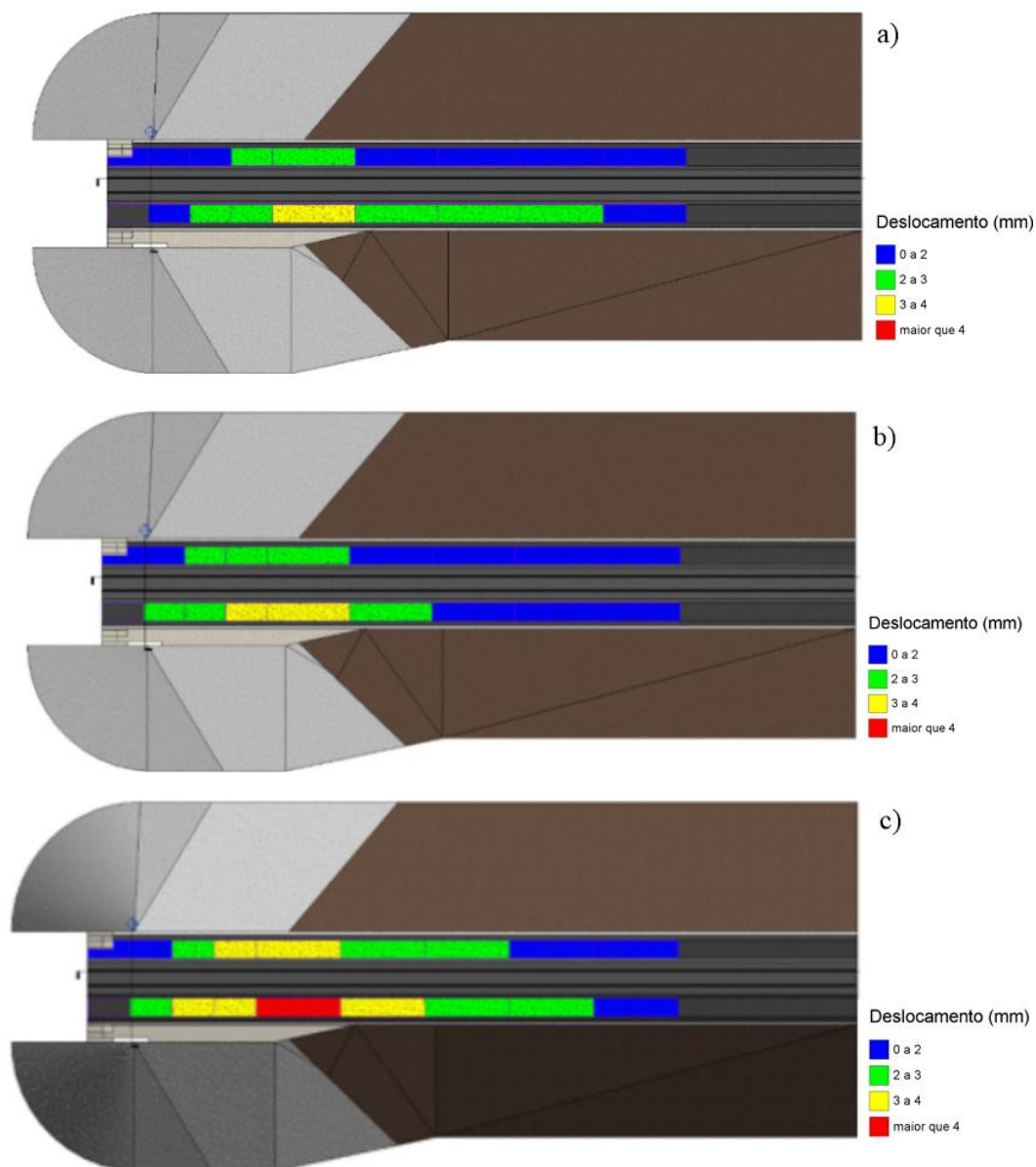


Figura 5.31 - Levantamento topográfico ao nível da camada de sub-balastro: a) 13 meses; b) 24 meses e c) 36 meses.

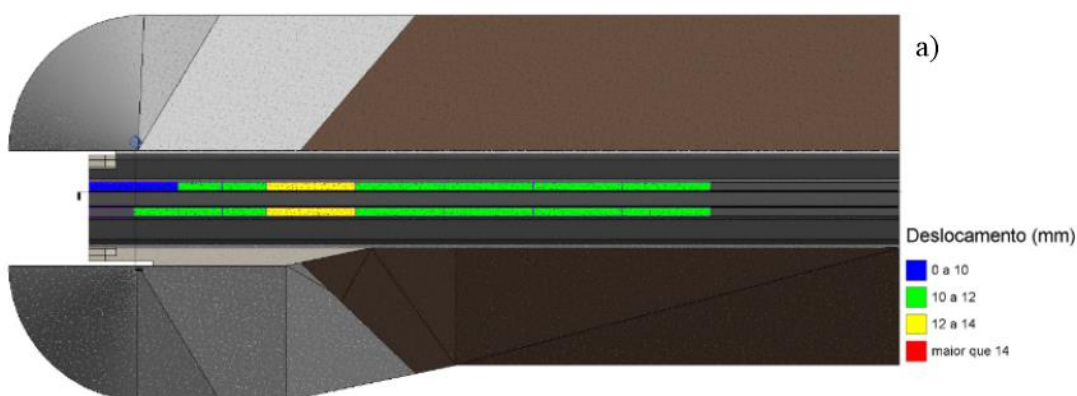
Em geral, a escala de cores apresentada ilustra que os pontos de levantamento a uma distância superior a 30m do pilar apresentam valores de assentamentos semelhantes, isto é, entre 0 a 3mm, o que denota uma homogeneidade no comportamento do aterro.

É interessante notar que, de acordo com a análise realizada por Paixão (2014), os pontos de levantamento no aterro a mais de 40m do pilar apresentam menores deslocamentos do que aqueles que se encontram entre 10 e 40m, o que sustenta que maiores deslocamentos ocorrem entre a ABGE e o aterro em forma de cunha. Este facto sugere que essa interface de materiais pode ter causado algumas restrições na adequada compactação das camadas, resultando assim em maiores deformações.

Atendendo à media de valores de assentamentos registados para cada um dos lados da via: i) no caso do PNi registou-se um incremento de 8% dos 13 para os 24 meses e um incremento de 18,5% dos 24 para os 36 meses; ii) no caso do PPi registou-se um incremento de 0,45% dos 13 para os 24 meses e um incremento de 22,1% dos 24 para os 36 meses. Em ambos os casos verificou-se uma taxa de deformação mais lenta entre os dois primeiros anos que a ocorrida entre o 2º e o 3º ano, facto esse perceptível na representação por cores. No entanto, no caso do PPi verifica-se um aumento abrupto da taxa de deformação entre os dois períodos considerados.

Por último, registou-se a evolução de um caso particular de assentamento ao longo dos três anos a cerca de 25m da parede do pilar (interface de transição entre as camadas ABGE e aterro) e, que tal ocorre em maior escala de um dos lados da via (PPi). No caso do PPi verifica-se que o assentamento observado após cerca de um ano (Figura 5.31 a) foi de aproximadamente 3,4mm (zona amarela) e, que após cerca de 3 anos (Figura 5.31 c), esse mesmo assentamento aumentou para cerca de 4,6mm (zona vermelha). Considerando todos os intervalos de medição e os três levantamentos, este revela ser o local onde se registaram sempre os maiores assentamentos.

A Figura 5.32 ilustra a representação por cores do levantamento topográfico realizado nas travessas para os 13, 24 e 36 meses após a abertura da linha ao tráfego.



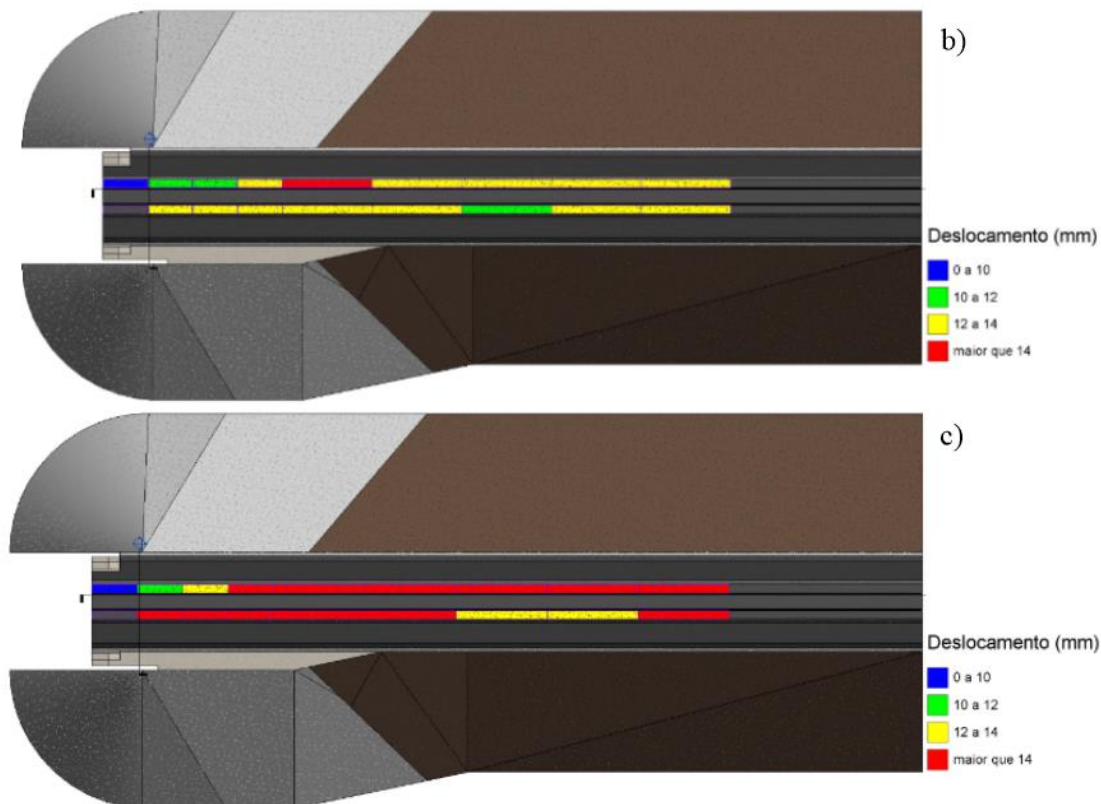


Figura 5.32 - Levantamento topográfico nas travessas nos: a) 13 meses; b) 24 meses e c) 36 meses.

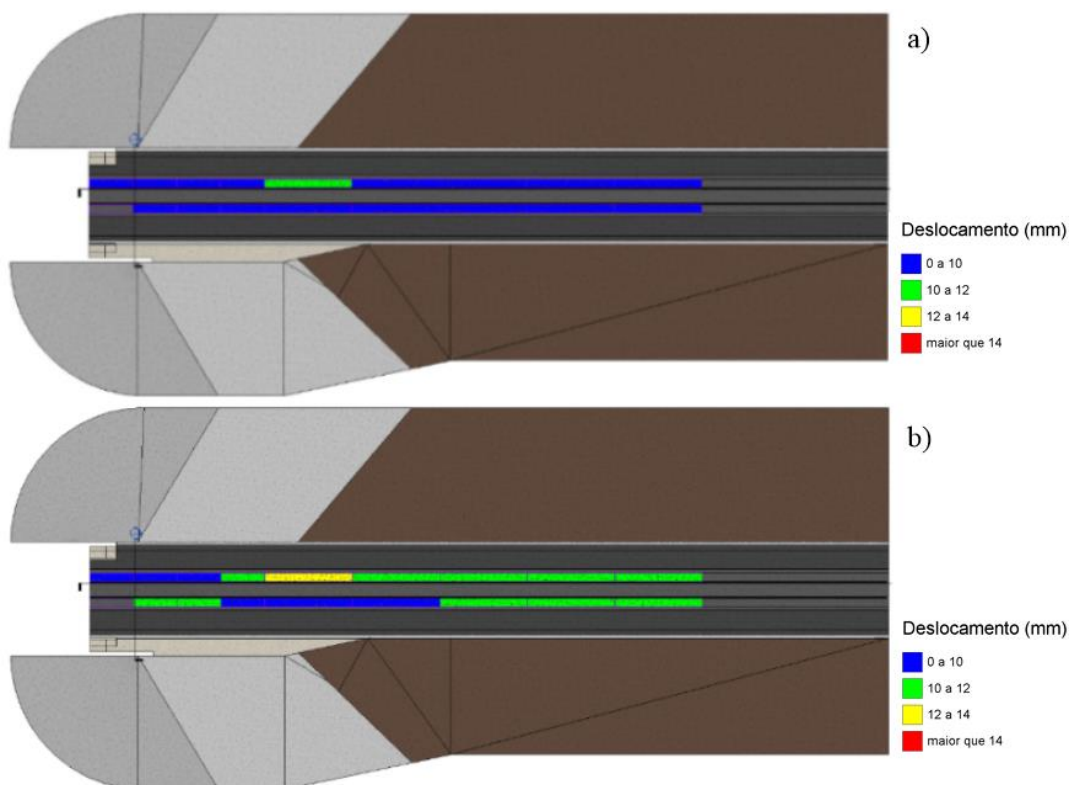
No primeiro ano, a escala de cores apresentada ilustra um assentamento praticamente homogêneo ao longo da via, excetuando o intervalo situado entre 20 a 30m da ponte. Nos dois anos seguintes, verificou-se um aumento gradual desses assentamentos, tendo-se registado sempre um maior assentamento no mesmo intervalo anteriormente referido. Em geral e ao longo dos três anos, comprova-se uma tendência de crescimento dos assentamentos desde a zona do pilar até ao intervalo de 20 a 30m, seguido de um decréscimo desses assentamentos até aos 70m.

Atendendo à media de valores de assentamentos registados para cada um dos lados da via: i) no caso do TNi registou-se um incremento de 12,7% dos 13 para os 24 meses e um incremento de 11,3% dos 24 para os 36 meses; ii) no caso do TPi registou-se um incremento de 12% dos 13 para os 24 meses e um incremento de 16,7% dos 24 para os 36 meses. No caso do TPi verificou-se uma taxa de deformação mais lenta entre os dois primeiros anos que a ocorrida entre o 2º e o 3º ano de funcionamento da linha, contrariamente ao caso do TNi. No entanto, no caso do TNi a taxa de deformação entre os dois períodos considerados é bastante semelhante.

No que diz respeito aos pontos de levantamento nos extremos das travessas, verifica-se que após o primeiro ano (Figura 5.32 a) e a cerca de 25m da parede do pilar, o valor máximo de assentamento foi de cerca de 13,2mm, conforme demonstrado por Paixão (2014). Após 3 anos (Figura 5.32 c), no mesmo ponto de levantamento, o deslocamento máximo apenas aumentou para cerca de 16,7mm.

Os pontos de levantamento nas travessas (Figura 5.32) apresentaram maior amplitude de assentamento do que os obtidos no sub-balastro (Figura 5.31); em média, e após três anos, os assentamentos nas travessas (Figura 5.32 c)) eram cerca de 5,5 vezes superiores do que no sub-balastro (Figura 5.31 c)). A diferença obtida deve-se provavelmente a (Paixão, 2014): i) os pontos de levantamento no sub-balastro terem sido colocados nas laterais da via e, portanto, os seus deslocamentos não refletem a deformação resultante do carregamento cíclico dos comboios, mas sim a deformação a longo prazo do aterro, principalmente devido às condições meteorológicas e gravidade; ii) o balastro novo normalmente sofre um comportamento bem conhecido de densificação inicial sob as primeiras cargas cíclicas dos comboios (Profillidis, 1995; Esveld, 2001).

Dado que o balastro se situa entre o sub-balastro e o limite das travessas, pode-se considerar que a diferença de resultados entre esses dois níveis pode ser devida, em grande parte, ao comportamento normal da camada de balastro. Sabe-se que, após a compactação da camada de balastro e durante a passagem dos primeiros comboios, esta sofre uma rápida evolução de deformação permanente. Trata-se de um comportamento habitual da via e é perfeitamente compatível com uma operação regular da infraestrutura. Na Figura 5.33 ilustra-se a deformação plástica ocorrida no balastro associada aos períodos de 13, 24 e 36 meses.



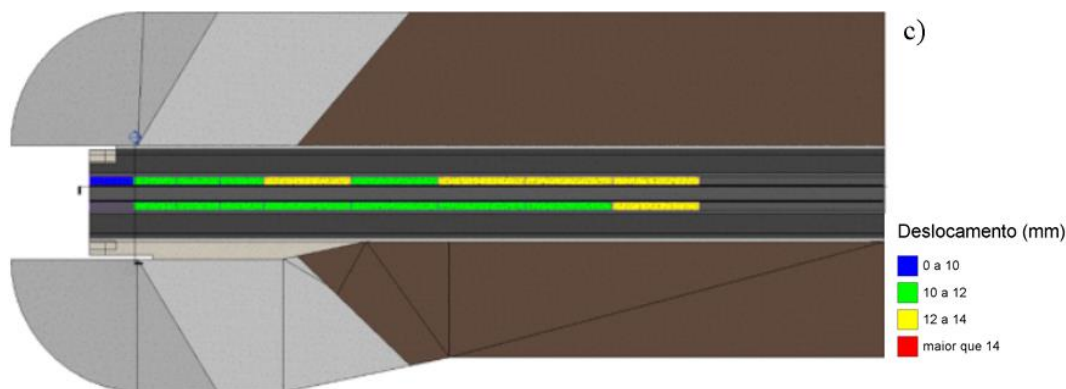


Figura 5.33 - Representação da deformação vertical do balastro : a) 13 meses; b) 24 meses e c) 36 meses.

A representação da escala de cores (Figura 5.33) e a Tabela 5.5 c) apontam para uma deformação vertical uniforme da camada de balastro de cerca de 11mm. Segundo Paixão (2014) e considerando o tráfego acumulado estimado desde a inauguração, os resultados obtidos estão de acordo com os relatórios de outros estudos (Selig e Waters, 1994), no que se refere à contribuição do comportamento inicial da camada de balastro para os assentamentos globais da via.

Outro aspeto possível de observar pelos resultados obtidos é, no caso do Ni, uma leve tendência no aumento da deformação com o aumento da distância ao pilar. Este facto vai de encontro com o esperado. Por outro lado, no caso do Pi ao se observar os resultados ao longo dos três anos, comprova-se uma tendência de decréscimo dos assentamentos desde a zona do pilar até ao intervalo de 20 a 40m, seguido de um aumento desses assentamentos até aos 70m.

Todavia, regista-se a evolução de um outro caso particular de assentamento inesperado ao longo dos três anos, nomeadamente no intervalo de 20 a 30m e, que tal apenas ocorre de um dos lados da via. Este intervalo situa-se na interface de transição entre as camadas ABGE e aterro. Considerando todos os intervalos de medição e os três levantamentos, o mesmo revela ser o local onde se registaram sempre os maiores assentamentos. Desta forma, tratando-se de um local cujo desenvolvimento de assentamentos não se ajusta ao dos locais próximos, pode-se afirmar que o mesmo se trata de um local heterogéneo que poderá originar problemas futuros, merecendo por isso uma especial atenção. Salienta-se que poderá ser consequência da mudança de rigidez da via devido ao bloco técnico.

Por último, atendendo à Figura 5.33, sugere-se que a maior deformação plástica ocorre nos primeiros três anos de vida da estrutura.

Considera-se que, de uma forma geral, as deformações ocorridas tanto a nível das travessas como no sub-balastro correspondam, em grande parte, à fundação. Contudo, não se possuem os meios necessários para afirmar com convicção que assim seja, visto que o levantamento topográfico não foi realizado ao nível da camada de fundação. Neste sentido, apenas se assume que estas sejam referentes às camadas de balastro e de sub-balastro.

De seguida, pretende-se observar o ensaio realizado com o portancemètre (Figura 5.30) e, simultaneamente, o levantamento topográfico (Figura 5.33 e Tabela 5.5 c). Neste sentido, constata-se que a via junto à zona de transição apresenta, após o primeiro ano, valores de assentamento praticamente irrelevantes (reduzidos), assim como valores de rigidez relativamente altos na subestrutura, em especial junto à OA. Ao se realizar a mesma observação, mas para o 2º e 3º ano, verifica-se que, no caso do Ni, existe um incremento dos assentamentos no sentido do aterro, ou seja, no sentido da diminuição dos valores de rigidez da subestrutura. A observação anterior é mais evidente no caso do 3º ano, onde no local mais próximo da ponte se registaram os menores assentamentos e, por outro lado, os maiores assentamentos foram registados já na cunha de aterro. Todavia, no caso do Pi e ao longo dos três anos, existe uma tendência de decréscimo dos assentamentos desde a zona do pilar até aos 20m, o que não demonstra uma relação compatível com os valores de rigidez registados, isto é, uma elevada redução dos valores de E_{v2} no sentido da OA para a cunha de aterro.

5.7. Metodologia para implementação do BIM nas infraestruturas ferroviárias

O comportamento a longo prazo da subestrutura da via é fundamental para o desempenho geral do sistema ferroviário. Neste sentido, considera-se necessária a realização de esforços na prevenção e mitigação de problemas associados ao fraco desempenho da subestrutura. A qualidade inicial desempenha um papel substancial durante a vida útil da via, pois pequenas variações na qualidade inicial influenciam significativamente a manutenção de necessidades. Quanto pior a qualidade inicial de uma via, mais rapidamente se deteriora a sua geometria e mais rapidamente esta necessitará de manutenção (Tzanakakis, 2013).

Todavia, é quase inevitável a degradação da superestrutura, particularmente da camada de balastro. Como a via evidencia um comportamento não linear, diferentes amplitudes de carga podem produzir resultados diferentes. Este aspeto é particularmente relevante em áreas de mudança abrupta das condições de suporte da via, como é o caso das zonas de transição. Frequentemente, as vias férreas demonstram, taxas de degradação mais elevadas nas zonas de transição entre aterros e obras de arte.

Apesar da origem dos problemas não ser completamente conhecida, estes são atribuídos a dois principais fatores (Dahlberg, 2007; Banimahd et al., 2012; Fortunato et al., 2013): variações abruptas da rigidez vertical da via devido a distintas condições de apoio (mais flexíveis nas zonas de terraplenagens e mais rígidas sobre a obra de arte) e assentamentos diferenciais entre a estrutura e o aterro de transição junto do encontro da obra de arte, o que provoca o desnível vertical do carril. Estes dois fatores podem aumentar significativamente a interação dinâmica veículo-via se a zona de transição não for adequadamente projetada e/ou a manutenção da via não for adequada. Neste sentido, durante a construção ou renovação de vias férreas deverá existir um cuidado redobrado nesses locais, por forma a que as características da plataforma sejam tão

homogêneas quanto possível e se garanta que quaisquer alterações na subestrutura sejam implementadas de forma gradual, isto é, uma mudança suave na rigidez vertical da via, contribuindo assim para minimizar o desenvolvimento de assentamentos diferenciais críticos para a infraestrutura. Para tal, sugere-se a utilização da metodologia BIM na avaliação e controlo da qualidade geométrica das linhas ferroviárias em serviço.

No presente caso de estudo procurou-se correlacionar os resultados obtidos pelos diversos levantamentos geométricos e o ensaio realizado com o portancemètre, por forma a prever a existência de problemas ao longo da via. Neste sentido, e atendendo à diversidade de ensaios que podem ser realizados nas diferentes fases de construção, torna-se interessante referir que, por forma a beneficiar da centralização de dados, deverá ser feita uma correlação entre os diversos resultados de ensaios, possibilitando a antecipação de alguns problemas em locais críticos da via.

Salienta-se a utilização de equipamentos de inspeção de via, como por exemplo o EM120, que possibilita a determinação dos principais parâmetros geométricos de via (nivelamento longitudinal, nivelamento transversal, alinhamento longitudinal, empeno e bitola). Neste sentido, e em concordância com a metodologia empregue na presente dissertação, recomenda-se a introdução dos parâmetros referidos durante a construção nas respetivas fases de construção da modelação BIM.

De seguida, apresenta-se uma proposta para futura implementação na monitorização.

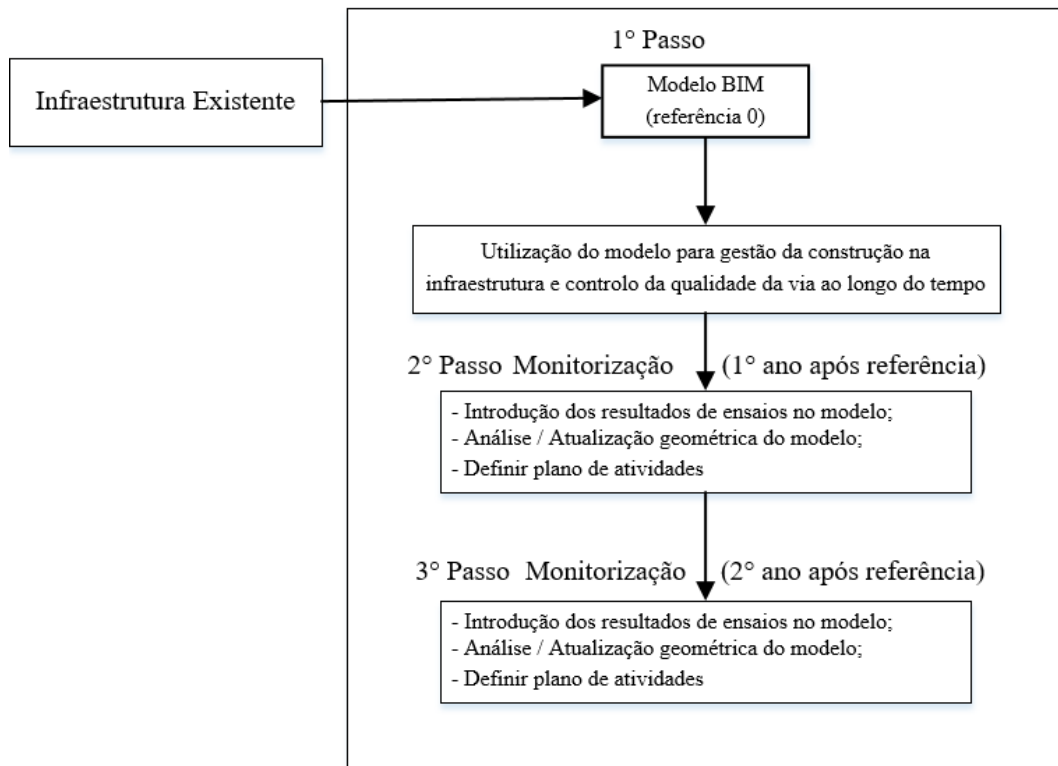


Figura 5.34 - Esquema proposto de utilização do modelo BIM na avaliação e controlo da qualidade geométrica das linhas ferroviárias em serviço.

Ressalta-se que os dados de medição da via deverão ser introduzidos na versão mais atualizada da modelação geométrica realizada, assim como deverão conter uma indicação temporal. Atendendo às condições em que foi elaborado o ensaio com o portancemètre no presente caso de estudo, recomenda-se que, em futuras construções, a realização do mesmo contemple toda a extensão das zonas de transição.

A representação por cores permite a visualização da informação em tempo real, possibilitando o controlo da conformidade entre as especificações técnicas fixadas em normas (ETI (2008), EN13848-5 (2008) e UIC51 (2005)) e a condição da via em serviço, isto é, a comparação dos valores lidos com os valores padrão definidos por várias normas. Este processo permite verificar se esses valores se desviam das tolerâncias definidas pelas normas (por exemplo: as tolerâncias de receção de linhas novas ou renovadas; as tolerâncias de conservação de via; e as tolerâncias de segurança).

Por outro lado, também permite averiguar ao longo da via e para os vários parâmetros quanto diferem os resultados de cada um dos lados da via, possibilitando a verificação da existência de um lado preferencial da degradação da via-férrea. Note-se que, de forma a melhorar o desempenho da infraestrutura nas várias vertentes, quanto mais parâmetros forem avaliados, maiores serão as possibilidades de os projetistas otimizarem o controlo da qualidade da infraestrutura.

Caso se pretenda aprofundar esta metodologia sugere-se a abordagem apresentada na Figura 5.35.

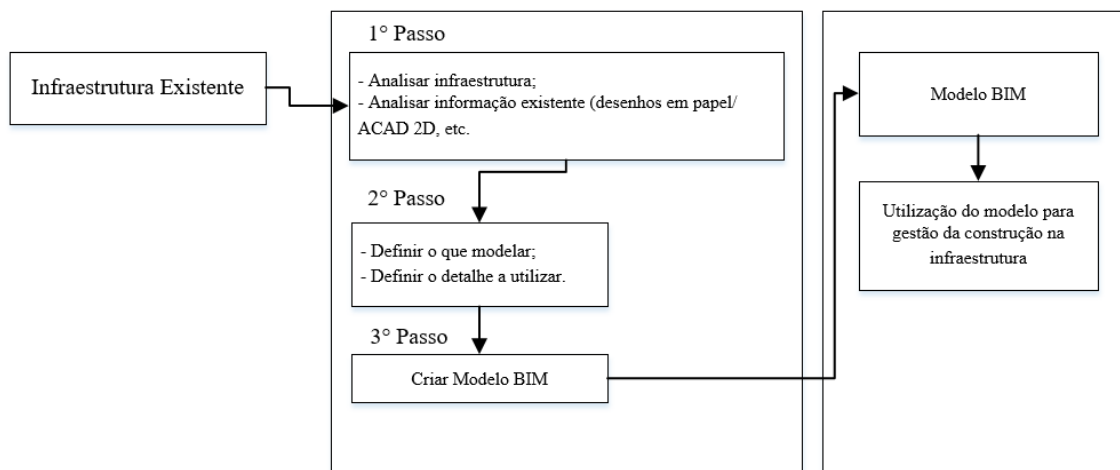


Figura 5.35 - Metodologia de implementação BIM em obra.

Posto isto, é difícil não querer assistir à sua aplicação no mercado nacional e internacional, pois é expetável uma contribuição positiva que permite o controlo de projetos nas empresas de construção e a monitorização contínua da condição da via-férrea, isto é, ao longo da sua vida útil.

5.8. Considerações Finais

No presente capítulo pretendeu-se reproduzir o caso de estudo mediante a realização de um modelo elaborado com o *software* Autodesk® Revit®. O caso de estudo compreende a zona de transição para uma ponte que inclui fundações de geomateriais granulares ligados e não ligados. O modelo desenvolvido e apresentado pretende contribuir para a compreensão do comportamento dinâmico da via-férrea na zona de transição ao fornecer resultados práticos que podem ser considerados fundamentais em atividades de manutenção em infraestruturas ferroviárias.

Durante a construção da via-férrea foram executados diversos ensaios. Contudo, a fim de avaliar o comportamento durante a construção e a longo prazo desta zona de transição, nomeadamente o módulo de deformabilidade e a deformação vertical das diferentes camadas, utilizaram-se abordagens diferentes e complementares ao caso de estudo: i) ensaio realizado com o portancemètre; ii) e, levantamentos topográficos do perfil longitudinal da via realizados em diferentes posições. Posteriormente, procedeu-se à integração esquemática por cores dos resultados dos ensaios no modelo. Mediante uma análise gráfica de cada ponto ensaiado e conseqüente simulação da condição da via-férrea, tornou-se possível abordar determinados indicadores de desempenho que estão na base do desempenho da infraestrutura ferroviária, bem como da sua interação com o material circulante.

Refere-se ainda que, com o objetivo de complementar o estudo realizado, realizou-se uma tentativa de representação dos assentamentos no modelo através da sua alteração geométrica, nomeadamente das camadas de balastro e sub-balastro, assim como das travessas. Todavia, o facto de os valores de assentamento serem extremamente reduzidos face às dimensões do modelo, não permitiu uma adequada demonstração da verdadeira deformada da estrutura.

É interessante notar que, caso se pretendesse realizar um estudo mais aprofundado e complementar, poderiam ter sido introduzidos resultados de outros ensaios, nomeadamente os provenientes de inclinómetros sub-horizontais instalados dentro do aterro a diferentes profundidades. Realce-se que, estes estão particularmente relacionados com o levantamento topográfico, pois indicam quanto cedeu a fundação que, por sua vez, está refletido na deformação do sub-balastro e conseqüentemente no assentamento das travessas.

A simulação de resultados demonstrou um incremento gradual de rigidez no sentido de aproximação da ponte. Este aumento de rigidez deve-se especialmente aos aterros de transição e à boa qualidade geométrica da via, sendo particularmente visível na transição do ABGE para o MAC. Em geral, verificaram-se valores de rigidez relativamente elevados na subestrutura de transição.

Analisando o esquema de cores associado aos deslocamentos verticais dos pontos de levantamento instalados no sub-balastro e nas travessas, constata-se que o aterro apresenta deslocamentos verticais de acordo com o expectável. Os resultados sugerem uma leve tendência no aumento da deformação à medida que se afasta do pilar. Por outro lado, os deslocamentos verticais obtidos em diferentes posições ao longo das zonas de transição confirmaram a existência de

um aumento suave da rigidez da trajetória na aproximação da ponte, que é um dos objetivos da construção de aterros com materiais granulares ligados e não ligados. Após três anos da abertura da linha ao tráfego, o deslocamento máximo da plataforma da via (sub-balastro) registado era inferior a 5 mm.

Em geral, verificou-se uma boa concordância entre os resultados obtidos com o portan-cemètre e o levantamento topográfico em diferentes seções ao longo da zona de transição em estudo. Por outro lado, dadas as características dos materiais de aterro, espera-se um bom comportamento global a longo prazo da zona de transição. Estas conclusões só se aplicam se o componente dinâmico da força de interação da via ferroviária não aumentar significativamente nos anos seguintes. Salienta-se que, caso se pretenda realizar apreciações posteriores, esta deverá ser baseada na última avaliação realizada e deverá ser realizada de acordo com a metodologia proposta no subcapítulo 5.7.

6. Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

6.1. Principais Conclusões

Este capítulo tem como objetivo resumir as principais conclusões desta dissertação e evidenciar as principais contribuições para esta área.

A pesquisa apresentada nesta dissertação teve como objetivo obter uma compreensão mais abrangente do comportamento estrutural das zonas de transição. Para tal, com recurso à metodologia BIM tornou-se possível incorporar num modelo, diversos elementos associados a uma infraestrutura ferroviária recente em Portugal, a Variante de Alcácer, nomeadamente: i) a caracterização *in situ* da estrutura; ii) a análise da evolução da qualidade geométrica da via; iii) a modelação de um trecho de via que contempla uma zona de transição da referida ferrovia; iv) e, a representação gráfica de determinados parâmetros pela cor, adicionando um esquema de cores a cada parâmetro.

O trabalho desenvolvido possibilitou o conhecimento sobre a temática *Building Information Modeling* (BIM) aplicada às infraestruturas ferroviárias. No contexto da sua aplicação ao caso de estudo da via-férrea, surgiram diversas situações que expõem os benefícios da utilização do BIM.

De acordo com o que foi apresentado na presente dissertação, considera-se o BIM uma abordagem inovadora e não convencional, que pode e deve ser implementado na avaliação do desempenho da via-férrea. Esta metodologia contribuirá não só para a análise da via durante a construção, como também para uma melhor avaliação da evolução do comportamento da via, possibilitando a deteção atempada e acompanhamento da evolução de situações críticas.

Neste estudo foram também analisadas as metodologias não destrutivas de controlo da qualidade durante a construção de infraestruturas de transporte. Atualmente, o ensaio de carga com placa é uma das metodologias usadas para o controlo da qualidade. Por forma a existir uma melhor compreensão da metodologia de avaliação estrutural de vias-férreas e tornar o processo de controlo de qualidade mais expedito e mais denso em termos de localização, torna-se importante a realização de um estudo alternativo a este ensaio. Neste sentido, propôs-se uma metodologia para controlo da qualidade baseada na análise da heterogeneidade da infraestrutura estudada, através da interpretação dos resultados dos ensaios realizados *in situ* (FWD e DIP). O objetivo mediante a utilização destes métodos de auscultação não destrutivos é otimizar a análise estrutural das vias-férreas.

Desta forma, o presente estudo permitiu: i) a avaliação da evolução temporal, incluindo o efeito das variações das condições climáticas, do comportamento de resposta através do módulo equivalente calculado com base nas deflexões medidas pelo FWD; ii) a análise da deflexão central medida através do FWD ao longo de todo o trecho estudado; iii) a comparação dos resultados de módulo de deformabilidade obtidos pelo FWD e DIP; iv) a análise da resposta da estrutura para diferentes tipos de solicitação, isto é, diferentes valores de força aplicada; v) e, finalmente, a determinação da deflexão limite para o FWD e DIP. Posto isto, considera-se que a avaliação estrutural de pavimentos através de métodos de ensaio não destrutivos constitui uma boa ferramenta para uma análise eficiente das camadas constituintes das infraestruturas de transporte.

Relativamente à aplicação da metodologia BIM, este estudo detinha como pressupostos a avaliação estrutural do troço de infraestrutura ferroviária, que inclui uma zona de transição seguida de alinhamento reto, através da modelação do trecho da via com recurso ao *software* Autodesk® Revit® 2018. Esta modelação da via teve início com a definição dos elementos estruturais e materiais que a compõem, proporcionando uma representação do caso de estudo e consequentemente, uma diferente forma de visualização e extração de informações sobre as suas propriedades físicas.

Seguidamente, com base nos resultados dos ensaios realizados sobre o trecho do caso de estudo, elegeram-se os parâmetros dos ensaios a considerar na presente modelação BIM, nomeadamente o ensaio realizado com o portancemètre e o levantamento topográfico. O motivo desta escolha reside essencialmente no facto do ensaio executado com o portancemètre possibilitar uma avaliação em contínuo e, o levantamento topográfico permitir a avaliação do comportamento ao longo do tempo, em termos da deformação vertical das camadas constituintes.

Com base nestas duas abordagens tornou-se possível identificar os assentamentos diferenciais que ocorrem na aproximação às obras-de-arte e, avaliar a distribuição do módulo de rigidez, permitindo assim, avaliar a condição da via em termos estruturais. As informações reunidas nas respetivas campanhas de avaliação, nomeadamente o módulo de deformabilidade em três alinhamentos distintos, os deslocamentos na camada de sub-balastro e travessas e a deformação vertical da camada de balastro, foram representados no modelo BIM do caso de estudo mediante um esquema de cores, facilitando a visualização dos dados do objeto no modelo. Desta forma, as informações recolhidas através dos ensaios juntamente com os intervalos de valores estipulados, ambos inseridos no BIM, servem de base ao estudo do comportamento real das estruturas, viabilizando um suporte visual 3D detalhado e um adequado sistema de controlo durante a construção. Este último possibilitou a identificação e análise dos locais onde se obtiveram resultados improváveis que podem estar associados a anomalias. Desta forma, torna-se possível prevenir e programar oportunamente as intervenções a efetuar.

Seguidamente, analisaram-se os resultados obtidos para os diferentes ensaios, nomeadamente a representação por gama de cores no próprio objeto. Observando simultaneamente os resultados obtidos com o portancemètre e o levantamento topográfico ao longo dos três anos e

em diferentes seções da zona de transição em estudo, constata-se que: i) no lado da via correspondente ao Ni, existe uma boa concordância entre resultados, visto que o incremento de assentamentos é acompanhado de uma diminuição dos valores de rigidez da subestrutura no sentido da OA para a cunha de aterro; ii) no lado da via correspondente ao Pi, existe uma incompatibilidade entre resultados, uma vez que uma elevada redução dos valores de rigidez é acompanhada de um decréscimo de assentamentos no sentido da OA para a cunha de aterro.

Como referido anteriormente, os maiores assentamentos foram registados na interface entre a camada ABGE e a cunha de aterro. Neste sentido, teria sido interessante dispor de resultados do ensaio portancemètre que contemplasse toda a zona de transição, por forma a possibilitar uma análise mais fundamentada à particularidade verificada nesse local.

A primeira dificuldade sentida corresponde à adaptação ao *software* Autodesk® Revit® 2018, nomeadamente no início do processo de modelação, uma vez que o BIM é uma metodologia recente e como tal, o autor da presente dissertação possuía escassos conhecimentos técnicos relativamente à mesma. Outro aspeto que contribuiu para este primeiro obstáculo é a panóplia de *softwares* disponíveis no mercado que contemplam o BIM. Durante o processo de modelação surgiram outras dificuldades, nomeadamente: i) ausência de protocolos de uso; ii) o vasto tempo associado à compreensão da utilidade e funcionalidade da diversidade de ferramentas que o *software* dispõe; iii) em adequar os objetos ao projeto, isto é, cada tipo de objeto possui as suas propriedades paramétricas fixas, em que o utilizador apenas pode modificar os seus valores, não permitindo a inserção de novos parâmetros; iv) e, a não existência de um padrão de objetos disponível de forma imediata sem a intervenção de um modelador, particularmente no caso de infraestruturas ferroviárias.

Todavia, os obstáculos mencionados proporcionaram ao autor a oportunidade de aquisição de novos conhecimentos, contribuindo assim para o seu desenvolvimento pessoal. Nesta sequência, o autor foi adquirindo e atualizando o seu conhecimento relativo ao tema, seja através da constante recolha e estudo da bibliografia científica, seja através da participação e acompanhamento de conferências, seminários e workshops sobre a área. Ressalta-se que o atual conhecimento do *software* empregue neste trabalho resulta de quatro meses de dedicação intensiva e de um curso de iniciação ao BIM.

Com base em todo este conhecimento adquirido, o qual permitiu o desenvolvimento desta dissertação, o autor envolveu-se, ainda, em atividades de divulgação do trabalho e de formação que de seguida são referidas: artigo científico publicado e apresentado no 2º Congresso Português de *Building Information Modelling* (PTBIM2018) que decorreu na cidade de Lisboa – Portugal, durante os dias 17 e 18 de maio de 2018, intitulado “Contribuições para a aplicação do BIM a infraestruturas Ferroviárias” (Costa e Azenha, 2018). No Anexo VI apresenta-se a primeira página do resumo publicado.

A aplicação do BIM realizada na presente dissertação demonstrou a potencialidade e capacidade do *software* reproduzir uma infraestrutura linear como um caminho-de-ferro, possibilitando a integração de informações na modelação de elementos estruturais e a visualização de

parâmetros (módulo de deformabilidade, deslocamentos e deformação plástica) provenientes de determinados ensaios realizados sobre a via através de uma escala de cores.

Embora seja um processo que requer algum conhecimento por parte do usuário, conseguiu-se demonstrar que a modelação de elementos estruturais possibilitou a obtenção de um modelo representativo tridimensional de um projeto estrutural. No entanto, ainda existe alguma complexidade na compreensão da metodologia BIM e no uso do *software*, pois requer-se tempo, uma adequada formação e a necessidade de integrar corretamente as diversas especialidades num único modelo.

Refira-se que, o Revit® 2018 da Autodesk® após alguma preparação inicial, é uma ferramenta bastante completa e intuitiva comparativamente ao tradicional sistema CAD, uma vez que o BIM detém um número muito superior de funcionalidades e potencialidades.

A metodologia BIM aponta para um potencial significativo num futuro próximo no estudo das vias-férreas em maior detalhe. Considera-se que, aplicando esta metodologia continuamente ao longo da vida útil da infraestrutura será possível: i) conhecer o comportamento *in situ* da via com precisão e eficiência; ii) avaliar a sua performance sobre diferentes cargas em serviço, identificar as várias restrições existentes no local; iii) prever oportunamente eventuais situações de colapso; iv) programar atividades de manutenção e conservação caso seja necessário; v) e, conseqüentemente, promover um aumento da vida útil da infraestrutura, originando um sistema de transporte ferroviário mais eficiente e sustentável. Em suma, com base na informação obtida através desta metodologia será possível verificar se existem anomalias, determinar as suas causas e promover a realização da sua reparação.

6.2. Desenvolvimentos futuros

Considerando as informações apresentadas nas seções e capítulos anteriores, é possível elaborar algumas recomendações no sentido de promover a deteção precoce de situações que podem levar a eventos críticos a longo prazo.

Relativamente à utilização do BIM nas empresas do setor da construção, sugere-se que a sua implementação seja gradual e ponderada, ou seja, que se estabeleçam patamares e objetivos realistas de alcançar.

Propõe-se que sejam desenvolvidas mais bibliotecas de livre acesso, por forma a possibilitar a disponibilização de um maior número de elementos, contribuindo-se assim para que os modelos construídos caminhem cada vez mais de encontro com a realidade.

Recomenda-se que o *software* possa vir a incorporar outras características de materiais granulares, nomeadamente grau de compactação, granulometria, entre outros, viabilizando um estudo mais detalhado da condição da via durante a construção. Em futuras construções que pretendam usufruir da metodologia BIM, recomenda-se que o modelo desenvolvido seja partilhado com

todos os intervenientes ao longo da sua vida útil, em especial com os responsáveis da futura manutenção.

Por outro lado, propõe-se que seja desenvolvido um Guia prático para a implementação do BIM nas empresas de construção, nomeadamente no que respeita ao cumprimento de normas por forma a que as responsabilidades sejam atribuídas ao respetivo interveniente.

Por último, sugere-se que sejam reunidos esforços no sentido de se automatizar o processo de integração direta no BIM da informação recolhida nos ensaios que, só é possível com o aumento da compatibilidade entre aparelhos de ensaio e o *software* BIM. Neste processo subentende-se que é estritamente necessário assegurar a integridade de dados, isto é, a garantia da precisão e consistência de dados durante todo o ciclo de vida da informação recolhida.

Referência Bibliográfica

Abe, N., Sekine, E., Kamiura, M., Miura, T.M.Y., 1998. Stability processing evaluation method for the subgrade using the HFWD Pro. Int Confe Bear. Capacity Roads Airfields Pp301-310 6.

Abu-Farsakh, M.Y., Chen, Q., 2014. Field demonstration of new bridge approach slab designs and performance (consultado a 12.09.2018).

AFNOR, 2000. NF P 94-117-1: Plate test static deformation module (EV2).

AIA, 2009. Interoperability Position Statement. The American Institute of Architect.

Alves Costa, P., 2011. Vibrações do sistema via maciço induzidas por tráfego ferroviário - modelação numérica e validação experimental (PhD). Departamento de Engenharia Civil - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

Alves, J., 2010. Avaliação de dimensionamento da subestrutura ferroviária de linhas de alta velocidade (MSc). Departamento de Engenharia Civil - Instituto Superior Técnico.

Alves, T., 2007. Metodologias de Auscultação de Pavimentos Rodoviários. Aplicação Prática do Radar de Prospeção e do Defletómetro de Impacto (MSc). Departamento de Engenharia Civil - Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Antunes, M. de L., 1993. Avaliação da capacidade de carga de pavimentos utilizando ensaios dinâmicos (PhD). Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.

Antunes, M.D., Almeida, J.R., 1996. Técnicas de Observação de Pavimentos: Avaliação Estrutural e Funcional. Lisboa: Curso de Formação Avançada no Âmbito do Protocolo para a Formação JAE/IST.

Azhar, S., 2011. Building information modeling (BIM): Trends, benefits, risks, and challenges for the AEC industry. Leadersh. Manag. Eng. 11, 241–252.

Baldeiras, M., 2008. Monitorização da Infraestrutura Ferroviária. Curso Form. Em Eng. Ferrov. Módulo 4.

Bamrungwong, C., 2009. Development of a falling weight deflectometer (FWD) for evaluating the pavement conditions. Asian Transp. Res. Soc.

Banimahd, M., Woodward, P.K., Kennedy, J., Medero, G.M., 2012. Behaviour of train-track interaction in stiffness transitions. Presented at the Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Transport, Thomas Telford Ltd, pp. 205–214.

Baptista, A.R.R.T.G., 2015. Utilização de ferramentas BIM no planeamento de trabalhos de construção-estudo de caso.

Benedetto, A., Tosti, F., Di Domenico, L., 2012. Elliptic model for prediction of deflections induced by a Light Falling Weight Deflectometer, *Journal of Terramechanics*, Vol. 49 (1), pp. 1-12.

Berggren, E., 2009. Railway track stiffness: dynamic measurements and evaluation for efficient maintenance (consultado a 12.09.2018).

Bernucci, L.L.B., 2008. Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros, Petrobrás.

Bertolini, L., 2016. Materiais de construção. Oficina de Textos (consultado a 12/09/2018).

Bim United Consultancy Private Limited, Bim., n.d. BIM Dimension Terminology. URL <http://bimnited.com/dimension.html> (consultado a 09.11.2018).

Borges, C.B.S., 2001. Estudo comparativo entre medidas de deflexão com viga Benkelman e FWD em pavimentos da malha rodoviária estadual de Santa Catarina (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico.

Brás, P.C.M., 2012. Estudo da Evolução do Setor da Construção em Portugal recorrendo à Metodologia Statis (Tese de Mestrado em Métodos Quantitativos em Economia e Gestão). Faculdade de Economia - Universidade do Porto.

Bro, C., n.d. Pavement Consultants, 2000. Manual do Utilizador Prima 100, Defletómetro de Impacto Portátil, Avaliação da Capacidade Resistente dos Pavimentos.

Brough, M., Stirling, A., Ghataora, G., Madelin, K., 2003. Evaluation of railway trackbed and formation: a case study. *NDT E Int.* 36, 145–156.

Brown, S.F., Brunton, J.M., Stock, A.F., 1985. The analytical design of bituminous pavements. Presented at the Institution of Civil Engineers, Proceedings, Pt2.

Burak Goktepe, A., Agar, E., Hilmi Lav, A., 2006. Advances in backcalculating the mechanical properties of flexible pavements, *Advances in Engineering Software*.

Burrow, M.P., Chan, A.H., Shein, A., 2007. Deflectometer - based analysis of ballasted railway tracks. *Proc. Inst. Civ. Eng.-Geotech. Eng.* 160, 169–177.

Campbell, D.A., 2007. Building information modeling: the Web3D application for AEC. Presented at the Proceedings of the twelfth international conference on 3D web technology, ACM, pp. 173–176.

Carmali, S., Fontul, S., Couto, P., Falcão, M.J., 2018. Contribuições para a aplicação do BIM a Infraestruturas Ferroviárias, in: Livro De Atas Do 2º Congresso Português De Building Information Modelling. Presented at the 2º Congresso Português de Building Information Modelling, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa. <https://doi.org/10.5281/zenodo.1226766>

Cavadas, F.J.M.G. dos S., 2008. Monitorização e análise do comportamento de pontes metálicas antigas a Ponte Eiffel (consultado a 12/07/2018).

CBPC, 2000. Prima 100 FWD. Comparative measurements. Internal Report. Vejen.

CEN, 2004. Unbound and hydraulically bound mixtures. Test Method Determ. Calif. Bear. Ratio Immed. Bear. Index Linear Swelling EN 13286-47.

CEN/TC 442, n.d. (consultado a 12/05/2018)

Chemins de Fer Fédéraux (CFF), 1997. Infrastructure et ballast. Prescriptions pour les nouvelles voies et les renouvellements. Berne, Suisse.

Coelho, D.F.M., 2016. Utilização do BIM 4D e 5D enquanto metodologia avançada para o planeamento, preparação e monitorização de obras (consultado a 12/04/2018).

Correia, A.G., Martins, J.P., Caldeira, L., Neves, E., Delgado, J.L., 2008. Comparação de resultados de ensaios para avaliação da qualidade de construção de camadas de aterros para linhas férreas de alta velocidade.

Cortês de Sousa, H., 2013. Modelação em BIM de armaduras de betão armado de um edifício: Análise da sua contribuição para processos de medição e orçamentação mais eficientes.

Costa, A.A., 2014. Instituto Português da Qualidade (O paradigma BIM e a normalização como fator de competitividade).

Costa, A.A., Azenha, M., 2018. Livro De Atas Do 2º Congresso Português De Building Information Modelling. Zenodo. <https://doi.org/10.5281/zenodo.1226766>

Cunha, R.A.F. da, 2014. Contribuição para a metodologia de estudo de melhoria de um solo com cimento no âmbito de uma obra rodoviária (consultado a 05/07/2018).

Dahlberg, T., 2007. Railway track stiffness variations - A literature review (consultado a 10/06/2018).

Dimitrovová, Z., 2010. A general procedure for the dynamic analysis of finite and infinite beams on piece-wise homogeneous foundation under moving loads. *J. Sound Vib.* 329, 2635–2653.

Dimitrovová, Z., Rodrigues, A., 2011. An enhanced moving window method: applications to high-speed tracks. Presented at the Proceedings of the Thirteenth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing”, Civil-Comp Press, Stirlingshire, UK, Paper.

Dimitrovová, Z., Varandas, J., 2009. Critical velocity of a load moving on a beam with a sudden change of foundation stiffness: Applications to high-speed trains. *Comput. Struct.* 87, 1224–1232.

Domingos, P., 2009. Reforço de pavimentos rígidos: modelação do comportamento estrutural (consultado a 08/03/2018).

Dynatest Inc, 2006. Dynatest 3031 LWD Test System Owner's Manual Technical Description (consultado a 06/07/2018).

Eastman, C., 1974. An outline of the building description system. Research report no. 50.

Eastman, C.M., Teicholz, P., Sacks, R., Liston, K. (Eds.), 2011. *BIM handbook: a guide to building information modeling for owners, managers, designers, engineers, and contractors*, 2. ed. ed. Wiley, Hoboken, NJ.

Elhakim, A.F., Elbaz, K., Amer, M.I., 2014. The use of light weight deflectometer for in situ evaluation of sand degree of compaction, *HBRC Journal*, Vol. 10 (3), pp. 298-307.

Eltayari, M.S.F., 2012. Aeroporto internacional de Nacala: ensaios para controlo de terraplenagens e fundações.

ERRI, B.E., 1999. Embankment Structure Transition, State of Art Report. D2301 Comm. Eur. Rail Res. Inst. Utrecht.

Esveld, C., 2001. *Modern railway track*, 2. ed. ed. MRT-Productions, Zaltbommel.

Fernandes, J., 2011. *Modelação do Comportamento Mecânico de Vias-férreas* (MSc). Departamento de Engenharia Civil - Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.

Ferne, B., 2002. Quality control using the FWD. FWD Backanalysis Workshop. Presented at the 6th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields, Lisboa.

Ferreira, B.F.V., 2011. *Aplicação de conceitos BIM à instrumentação de Estruturas* (consultado a 07/10/2018).

Ferreira, S.R., Correia, A.G., 2006. Influência da granulometria nas características de deformabilidade de materiais de natureza granítica.

FIB, 2006. *Precast concrete railway track systems* (consultado a 02/05/2018).

Fleming, P., Frost, M., Lambert, J., 2009. Lightweight deflectometers for quality assurance in road construction. Presented at the IN: Tutumluer, E. and Al-Qadi, IL (eds). *Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields: Proceedings of the 8th International Conference (BCR2A'09)*, pp. 809–818.

Fontul, S., 2016. Slides das aulas da disciplina infraestruturas ferroviárias e portuárias (consultado a 10/02/2018).

Fontul, S., 2004. Structural evaluation of flexible pavements using non-destructive tests (PhD). Universidade de Coimbra, Faculdade de Ciências e Tecnologia.

Fortunato, E., 2006. Caracterização físico-mecânica de plataformas ferroviárias. 9o Ciclo Palestras Em Eng. Civ.

Fortunato, E., Paixão, A., Calçada, R., 2013. Railway track transition zones: design, construction, monitoring and numerical modelling. *Int. J. Railw. Technol.* 2, 33–58. <https://doi.org/10.4203/ijrt.2.4.3>

Fortunato, E., Paixão, A., Loureiro, J., Asseiceiro, F., Cruz, N., Cruz, J., 2015. Avaliação de plataformas de linhas férreas em operação - o caso da linha de sena em Moçambique (consultado a 07/02/2018).

Fortunato, E.M.C., 2005. Renovação de plataformas ferroviárias, estudos relativos à capacidade de carga (consultado a 07/02/2018).

Frohling, R.D., 2000. Deterioration of railway track due to dynamic vehicle loading and spatially varying track stiffness.

Garcia, G., Thompson, M.R., 2003. Subgrade strength/stiffness evaluation. *Transp. Res. Lab. Dep. Civ. Environ. Eng. Univ. Ill. USA.*

George, K., 2003. Falling weight deflectometer for estimating subgrade resilient moduli. University of Mississippi.

Gonçalves, J., n.d. Possibilidade de Controlar o Processo Construtivo de Aterros com Recurso a Defletómetro de Impacto Portátil. *Geoplano Aherne.*

Gopaldas, J., Lodge, R.B., Wright, A., 2009. Developing a New Method for Measuring Pavement Layer Thickness. Published Project Report PPR390, Transport Research Laboratory.

Govind, K.K., 2010. Caracterização estrutural de infraestruturas de transporte através de métodos de auscultação não destrutivos (MSc). Departamento de Engenharia Civil - Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.

Grilo, A., Jardim-Goncalves, R., 2010. Value proposition on interoperability of BIM and collaborative working environments. *Autom. Constr.* 19, 522–530.

Grontmij, 2011. Falling Weight Deflectometer. URL <http://sites.grontmij.dk/Pavement-consultants-com> (consultado a 04.03.2018).

Hildebrand, G., 2003. Comparison of various types of bearing capacity equipment. *Nord. Road Transp. Res.*

Hon, P., 2010. Evaluation of correlation between falling weight deflectometer and static plate load test for unbound granular material. Universidade Técnica de Lund, Lund.

Hosseingholian, M., Froumentin, M., Levacher, D., 2009. Continuous Method to Measure Track Stiffness – A New Tool for Inspection of Rail Infrastructure. *World Appl. Sci. J.* 6 5 579–589.

Huang, Y.H., 2004. *Pavement design and analysis*. Pearson/Prentice Hall (consultado a 09/05/2018).

Infraestruturas de Portugal, 2018. *Léxico - Infraestruturas de Portugal* [WWW Document]. URL <https://infraestruturasdeportugal.pt/negocios-e-servicos/lexico> (accessed 4.12.18).

Infraestruturas de Portugal, 2009. *Infraestruturas de Portugal* [WWW Document]. URL http://www.infraestruturasdeportugal.pt/sites/default/files/cet/Cap14%2000%20-%20Controlo%20de%20Qualidade_Fev.2009.pdf (accessed 4.12.18).

Jack, R., Jackson, P., 1999. Imaging attributes of railway track formation and ballast using ground probing radar. *NDT E Int.* 32, 457–462. [https://doi.org/10.1016/S0963-8695\(99\)00023-7](https://doi.org/10.1016/S0963-8695(99)00023-7)

JAE, 1995. *Manual de Dimensionamento do Reforço de Pavimentos Flexíveis*. JAE Lisb.

Jiang, X., 2011. *Developments in cost estimating and scheduling in BIM technology*.

Kamiura, M., 2011. *An improvement approach for portable FWD* (consultado a 04/06/2018).

Kim, J.R., Kang, H.B., Kim, D., Park, D.S., Kim, W.J., 2007. Evaluation of in situ modulus of compacted subgrades using portable falling weight deflectometer and plate-bearing load test. *J. Mater. Civ. Eng.* 19, 492–499.

Leite, F.C., 2007. *Comportamento Mecânico de Agregado Reciclado de Resíduo Sólido da Construção Civil em Camadas de Base e Sub-base de Pavimentos* (MSc). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

Li, M., Berggren, E., 2010. A study of the effect of global track stiffness and its variations on track performance: simulation and measurement. *Proc. Inst. Mech. Eng. Part F J. Rail Rapid Transit* 224, 375–382.

Livneh, M., Goldberg, Y., 2001. Quality assessment during road formation and foundation construction: Use of falling-weight deflectometer and light drop weight. *Transp. Res. Rec. J. Transp. Res. Board* 69–77.

Lopes, J.E., 2010. *Contributo para o estudo da utilização do defletómetro de impacto ligeiro* (MSc). Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

Lytton, R.L., 1989. Back calculation of pavement layer properties, in: *Nondestructive Testing of Pavements and Back Calculation of Moduli*. ASTM International (consultado a 04/08/2018).

Machado, A., Fontul, S., Freire, A.C., 2013. Influência da Força de ensaio na avaliação estrutural de pavimentos por métodos não destrutivos.

Machado, A.B., 2012. Contribuição para a avaliação estrutural de infraestruturas rodoviárias por métodos não destrutivos (MSc). Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.

Machan, G., Bennett, V.G., 2008. Use of inclinometers for geotechnical instrumentation on transportation projects: state of the practice. *Transp. Res. E-Circ.*

Magalhães, B.A. da C., 2015. Comparação de diferentes métodos de avaliação da capacidade de carga de pavimentos rodoviários (MSc). Universidade do Minho - Escola de Engenharia.

Martins, J.P., 2011. Compaction and its influence on the structural behaviour of high-speed railways. Universidade do Minho, Guimarães.

Martins, J.P., Correia, A.G., Caldeira, L., Neves, E., Delgado, J.L., 2008. Comparação de resultados de ensaios de carga com placa segundo as normas AFNOR NF P94-117-1 e DIN 18134.

Matias, J.L.B.G., 2014. Reutilização de resíduos da construção e demolição em obras aeroportuárias (MSc). Universidade de Évora - Escola de Ciências e Tecnologia.

Maunula, A., 2008. The implementation of building information modeling (BIM): a process perspective. *Teknillinen korkeakoulu.*

McGraw, 2007. McGraw-Hill Construction Research & Analytics Confidential (consultado a 05/02/2018).

McPhee, A., 2013. Practical BIM (consultado a 05/02/2018).

Miguel, F.A.S.B., 2015. Inspeção de Infraestruturas Ferroviárias. Avaliação não destrutiva com o Radar de Prospecção. Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa.

Monteiro, A., Martins, J.P., 2011. Building Information Modeling – Funcionalidades e aplicação. Porto.

Mota, J.L.F. dos S., 2016. Metodologia BIM-FM: Caso de Estudo Aplicado À Piscina Municipal de Vila Meã.

Motzko, C., Binder, F., Bergmann, M., Zielinski, B., Zabielski, M., Gajewski, R., 2011. *Computer Methods in Construction.* Darmstadt Wars. Constr. Manag. Libr.

Narciso, M., 2016. Contributo para a normalização BIM em Portugal (MSc). Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

Nazarian, S., Stokoe, K.H., 1989. Nondestructive evaluation of pavements by surface wave method, in: *Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli*. ASTM International.

NCHRP, 2009. *NDT Technology for Quality Assurance of HMA Pavement Construction* (No. Report 626). Transportation Research Board of the National Academies, Washington, U.S.A.

NCHRP, 2008. *Falling Weight Deflectometer Usage* (No. Synthesis 381). Transportation Research Board of the National Academies, Washington, U.S.A.

Norma técnica de Ensayo, 2003. *Ensayo dinámico de carga con placa con la ayuda del equipo ligero de impacto*.

Novais, J., 2015. *Análise da implementação do modelo BIM no projeto de estruturas* (MSc). Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

Nunn, M., Brown, A., Weston, D., Nicholls, J., 1997. *Design of long-life flexible pavements for heavy traffic*. TRL Limited.

Odeh, D., Ales Jr., J., Kneer, E., Mykins, D., Ouzoonian, A., Rauch, A., Wittry, D., n.d. "Building Information Modeling for the Engineer of Record", *Structural Engineering Institute – Council of American Structural Engineers White Paper*.

ORE, 1983. *Office de Recherches et d'Essais de l' Union Internationale des Chemins de fer* (consultado a 12/09/2018).

ORE, 1973. *Question D117. Adaptation optimale de la voie classique au trafic de l'avenir. Etude de l'évolution du nivellement en fonction du trafic et des paramètres d'armement. Rapport No. 2*, Utrecht.

Oscarsson, J., 2001. *Dynamic train-track interaction: linear and non-linear track models with property scatter*. Chalmers University of Technology.

Otero, R., 2014. *Otimização do planeamento dos trabalhos MEP com recurso a modelos BIM* (consultado a 02/03/2018).

Paixão, A., 2014. *Transition zones in railway tracks: an experimental and numerical study on the structural behaviour*. Tese de Doutoramento, Universidade do Porto, Portugal, 2014.

Pedrosa, M.J.N., 2009. *Caracterização da fundação de infraestruturas de transporte com recurso ao Georadar. Identificação das camadas de apoio* (MSc). Departamento de Engenharia Civil - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Pereira, D., 2014. *Métodos de Auscultação Não Destrutivos Aplicados na Avaliação da Capacidade de Carga de Infraestruturas Ferroviárias*, (MSc). Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa.

- Pestana, R.M.M., 2008. Contribuição para o estudo do comportamento mecânico de resíduos de construção e demolição aplicados a estradas de baixo tráfego (MSc). Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- Petersen, L., Peterson, R., 2006. Intelligent compaction and in-situ testing at Mn/DOT TH53.
- Pinho, F.A.A., 2015. Norma BIM portuguesa (consultado a 01/05/2018).
- Pita, A.L., 2006. Infraestruturas ferroviárias. Edicions Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, Espanha.
- Plati, C., Loizos, A., Papavasiliou, V., 2010. Inspection of railroad ballast using geophysical method. *Int. J. Pavement Eng.* 11, 309–317. <https://doi.org/10.1080/10298431003749741>
- Poças, A.R.F., 2015. Planeamento e controlo de projetos de construção com recurso ao BIM.
- Profillidis, V.A., 1995. Railway engineering (consultado a 06/04/2018).
- Quadri, S.N., 2015. Building Information Modelling (BIM) (consultado a 06/04/2018).
- Quaresma, L.M.T., 1985. Características mecânicas de camadas de pavimentos rodoviários e aeroportuários constituídas por materiais granulares.
- Quibel, A., 1999. Unbound Granular Materials - Laboratory testing, in-situ testing and modelling; Rotterdam: A. A. Balkema; New in situ devices to evaluate bearing capacity and compaction of unbound granular materials;
- Quibel, A., Hosseingholian, M., Guillevic, G., 2010. The role of stiffness in railway infrastructures and its measurement. Presented at the IV Jornadas Internacionales: “Ingeniería para Alta Velocidad,” Córdoba.
- REFER, 2010. Variante de Alcácer; Lisboa (consultado a 12/09/2018).
- REFER, 2008. IT.GEO.001 - Fornecimento de Balastro e Gravelha; Rede Ferroviária Nacional, EP (consultado a 03/02/2018).
- REFER, 2007. IT.GEO.006 - Características técnicas do sub-balastro; Lisboa: Rede Ferroviária Nacional, EPE (consultado a 04/02/2018).
- REFER, 2006. Projeto de Execução; Variante de Alcácer (1ªFase); Rede Ferroviária Nacional, EPE (consultado a 06/02/2018).
- Ribeiro, D.C., 2012. Avaliação da aplicabilidade do IPD em Portugal (consultado a 05/01/2018).
- Robinet, A., Hosseingholian, M., Quibel, A., Froumentin, M., 2005. Track Stiffness Assessment (consultado a 04/02/2018).

Rocha de Almeida, J.C.G., 1993. Analytical techniques for the structural evaluation of pavements (PhD).

Rocha Filho, N.R., 1996. Estudo de técnicas para avaliação estrutural de pavimentos por meio de levantamentos defletométricos.

Rodrigues, D.D., 2012. Manutenção e conservação de vias férreas: análise de casos práticos.

Rokooei, S., 2015. Building information modeling in project management: necessities, challenges and outcomes. *Procedia-Soc. Behav. Sci.* 210, 87–95.

Sá, J.P.M., 2014. Modelação de Estruturas em BIM – Aplicação à Extração Automática de Quantidades.

Sacks, R., Dave, B., Koskela, L., Owen, R., 2009. Analysis framework for the interaction between lean construction and building information modelling.

Sacks, R., Kaner, I., Eastman, C.M., Jeong, Y.-S., 2010. The Rosewood experiment—Building information modeling and interoperability for architectural precast facades. *Autom. Constr.* 19, 419–432.

Saepto, 2017. Breve histórico do BIM - SAEPRO (consultado a 12/03/2018).

Saepto, 2015. Diferenças entre o CAD tradicional e o conceito BIM (consultado a 12/03/2018).

Sagarkar, V., 2016. Tradicional Approach VS BIM Approach (consultado a 14/03/2018).

Santos, A. de P.L., Antunes, C.E. & B., G.B., 2014. Levantamento de quantitativos de obras: comparação entre o método tradicional e os experimentos em tecnologia BIM. *Iberoam. J. Ind. Eng.*

Santos da Silva, D., 2015. Preparação de obra apoiada no modelo BIM - Estudo de caso prático aplicado a uma central de valorização energética de resíduos sólidos (MSc). Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico.

Selig, E.T., Waters, J.M., 1994. Track geotechnology and substructure management. Thomas Telford (consultado a 12/02/2018).

Severi, A.A., Balbo, J.T., Rodolfo, M.P., 1998. Conceitos mecanicistas básicos sobre pavimentos asfálticos. São Paulo Universidade São Paulo–USP.

SHELL, 1998. “BISAR - User Manual”. Bitumen Business Group (consultado a 10/07/2018).

SHRP 2 Renewal Research, 2009. A plan for developing high-speed, nondestructive testing procedures for both design evaluation and construction inspection, Report S2 – R06 - RW. Transportation Research Board of the National Academies, Washington, U.S.A.

Silva, D., 2015. Preparação de obra apoiada no modelo BIM Estudo de caso prático aplicada a uma central de valorização energética de resíduos sólidos (MSc). Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.

Silva, A.T.A.F. da, 2013. Controlo da compactação com recurso a gama densímetro – Caso de estudo: ETAR de Castelo Branco.

Silva, J.M.S., 2013. Princípios para o desenvolvimento de projetos com recurso a ferramentas BIM.

Simões, D.P.F., 2015. Caracterização de materiais de subestrutura de via-férrea com aplicação de cargas cíclicas.

Smith, P., 2014. BIM implementation–global strategies. *Procedia Eng.* 85, 482–492.

Sousa, F. da C. de, 2013. A evolução de um modelo BIM de construção para gestão de empreendimentos.

Succar, B., 2009. Building information modelling framework: a research and delivery foundation for industry stakeholders. *Autom. Constr.* 18, 357–375.

Sussmann, T.R., Heyns, F.J., Selig, E.T., 1999. Characterization of track substructure performance. *Geotech. Spec. Publ.* 37–48.

Suzuki, C.Y., Pereira, A.C.O., Diaz, P.H., Pita, A.S., Vicente, P.R.F., 2004. Modelos Matemáticos de Correlação Entre Coeficientes de Recalque e Parâmetros da Bacia de Deflexão Medidos com FWD. 35^a Reunião Anu. Paviment. Rio Jan. Braz.

Taborda, P., Cachadinha, N., 2012. BIM nas obras públicas em Portugal: condicionantes para uma implementação com sucesso. Presented at the Congresso Construção 2012, ITeCons, pp. 1–14.

Tangarrinha, J.A.C., 2011. Análise comparativa de metodologias para avaliação das condições de fundação de pavimentos rodoviários.

Troxler Electronic Laboratories, I., 2006. Manual of Operation and Instruction, Model 3440 Surface Moisture-Density Gauge.

Tutumluer, E., Al-Qadi, I.L. (Eds.), 2009. Bearing capacity of roads, railways and airfields: proceedings of the 8th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields, Champaign, Illinois, USA, June 29 - July 2, 2009 ; [BCR2A '09]. CRC Press, Balkema, Boca Raton, Fla.

Tzanakakis, K., 2013. The railway track and its long term behaviour: a handbook for a railway track of high quality, Springer Tracts on Transportation and Traffic. Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg. <https://doi.org/10.1007/978-3-642-36051-0>

UIC, 2008b. CODE 719 R, Earthworks and track bed for railway lines. Paris Union Int. Chemins Fer 117. <https://doi.org/2-7461-0568-3>

UIC 719R, 2^{ème} édition, 1994. Ouvrages en terre et couches d'assise ferroviaires (consultado a 12/02/2018).

UIC-719R, 2008. Earthworks and track bed for railway lines. Paris Union Int. Chemins Fer (consultado a 11/02/2018).

Vale, C.M.N.A.S., 2010. Influência da qualidade dos sistemas ferroviários no comportamento dinâmico e no planeamento da manutenção preventiva de vias de alta velocidade (PhD). Departamento de Engenharia Civil - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

Venâncio, M., 2015. Avaliação da implementação de BIM – Building Information Modeling em Portugal (MSc). Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto.

Watt, S., 2007. Challenges in estimating costs using building information modeling. AACE Int. Trans. IT11 (consultado a 12/03/2018).

Xuan, D., Houben, L., Molenaar, A., Shui, Z., 2012. Mechanical properties of cement-treated aggregate material—a review. Mater. Des. 33, 496–502.

Yoder, E.J., Witczak, M.W., 1975. Principles of pavement design. John Wiley & Sons.

Zhao, X., W., K., LIU, Y., 2009. Review of the development of BIM in USA. Hong Kong Polytechnic University.

ANEXOS

ANEXO I – Modelos de resposta da via-férrea

No presente anexo apresenta-se, de forma sucinta, os modelos de resposta da via-férrea. Também se realiza uma breve descrição a ensaios realizados com o Radar de Prospecção e Troxler.

Os modelos estruturais constituem idealizações do comportamento das estruturas que possibilitam o estudo do efeito das ações a que as estruturas são sujeitas. Em vias-férreas, estes modelos, permitem de uma forma geral, avaliar a capacidade de carga, ou seja, determinar tensões, deformações e deslocamentos na estrutura. A definição de um modelo de comportamento estrutural utilizando métodos racionais tem em consideração as características da sollicitação, as propriedades dos materiais constituintes da estrutura e as condições climáticas locais. Relativamente aos critérios de dimensionamento, estes baseiam-se na verificação da resistência considerando os estados de tensão e de deformação nas camadas e no solo de fundação para uma determinada sollicitação de tráfego.

Nas vias-férreas, a tradução do seu comportamento por um modelo matemático é um processo complexo, pois este tipo de infraestruturas é composto por elementos com características bastante distintas, sendo que muitas das vezes não se dispõe de conhecimento suficiente relativamente ao comportamento de cada um dos elementos em separado ou em forma agrupada. Outro aspeto diz respeito às características das sollicitações, isto é, cargas rolantes variáveis e repetidas, induzem estados de tensão sucessivamente distintos. Contudo, o dimensionamento da subestrutura das vias férreas (camadas de apoio e de fundação) pode ser realizado recorrendo a modelos mecanicistas utilizados para estruturas rodoviárias e aeroportuárias (Fortunato, 2005).

Os principais modelos de resposta empregues no dimensionamento de vias utilizam diversos tipos de abordagem designadamente clássico, elástico-linear, elástico não-linear, a consideração de anisotropia, a abordagem pelo método de elementos finitos e a abordagem pelo método de elementos discretos. De seguida, são referidas estas abordagens de forma resumida.

Modelos de análise clássicos

De um modo geral, os modelos de análise clássicos podem classificar-se como modelos bidimensionais da via ferroviária. Estes dividem-se em dois grupos: o primeiro em que o carril é representado por uma viga de comprimento infinito e que está apoiado continuamente em meio elástico, homogéneo e isotrópico (viga de *Winkler*); o segundo em que o carril é representado por uma viga contínua e está apoiado de modo discreto sobre as travessas, cujos apoios estão equidistante e assentes em meio elástico, homogéneo e isotrópico (Esveld, 2001; Fortunato, 2005; Vale, 2010). Relativamente ao primeiro grupo, trata-se de um modelo muito simples, pois representa apenas o carril e todos os elementos sob o carril são simulados, de modo contínuo, por molas, representando a rigidez (equivalente) dos mesmos (Vale, 2010).

O segundo grupo, diz respeito aos modelos que podem apresentar grande complexidade, consoante o tipo de análise dinâmica que se pretende efetuar, e da quantidade de informação sobre os elementos constituintes da via. A descrição e funcionamento destes modelos poderão ser consultados em Vale (2010).

Modelos elásticos linear

Semi-espaço de *Boussinesq*

Nesta abordagem, por forma a simplificar a modelação, são assumidas várias idealizações principalmente no que diz respeito às características dos materiais e às dimensões geométricas.

Este modelo tem sido utilizado no dimensionamento da espessura da camada superior à fundação por forma a limitar a tensão no topo da fundação. É também empregue na interpretação de ensaios de carga com placa.

As equações de *Boussinesq* são muito utilizadas em programas de retroanálise. No entanto, a necessidade para uma modelação mais adequada da resposta da estrutura e a evolução informática conduziram ao desenvolvimento de modelos de sistemas multicamadas permitindo assim uma melhor simulação de resposta da via (Fontul, 2004).

Método da espessura equivalente

O método da espessura equivalente ou método de *Odemark*, consiste na transformação de um sistema de camadas com diferentes módulos, num sistema onde todas as camadas têm o mesmo módulo (meio espaço semi-infinito elástico), onde possam ser empregues as equações de *Boussinesq*. Baseia-se no pressuposto de que as tensões e as extensões/deformações abaixo de uma camada dependem apenas dessa camada, nomeadamente da respetiva rigidez.

Admite-se que uma dada camada com um módulo de deformabilidade E_1 , espessura h_1 e um coeficiente de Poisson ν_1 pode ser assimilado a uma camada de um outro material caracterizado por E_2 , ν_2 e, com uma espessura equivalente h_2 , se ambas as camadas apresentarem a mesma rigidez de flexão (D). Trata-se de uma solução atrativa para estudos a nível de rede pois apresenta elevada simplicidade e eficiência (Severi et al., 1998; Fontul, 2004).

Modelo Multicamadas

O modelo de *Burmister* (1945), é um modelo simples, em que a análise estrutural das vias é estática e baseia-se na teoria da elasticidade, cuja utilização, devido ao desenvolvimento dos meios computacionais, tem-se generalizado na modelação estrutural de pavimentos rodoviários (Antunes, 1993; Pereira, 2014).

No presente trabalho, este é o modelo de eleição para a realização da análise estrutural da via-férrea, pois a via é modelada como um sistema de camadas e os materiais são caracterizados pelo módulo de deformabilidade (E) e pelo coeficiente de Poisson (ν). Outro dos motivos desta escolha reside no facto deste modelo para além de ter contribuído para o desenvolvimento de distribuição de tensões na análise de um sistema estratificado, contempla as seguintes considerações: os materiais das diversas camadas são homogéneos, isotrópicos, elástico lineares, e não é considerado qualquer efeito de inércia; as camadas são consideradas contínuas, horizontais e infinitas; todas as camadas apresentam espessura finita à exceção da fundação, a qual é considerada como meio espaço semi-infinito; a carga à superfície é uniformemente distribuída sobre uma área circular; e, o sistema é considerado axi-simétrico (Yoder and Witzak, 1975; Huang, 2004; Fontul, 2004). É de notar que, a utilização dos modelos multicamadas, apresentam algumas limitações dado que não permitem a consideração de leis constitutivas dos materiais realistas (comportamento não linear dos materiais granulares, comportamento viscoelástico do material betuminoso), nem consideram as sollicitações de carácter dinâmico e como tal, não traduzem o comportamento real das vias. Alguns dos programas que têm por base esta teoria são ELSYM[®] e o BISAR[®] (Govind, 2010).

Modelos elásticos não linear

A consideração da não linearidade na análise de estruturas está cada vez mais presente, devido à sua aproximação ao comportamento real dos elementos estruturais. Na verdade, os materiais apresentam um comportamento que depende do seu estado de tensão, tendo maior importância para o caso de materiais granulares e solos coesivos (Fontul, 2004). Nos modelos anteriormente apresentados, a não linearidade dos materiais não é considerada.

No modelo elástico não linear, o módulo de elasticidade é substituído pelo módulo de resiliência que depende fundamentalmente da capacidade dos materiais armazenarem energia de deformação, relacionando-se o registo de deformações sofridas num material ao longo do tempo, com o estado de tensões ao qual um material está submetido e com as condições geométricas do elemento estrutural (Alves, 2010). Este módulo é, habitualmente, determinado em laboratório através de ensaios triaxiais, por aplicação de cargas cíclicas a amostras sujeitas a determinadas condições de fronteira. Quando a tensão aumenta devido ao carregamento e dependendo da granulometria e o teor de humidade, o módulo de deformabilidade pode aumentar ou diminuir (Fontul, 2004).

Um processo simples de se considerar a não linearidade é a substituição do módulo por uma função não linear da tensão principal maior. Outra forma, mas agora mais rigorosa, é a de exprimir a extensão volumétrica e a extensão deviatórica como funções da tensão hidrostática e tensão deviatórica.

Na década de 1960 foram desenvolvidos programas informáticos, que empregando a análise numérica através de elementos finitos, possibilitavam caracterizar melhor a não linearidade

dos materiais. Atualmente, estes tipos de modelos são utilizados em cálculos de retroanálise, que considera todas as camadas como sendo elásticas lineares, desprezando a dependência do estado de tensão (Fontul, 2004).

Anisotropia

A anisotropia é uma particularidade do comportamento dos materiais, que geralmente não é tido em consideração na maioria dos modelos multicamadas elástico, tendo maior importância no caso de materiais granulares e solos. Atualmente têm sido devolvidos modelos anisotrópicos que são admitidos em alguns dos programas de multicamadas (Fontul, 2004).

A anisotropia é intrínseca à estrutura do próprio material. No caso dos materiais granulares compactados, o comportamento anisotrópico ocorre devido à deposição e compactação do material em camadas aliada ao facto da ação ser predominantemente vertical. Desta forma, é previsível que haja uma maior rigidez na direção vertical que na direção horizontal (Fortunato, 2005) contribuindo assim para diferenças nos módulos de deformabilidade nas diferentes direções (Fontul, 2004; Fortunato, 2005).

É de salientar que a anisotropia das características de deformabilidade dos agregados pode ter grande influência na resposta mecânica das camadas construídas com estes materiais e nas estruturas em que estão inseridas (Fortunato, 2005).

Na modelação de um material anisotrópico transversal, isto é, com módulos diferentes nas direções vertical e horizontal, é primordial especificar quatro a cinco parâmetros: o módulo de elasticidade vertical, o módulo de elasticidade horizontal, o coeficiente de Poisson (horizontal e vertical) e o módulo tangencial. Contudo, frequentemente não se dispõe de todos os valores das constantes (Govind, 2010).

No âmbito do projeto *AMADEUS* e através do programa *CIRCLY*, foram realizados estudos para avaliar a influência da consideração de anisotropia e concluiu-se que os resultados obtidos eram semelhantes aos de outros modelos multicamadas e como tal a influência da anisotropia não era revelante para os casos estudados (Fontul, 2004).

Métodos dos elementos finitos

O método dos elementos finitos (MEF) é um método numérico, que nas últimas décadas, com o avanço do conhecimento bem como a melhoria da capacidade dos computadores, tem tido grande importância na análise de estruturas, especialmente no que se refere ao estudo de diversos problemas de engenharia e na determinação de deslocamentos. Trata-se de um método vasto e cuja aplicação à via-férrea é bastante morosa comparativamente aos métodos analíticos, devendo-se sobretudo, o facto de permitir a consideração de heterogeneidade na geometria da via e a inclusão de diferentes leis constitutivas, representativas do comportamento dos materiais no mesmo modelo.

Desta forma, o objetivo reside na definição de funções de interpolação (polinomiais) dos deslocamentos no interior e na fronteira dos elementos, por forma a que seja assegurada a compatibilidade em todo o domínio, sendo que o equilíbrio é apenas garantido nos pontos nodais (Fernandes, 2011).

A análise estrutural pelo método dos elementos finitos consiste na discretização de um domínio contínuo, em subdomínios (elementos finitos). Os elementos finitos que constituem o subdomínio apresentam as mesmas propriedades do elemento que lhe deu origem. A ligação dos elementos finitos é feita por um número finito de pontos (pontos nodais ou nós) e estes podem ser de uma, duas ou três dimensões, consoante as necessidades do modelo (Pereira, 2014).

Outro aspeto é que o meio contínuo pode ser dividido o número de vezes que se pretender, consoante a qualidade e nível de rigor dos resultados pretendidos (Pereira, 2014). É de notar que, quanto maior for o número de elementos considerado na discretização, mais refinada será a malha e conseqüentemente mais precisa será a solução aproximada. Todavia maior será o tempo de processamento, visto estarem associados ao processo equações com maior complexidade.

Sumariamente, no que se refere às vias-férreas, os modelos simplificados são amplamente utilizados pois possibilitam a implementação de soluções semi-analíticas. As principais vantagens do MEF resumem-se ao facto de permitir o estudo de praticamente todas as geometrias, a consideração de uma análise não linear (com diversas leis de comportamento para os materiais), assim como uma análise dinâmica das estruturas (Dimitrovová e Varandas, 2009; Dimitrovová, 2010).

No entanto, quando os efeitos não lineares são relevantes, como o assentamento plástico da camada de balastro, torna-se preferível a adoção de um modelo completo envolvendo todos os detalhes estruturais (Dimitrovová e Rodrigues, 2011). Contudo, algumas dificuldades podem surgir ao se recorrer ao MEF para solucionar esses modelos, nomeadamente nas seguintes opções (Dimitrovová e Rodrigues, 2011): i) o tamanho do modelo; ii) o tamanho dos elementos finitos; iii) e, o tipo de condições de fronteira.

Método de elementos discretos

O método de elementos discretos constitui um importante avanço na modelação de materiais, especificamente no caso dos solos e materiais granulares. Ao modelá-los como partículas, podem ser consideradas em simultâneo as deformações elásticas e plásticas.

Este método possibilita uma modelação mais realista comparativamente à modelação fornecida pelo método dos elementos finitos, pois efetivamente, modela os materiais recorrendo às propriedades físicas das suas partículas, nomeadamente à forma, à angulosidade e à distribuição do tamanho das partículas, ao grau de compactação e ao coeficiente de atrito entre partículas, podendo por isso ser, a longo prazo, um método suplementar ao cálculo por elementos finitos (Vale, 2010). Trata-se de uma abordagem de cálculo capaz de descrever o comportamento de

corpos e de materiais descontínuos (como o balastro), a partir da análise do movimento de cada partícula definida por um elemento discreto.

Existem estudos baseados no método de elementos discretos, tais como estudos sobre plasticidade dos solos, sobre comportamento do material granular ou sobre determinação de módulos de misturas asfálticas. O método poderá possibilitar a modelação de fenómenos mais complexos, como por exemplo, a previsão direta da deformação permanente induzida pela carga dos rodados. Este método apresenta como ponto menos positivo, a necessidade de elevado tempo computacional (Fontul, 2004).

ANEXO II – Outros ensaios não destrutivos

No presente anexo realiza-se uma breve descrição a ensaios realizados com o Radar de Prospecção e Troxler.

Radar de Prospecção

Quando se trata do estudo de vias em serviço, os dados históricos referentes à via, sejam os elementos de projeto e registos de intervenções de manutenção ao longo do período de funcionamento da via, fornecem a informação base sobre a estrutura do pavimento. No entanto, muitas vezes esta informação pode não existir, ou pode não corresponder à situação real das intervenções realizadas devido à inexistência do registo das alterações ao projeto efetuadas em obra, quer na fase de construção quer nas intervenções de melhoramento. Torna-se assim fundamental a caracterização do atual estado de constituição da estrutura (Fontul, 2004).

O Georadar, ou Radar de Prospecção (RP), é um método eletromagnético de prospecção geofísica (Plati et al., 2010). Podem surgir outras designações tais como *Ground Probing Radar*, *Subsurface Radar* ou *Electromagnetic Reflection Method* (Pedrosa, 2009).

Foi em 1929 na Áustria, que se deu a primeira utilização deste método na prospecção geofísica, cujo objetivo era determinar a profundidade de um glaciar (Fortunato, 2005). No entanto, o sucesso da sua aplicação na ciência deu-se nos finais dos anos 50, tendo-se iniciado nos anos 70 o seu uso para estudos geotécnicos (Fontul, 2004).

Recentemente foi desenvolvido o GPR (*Ground Penetrating Radar*) que é um equipamento que permite a auscultação em profundidade de um pavimento e obter conhecimento sobre as espessuras das suas camadas constituintes, assim como localizar as alterações da estrutura ao longo da extensão do pavimento em estudo. O seu contributo é de grande importância para estudo da avaliação da capacidade estrutural de um pavimento, em particular, quando se utilizam métodos em que se consideram as camadas da estrutura do pavimento, como é o caso de FWD ou de DIP, pois possibilita a realização de medições em contínuo e a uma velocidade elevada sem interferir com o tráfego.

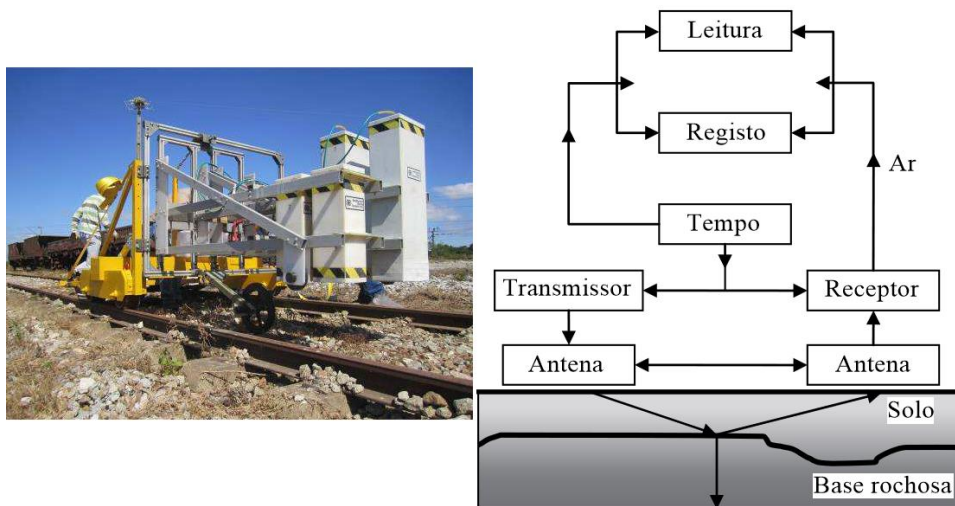


Figura II. 1 - Aspeto do equipamento RP do LNEC (Fontul, 2004) e principais componentes de um sistema RP (Plati et al., 2010)

O modo de funcionamento do GPR assenta na geração, emissão e receção de energia eletromagnética (Jack e Jackson, 1999). Para tal, o equipamento GPR dispõe de duas antenas, uma emissora e outra recetora. A antena emissora remete para a estrutura a energia, em forma de impulso de curta duração, a qual é gerada pelo equipamento. Esta energia propaga-se em profundidade, e ao atravessar um horizonte que delimita duas camadas de materiais, com propriedades eletromagnéticas diferentes, parte dessa energia é refletida e a restante prossegue a propagação por refração. A energia refletida é captada pela antena recetora, como pode ser observado na Figura II. 2.

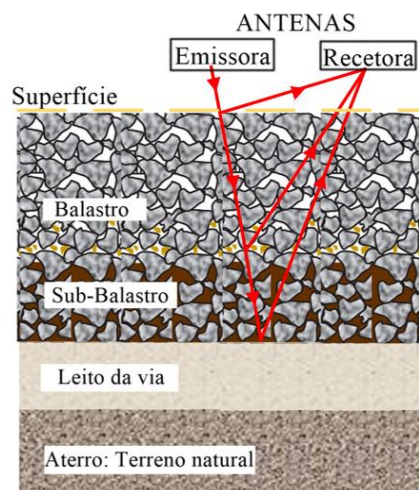


Figura II. 2 - Princípio de funcionamento.

As ondas refletidas permitem ter conhecimento sobre a estrutura do pavimento, pois a amplitude das ondas está associada a diferenças nas propriedades dielétricas de duas camadas

adjacentes, ou seja, fornece a informação sobre o tipo de descontinuidade dielétrica. O tempo de percurso das ondas refletidas permite determinar a profundidade das interfaces entre materiais (Fortunato, 2005).

A propagação de energia eletromagnética é função fundamentalmente da constante dielétrica e da condutividade elétrica dos materiais. Da constante dielétrica depende a velocidade de propagação das ondas eletromagnéticas, a reflexão e a refração do sinal, nos meios de baixa condutividade e sem suscetibilidade magnética. A condutividade elétrica controla a profundidade de penetração das ondas eletromagnéticas e também a reflexão do sinal no caso dos meios de elevada condutividade (Fortunato, 2005).

O tipo de antenas e as frequências utilizadas no GPR determinam a sua capacidade no que se refere à velocidade de operação, à resolução e ao grau de penetração em profundidade no solo (Fontul, 2004). É possível ainda, utilizar antenas múltiplas com diferentes frequências, de modo a otimizar a quantidade de informação a recolher (Fontul, 2004).

Existem dois tipos de antenas de GPR: antena Dipolar (*ground coupled antenna*) e antena Suspensa (*horn antenna*). As primeiras, funcionam numa gama de frequências entre 16MHz e 1500MHz. Estas foram inicialmente desenvolvidas para uso na área de geologia e são normalmente de apoio na superfície. Contudo, as antenas dipolares podem ser também de suspensão, admitindo neste caso uma maior velocidade de ensaio. Para resultados mais fiáveis, estas devem localizar-se a uma distância reduzida da superfície. As dimensões das antenas variam bastante, pois quanto maior for a frequência, mais pequena é a antena e maior é a sua resolução, sendo, no entanto, menor a profundidade de auscultação (Fontul, 2004; Fortunato, 2005; Govind, 2010; Plati et al., 2010).

As antenas dipolares de 400MHz permitem uma penetração de 2,0m de profundidade e uma resolução de 600mm. As antenas dipolares de 1500MHz permitem atingir profundidades de 0,50m, mas com uma resolução bastante superior, de 20mm. As segundas antenas, funcionam suspensas no ar (antenas sem contacto) com uma gama de frequências entre 500MHz e 2500MHz. Funcionam geralmente suspensas a 0,40m acima da superfície do pavimento e operam à velocidade de tráfego, até 100km/h. Desta forma são adequadas para avaliação de pavimentos a nível de rede. Estas antenas permitem penetrações na ordem entre os 0,60 e 0,90m e uma resolução na ordem dos 50 e 25mm, respetivamente (Pereira, 2014). É de salientar que para estudos de pavimentos utilizam-se antenas com frequências superiores a 400MHz.

O Radar de Prospecção é também integrado por uma roda medidora de distância, que possibilita a referenciação em relação à coordenada x, e um sistema de obtenção de dados (monitor e caixa de aquisição) alimentado por bateria (Alves, 2007). O operador pode introduzir no computador informação relativa a observações identificadas, e outras notas que considerar relevantes.

Resultados de estudos em meios compostos de solo, água e ar, indicaram que o aumento da constante dielétrica num meio demonstra a diminuição das características mecânicas dos ma-

teriais e o aumento do teor em água origina um aumento da condutividade e da constante dielétrica (Fortunato, 2005).

Atualmente, o GPR é bastante utilizado na caracterização de pavimentos, embora a interpretação de resultados obtidos seja complexa e exija experiência (Fontul, 2004). Este método permite traçar um perfil contínuo do local e é um método relativamente rápido de implementar (pela portabilidade e pela possibilidade de realização a velocidades elevadas). Estas duas características fazem do radar de prospecção uma técnica vantajosa na investigação de infraestruturas de transporte, não só pela qualidade dos resultados, como também pelo facto de dispensar o corte temporário da via ao tráfego (que se traduz numa diminuição considerável dos custos totais do ensaio) (Pereira, 2014). É de salientar que o emprego de GPR não exonere a realização de sondagens para calibração de espessuras de camadas e identificação das interfaces das camadas dos pavimentos. Outras técnicas de medição de espessura de camadas têm sido investigadas, principalmente a utilização de boroscópio para aquisição de imagens a partir de micro furos (20mm) feitos no pavimento (Gopaldas et al., 2009).

A principal limitação do método reside na dificuldade de interpretação dos perfis. Apesar da localização de singularidades no perfil não seja um dilema, estas poderão ser produzidas por diversos fatores, pelo que a experiência e bom senso do operador são determinantes para a credibilidade dos resultados (Pereira, 2014).

Em estudos comparativos empregando vários equipamentos de ensaios não destrutivos, realizados no âmbito de NCHRP (NCHRP, 2009). Constatou-se que as previsões de espessuras de camadas de bases granulares fornecidas por GPR eram moderadamente precisas e nenhum dos outros equipamentos tinha a mesma precisão para determinar as espessuras de camadas não ligadas (Govind, 2010).

Troxler

Atualmente, para se realizar o controlo da compactação das camadas granulares e obter resultados imediatos, recorre-se a ensaios que utilizem equipamentos radioativos nucleares, ou simplesmente ao aparelho Troxler, como é o caso do ensaio do gama densímetro.

O ensaio do gama densímetro tem como objetivo determinar *in situ*, de forma rápida e precisa, a humidade (teor em água do material), densidade/baridade húmida do terreno compactado, grau de compactação (%), índice de vazios e porosidade em solos, agregados, betão e tapetes betuminosos.

Para a efetivação do ensaio é utilizado o Troxler, que se trata de um aparelho portátil, leve e simples que recorre à emissão de radiações eletromagnéticas sob a forma de raios gama para determinar o grau de compactação do solo.

A superfície do solo onde assenta o equipamento deve apresentar-se lisa, para que o funcionamento do aparelho seja correto. O local onde se efetua o ensaio deve estar afastado, no

mínimo, 2 metros de qualquer edifício ou outra estrutura e a pelo menos 10 metros de outro aparelho nuclear ou fonte radioativa de modo a que a leitura do aparelho não seja afetada.

Existem dois métodos para aplicação das fontes radioativas: i) transmissão direta; ii) e transmissão indireta. Na transmissão direta a penetração da fonte radioativa no solo é efetuada num furo, previamente executado, na camada a avaliar até à profundidade desejada. Para a abertura do furo, coloca-se uma placa guia no local do ensaio. A placa guia consiste numa chapa metálica furada que permite a cravação de uma vara no solo garantindo a verticalidade do furo (Matias, 2014). Após a execução do furo no solo com o auxílio das outras ferramentas, retira-se a placa guia evitando o arrastamento de detritos para o interior do furo. O aparelho é colocado na área preparada, garantindo que a fonte radioativa se situa sobre o furo e procede-se à transmissão dos raios gama. O aparelho atinge uma profundidade por transmissão direta de 20 a 30cm em incrementos de 25 a 50mm e uma profundidade por reflexão de 10cm adicionais (Pestana, 2008). O aparelho determina a densidade do material mediante a transmissão direta e dispersa de raios gama, quantificando o número de fótons refletidos por uma fonte de Césio-137. Um microprocessador interno converte a contagem numa medida de densidade. Salienta-se que a intensidade dos raios gama captada por unidade de tempo é inversamente proporcional à densidade do material atravessado. Para a determinação do teor de água, o aparelho utiliza o princípio de termalização de neutrões, isto é, baseia-se na libertação de neutrões de berílio que permitem a medição do hidrogénio (água) presente no material. Os neutrões rápidos ao colidirem com as moléculas de hidrogénio diminuem de velocidade e são contados por um detetor do equipamento, traduzindo-se num valor diretamente proporcional ao teor em água do material.

No caso da transmissão indireta, o equipamento é colocado sobre a camada a ensaiar. As fontes de raios gama e neutrões e os detetores estão no mesmo plano. Os raios gama penetram na camada e os que chegam aos detetores sem perda de energia são contabilizados. A intensidade da resposta detetada no recetor é proporcional ao teor em água do material. Neste caso, os raios gama são refletidos no material, o que torna a medição menos rigorosa do que na transmissão direta enunciada anteriormente.

Compete ao operador a tarefa de registar os valores do peso volúmico húmido, do peso volúmico seco e a percentagem de mistura em 3 direções distintas. Os valores são posteriormente tratados em laboratório, relacionando o valor da baridade húmida com o valor do teor em água *in situ*, obtendo-se a baridade seca *in situ* e o grau de compactação. A Figura II. 3 mostra a utilização do Troxler.

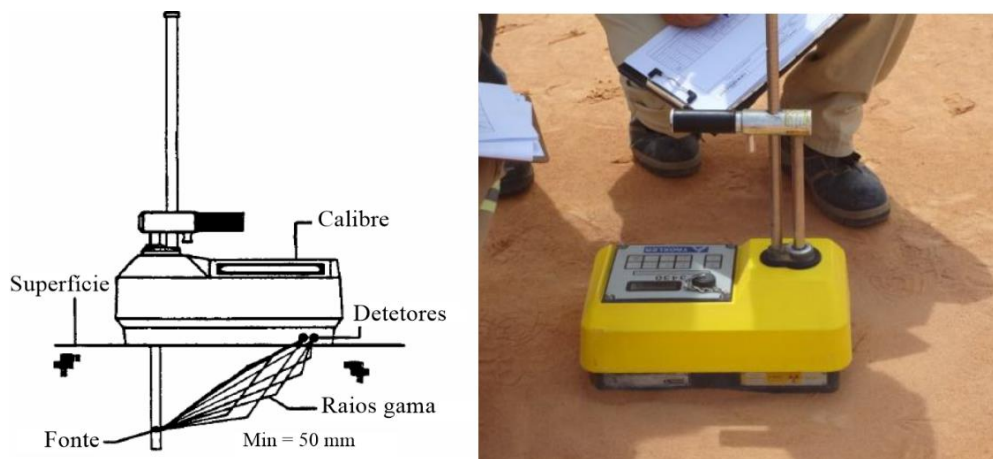


Figura II. 3 - Ensaio com o gamadensímetro: a) Funcionamento do Troxler (adaptado de Troxler Electronic Laboratories, 2006); b) Troxler (Equipamento radioativo nuclear) (Eltayari, 2012).

Constitui um método de ensaio de fácil execução, no entanto apresenta alguns cuidados aquando da sua utilização, devido à presença de radioatividade e fatores naturais do terreno. Como exemplo, o operador que o manuseia, por questões de segurança, deve usar permanentemente um dosímetro ou uma chapa para contagem de radioatividade. A técnica de ensaio do ensaio com o gamadensímetro está descrita na norma ASTM D – 7113 / D – 7113M (2010).

As medições com o Troxler são de extrema importância, uma vez que o módulo de deformabilidade dos materiais depende das solicitações aplicadas, assim como do estado de compactidade e do teor em água (Fortunato, 2005).

No que se refere ao processo de compactação, o material em causa, devido à sua grande variabilidade, pode alterar-se em termos de granulometria com este processo. Este aspeto foi comprovado por Leite (2007) quer em laboratório quer em campo. Outro aspeto que este autor refere é que, ainda que para um material com possível variabilidade da granulometria original, o teor em água e a massa volúmica aparente seca controlados *in situ* devem ser considerados parâmetros meramente indicativos, não limitantes, sendo essencial a avaliação estrutural da camada compactada. É de notar que a compactação eficiente deve ser um aspeto fundamental no controle tecnológico, pois o comportamento mecânico do agregado depende fortemente dessa eficiência (Leite, 2007).

Em diferentes estudos realizados constata-se que o módulo de deformabilidade equivalente aumenta significativamente com a diminuição do teor em água até estabilizar quando o teor em água também estabiliza. É importante que se continuem a realizar estudos com o objetivo de entender as profundidades interessadas pelo ensaio, tendo em conta as características do material e as condições de fronteira da estrutura, principalmente quando se pretende avaliar as características de uma só camada de pequena espessura.

ANEXO III – BISAR

No anexo III encontram-se os dados introduzidos no BISAR referentes ao FWD, assim como as diferentes iterações realizadas para a determinação da bacia de deflexões. Também se apresenta uma proposta de configuração do programa para o DIP.

Load Number	Vertical Load (kN)	Radius (m)	X Coordinate (m)	Y Coordinate (m)	Horizontal Load (kN)	Shear Direction (degr.)
1	65.000	0.1500	0.0000	0.0000	0.000	0.0

Figura III. 1 - Introdução de dados no BISAR 3.0 (“Loads”) - características da carga aplicada sobre a superfície para o ensaio com o FWD.

Position Number	X Coordinate (m)	Y Coordinate (m)	Z (depth) Coordinate (m)	Layer No
1	0,0000	0,0000	0,0000	1
2	0,3000	0,0000	0,0000	1
3	0,4500	0,0000	0,0000	1
4	0,6000	0,0000	0,0000	1
5	0,9000	0,0000	0,0000	1
6	1,2000	0,0000	0,0000	1
7	1,5000	0,0000	0,0000	1
8	1,8000	0,0000	0,0000	1
9	2,1000	0,0000	0,0000	1

Figura III. 2 - Introdução de dados no BISAR 3.0 (“Positions”) para o ensaio com o FWD.

Layer Number	Thickness (m)	Modulus of Elasticity (MPa)	Poisson's Ratio
1	0,300	2,00E+02	0,30
2	0,200	5,50E+02	0,30
3	0,800	7,50E+01	0,35
4		5,30E+02	0,35

Figura III. 3 - Introdução de dados no BISAR 3.0 (“Layers”) para o ensaio com o FWD - características das camadas para a 1ª iteração.

Layers

Full Friction Between Layers?

Save Retrieve

No of Layers (1-10): 4

Layer Number	Thickness (m)	Modulus of Elasticity (MPa)	Poisson's Ratio
1	0,300	4,00E+02	0,30
2	0,200	6,50E+02	0,30
3	0,800	8,00E+01	0,35
4		5,60E+02	0,35

Figura III. 4 - Introdução de dados no BISAR 3.0 (“Layers”) para o ensaio com o FWD - características das camadas para a 2ª iteração.

Layers

Full Friction Between Layers?

Save Retrieve

No of Layers (1-10): 4

Layer Number	Thickness (m)	Modulus of Elasticity (MPa)	Poisson's Ratio
1	0,300	4,00E+02	0,30
2	0,200	3,02E+03	0,30
3	0,800	8,00E+01	0,35
4		5,60E+02	0,35

Figura III. 5 - Introdução de dados no BISAR 3.0 (“Layers”) para o FWD - características das camadas para a 3ª iteração.

Layers

Full Friction Between Layers?

Save Retrieve

No of Layers (1-10): 4

Layer Number	Thickness (m)	Modulus of Elasticity (MPa)	Poisson's Ratio
1	0,300	4,50E+02	0,30
2	0,200	7,50E+02	0,30
3	0,800	1,00E+02	0,35
4		5,00E+02	0,35

Figura III. 6 - Introdução de dados no BISAR 3.0 (“Layers”) para o FWD - características das camadas para a 4ª iteração.

Layers

Full Friction Between Layers?

Save Retrieve

No of Layers (1-10): 4

Layer Number	Thickness (m)	Modulus of Elasticity (MPa)	Poisson's Ratio
1	0,300	4,00E+02	0,30
2	0,200	7,50E+02	0,30
3	0,800	1,00E+02	0,35
4		5,00E+02	0,35

Figura III. 7 - Introdução de dados no BISAR 3.0 (“Layers”) para o FWD - características das camadas para a 5ª iteração.

Tabela III. 1 - Resultados obtidos no BISAR para a 1ª Iteração do FWD.

Project:	FWD_1ªIteração
Calculated:	18/06/2018 15:03

System: 1: FWD : Sub-balastro / Coroamento / Aterro / Fundação

Layer Number	Thickness (m)	Modulus Elasticity (MPa)	Poisson's Ratio
1	0.3	2.00E+02	0.3
2	0.2	5.50E+02	0.3
3	0.8	7.50E+01	0.35
4		5.30E+02	0.35

Load Number	Vertical Load (kN)	Vertical Stress (MPa)	Horz. (Shear) Load (kN)	Horz. (Shear) Stress (MPa)	Radius (m)	X-Coordinate (m)	Y-Coordinate (m)	Shear Angle (Degrees)
1	6.50E+01	9.20E-01	0.00E+00	0.00E+00	1.50E-01	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00

Position Number	Layer Number	X-Coordinate (m)	Y-Coordinate (m)	Depth (m)	Stress XX (MPa)	Stress YY (MPa)	Stress ZZ (MPa)	Strain XX μ strain	Strain YY μ strain	Strain ZZ μ strain	Displacement UX (μ m)	Displacement UY (μ m)	Displacement UZ (μ m)
1	1	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	-7.24E-01	-7.24E-01	-9.20E-01	-1.16E+03	-1.16E+03	-2.43E+03	0.00E+00	0.00E+00	1.25E+03
2	1	3.00E-01	0.00E+00	0.00E+00	3.14E-02	-5.17E-02	0.00E+00	2.35E+02	-3.06E+02	3.04E+01	-9.17E+01	0.00E+00	3.46E+02
3	1	4.50E-01	0.00E+00	0.00E+00	4.46E-03	-3.08E-02	0.00E+00	6.84E+01	-1.60E+02	3.94E+01	-7.22E+01	0.00E+00	2.42E+02
4	1	6.00E-01	0.00E+00	0.00E+00	3.49E-03	-2.04E-02	0.00E+00	4.80E+01	-1.07E+02	2.53E+01	-6.43E+01	0.00E+00	1.82E+02
5	1	9.00E-01	0.00E+00	0.00E+00	1.01E-02	-7.54E-03	0.00E+00	6.16E+01	-5.28E+01	-3.78E+00	-4.75E+01	0.00E+00	1.03E+02
6	1	1.20E+00	0.00E+00	0.00E+00	9.97E-03	-1.99E-03	0.00E+00	5.28E+01	-2.49E+01	-1.20E+01	-2.99E+01	0.00E+00	5.70E+01
7	1	1.50E+00	0.00E+00	0.00E+00	7.17E-03	-6.01E-05	0.00E+00	3.59E+01	-1.11E+01	-1.07E+01	-1.66E+01	0.00E+00	3.21E+01
8	1	1.80E+00	0.00E+00	0.00E+00	4.38E-03	4.15E-04	0.00E+00	2.13E+01	-4.50E+00	-7.19E+00	-8.09E+00	0.00E+00	1.95E+01
9	1	2.10E+00	0.00E+00	0.00E+00	2.33E-03	3.80E-04	0.00E+00	1.11E+01	-1.60E+00	-4.07E+00	-3.36E+00	0.00E+00	1.36E+01

Tabela III. 2 - Resultados obtidos no BISAR para a 2ª Iteração do FWD.

Project:	FWD_2ªIteração
Calculated:	18/06/2018 14:57

System: 1: FWD : Sub-balastro / Coroamento / Aterro / Fundação

Layer Number	Thickness (m)	Modulus Elasticity (MPa)	Poisson's Ratio
1	0.3	4.00E+02	0.3
2	0.2	6.50E+02	0.3
3	0.8	8.00E+01	0.35
4		5.60E+02	0.35

Load Number	Vertical Load (kN)	Vertical Stress (MPa)	Horz. (Shear) Load (kN)	Horz. (Shear) Stress (MPa)	Radius (m)	X-Coordinate (m)	Y-Coordinate (m)	Shear Angle (Degrees)
1	6.50E+01	9.20E-01	0.00E+00	0.00E+00	1.50E-01	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00

Position Number	Layer Number	X-Coordinate (m)	Y-Coordinate (m)	Depth (m)	Stress XX (MPa)	Stress YY (MPa)	Stress ZZ (MPa)	Strain XX μ strain	Strain YY μ strain	Strain ZZ μ strain	Displacement UX (μ m)	Displacement UY (μ m)	Displacement UZ (μ m)
1	1	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	-7.69E-01	-7.69E-01	-9.20E-01	-6.56E+02	-6.56E+02	-1.15E+03	0.00E+00	0.00E+00	7.56E+02
2	1	3.00E-01	0.00E+00	0.00E+00	1.32E-02	-7.98E-02	0.00E+00	9.29E+01	-2.09E+02	4.99E+01	-6.28E+01	0.00E+00	2.81E+02
3	1	4.50E-01	0.00E+00	0.00E+00	-1.43E-03	-4.91E-02	0.00E+00	3.33E+01	-1.22E+02	3.79E+01	-5.48E+01	0.00E+00	2.11E+02
4	1	6.00E-01	0.00E+00	0.00E+00	3.49E-03	-3.23E-02	0.00E+00	3.30E+01	-8.35E+01	2.16E+01	-5.01E+01	0.00E+00	1.64E+02
5	1	9.00E-01	0.00E+00	0.00E+00	1.38E-02	-1.28E-02	0.00E+00	4.42E+01	-4.24E+01	-7.86E-01	-3.81E+01	0.00E+00	9.85E+01
6	1	1.20E+00	0.00E+00	0.00E+00	1.44E-02	-4.11E-03	0.00E+00	3.92E+01	-2.11E+01	-7.75E+00	-2.53E+01	0.00E+00	5.77E+01
7	1	1.50E+00	0.00E+00	0.00E+00	1.11E-02	-7.07E-04	0.00E+00	2.83E+01	-1.01E+01	-7.81E+00	-1.52E+01	0.00E+00	3.38E+01
8	1	1.80E+00	0.00E+00	0.00E+00	7.37E-03	3.77E-04	0.00E+00	1.81E+01	-4.58E+00	-5.81E+00	-8.25E+00	0.00E+00	2.07E+01
9	1	2.10E+00	0.00E+00	0.00E+00	4.34E-03	5.34E-04	0.00E+00	1.04E+01	-1.92E+00	-3.65E+00	-4.02E+00	0.00E+00	1.39E+01

Tabela III. 3 - Resultados obtidos no BISAR para a 3ª Iteração do FWD.

Project: FWD_3ªIteração
 Calculated: 11/06/2018 11:04

System: 1: FWD : Sub-balastro / Coroamento / Aterro / Fundação

Layer Number	Thickness (m)	Modulus Elasticity (MPa)	Poisson's Ratio
1	0.3	4.00E+02	0.3
2	0.2	3.02E+03	0.3
3	0.8	8.00E+01	0.35
4		5.60E+02	0.35

Load Number	Vertical Load (kN)	Vertical Stress (MPa)	Horz. (Shear) Load (kN)	Horz. (Shear) Stress (MPa)	Radius (m)	X-Coordinate (m)	Y-Coordinate (m)	Shear Angle (Degrees)
1	6.50E+01	9.20E-01	0.00E+00	0.00E+00	1.50E-01	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00

Position Number	Layer Number	X-Coordinate (m)	Y-Coordinate (m)	Depth (m)	Stress XX (MPa)	Stress YY (MPa)	Stress ZZ (MPa)	Strain XX μ strain	Strain YY μ strain	Strain ZZ μ strain	Displacement UX (μ m)	Displacement UY (μ m)	Displacement UZ (μ m)
1	1	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	-7.14E-01	-7.14E-01	-9.20E-01	-5.60E+02	-5.60E+02	-1.23E+03	0.00E+00	0.00E+00	6.59E+02
2	1	3.00E-01	0.00E+00	0.00E+00	2.05E-02	-5.52E-02	0.00E+00	9.25E+01	-1.53E+02	2.60E+01	-4.60E+01	0.00E+00	2.20E+02
3	1	4.50E-01	0.00E+00	0.00E+00	-1.17E-02	-3.98E-02	0.00E+00	7.23E-01	-9.08E+01	3.86E+01	-4.09E+01	0.00E+00	1.73E+02
4	1	6.00E-01	0.00E+00	0.00E+00	-1.04E-02	-3.08E-02	0.00E+00	-2.80E+00	-6.92E+01	3.09E+01	-4.15E+01	0.00E+00	1.44E+02
5	1	9.00E-01	0.00E+00	0.00E+00	5.28E-03	-1.53E-02	0.00E+00	2.47E+01	-4.22E+01	7.52E+00	-3.80E+01	0.00E+00	9.64E+01
6	1	1.20E+00	0.00E+00	0.00E+00	1.09E-02	-6.41E-03	0.00E+00	3.20E+01	-2.42E+01	-3.35E+00	-2.90E+01	0.00E+00	6.19E+01
7	1	1.50E+00	0.00E+00	0.00E+00	1.05E-02	-2.17E-03	0.00E+00	2.78E+01	-1.33E+01	-6.22E+00	-1.99E+01	0.00E+00	3.92E+01
8	1	1.80E+00	0.00E+00	0.00E+00	8.15E-03	-3.62E-04	0.00E+00	2.06E+01	-7.01E+00	-5.84E+00	-1.26E+01	0.00E+00	2.51E+01
9	1	2.10E+00	0.00E+00	0.00E+00	5.62E-03	2.61E-04	0.00E+00	1.39E+01	-3.57E+00	-4.41E+00	-7.49E+00	0.00E+00	1.68E+01

Tabela III. 4 - Resultados obtidos no BISAR para a 4ª Iteração do FWD.

Project: FWD_4ªIteração
 Calculated: 18/06/2018 15:01

System: 1: Coroamento / Aterro / Fundação

Layer Number	Thickness (m)	Modulus Elasticity (MPa)	Poisson's Ratio
1	0.3	4.50E+02	0.3
2	0.2	7.50E+02	0.3
3	0.8	1.00E+02	0.35
4		5.00E+02	0.35

Load Number	Vertical Load (kN)	Vertical Stress (MPa)	Horz. (Shear) Load (kN)	Horz. (Shear) Stress (MPa)	Radius (m)	X-Coordinate (m)	Y-Coordinate (m)	Shear Angle (Degrees)
1	6.50E+01	9.20E-01	0.00E+00	0.00E+00	1.50E-01	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00

Position Number	Layer Number	X-Coordinate (m)	Y-Coordinate (m)	Depth (m)	Stress XX (MPa)	Stress YY (MPa)	Stress ZZ (MPa)	Strain XX μ strain	Strain YY μ strain	Strain ZZ μ strain	Displacement UX (μ m)	Displacement UY (μ m)	Displacement UZ (μ m)
1	1	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	-7.64E-01	-7.64E-01	-9.20E-01	-5.76E+02	-5.76E+02	-1.02E+03	0.00E+00	0.00E+00	6.64E+02
2	1	3.00E-01	0.00E+00	0.00E+00	1.54E-02	-7.67E-02	0.00E+00	8.54E+01	-1.81E+02	4.09E+01	-5.42E+01	0.00E+00	2.45E+02
3	1	4.50E-01	0.00E+00	0.00E+00	-5.91E-04	-4.70E-02	0.00E+00	3.00E+01	-1.04E+02	3.18E+01	-4.69E+01	0.00E+00	1.83E+02
4	1	6.00E-01	0.00E+00	0.00E+00	3.43E-03	-3.10E-02	0.00E+00	2.83E+01	-7.12E+01	1.84E+01	-4.27E+01	0.00E+00	1.44E+02
5	1	9.00E-01	0.00E+00	0.00E+00	1.29E-02	-1.24E-02	0.00E+00	3.70E+01	-3.63E+01	-3.27E-01	-3.26E+01	0.00E+00	8.84E+01
6	1	1.20E+00	0.00E+00	0.00E+00	1.34E-02	-4.22E-03	0.00E+00	3.26E+01	-1.83E+01	-6.11E+00	-2.20E+01	0.00E+00	5.41E+01
7	1	1.50E+00	0.00E+00	0.00E+00	1.03E-02	-9.87E-04	0.00E+00	2.34E+01	-9.02E+00	-6.17E+00	-1.35E+01	0.00E+00	3.38E+01
8	1	1.80E+00	0.00E+00	0.00E+00	6.78E-03	7.86E-05	0.00E+00	1.50E+01	-4.34E+00	-4.57E+00	-7.82E+00	0.00E+00	2.24E+01
9	1	2.10E+00	0.00E+00	0.00E+00	4.01E-03	2.80E-04	0.00E+00	8.73E+00	-2.05E+00	-2.86E+00	-4.31E+00	0.00E+00	1.63E+01

Tabela III. 5 - Resultados obtidos no BISAR para a 5ª Iteração do FWD.

Project: FWD_5ª Iteração
 Calculated: 18/07/2018 14:33

System: 1: FWD : Sub-balastro / Coroamento / Aterro / Fundação

Layer Number	Thickness (m)	Modulus Elasticity (MPa)	Poisson's Ratio
1	0.3	4.00E+02	0.35
2	0.2	7.50E+02	0.35
3	0.8	1.00E+02	0.35
4		5.00E+02	0.35

Load Number	Vertical Load (kN)	Vertical Stress (MPa)	Horz. (Shear) Load (kN)	Horz. (Shear) Stress (MPa)	Radius (m)	X-Coordinate (m)	Y-Coordinate (m)	Shear Angle (Degrees)
1	6.50E+01	9.20E-01	0.00E+00	0.00E+00	1.50E-01	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00

Position Number	Layer Number	X-Coordinate (m)	Y-Coordinate (m)	Depth (m)	Stress XX (MPa)	Stress YY (MPa)	Stress ZZ (MPa)	Strain XX μ strain	Strain YY μ strain	Strain ZZ μ strain	Displacement UX (μ m)	Displacement UY (μ m)	Displacement UZ (μ m)
1	1	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	-8.00E-01	-8.00E-01	-9.20E-01	-4.95E+02	-4.95E+02	-8.99E+02	0.00E+00	0.00E+00	6.92E+02
2	1	3.00E-01	0.00E+00	0.00E+00	5.87E-03	-6.05E-02	0.00E+00	6.76E+01	-1.56E+02	4.78E+01	-4.69E+01	0.00E+00	2.43E+02
3	1	4.50E-01	0.00E+00	0.00E+00	-6.94E-03	-3.95E-02	0.00E+00	1.73E+01	-9.28E+01	4.07E+01	-4.18E+01	0.00E+00	1.81E+02
4	1	6.00E-01	0.00E+00	0.00E+00	-1.55E-03	-2.67E-02	0.00E+00	1.95E+01	-6.54E+01	2.47E+01	-3.93E+01	0.00E+00	1.42E+02
5	1	9.00E-01	0.00E+00	0.00E+00	9.93E-03	-1.02E-02	0.00E+00	3.38E+01	-3.43E+01	2.62E-01	-3.08E+01	0.00E+00	8.75E+01
6	1	1.20E+00	0.00E+00	0.00E+00	1.15E-02	-2.91E-03	0.00E+00	3.13E+01	-1.73E+01	-7.50E+00	-2.08E+01	0.00E+00	5.36E+01
7	1	1.50E+00	0.00E+00	0.00E+00	9.02E-03	-2.20E-04	0.00E+00	2.27E+01	-8.44E+00	-7.70E+00	-1.27E+01	0.00E+00	3.35E+01
8	1	1.80E+00	0.00E+00	0.00E+00	6.00E-03	5.18E-04	0.00E+00	1.45E+01	-3.95E+00	-5.70E+00	-7.11E+00	0.00E+00	2.23E+01
9	1	2.10E+00	0.00E+00	0.00E+00	3.53E-03	5.27E-04	0.00E+00	8.37E+00	-1.77E+00	-3.55E+00	-3.72E+00	0.00E+00	1.62E+01

Figura III. 8 - Proposta de introdução de dados no BISAR 3.0 (“Loads”) - características da carga aplicada sobre a superfície para o DIP.

Figura III. 9 - Proposta de introdução de dados no BISAR 3.0 (“Positions”) para o DIP.

Loads **Layers** Positions

Full Friction Between Layers? Save Retrieve

No of Layers (1-10): 4

Layer Number	Thickness (m)	Modulus of Elasticity (MPa)	Poisson's Ratio
1	0,300	2,00E+02	0,30
2	0,200	3,02E+03	0,30
3	0,800	8,00E+01	0,35
4		5,60E+02	0,35

Figura III. 10 - Proposta de introdução de dados no BISAR 3.0 (“Layers”) para o DIP - características das camadas para a 1ª iteração.

ANEXO IV – *DataThief III*

No Anexo IV apresentam-se os dados extraídos dos gráficos provenientes dos ensaios realizados na zona de transição a partir do programa *DataThief III*.

Tabela IV. 1 - Resultados do ensaio realizado com o equipamento Portancemètre no alinhamento 1 e 3.

Alinhamento 1		Alinhamento 3	
Distância ao encontro (m)	EV ₂ (MPa)	Distância ao encontro (m)	EV ₂ (MPa)
X	Y	X	Y
-0.049	522.9704	-0.0385	96.7016
0.0163	522.9675	0.0654	96.7062
0.0817	522.9646	0.1693	96.7107
0.1471	522.9617	0.2732	96.7153
0.2124	522.9588	0.377	96.7199
0.2778	522.9559	0.4809	96.7244
0.3431	522.9529	0.5848	96.729
0.4085	522.9502	0.6885	98.4918
0.4739	519.4137	0.7924	98.4964
0.5392	519.4108	0.8963	98.5009
0.5392	515.8772	1.0002	98.5055
0.6046	515.8744	1.1041	98.5101
0.6699	515.8715	1.208	98.5146
0.7353	515.8686	1.3117	100.2774
0.8007	512.3321	1.4155	100.282
0.866	512.3292	1.5194	100.2866
0.9314	508.7928	1.6233	100.2911
0.9967	508.7899	1.7271	100.2957
1.0621	508.787	1.8311	100.3003
1.1275	508.7841	1.9348	102.0631
1.1928	505.2477	2.0387	102.0676
1.2582	505.2448	2.1426	102.0722
1.3235	505.2419	2.2465	102.0768
1.3889	501.7054	2.3504	102.0813
1.4542	501.7026	2.4543	102.0859
1.5196	501.6997	2.5582	102.0905
1.585	498.1632	2.6621	102.095
1.6503	498.1602	2.766	102.0996
1.7157	498.1574	2.8696	103.8624
1.781	498.1545	2.9735	103.867
1.8464	494.6181	3.0774	103.8715

1.9118	494.6152
1.9771	494.6122
2.0425	491.0759
2.1078	491.073
2.1732	491.0701
2.2386	487.5335
2.3039	487.5307
2.3693	487.5279
2.4346	483.9914
2.5	483.9885
2.5654	483.9856
2.6307	480.4492
2.6961	480.4463
2.7614	480.4434
2.8268	476.9069
2.8921	476.9041
2.9575	476.9012
3.0229	473.3647
3.0882	473.3618
3.1536	473.3589
3.1536	469.8254
3.1536	466.2918
3.1536	462.7582
3.219	459.2218
3.219	455.6882
3.219	452.1546
3.219	448.6211
3.219	445.0875
3.219	441.5539
3.219	438.0204
3.219	434.4868
3.219	430.9532
3.219	427.4197
3.219	423.886
3.2843	420.3496
3.2843	416.8161
3.2843	413.2825
3.2843	409.7489
3.2843	406.2154
3.3497	402.6789
3.3497	399.1453
3.3497	395.6118
3.3497	392.0782
3.3497	388.5446

3.1813	103.8761
3.2852	103.8807
3.3891	103.8852
3.4928	105.648
3.5967	105.6526
3.7003	107.4154
3.8042	107.42
3.9081	107.4245
4.0118	109.1873
4.1157	109.1919
4.2196	109.1965
4.3233	110.9593
4.4271	110.9638
4.531	110.9684
4.6347	112.7311
4.7386	112.7358
4.8423	114.4986
4.9462	114.503
5.0501	114.5077
5.1537	116.2705
5.2576	116.2751
5.3615	116.2796
5.4654	116.2842
5.5693	116.2888
5.6732	116.2933
5.7771	116.2979
5.881	116.3025
5.9849	116.307
6.089	114.5534
6.1929	114.5579
6.297	112.8043
6.4009	112.8088
6.5048	112.8134
6.6087	112.818
6.7126	112.8225
6.8165	112.8271
6.9203	112.8317
7.0245	111.078
7.1284	111.0826
7.2323	111.0871
7.3362	111.0917
7.4401	111.0963
7.544	111.1008
7.6477	112.8636

3.415	385.0082
3.415	381.4746
3.415	377.9409
3.415	374.4075
3.415	370.8739
3.4804	367.3374
3.4804	363.8039
3.4804	360.2703
3.4804	356.7367
3.4804	353.2032
3.5457	349.6667
3.5457	346.1331
3.5457	342.5996
3.5457	339.066
3.5457	335.5324
3.6111	331.996
3.6111	328.4624
3.6111	324.9287
3.6111	321.3953
3.6111	317.8617
3.6764	314.3252
3.6764	310.7917
3.6764	307.2581
3.6764	303.7245
3.6764	300.191
3.7418	296.6545
3.7418	293.1209
3.7418	289.5874
3.7418	286.0538
3.7418	282.5202
3.8072	282.5173
3.8072	278.9838
3.8072	275.4502
3.8072	271.9165
3.8072	268.3831
3.8072	264.8495
3.8725	264.8466
3.8725	261.313
3.8725	257.7795
3.8725	254.2459
3.8725	250.7123
3.8725	247.1788
3.8725	243.6452
3.8725	240.1116

7.7513	114.6263
7.855	116.3892
7.9588	116.3938
8.0626	118.1566
8.1662	119.9194
8.2701	119.924
8.374	119.9285
8.4779	119.9331
8.5817	119.9377
8.6857	119.9422
8.7896	119.9468
8.8935	119.9514
8.9973	119.9559
9.1013	119.9605
9.2052	119.9651
9.3093	118.2114
9.4134	116.4577
9.5175	114.7041
9.6215	114.7086
9.6217	112.9504
9.7258	111.1967
9.726	109.4385
9.8302	107.6848
9.9343	105.9312
9.9344	104.1729
10.0386	102.4193
10.1425	102.4238
10.1428	100.6656
10.2469	98.912
10.2471	97.1537
10.2474	95.3955
10.2476	93.6373
10.3517	91.8836
10.4558	90.1299
10.4561	88.3717
10.5602	86.6179
10.6643	84.8643
10.7684	83.1107
10.8726	81.357
10.9767	79.6034
11.0808	77.8497
11.081	76.0915
11.1849	76.096
11.1852	74.3378

3.8725	236.5781
3.8725	233.0445
3.8725	229.5109
3.8725	225.9774
3.9379	222.4409
4.0033	218.9043
4.0686	215.3679
4.134	211.8315
4.1993	208.2951
4.1993	204.7614
4.1993	201.2279
4.1993	197.6944
4.2647	194.1579
4.2647	190.6244
4.3301	187.0879
4.3954	183.5514
4.3954	180.0179
4.4607	176.4814
4.4607	172.9478
4.5261	169.4114
4.5915	165.8749
4.5915	162.3414
4.6569	158.8049
4.6569	155.2713
4.7222	151.7349
4.7875	148.1984
4.7875	144.6649
4.8529	141.1284
4.9183	137.5918
4.9183	134.0584
4.9837	130.5219
5.049	130.519
5.1144	130.5161
5.1797	130.5133
5.2451	130.5104
5.2451	126.9768
5.3105	126.9739
5.3758	126.971
5.4412	126.9681
5.5065	126.9653
5.5718	126.9624
5.6373	126.9595
5.7026	126.9566
5.768	126.9537

11.289	74.3424
11.2888	76.1006
11.1847	77.8542
11.1844	79.6125
11.2884	79.6171
11.3923	79.6216
11.4959	81.3844
11.5998	81.389
11.7035	83.1518
11.8072	84.9146
11.9108	86.6774
12.0147	86.682
12.1184	88.4447
12.2223	88.4493
12.3262	88.4539
12.4301	88.4585
12.534	88.463
12.6376	90.2258
12.7415	90.2304
12.8454	90.2349
12.9493	90.2395
13.0532	90.2441
13.1571	90.2487
13.261	90.2532
13.3649	90.2578
13.4687	90.2624
13.5727	90.2669
13.6766	90.2715
13.7805	90.2761
13.8846	88.5224
13.9885	88.527
14.0924	88.5314
14.1963	88.5361
14.3002	88.5407
14.4041	88.5452
14.508	88.5497
14.6118	88.5544
14.7158	88.5589
14.8197	88.5635
14.9236	88.5681
15.0272	90.3309
15.1309	92.0937
15.2346	93.8565
15.3382	95.6193

5.8333	126.9508
5.8987	126.9479
5.9641	126.9451
6.0294	123.4086
6.0948	123.4057
6.1601	123.4028
6.2255	123.3999
6.2908	123.397
6.3562	123.3942
6.4216	123.3913
6.4868	123.3884
6.5523	123.3855
6.6176	123.3826
6.683	123.3797
6.7484	123.3768
6.8136	123.374
6.8791	123.3711
6.9444	123.3682
7.0098	123.3653
7.0752	123.3624
7.1405	123.3595
7.2059	123.3566
7.2711	123.3537
7.3366	123.3509
7.402	123.3479
7.4673	123.3451
7.5327	123.3422
7.5979	123.3393
7.6634	123.3364
7.7288	123.3335
7.7941	126.8641
7.8595	126.8613
7.9247	126.8584
7.9902	126.8556
8.0556	126.8527
8.1209	126.8498
8.1863	126.8469
8.2516	126.8439
8.317	126.8411
8.3824	126.8382
8.4477	126.8353
8.5131	126.8325
8.5784	126.8296
8.6438	126.8267

15.4421	95.6238
15.546	95.6284
15.6499	95.633
15.754	93.8793
15.8578	93.8839
15.9621	92.1302
16.066	92.1348
16.0662	90.3765
16.0664	88.6183
16.1703	88.6229
16.1705	86.8646
16.1708	85.1064
16.171	83.3482
16.2751	81.5945
16.2753	79.8363
16.3795	78.0826
16.3797	76.3244
16.3799	74.5662
16.3801	72.8079
16.4843	71.0543
16.5882	71.0588
16.5884	69.3006
16.6923	69.3052
16.7964	67.5514
16.7967	65.7933
16.9005	65.7978
16.9008	64.0396
17.0047	64.0442
17.1083	65.807
17.0042	67.5606
17.0044	65.8024
17.1081	67.5652
17.2118	69.328
17.3154	71.0908
17.4191	72.8536
17.523	72.8582
17.6269	72.8627
17.7308	72.8673
17.8347	72.8719
17.9386	72.8763
18.0425	72.881
18.1464	72.8856
18.2503	72.8901
18.3542	72.8947

8.7092	126.8237
8.7745	126.8209
8.8399	126.818
8.9052	126.8151
8.9706	126.8123
9.0359	126.8094
9.1013	126.8065
9.1667	126.8035
9.232	126.8007
9.2974	126.7978
9.3627	126.7949
9.4281	126.792
9.4935	126.7892
9.5588	126.7863
9.6242	126.7833
9.6895	126.7805
9.7549	126.7776
9.8203	126.7747
9.8856	126.7718
9.951	130.3025
10.0163	130.2995
10.0817	130.2967
10.1471	133.8274
10.2124	133.8245
10.2778	133.8216
10.3431	133.8188
10.4085	137.3494
10.4739	137.3466
10.5392	137.3437
10.6046	140.8744
10.6699	140.8715
10.7353	140.8686
10.8007	140.8657
10.866	140.8628
10.9314	140.8599
10.9967	140.857
11.0621	140.854
11.1275	140.8513
11.1928	140.8484
11.2582	140.8455
11.3235	140.8426
11.3889	140.8397
11.4542	140.8368
11.5196	140.8338

18.4583	71.141
18.5622	71.1456
18.6663	69.3919
18.7702	69.3965
18.874	69.4011
18.978	69.4056
19.0819	69.4102
19.1858	69.4148
19.2899	67.6611
19.3938	67.6657
19.4977	67.6702
19.6016	67.6747
19.7057	65.9211
19.8096	65.9257
19.9137	64.172
20.0176	64.1766
20.1218	62.4229
20.2257	62.4275
20.2259	60.6693
20.3298	60.6738
20.4337	60.6784
20.5375	60.683
20.6412	62.4458
20.745	62.4503
20.8488	64.2131
20.9527	64.2177
21.0564	65.9805
21.16	67.7433
21.2639	67.7479
21.3678	67.7524
21.4717	67.757
21.5756	67.7616
21.6795	67.7661
21.7833	67.7707
21.8873	67.7753
21.9912	67.7798
22.0951	67.7844
22.199	67.789
22.3029	67.7934
22.4068	67.7981
22.5109	66.0444
22.6148	66.049
22.7187	66.0536
22.8226	66.0581

11.585	140.8311
11.6503	140.8282
11.7157	140.8253
11.781	140.8224
11.8464	140.8195
11.9118	140.8166
11.9771	140.8136
12.0425	140.8108
12.1078	140.808
12.1732	140.8051
12.2386	140.8022
12.3039	140.7993
12.3693	140.7964
12.4346	140.7934
12.5	140.7906
12.5654	140.7877
12.6307	140.7849
12.6961	140.782
12.7614	140.7791
12.8268	140.7762
12.8921	140.7732
12.9575	137.2368
13.0229	137.234
13.0882	137.2311
13.1536	137.2282
13.219	137.2253
13.2843	137.2224
13.3497	137.2195
13.415	133.6831
13.4804	133.6802
13.5457	133.6773
13.6111	133.6743
13.6764	133.6715
13.7418	133.6686
13.8072	133.6658
13.8725	133.6629
13.9379	133.66
14.0033	133.6571
14.0686	133.6542
14.134	133.6513
14.1993	137.182
14.2647	137.1791
14.3301	137.1762
14.3954	137.1733

22.9264	66.0627
23.0306	64.309
23.1345	64.3136
23.2384	64.3182
23.3423	64.3227
23.4464	62.5691
23.5503	62.5735
23.6542	62.5782
23.7581	62.5828
23.8622	60.8291
23.9661	60.8336
24.07	60.8382
24.1739	60.8428
24.278	59.0891
24.3819	59.0937
24.4858	59.0983
24.5897	59.1028
24.6936	59.1074
24.7976	57.3537
24.9016	57.3583
25.0055	57.3629
25.1094	57.3674
25.2133	57.3719
25.3172	57.3766
25.4211	57.3811
25.525	57.3857
25.6289	57.3902
25.7328	57.3948
25.8365	59.1576
25.9404	59.1622
26.0443	59.1668
26.1482	59.1713
26.2518	60.9341
26.3557	60.9386
26.4596	60.9433
26.5635	60.9478
26.6672	62.7106
26.7711	62.7151
26.875	62.7198
26.9786	64.4826
27.0823	66.2454
27.186	68.0082
27.2896	69.771
27.2894	71.5292

14.4607	140.704
14.5261	140.701
14.5915	140.6983
14.6569	140.6954
14.7222	140.6925
14.7875	140.6896
14.8529	140.6867
14.9183	140.6838
14.9837	140.6808
15.049	140.678
15.1144	140.6752
15.1797	140.6723
15.2451	140.6694
15.3105	140.6665
15.3758	140.6636
15.4412	140.6606
15.5065	140.6578
15.5718	140.655
15.6373	140.6521
15.7026	140.6492
15.768	140.6463
15.8333	140.6434
15.8987	140.6404
15.9641	140.6376
16.0294	137.1012
16.0948	137.0983
16.1601	137.0954
16.2255	133.5589
16.2908	133.5561
16.3562	133.5532
16.4216	133.5503
16.4868	130.0138
16.5523	130.0109
16.6176	130.0081
16.683	126.4716
16.7484	126.4687
16.8136	126.4658
16.8791	126.4628
16.9444	126.4601
17.0098	126.4572
17.0752	126.4543
17.1405	122.9178
17.2059	122.9149
17.2711	122.912

27.3931	73.292
27.4967	75.0548
27.6004	76.8176
27.7041	78.5804
27.8077	80.3432
27.9116	80.3477
28.0155	80.3523
28.1194	80.3569
28.2233	80.3615
28.3275	78.6078
28.4316	76.854
28.5356	75.1005
28.6398	73.3468
28.7439	71.5931
28.8481	69.8395
28.952	69.8439
29.0559	69.8486
29.1598	69.8532
29.2637	69.8577
29.3676	69.8622
29.4712	71.6251
29.5751	71.6297
29.679	71.6341
29.7829	71.6388
29.8866	73.4016
29.9905	73.4062
30.0944	73.4107
30.1983	73.4153
30.3024	71.6616
30.4062	71.6662
30.4064	69.908
30.5104	69.9125
30.6143	69.9171
30.7182	69.9217
30.8221	69.9262
30.926	69.9308
31.0299	69.9354
31.1335	71.6982
31.2372	73.461
31.3411	73.4655
31.4447	75.2283
31.5487	75.2328
31.6522	76.9957
31.7562	77.0003

17.3366	122.9092	31.8601	77.0048
17.402	122.9062	31.964	77.0094
17.4673	122.9034	32.0677	78.7722
17.5327	122.9005	32.1716	78.7768
17.5979	122.8976	32.2755	78.7812
17.6634	122.8947	32.3794	78.7859
17.7288	122.8918	32.4833	78.7905
17.7941	122.889	32.5872	78.795
17.8595	122.886	32.6911	78.7995
17.9247	122.8832		
17.9902	122.8803		
18.0556	126.411		
18.1209	126.4081		
18.1863	126.4052		
18.2516	129.9359		
18.317	129.933		
18.3824	129.9301		
18.4477	129.9272		
18.5131	133.4579		
18.5784	133.455		

Tabela IV. 2 - Resultados do ensaio realizado com o equipamento Portancemètre no alinhamento 2.

Alinhamento 2	
Distância ao encontro (m)	EV ₂ (MPa)
X	Y
0	322.3214
0.0654	322.3185
0.1307	325.887
0.1961	329.4555
0.2614	333.024
0.3268	336.5926
0.3921	340.1611
0.4575	343.7296
0.5229	347.2981
0.5882	350.8666
0.5882	354.438
0.6536	354.4351
0.6536	358.0065
0.7189	358.0036
0.7189	361.575
0.7843	361.5721
0.8497	365.1406

0.8497	368.7121
0.915	368.7092
0.915	372.2806
0.915	375.8519
0.9804	379.4205
1.0458	382.9889
1.1111	386.5575
1.1764	390.1261
1.2418	393.6945
1.2418	397.266
1.3072	397.2631
1.3725	400.8316
1.4379	404.4001
1.5032	407.9686
1.5686	411.5371
1.634	411.5342
1.634	415.1056
1.6993	418.6741
1.7647	418.6712
1.7647	422.2426
1.83	422.2397
1.83	425.8112
1.8954	425.8082
1.9607	429.3768
2.0261	432.9453
2.0915	436.5138
2.1569	440.0823
2.2222	443.6508
2.2222	447.2222
2.2876	447.2193
2.3529	450.7877
2.4183	454.3563
2.4837	457.9247
2.4837	461.4963
2.549	461.4933
2.6143	465.0619
2.6143	468.6333
2.6797	468.6303
2.6797	472.2018
2.745	472.1989
2.745	475.7703
2.8105	479.3388
2.8758	482.9073
2.9412	486.4758

3.0065	490.0444
3.0719	493.6129
3.1373	493.6099
3.1373	497.1814
3.2026	500.7499
3.268	504.3184
3.3333	504.3155
3.3987	500.741
3.4641	500.7382
3.5293	497.1639
3.5948	497.1609
3.6601	493.5866
3.7255	493.5836
3.7908	493.5808
3.8561	490.0064
3.9216	490.0035
3.9868	490.0006
4.0523	489.9977
4.1176	486.4233
4.183	486.4203
4.2484	486.4175
4.3136	482.8431
4.3791	482.8401
4.4444	479.2659
4.5098	479.263
4.5752	479.26
4.6404	479.257
4.7059	479.2542
4.7711	475.6799
4.8366	475.6768
4.902	475.674
4.9673	475.6711
5.0327	475.6682
5.098	472.0937
5.1634	472.0909
5.2288	472.088
5.2941	472.0851
5.3595	472.0822
5.4248	472.0792
5.4902	472.0763
5.5556	475.6448
5.6209	479.2134
5.6863	482.7819
5.7516	486.3504

5.817	486.3475
5.8824	489.916
5.9477	493.4845
6.0131	497.053
6.0784	497.0501
6.1438	500.6186
6.2092	500.6157
6.2092	504.1871
6.2745	504.1842
6.3399	504.1813
6.4052	504.1783
6.4706	500.604
6.5359	500.6011
6.4706	497.0326
6.5359	497.0296
6.5359	493.4582
6.5359	489.8868
6.6013	489.8839
6.6013	486.3124
6.6013	482.741
6.6013	479.1696
6.6667	475.5952
6.6667	472.0238
6.6667	468.4524
6.6667	464.881
6.732	461.3066
6.732	457.7351
6.7974	454.1608
6.7974	450.5894
6.8627	447.0151
6.8627	443.4436
6.9281	439.8693
6.9281	436.2979
6.9935	432.7235
7.0588	429.1492
7.0588	425.5777
7.1242	422.0034
7.1242	418.432
7.1895	414.8576
7.1895	411.2862
7.2549	407.7118
7.2549	404.1404
7.2549	400.569
7.2549	396.9975

7.2549	393.4261
7.3203	389.8518
7.3203	386.2803
7.3203	382.7088
7.3203	379.1375
7.3203	375.5661
7.3203	371.9946
7.3856	368.4203
7.3856	364.8489
7.3856	361.2774
7.3856	357.706
7.3856	354.1346
7.451	350.5602
7.451	346.9888
7.451	343.4174
7.451	339.8458
7.451	336.2745
7.5163	332.7002
7.5163	329.1287
7.5163	325.5573
7.5163	321.9859
7.5163	318.4144
7.5817	314.8401
7.5817	311.2687
7.5817	307.6972
7.5817	304.1258
7.5817	300.5544
7.6471	296.98
7.6471	293.4086
7.6471	289.8372
7.6471	286.2658
7.6471	282.6943
7.6471	279.1229
7.7124	275.5486
7.7124	271.9771
7.7124	268.4057
7.7124	264.8343
7.7124	261.2628
7.7778	257.6885
7.7778	254.1171
7.7778	250.5455
7.7778	246.9742
7.7778	243.4028
7.7778	239.8313

7.8431	236.257
7.8431	232.6856
7.9085	232.6827
7.9085	229.1112
7.9085	225.5398
7.9085	221.9684
7.9085	218.3969
7.9085	214.8255
7.9085	211.2541
7.9085	207.6827
7.9085	204.1112
7.9739	200.5369
7.9739	196.9655
7.9739	193.394
8.0392	193.3911
8.1046	189.8168
8.1699	186.2424
8.1699	182.671
8.1699	179.0996
8.1699	175.5281
8.1699	171.9567
8.1699	168.3853
8.1699	164.8138
8.1699	161.2424
8.1699	157.671
8.1699	154.0996
8.1699	150.5281
8.1699	146.9567
8.1699	143.3853
8.2353	143.3824
8.3007	139.808
8.366	139.8051
8.4314	139.8022
8.4967	139.7993
8.5621	136.2248
8.6275	136.222
8.6928	136.2191
8.7582	136.2162
8.8235	136.2132
8.8889	136.2103
8.9542	136.2074
9.0196	136.2045
9.085	136.2016
9.1503	136.1985

9.2157	136.1957
9.281	136.1928
9.3464	136.1899
9.4118	136.187
9.4771	136.1841
9.5425	136.1811
9.6078	136.1782
9.6732	136.1753
9.7386	132.601
9.8039	132.5979
9.8693	132.5951
9.9346	132.5922
10	132.5893
10.0654	132.5864
10.1307	132.5835
10.1961	132.5805
10.2614	132.5776
10.3268	129.0033
10.3921	129.0004
10.4575	128.9973
10.5229	128.9945
10.5882	128.9916
10.6536	128.9887
10.7189	125.4143
10.7843	125.4114
10.8497	125.4085
10.915	125.4056
10.9804	125.4027
11.0458	125.3997
11.1111	121.8254
11.1764	121.8225
11.2418	121.8195
11.3072	121.8166
11.3725	118.2423
11.4379	118.2394
11.5032	118.2365
11.5686	118.2335
11.634	114.6592
11.6993	114.6562
11.7647	111.0819
11.83	111.079
11.8954	111.0761
11.9607	111.0732
12.0261	107.4988

12.0915	107.4959
12.1569	107.4929
12.2222	107.4901
12.2876	107.4872
12.3529	107.4842
12.4183	107.4813
12.4837	107.4784
12.549	107.4755
12.6143	107.4726
12.6797	107.4697
12.745	107.4667
12.8105	103.8923
12.8758	103.8895
12.9412	103.8866
13.0065	103.8836
13.0719	103.8807
13.1373	103.8778
13.2026	103.8749
13.268	103.8719
13.3333	103.869
13.3987	103.866
13.4641	103.8632
13.5293	103.8603
13.5948	103.8574
13.6601	103.8545
13.7255	107.423
13.7908	107.4201
13.8561	107.4171
13.9216	107.4142
13.9868	107.4113
14.0523	107.4083
14.1176	107.4055
14.183	107.4025
14.2484	107.3996
14.3136	103.8253
14.3791	103.8224
14.4444	103.8194
14.5098	103.8165
14.5752	100.2422
14.6404	100.2393
14.7059	100.2363
14.7711	96.662
14.8366	96.6591
14.902	96.6562

14.9673	96.6532
15.0327	96.6503
15.098	96.6474
15.1634	96.6444
15.2288	96.6416
15.2941	96.6387
15.3595	96.6357
15.4248	96.6328
15.4902	96.6299
15.5556	96.627
15.6209	100.1955
15.6863	100.1926
15.7516	100.1897
15.817	100.1867
15.8824	103.7553
15.9477	103.7523
16.0131	103.7494
16.0784	103.7465
16.1438	107.315
16.2092	107.3121
16.2745	107.3092
16.3399	110.8777
16.4052	114.4462
16.4706	114.4433
16.5359	114.4404
16.6013	118.0089
16.6667	118.006
16.732	118.003
16.7974	118.0001
16.8627	117.9971
16.9281	117.9943
16.9935	117.9914
17.0588	117.9884
17.1242	117.9855
17.1895	117.9826
17.2549	117.9797
17.3203	117.9768
17.3856	121.5453
17.451	121.5424
17.5163	121.5394
17.5817	121.5365
17.6471	121.5335
17.7124	121.5307
17.7778	121.5278

17.8431	121.5249
17.9085	121.5219
17.9739	121.519
18.0392	121.5161
18.1046	121.5131
18.1699	117.9388
18.2353	117.9359
18.3007	117.933
18.366	117.9301
18.4314	117.9272
18.4967	114.3528
18.5621	114.3498
18.6275	114.347
18.6928	114.3441
18.7582	114.3412
18.8235	114.3382
18.8889	114.3353
18.9542	114.3324
19.0196	114.3295
19.085	114.3266
19.1503	117.8951
19.2157	117.8921
19.281	117.8892
19.3464	117.8862
19.4118	117.8834
19.4771	117.8805
19.5425	121.449
19.6078	121.4461
19.6732	121.4432
19.7386	121.4402
19.8039	121.4373
19.8693	121.4344
19.9346	121.4315
20	121.4285
20.0654	124.9971
20.1307	124.9942
20.1961	124.9912
20.2614	124.9883
20.3268	124.9854
20.3921	124.9825
20.4575	124.9796
20.5229	128.5481
20.5882	128.5452
20.6536	128.5423

20.7189	128.5393
20.7843	128.5364
20.8497	132.1049
20.915	132.102
20.9804	132.0991
21.0458	132.0962
21.1111	132.0933
21.1764	135.6618
21.2418	135.6588
21.3072	135.6559
21.3725	135.653
21.4379	135.6501
21.5032	135.6472
21.5686	135.6442
21.634	135.6413
21.6993	135.6383
21.7647	135.6355
21.83	135.6326
21.8954	135.6297
21.9607	135.6268
22.0261	135.6238
22.0915	135.6209
22.1569	135.6179
22.2222	135.6151
22.2876	135.6122
22.3529	135.6092
22.4183	135.6063
22.4837	135.6034
22.549	135.6005
22.6143	135.5976
22.6797	135.5947
22.745	135.5917
22.8105	135.5888
22.8758	135.5859
22.9412	135.583
23.0065	139.1515
23.0719	139.1486
23.1373	139.1457
23.2026	139.1427
23.268	139.1398
23.3333	139.1369
23.3987	139.134
23.4641	139.1311
23.5293	139.1282

23.5948	139.1252
23.6601	139.1223
23.7255	139.1194
23.7908	139.1165
23.8561	139.1136
23.9216	139.1106
23.9868	135.5363
24.0523	135.5333
24.1176	135.5305
24.183	131.9561
24.2484	131.9532
24.3136	128.3789

Tabela IV. 3 - Levantamento Topográfico executado ao nível das travessas do lado esquerdo e direito da via-férrea.

TNi	Deslocamento (mm)		
	13 meses	24 meses	36 meses
Distância ao encontro (m)			
4.05	8.1655	9.3065	9.9329
14.1	10.5817	11.9687	13.1544
24	13.1767	14.8322	16.6219
34.1	11.2974	12.4161	14.34
44.1	11.2974	12.8635	14.2506
54	11.1857	12.8635	14.1611
64.1	11.5884	12.8635	14.3624

TPi	Deslocamento (mm)		
	13 meses	24 meses	36 meses
Distância ao encontro (m)			
4.05	-	-	-
14.1	11.5813	12.7223	14.9594
24	12.3818	13.4779	16.0507
34.1	10.8108	12.1531	14.3455
44.1	10.7833	11.8796	13.9602
54	10.6665	12.1208	13.8434
64.1	10.438	12.3395	14.0397

Tabela IV. 4 - Levantamento Topográfico executado ao nível do sub-balastro do lado esquerdo e direito da via-férrea.

P _{Ni}	Deslocamento (mm)		
	13 meses	24 meses	36 meses
Distância ao encontro (m)			
4.05	0.3996	0.2918	0.1966
14.1	1.7949	2.1882	2.7907
24	2.3784	2.7907	3.4947
34.1	1.8901	1.9979	2.3975
44.1	1.7886	1.6998	2.093
54	1.8013	1.8837	1.9851
64.1	1.6998	1.6998	1.7696

P _{Pi}	Deslocamento (mm)		
	13 meses	24 meses	36 meses
Distância ao encontro (m)			
4.05	-	-	-
14.1	2.2955	2.6981	3.2955
24	3.4025	3.9057	4.6038
34.1	2.4025	2.2955	3.0063
44.1	2.0063	1.4906	2.2013
54	2.0063	1.6918	2.0881
64.1	1.8931	1.9874	1.9874

Tabela IV. 5 - Levantamento Topográfico executado ao nível do balastro do lado esquerdo e direito da via-férrea.

Distância ao encontro (m)	Deformação	
	Ni	Pi
4.05	9.815	-
14.1	10.37	11.6976
24	13.1959	11.4841
34.1	12.0042	11.3754
44.1	12.2449	11.7907
54	12.2061	11.7869
64.1	12.6214	12.0974

ANEXO V – Modelação Revit®

No anexo V apresenta-se o “*Guia para a implementação do BIM nas Infraestruturas Ferroviárias*”, isto é, uma sequência de ilustrações para a realização do modelo 3D e introdução dos dados de informação.

Guia para a implementação do BIM nas Infraestruturas Ferroviárias

Inicialmente, torna-se fundamental compreender as funcionalidades do Revit®. Existem duas funcionalidades que servem de apoio a todo o trabalho, nomeadas como *project browser* e *properties*. O *project browser* possibilita a organização das vistas do projeto, a sua repartição e a sua denominação consoante a vontade do utilizador. No que se refere às *properties*, estas proporcionam ao utilizador toda a informação sobre um determinado objeto ou família. A Figura V. 1 ilustra a barra de comandos superior, denominada *Ribbon*, que apresenta diversos separadores, entre os quais os separadores associados a cada uma das especialidades (arquitetura, estrutura e elementos mecânicos, elétricos e de tubagens).

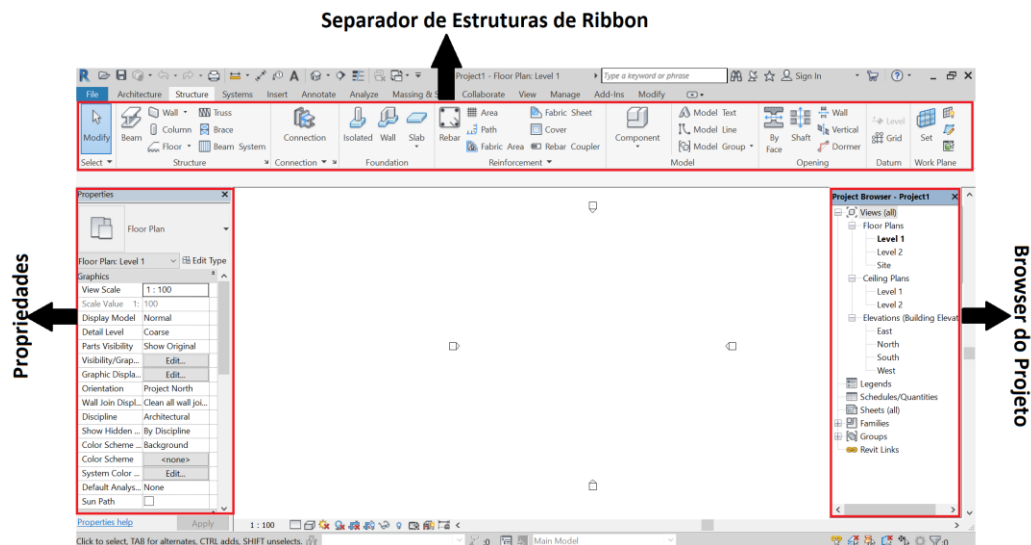


Figura V. 1 - Ambiente de Trabalho do Autodesk® Revit® 2018.

ETAPA 1: escolha do *template*

ETAPA 2: Definição de um nível (Figura V. 2).

Os níveis são criados, normalmente, num dos alçados a partir do comando *Level*.

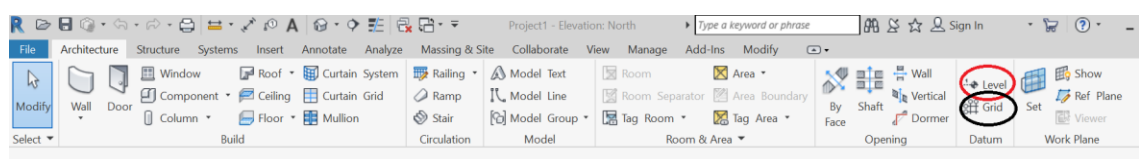


Figura V. 2 - Painei *Datum*: Inserir grelha (preto) e nível (vermelho).

ETAPA 3: Representação das *Grids* estruturais.

As *Grids* são criadas numa vista em planta e de acordo com as necessidades do utilizador. Para tal, selecciona-se *Grid* no painei *Datum* do separador *Structure* da *Ribbon* (Figura V. 2).

ETAPA 4: Configuração das unidades do projeto.

O gestor de unidades de projeto é acedido através da seleção do comando *Project Units*, no painei *Settings* do separador *Manage* da *Ribbon*. A Figura V. 3 apresenta algumas das predefinições consideradas em relação às unidades.

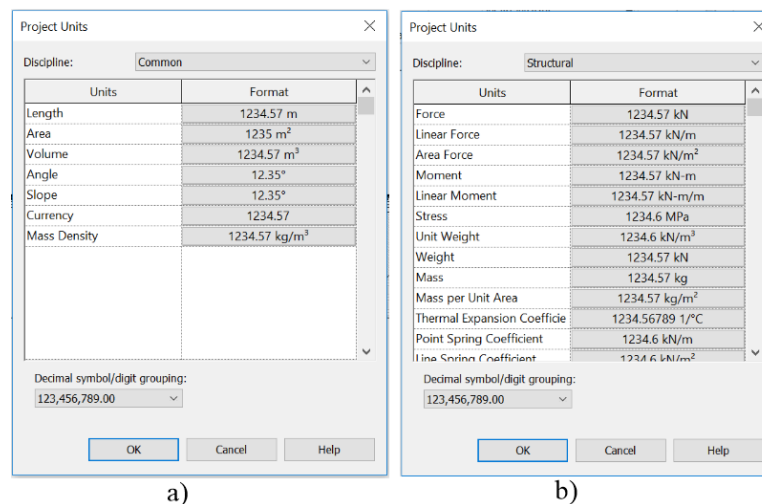


Figura V. 3 - Unidades de projeto: a) comuns; b) estruturais.

ETAPA 5: Importação do ficheiro facultado.

Se o ficheiro facultado estiver em formato *.skp, este deve ser importado através do comando *Link CAD* no separador *Insert*, escolhendo como *File type* o ficheiro facultado (*.skp) (Figura V. 4). O ficheiro em formato *.dwg, deve ser importado para o Revit® através do comando *Import CAD* (Figura V. 5).

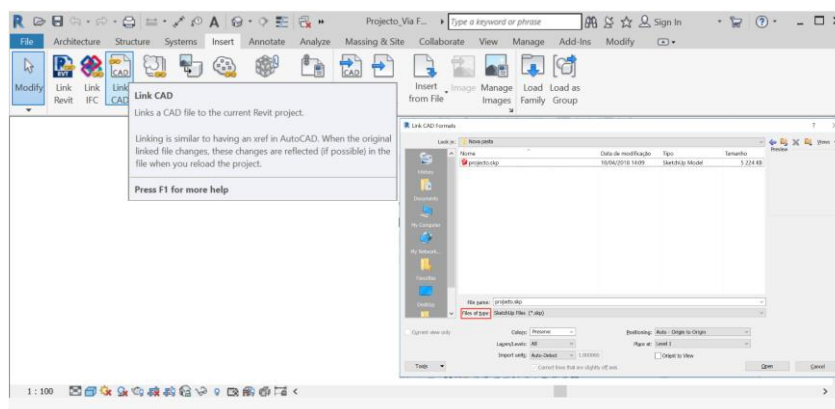


Figura V. 4 - Importação do ficheiro *.skp.

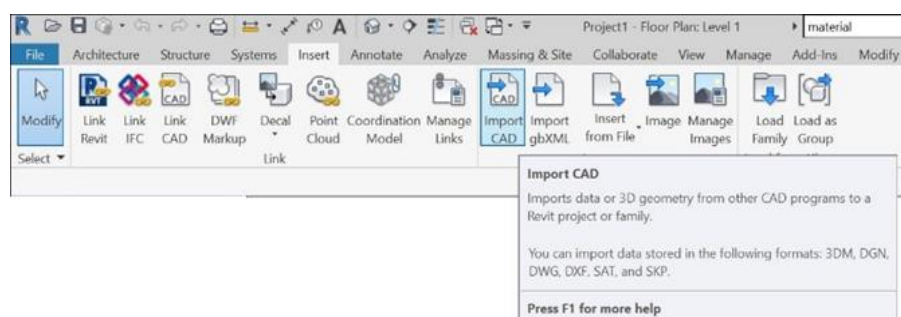


Figura V. 5 - Importação do ficheiro CAD.

ETAPA 6: Modelação BIM 3D.

ETAPA 7: Inserção, criação ou adaptação de famílias.

Para se inserirem novas famílias é necessário seleccionar o comando *Load Family* no separador *Insert* e escolher a família pretendida, conforme ilustra a Figura V. 6. É de salientar que, para a modelação, a informação referente às famílias dos objetos deve estar bem organizada e completa de modo a simplificar todo o processo.

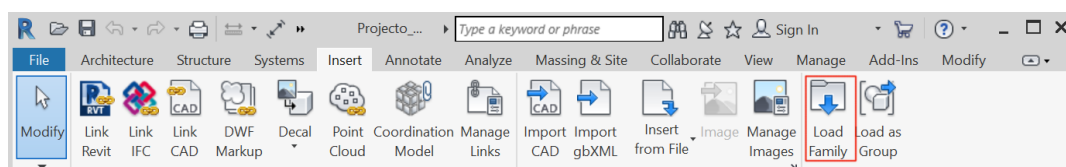
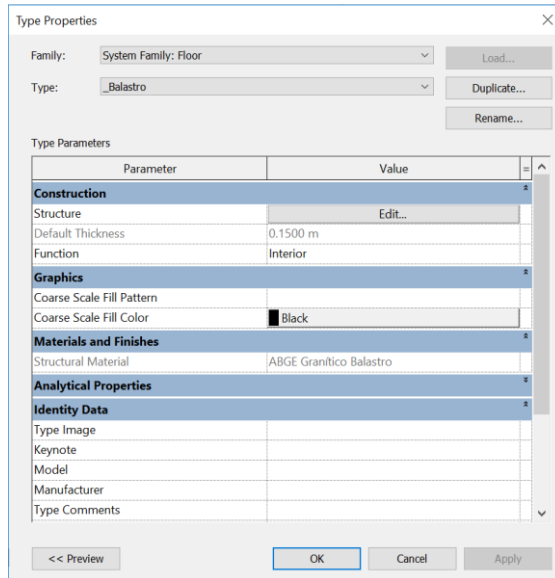
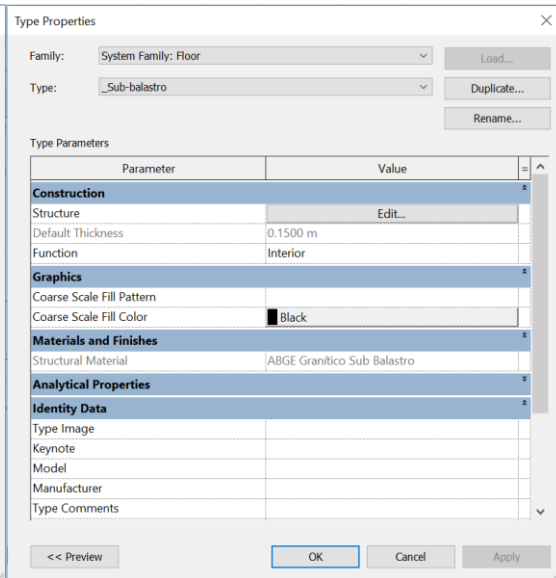


Figura V. 6 - Comando para inserção de famílias no modelo.

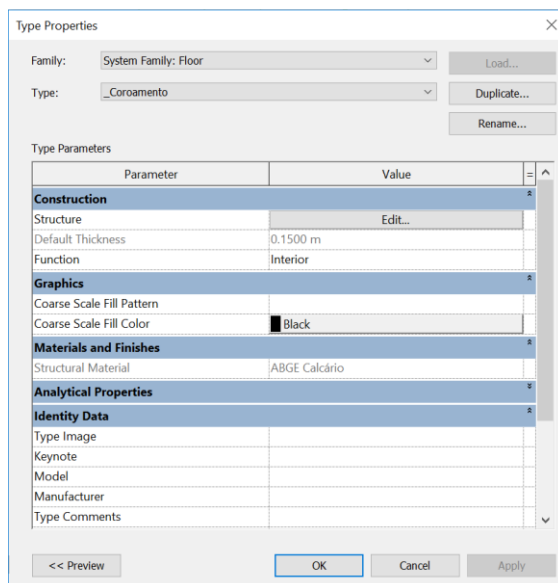
Para o caso de vias balastradas, seleciona-se a opção o “*Floor: Structural*”, no painel *Structure* do separador *Structure* da *Ribbon*, que se considera como sendo o tipo de via mais apropriado, visto que neste caso não se realizarão cálculos de dimensionamento. Posteriormente, com o objetivo de facilitar o processo quando se pretende obter um objeto pouco diferenciado de outro pertencente à mesma família (“*Floor*”), deve-se realizar uma duplicação do objeto, renomeá-lo, indicar as dimensões corretas, selecionar o material correspondente e, deste modo, obtém-se um novo tipo de camada.



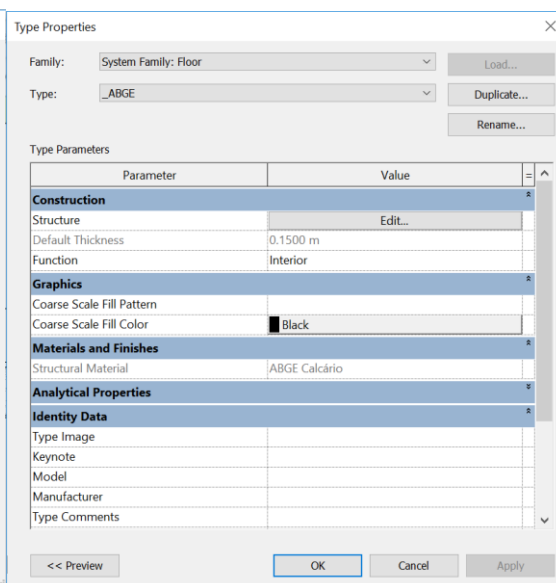
a)



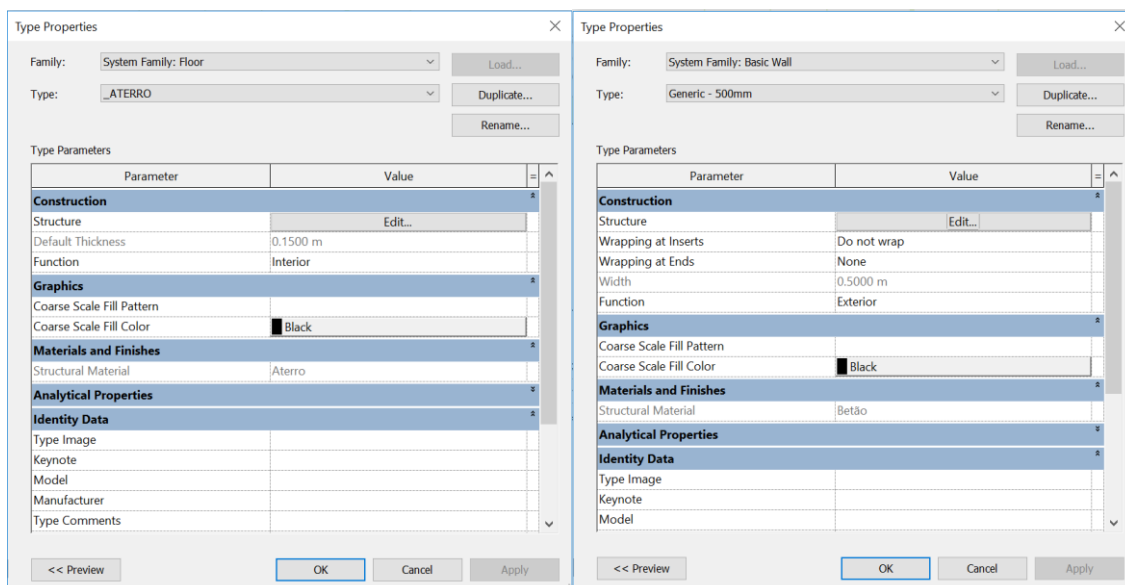
b)



c)

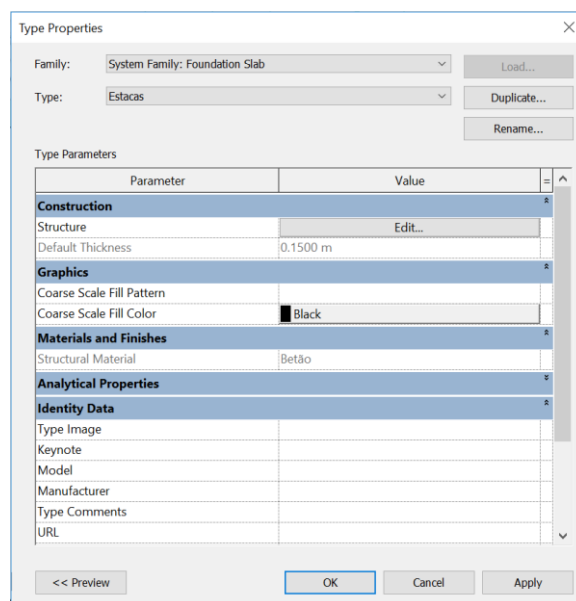


d)



e)

f)

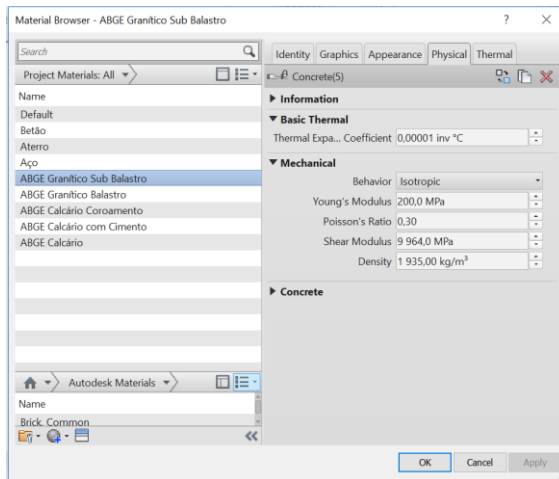


g)

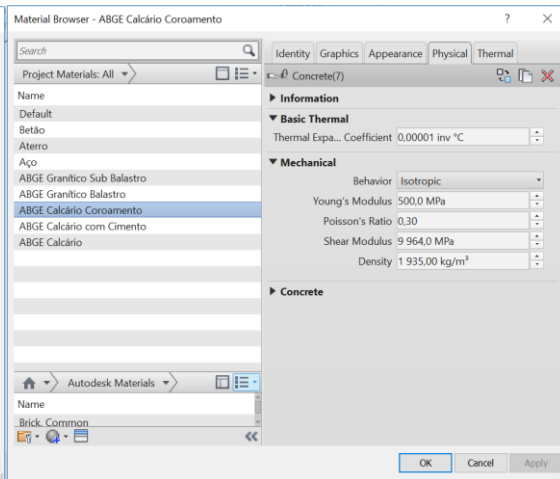
Figura V. 7 - Tipo de via escolhido para a camada de: a) balastro; b) sub-balastro; c) coroamento; d) cunha ABGE; e) aterro; f) paredes/muro de suporte; g) estacas.

ETAPA 8: Definição dos diferentes tipos de materiais

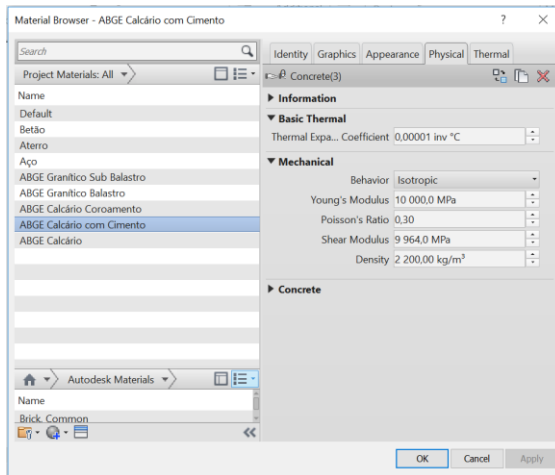
O menu de materiais, *Materials*, pode ser acedido através do separador *Manage* da *Ribbon* no painel *Settings*. Neste local, é possível definir novos tipos de materiais, assim como as suas propriedades físicas ou térmicas (Figura V. 8).



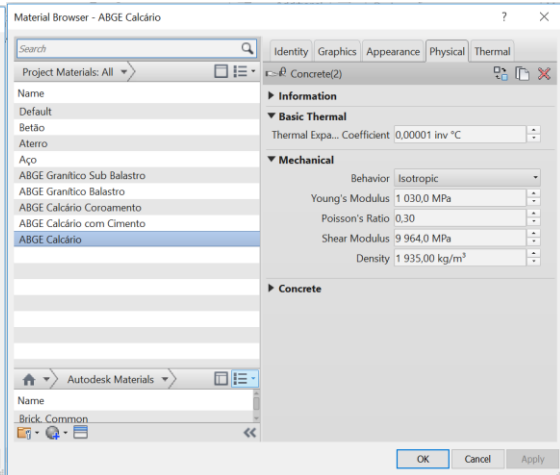
a)



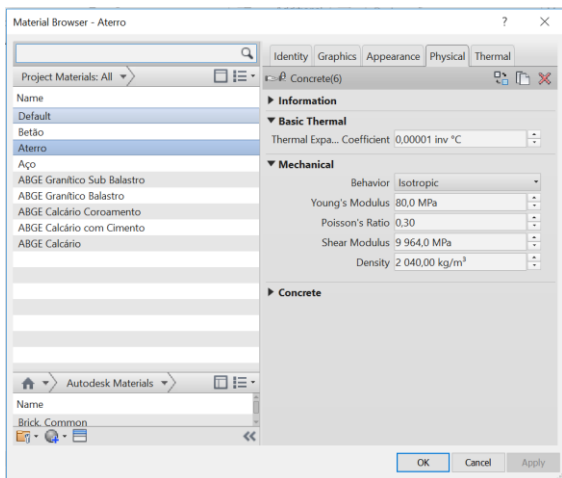
b)



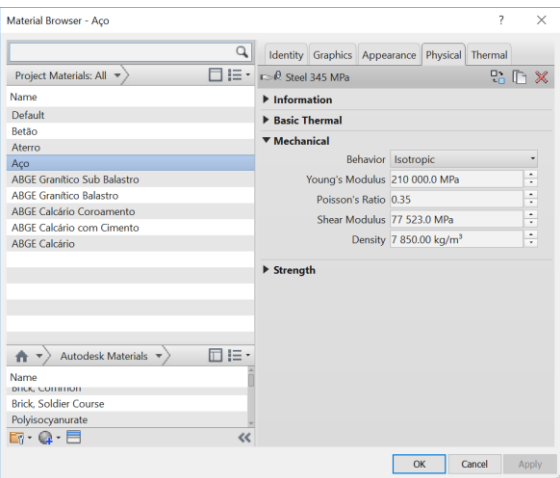
c)



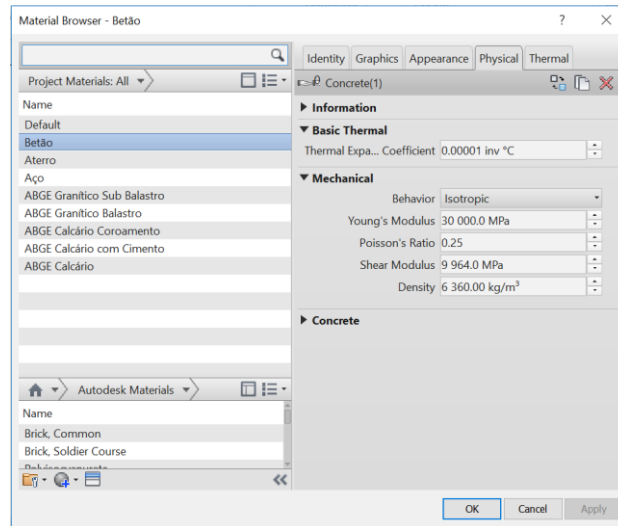
d)



e)

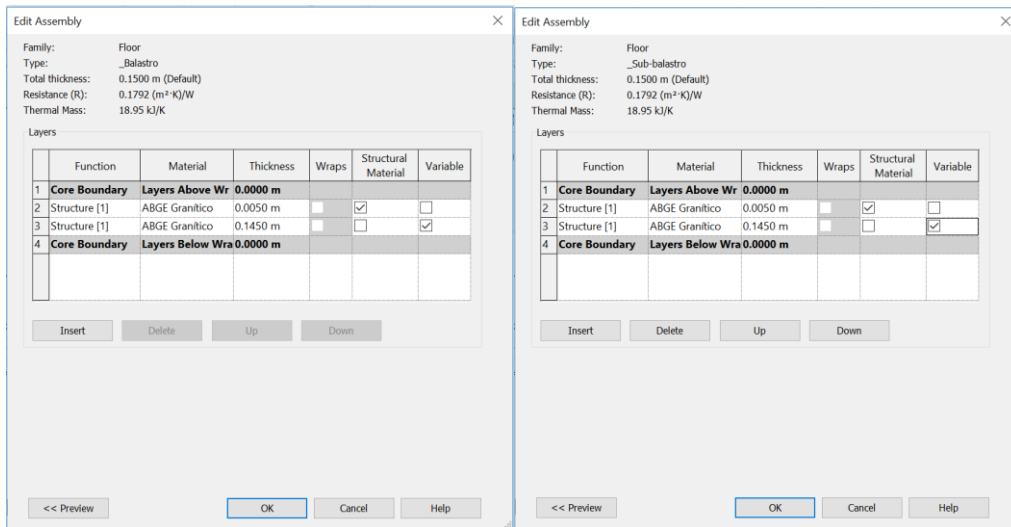


f)



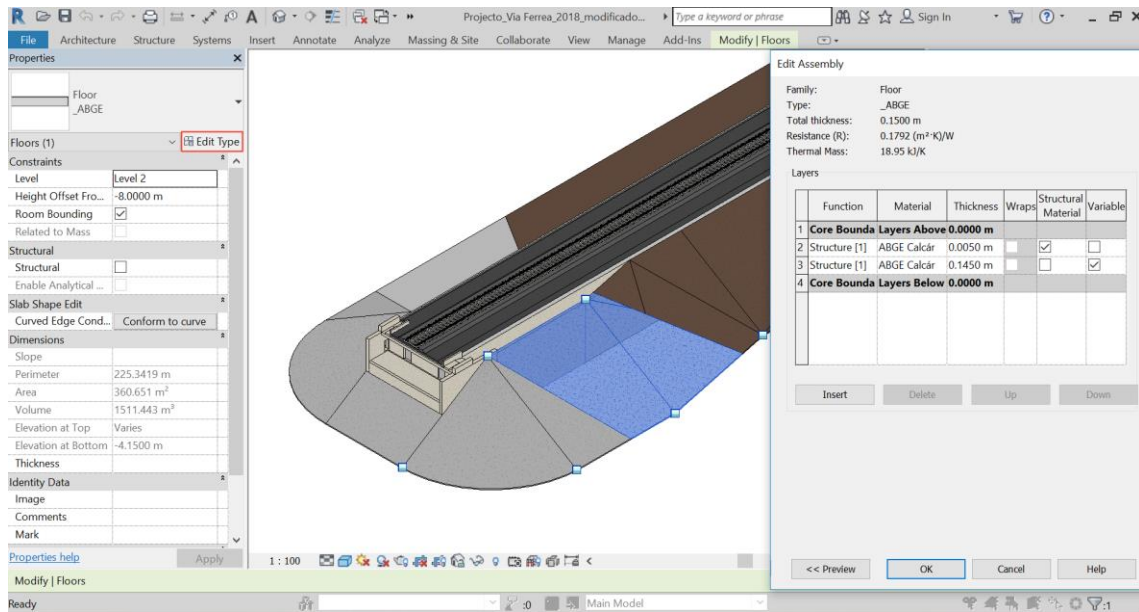
f)

Figura V. 8 - Características dos materiais definidos: a) sub-balastro; b) coroaamento; c) cunha MAC; d) cunha ABGE; e) aterro; f) carris; g) travessas monobloco.

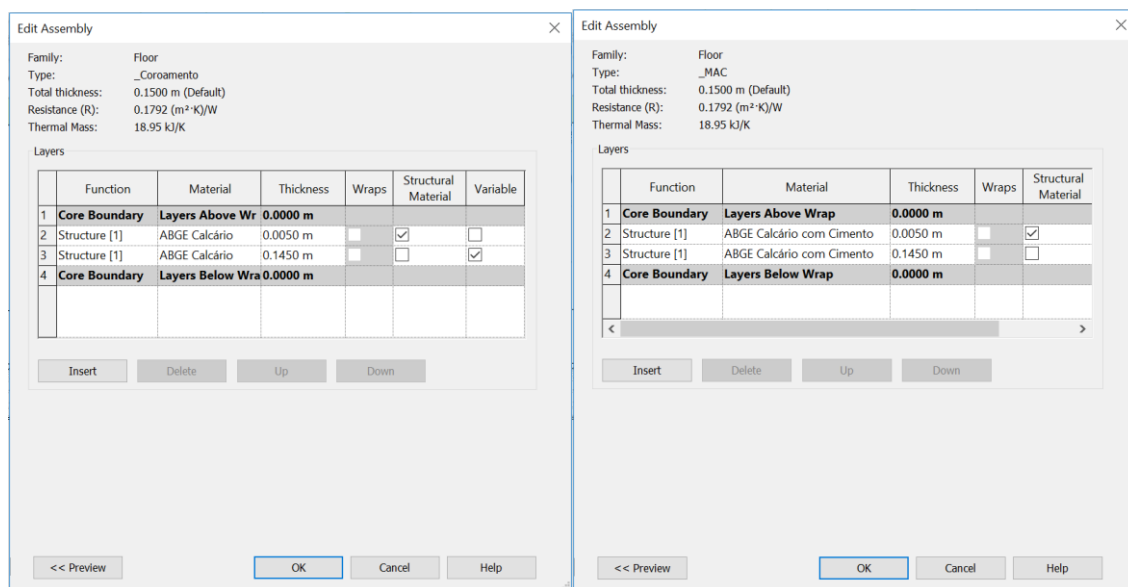


a)

b)



c)



d)

e)

Figura V. 9 - Constituição de camada: a) balastro; b) sub-balastro; c) coroamento; d) cunha ABGE; e) cunha MAC

ETAPA 9: Introdução no *software* dos resultados dos ensaios elegidos.

ETAPA 10: Criação das distintas vistas correspondentes aos resultados dos ensaios facultados.

No painel *Area and Volume Computations (Area Schemes)* do separador *Architecture* da *Ribbon*, criar as distintas vistas correspondentes aos resultados dos ensaios facultados.

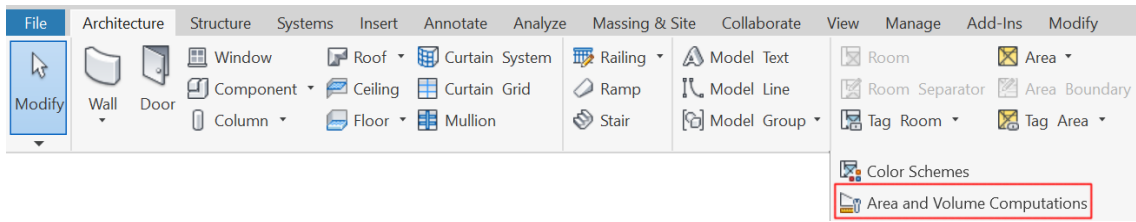


Figura V. 10 - Localização do comando *Area and Volume Computations* no separador da *Architecture* da *Ribbon*.

ETAPA 11: Associação do nível correspondente à vista.

Através do comando *Area plan*, associar o nível correspondente à vista. A título de exemplo, apresenta-se na Figura V. 11 o processo descrito para o caso do Alinhamento 1 (AL1).

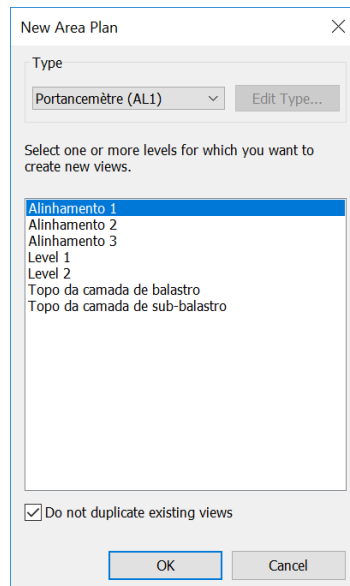


Figura V. 11 - Associação do Alinhamento 1 (nível a 9m) à vista Portancemètre (AL1).

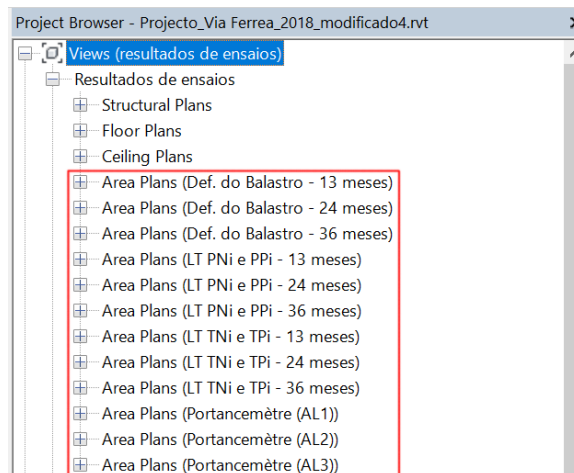
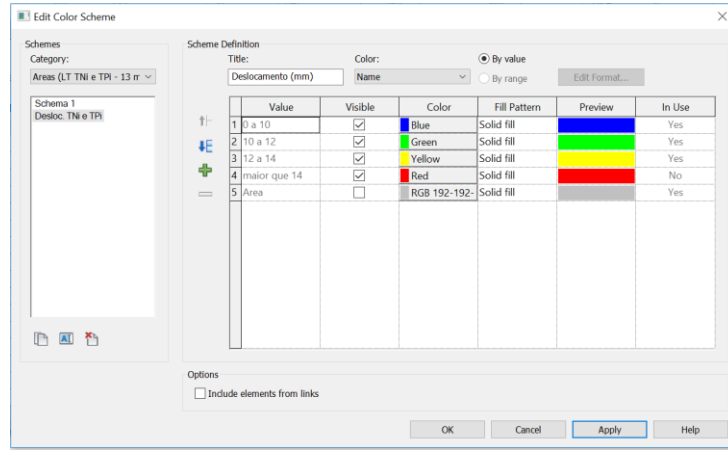


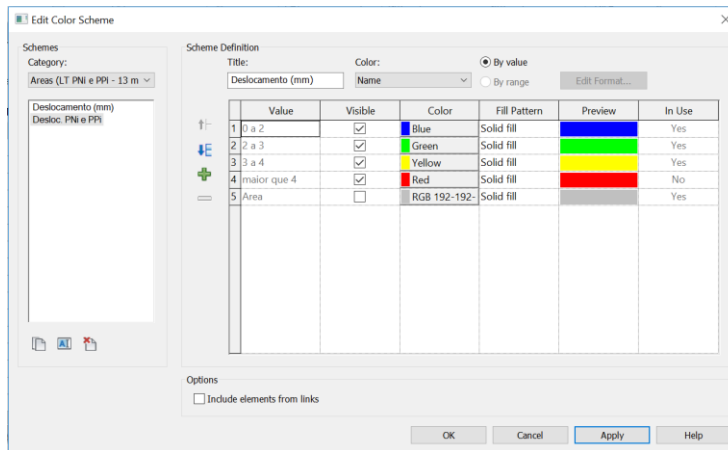
Figura V. 12 - Criação de *Area plans* com base nos ensaios analisados.

ETAPA 12: Definição dos parâmetros a analisar e respetiva escala de cores.

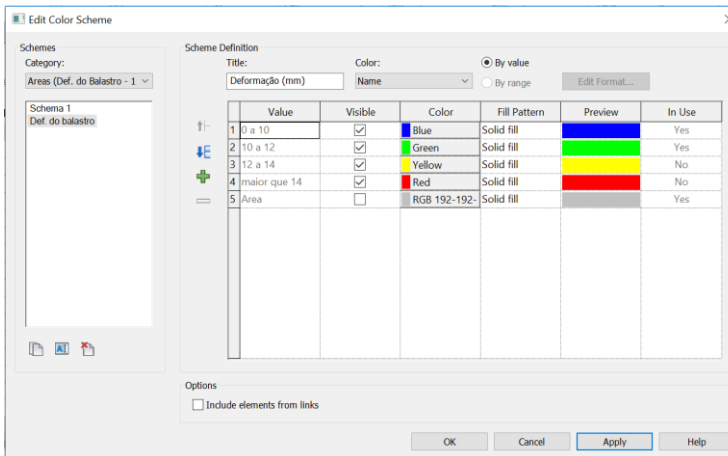
Definir os parâmetros a analisar em *Color Schemes* consoante o tipo de ensaio (deslocamento, E_{v2} , deformação plástica). Definir os intervalos de cada parâmetro em *Edit Color Schemes*, isto é, a respetiva escala de cores, associando uma cor a cada intervalo de valores.



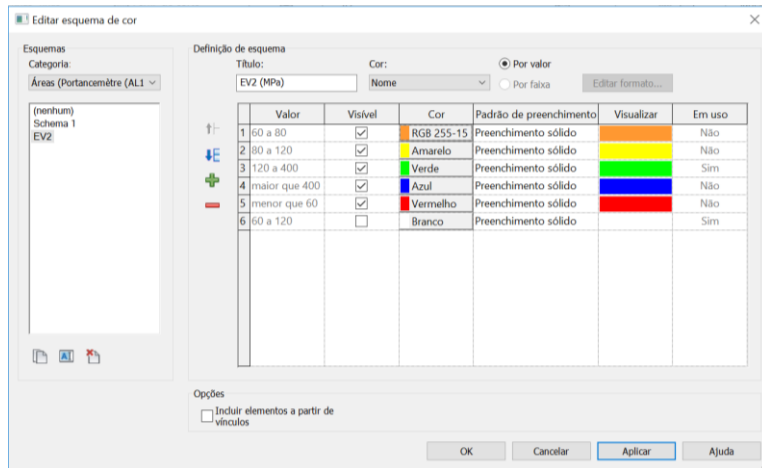
a)



b)



c)



d)

Figura V. 13 - Definição das escalas: a) TNi e TPI; b) PNi e PPI; c) Deformação do balastro; d) Portancemètre.

ETAPA 13: Criação dos limites de área e associação cada área definida à escala do parâmetro geométrico que se pretende analisar.

No separador *Architecture* acede-se a *Area boundary* e procede-se à sua representação, atendendo à segmentação definida anteriormente.

É de salientar que, as informações podem ser adicionadas a uma área ou objeto específico de um projeto. Por outro lado, essas áreas podem ser geridas nas *Properties* em *Color Schemes* (Figura V. 14).

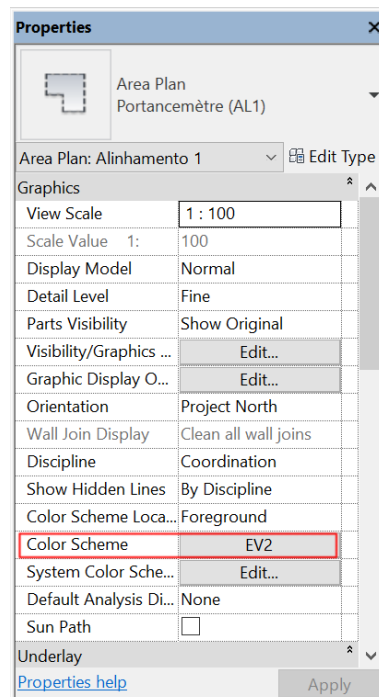


Figura V. 14 - Barra de Propriedades.

ETAPA 14: Inserção da legenda associada ao esquema de cores criado

Para se inserir a legenda associada ao esquema de cores criado, utilizou-se o comando *Color Fill legend* no separador *Annotate* do painel *Settings*.

ANEXO VI - Artigo realizado e apresentado no congresso ptBIM

Apresenta-se o excerto de um artigo realizado no âmbito da presente dissertação de mestrado e apresentado no 2º Congresso Português de *Building Information Modeling*.

A integridade do documento encontra-se no Livro de Atas que pode ser acedido em <https://doi.org/10.5281/zenodo.1226766>.

2º Congresso Português de *Building Information Modelling*
17 e 18 de maio de 2018, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa

CONTRIBUIÇÕES PARA A APLICAÇÃO DO BIM A INFRAESTRUTURAS FERROVIÁRIAS

Sara Carmali⁽¹⁾, Simona Fontul⁽²⁾, Paula Couto⁽²⁾, Maria Falcão da Silva⁽²⁾

(1) Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (FCT-UNL), Lisboa

(2) Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa, e FCT-UNL, Lisboa

Resumo

O BIM é uma metodologia que serve para toda a indústria AECO (Arquitetura, Engenharia, Construção e Operação) e, como tal, permite a representação das características estruturais e funcionais de uma construção, incluindo atividades, entre outras informações. A característica principal do BIM é o sistema de modelação tridimensional que inclui a gestão, partilha e troca de dados de todo o ciclo de vida de uma estrutura, isto é, o modelo BIM pode conter imagens tridimensionais em tempo real, onde cada elemento estrutural ou objeto possui informação dos dados físicos. A metodologia BIM permite conduzir a uma melhor coordenação e colaboração entre os intervenientes no projeto possibilitando o acesso em simultâneo e em tempo real, e, ainda, a uma rápida deteção de conflitos entre componentes, e como consequência uma otimização de custos. No fundo, o BIM pretende dar um impulso favorável no sentido de padronizar a comunicação, partilhar e integrar eficazmente os intervenientes do processo construtivo.

No âmbito das infraestruturas ferroviárias, o presente estudo pretende demonstrar a contribuição da aplicação do BIM na modelação e avaliação de uma via-férrea em serviço. Com a metodologia BIM deseja-se demonstrar que esta pode ser implementada no sistema de gestão de infraestruturas ferroviárias, possibilitando o registo das suas características físicas e geométricas, bem como os dados da medição da via e as intervenções realizadas ao longo da vida útil.

Figura VI. 1 - Artigo realizado e apresentado no 2º congresso do ptBIM.