



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO JOÃO DEL - REI
CAMPUS ALTO PARAÓPEBA

ANDERSON LUIS DE REZENDE
PATRÍCIA MUNIZ OLIVEIRA

***ESTUDO COMPARATIVO DA
APLICABILIDADE DE DIFERENTES
METODOLOGIAS DE CÁLCULO DE LASTRO
DE UM RAMAL FERROVIÁRIO NA REGIÃO
DO ALTO PARAÓPEBA - MG***

OURO BRANCO - MG
DEZEMBRO - 2015

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO JOÃO DEL - REI
CAMPUS ALTO PARAPEBA**

**ANDERSON LUIS DE REZENDE
PATRÍCIA MUNIZ OLIVEIRA**

***ESTUDO COMPARATIVO DA
APLICABILIDADE DE DIFERENTES
METODOLOGIAS DE CÁLCULO DE LASTRO
DE UM RAMAL FERROVIÁRIO NA REGIÃO
DO ALTO PARAPEBA - MG***

**Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
à Coordenação do Curso de Engenharia Civil –
Ênfase em Estruturas Metálicas da Universidade
Federal de São João Del – Rei, Campus Alto
Paraopeba, como requisito parcial para obtenção do
grau de Bacharel em Engenharia Civil.**

**ORIENTADOR: Prof. Me. Tales Moreira de
Oliveira**

**COORIENTADOR: Prof. Leandro Neves
Duarte**

**OURO BRANCO - MG
DEZEMBRO – 2015**

ANDERSON LUIS DE REZENDE
PATRÍCIA MUNIZ OLIVEIRA

***ESTUDO COMPARATIVO DA
APLICABILIDADE DE DIFERENTES
METODOLOGIAS DE CÁLCULO DE LASTRO
DE UM RAMAL FERROVIÁRIO NA REGIÃO
DO ALTO PARAÓPEBA - MG***

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de São João Del – Rei, como parte de requisito para obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em ____/____/____

COMISSÃO EXAMINADORA

Prof. Me. Tales Moreira de Oliveira
Orientador/UFSJ

Prof. Dr. Leandro Neves Duarte
Coorientador/UFSJ

Prof. Dr. Erivelto Luís de Souza
Avaliador/UFSJ

Dedico este trabalho a Deus, meus pais Ana Canuta Q.Rezende e Paulo de Rezende, a minha esposa Andreza Cristina B. B. Rezende a minha filha Maria Victória G.B. Rezende, pelo apoios e compreensão, meus irmãos, toda minha família e amigos que sempre incentivaram minha formação.

Anderson Luis de Rezende

Dedico este trabalho primeiramente a Deus, pelo sustento, e amor incondicional pela minha vida, e também aos meus pais, Flávio Muniz Pereira e Neide P. de Oliveira Muniz, e meu irmão Flávio Muniz P. Filho, que sempre me apoiaram e contribuíram em minha formação.

Patrícia Muniz Oliveira

AGRADECIMENTOS

Agradecemos primeiramente a Deus, que sem dúvidas esteve sempre presente em nossas vidas, e que nos proporcionou a benção de conclusão do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de São João Del – Rei. Aos pais e familiares, que sempre demonstraram carinho e apoio, nos incentivando e nunca deixaram que desistíssemos do nosso sonho.

Agradecemos ao orientador professor Tales Moreira Oliveira, e ao coorientador professor Leandro Neves Duarte, pela atenção às nossas dificuldades, pela paciência e dedicação em nos ensinar não somente a sermos profissionais qualificados, mas também a sermos pessoas honestas e de bom caráter.

Enfim, a todos amigos, colegas de república e da universidade que acompanharam a nossa formação acadêmica e contribuíram de alguma forma para o nosso sucesso.

“Não temas, porque eu sou contigo; não te assombres, porque eu sou o teu Deus; eu te fortaleço, e te ajudo, e te sustento com a minha destra fiel.”

Isaías 41:10

RESUMO

A matriz de transporte de cargas no Brasil se dá pelos modais rodoviário, ferroviário, aquaviário, dutoviário e aéreo. Dentre esses o rodoviário e o ferroviário concentra-se a maior porcentagem no transporte de cargas do país. Atribuindo-se um foco maior na linha férrea a respeito do transporte de cargas pesadas, vê-se que é necessário analisar como essas tensões aplicadas no solo irão interferir no seu comportamento, visto que o mesmo deve suportá-las sem sofrer deformações. Logo, realizar um estudo geotécnico da infraestrutura obtendo as propriedades e características do solo, bem como o adequado dimensionamento da superestrutura se torna imprescindível para garantir a estabilidade e o bom funcionamento da ferrovia. Desse modo, o trabalho em questão relata a situação de uma ferrovia por onde trafegam diariamente vagões com cargas muito pesadas, a qual se encontra assentada sobre um solo mole, o que gerou o surgimento de um recalque. A solução adotada foi a substituição de parte do solo com baixa capacidade de suporte por uma camada de reforço com outro material com melhores condições de aplicação na engenharia e, posteriormente, a reconstrução da via. Portanto, avaliou-se o estudo de caso da viabilidade do dimensionamento da via permanente executado no local.

Palavras-Chave: Superestrutura. Camada de Reforço. Dimensionamento. Solos moles.

ABSTRACT

The transportation freight matrix in Brazil is the modal road, rail, waterway, pipeline and air. Among these road and rail concentrate the highest percentage in the country's freight transport. Assigning a greater focus on the railway about the transport of heavy freights, it is seen that it is necessary to analyze how these tensions applied on the ground will interfere with its behavior, once itself must support the tensions without suffering deformations. Therefore, to carry out a geotechnical study of the infrastructure getting the properties and characteristics of the soil and the proper sizing of the superstructure becomes essential to ensure the stability and proper functioning of a railroad. The work presented reports the situation of a railroad that has wagons with very heavy loads traveling on it, the route was found seated on a soft soil, which led to the emergence of a settlement. The solution adopted was a solo part replacement with low carrying capacity by another with better conditions of application in engineering and then a reconstruction of the road. Therefore, this work was responsible for evaluating the case study of the sizing viability of the permanent way executed in the local.

Key-words: Superstructure. Reinforcing layer. Sizing. Soft soil.

LISTA DE FIGURA

| | |
|--|----|
| Figura 1- Vagão plataforma..... | 17 |
| Figura 2- Vagão fechado de descarga lateral | 18 |
| Figura 3- Vagão gôndola..... | 18 |
| Figura 4- Vagão tanque..... | 19 |
| Figura 5- Vagão hopper | 19 |
| Figura 6- Vagão torpedo | 20 |
| Figura 7- Elementos da superestrutura | 21 |
| Figura 8- Perfil Vignole..... | 21 |
| Figura 9- Esquematização da bitola..... | 22 |
| Figura 10- Dimensões dos dormentes de madeira | 23 |
| Figura 11- Dormente de aço | 23 |
| Figura 12 - Dormente de concreto protendido..... | 24 |
| Figura 13 - Dormente de concreto misto | 24 |
| Figura 14- Dormente de concreto misto ligações internas | 24 |
| Figura 15 - Dormente de concreto polibloco | 24 |
| Figura 16- Estrutura para determinação do SPT..... | 29 |
| Figura 17- Bulbo de pressões de Arthur N. Talbot. | 32 |
| Figura 18- Esquema das linhas entre Alto Forno e Aciaria | 38 |
| Figura 19- Vista transversal do dormente de aço..... | 39 |
| Figura 20- Vista longitudinal do dormente de aço | 39 |
| Figura 21- Dimensões do trilho de aço TR 68..... | 40 |
| Figura 22- Seção transversal inicial da superestrutura | 42 |
| Figura 23- Seção Longitudinal da superestrutura inicial..... | 43 |
| Figura 24- Retirada do solo..... | 44 |
| Figura 25- Anomalia encontrada durante retirada do solo | 44 |
| Figura 26- Seção transversal da via implantado | 46 |
| Figura 27- Seção Longitudinal da via implantada | 46 |
| Figura 28– Situação atual- após recuperação..... | 47 |
| Figura 29- Seção Transversal da superestrutura calculada segundo Helvécio Lapertosa Brina (1988) | 52 |
| Figura 30- Seção longitudinal da superestrutura segundo Helvécio Lapertosa Brina (1988). | 52 |

| | |
|---|----|
| Figura 31- Seção transversal da superestrutura segundo Medina (2014 apud TAVARES; LOSCHA, 2015) | 53 |
| Figura 32- Seção longitudinal da superestrutura segundo Medina (2014 apud TAVARES; LOSCHA, 2015) | 53 |
| Figura 33- Seção transversal da superestrutura segundo Don Uzarski (2009 apud TAVARES; LOSCHA, 2015) | 54 |
| Figura 34- Seção longitudinal da superestrutura segundo Don Uzarski (2009 apud TAVARES; LOSCHA, 2015) | 54 |

LISTA DE QUADROS E TABELAS

| | |
|--|----|
| Quadro 1- Classificação do Solo | 28 |
| Tabela 1 - Sondagem a percussão | 51 |
| Tabela 2- Comparativos de dimensionamentos | 55 |

SUMÁRIO

| | | |
|-------|--|----|
| 1 | INTRODUÇÃO | 13 |
| 1.1 | Considerações iniciais..... | 13 |
| 1.2 | JUSTIFICATIVA | 14 |
| 1.3 | OBJETIVOS | 14 |
| 1.3.1 | Objetivo geral | 14 |
| 1.3.2 | Objetivo específico | 14 |
| 2 | REFERENCIAL TEÓRICO | 16 |
| 2.1 | Ferrovias no Brasil | 16 |
| 2.2 | Transporte de cargas em ferrovias | 16 |
| 2.3 | Superestrutura | 20 |
| 2.4 | Patologia em superestrutura | 25 |
| 2.5 | Técnicas de análise..... | 26 |
| 2.5.1 | Sondagem a percussão | 28 |
| 2.6 | Parâmetros de dimensionamento da via | 29 |
| 2.6.1 | Coeficiente dinâmico ou de impacto | 29 |
| 2.6.2 | Tensão admissível | 30 |
| 2.6.3 | Pressão na interface dormente-lastro | 30 |
| 2.7 | Métodos de dimensionamento da superestrutura | 31 |
| 2.7.1 | Metodologia segundo Helvécio Lapertosa Brina (1988)..... | 31 |
| 2.7.2 | Metodologia segundo Medina (2014 apud TAVARES; LOSCHA, 2015)..... | 33 |
| 2.7.3 | Metodologia segundo Don Uzarski (2009 apud TAVARES; LOSCHA, 2015) | 33 |
| 2.8 | Problemas em solos moles | 34 |
| 2.9 | Melhoramento do solo..... | 34 |
| 3 | METODOLOGIA | 37 |
| 3.1 | Apresentação do estudo de caso | 37 |
| 3.2 | Condições iniciais da via | 38 |
| 3.2.1 | Características da via..... | 38 |
| 3.2.2 | Característica do material rodante | 40 |
| 3.2.3 | Características da infraestrutura | 41 |
| 3.3 | Restauração da via - camada de reforço | 43 |
| 3.4 | Modificações das condições finais da via adotadas | 45 |
| 3.4.1 | Alteração das características da via..... | 45 |
| 3.4.2 | Característica do Material Rodante | 45 |
| 3.4.3 | Características da infraestrutura | 45 |
| 3.5 | Proposta de dimensionamento da via | 47 |
| 3.5.1 | Parâmetros de dimensionamento da via | 47 |
| 3.5.2 | Aplicação da metodologia segundo Helvécio Lapertosa Brina (1988) | 49 |
| 3.5.3 | Aplicação da metodologia segundo Medina (2014 apud TAVARES; LOSCHA, 2015) | 49 |
| 3.5.4 | Aplicação da metodologia segundo Don Uzarski (2009 apud TAVARES; LOSCHA, 2015) | 50 |
| 4 | RESULTADOS | 51 |
| 5 | DISCUSSÃO | 55 |
| 6 | CONCLUSÃO | 57 |

| | |
|---|----|
| REFERÊNCIAS | 58 |
| ANEXO A - Resultados técnicos da sondagem rotativa mista..... | 61 |

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

A primeira aparição de uma máquina movida a vapor sobre trilhos que obteve êxito, data de 1814 na Inglaterra, desenvolvida pelo inventor Jorge Stephenson (1718-1848), com 8 vagões de 30 Toneladas com velocidade de 8 Km/h. Após este feito, engenheiros se motivaram a estudar possibilidades de construção de linhas férreas e veículos capazes de percorre-las, pois os trilhos fabricados até então eram de ferro fundido onde apresentavam grandes desgastes que encareciam a manutenção das vias. Em 1856 Henry Bessemer conseguiu fabricar trilhos de aço que praticamente não se desgastavam, proporcionando maior conservação destes trilhos e maior segurança no transporte ferroviário (BRINA, 1988; PORTO, 2004).

A partir da Revolução Industrial, houve um crescimento acelerado da construção de ferrovias na Inglaterra, pois as mesmas foram símbolos marcantes de inovação e um grande avanço para a época, proporcionando agilidade na locomoção de grandes volumes a longas distâncias, consolidando a Inglaterra como potência econômica mundial (PORTO, 2004).

Mas, a preocupação com o desenvolvimento do pavimento se deu após o início do século XX, devido ao grande aumento do volume e peso dos materiais transportados, levando pesquisadores a entenderem o comportamento dos solos frente ao carregamento repetitivo nas vias, assim, surgindo a mecânica dos pavimentos que estuda como o sistema de camadas é susceptível ao recebimento das cargas proveniente dos veículos (SPADA, 2003).

Segundo a Agência Nacional de Transporte terrestre (ANTT), as ferrovias possuem peculiaridades e logísticas mais eficientes no que se refere ao o bom desempenho de transportes a distâncias consideradas extensas e commodities (volumes de carga elevados com baixo valor agregado). Ainda, possui maior eficiência energética, é menos poluente, e proporciona maior segurança com relação ao modal rodoviário, pois contém menor índice de roubos, furtos e de acidentes.

1.2 JUSTIFICATIVA

A experiência ocorrida em uma usina siderúrgica na região do Alto Paraopeba, para escoar o aumento da produtividade de ferro gusa, apresentou uma elevação do fluxo, sendo que, para este aumento de fluxo não houve uma preparação adequada na estrutura da via já existente que comportasse esta elevação na circulação dos veículos. Com o passar do tempo, surgiu um rebaixamento do trilho em um determinado ponto da via, aumentando o risco de descarrilamento dos materiais rodantes. Nesta ocasião, contratou-se uma empresa para realizar o estudo de campo e descobrir os motivos do ocorrido para, assim, com base nestes resultados, elaborar um projeto de melhoramento e sanar o problema.

Essa patologia ocorreu dentro de uma empresa siderúrgica na região do Alto Paraopeba no sudeste de MG, devido ao aumento de tráfego na via e ao fato da linha férrea ser assentada sobre solo com baixa capacidade de suporte.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho de conclusão de curso envolve o estudo da solução de engenharia adotado para resolver o problema de um recalque do solo de fundação em uma determinada linha férrea, verificando se, de fato, as soluções adotadas foram adequadas e satisfazem às condições de segurança garantindo a durabilidade da obra, respeitando os padrões de qualidade, e consequentemente comprovando a eficácia do método executado.

Diante desta situação viu-se a possibilidade de discussão que avaliaria se o método de dimensionamento da superestrutura empregado fora suficiente para garantir a segurança e a qualidade da via férrea, levando-se em conta o elevado peso do material rodante e sua baixa velocidade.

1.3.2 Objetivo específico

Para se atingir o objetivo de comprovação da eficiência do método empregado na solução do problema, serão analisadas as investigações geotécnicas disponibilizadas pela empresa responsável pelo levantamento e a concepção do projeto.

O Trabalho é delimitado de acordo com os itens abaixo:

- Realizar estudos sobre a superestrutura de ferrovias;
- Avaliar os métodos disponíveis de revitalização do solo implantado e viabilizar a solução adotada.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Ferrovias no Brasil

A história do sistema de transporte ferroviário no Brasil iniciou-se quando o governo imperial brasileiro promulgou uma lei em 1835 de incentivo a construção de estradas de ferro que ligassem a capital Rio de Janeiro, às capitais de Minas Gerais, Rio Grande do Sul e Bahia (PORTO, 2004).

Porém essa e outras tentativas de implantação de estrada de ferro não obtiveram êxito, pois não havia um interesse dos empresários da época em investir num empreendimento de alto custo, já que as perspectivas de lucro não foram consideradas suficientes para atrair investimentos (BRINA,1988).Em 1852 Irineu Evangelista de Souza, conhecido como Barão de Mauá, deu início a construção da primeira estrada de ferro do país, ligando o interior da Baía de Guanabara a raiz da Serra de Petrópolis. Está foi inaugurada em 1854, nomeada de estrada de ferro Mauá, com 14,50 km de extensão. (NABAIS, 2014).

Segundo o Departamento Nacional de Infraestrutura de transporte (DNIT) o governo imperial na sua busca por integrar o país, criou vários incentivos para a construção de ferrovias, esse crescimento desordenado trouxe algumas consequências para o país que se arrastam até hoje, como a grande diversidade de bitolas que por sua vez dificulta a integração entre ferrovias, traçado das linhas férreas excessivamente em curvas e compridos, e ferrovias localizadas no interior do país de forma espalhada e isolada.

A Associação Nacional dos Transportadores Ferroviários (ANTF) divulgou em 07 de agosto de 2015 o balanço de transporte ferroviário de cargas de 2014, onde foi relatado um total de 27782 km de malhas ferroviárias atualmente concedidas à iniciativa privada. Grande parte da malha ferroviária está concentrada na região sul e sudeste, onde predomina o transporte de cargas.

2.2 Transporte de cargas em ferrovias

Os dados obtidos pelo balanço de transporte ferroviário de cargas de 2014 mostram que o sistema de transporte de cargas por ferrovias do Brasil é o maior da América Latina, atingindo a marca de 166,2 bilhões de tku (tonelada quilômetro útil),

em 2001. E em 2014 obteve um crescimento de 2,15%, enquanto o PIB teve um aumento de 0,1%. (ANTF, 2015).

Segundo a ANTT são cargas típicas do modal ferroviário: Produtos siderúrgicos, grãos, minério de ferro, cimento, cal, adubos, fertilizantes, derivados de petróleo, calcário, carvão mineral, clínquer e contêineres.

Segundo Silva (2014), o transporte de carga é realizado por meio de vagões, onde são projetados para serviços específicos, e diretamente relacionados às suas condições de carga e descarga. Assim, sendo classificados como segue a baixo:

- Vagão plataforma: Destinado ao transporte de contêineres, produtos siderúrgicos, grandes volumes, madeira, peças de grandes dimensões, (Figura 1).

Figura 1- Vagão plataforma



Fonte: (Silva, 2011).

- Vagão fechado de descarga lateral: São vagões destinados ao transporte de granéis sólidos, ensacados, caixarias, carga unitizadas e produtos em geral que não podem ser expostos ao tempo, (Figura 2).

Figura 2- Vagão fechado de descarga lateral



Fonte: (Silva, 2011).

- Vagão gôndola: São vagões destinados ao transporte de granéis sólidos, ensacados, caixarias, cargas unitizadas e produtos em geral que podem ser expostos ao tempo, (Figura 3).

Figura 3- Vagão gôndola



Fonte: (Silva, 2011).

- Vagão tanque: São vagões projetados para transporte de graneis líquidos, (Figura 4).

Figura 4- Vagão tanque



Fonte: (Silva, 2011).

- Vagão hopper: Destinado a graneis corrosivos e graneis sólidos que não podem ser expostos ao tempo, (Figura 5).

Figura 5- Vagão hopper



Fonte: (Silva, 2011).

- Vagões especiais: Além dos principais vagões utilizados para transporte de carga, existem outros de uso específico (SILVA, 2011). Como por exemplo, o vagão torpedo, que na literatura siderúrgica é chamado de carro torpedo (Figura 6), cuja função é o transporte de ferro gusa líquido em temperaturas elevadas (CST, 2015).

Figura 6- Vagão torpedo



Fonte: (Autores).

O DNIT, descreve na Instrução de Serviço Ferroviário (ISF 207) que é essencial realizar o detalhamento das cargas máximas atuantes nas camadas de sublastro e subleito da via, pois o dimensionamento de uma ferrovia bem como a profundidade de paralisação do ensaio à percussão dependem dessas cargas.

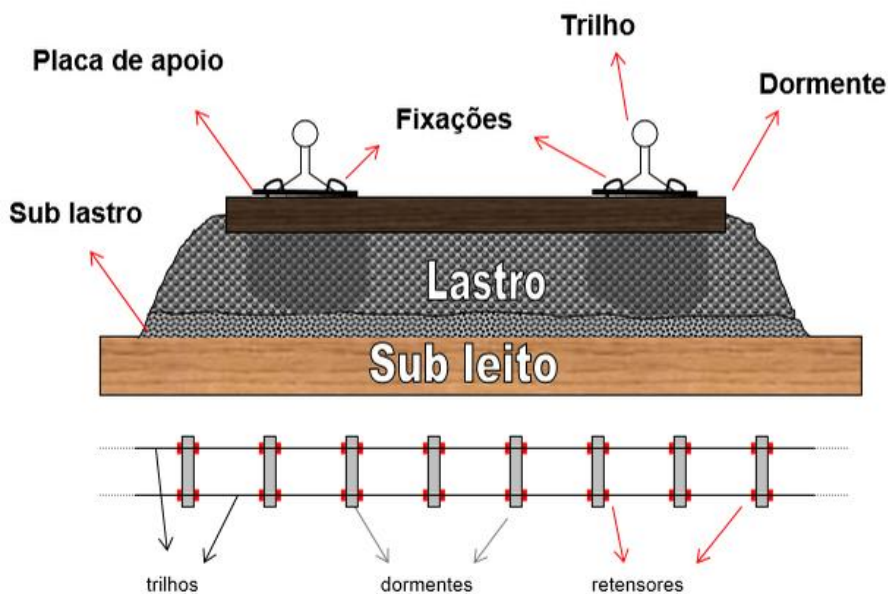
2.3 Superestrutura

Para Brina (1988), a infraestrutura de uma estrada é constituída pela terraplenagem e de todas as obras situadas abaixo de seu greide, sendo a superfície final chamada de leito, ou plataforma.

A superestrutura é a fração da via permanente que recebe as tensões diretas provenientes das cargas. Sendo composta por elementos que estão susceptíveis ao intemperismo e à degradação oriunda da circulação do material rodante. Atingido o desgaste que compromete o limite de tolerância para a segurança e comodidade da via a mesma deve ser renovada (BRINA, 1988; NABAIS, 2014).

A seguir, a Figura 7 descreve visualmente os elementos da superestrutura.

Figura 7- Elementos da superestrutura

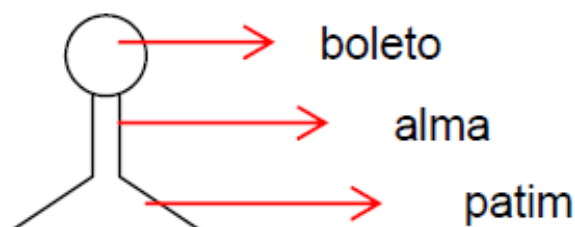


Fonte: (Porto, 2004).

Seguem as definições e finalidades dos componentes da superestrutura:

- **Trilho:** Destinado ao rolamento dos veículos, guiando-os em seu deslocamento e dando sustentação ao material rodante. São classificados pelo peso que apresentam por metro linear. Na sua fabricação é utilizado o perfil vignole onde sua geometria favorece a resistência à tração, e é dividido em três partes: Boleto, alma e patim, (Porto, 2014). Adiante se tem a Figura 8 exemplificando o modelo de um trilho.

Figura 8- Perfil Vignole



Fonte: (Porto, 2004).

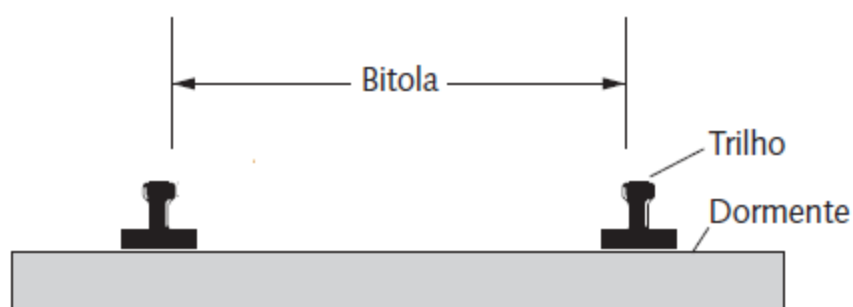
- **Bitola:** Tem a finalidade de direcionar os veículos ferroviários, os dois trilhos que fazem parte da via devem manter um afastamento constante, em harmonia com

a distância entre as rodas do eixo do veículo. A bitola é medida a uma distância de 16 mm abaixo da superfície de rolamento do trilho (Antas, 2010; Cabral, 2005).

Segundo Nabais (2014), no Brasil, pelo Plano Nacional de Viação, a bitola padrão é a larga (1,60 m), porém a que predomina é a métrica (1,00 m). Existem outras bitolas, como as de 0,60 m, 0,76 m, 1,10 m, 1,435 m e 1,60 m/1,00 m (mistas).

A bitola é ilustrada na Figura 9 abaixo.

Figura 9- Esquematização da bitola



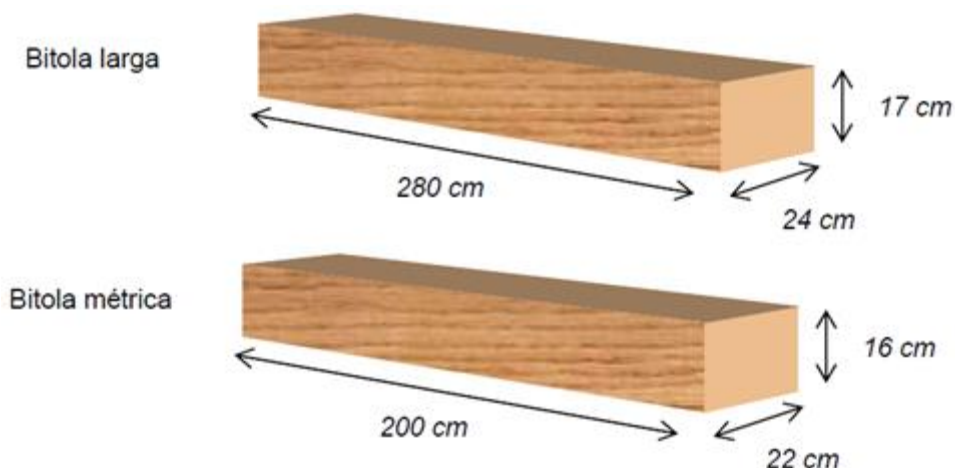
Fonte: (Nabais, 2014).

- **Dormentes:** São peças colocadas transversalmente na via, igualmente espaçadas que servem para apoio dos trilhos e assegurar suas posições quanto a bitola, altura e inclinação, bem como distribuir as cargas ao lastro e amortecer as vibrações (Porto, 2014).

Existem vários materiais resistentes que podem ser utilizados como dormente. São eles:

Madeira - A resistência da madeira aumenta com a densidade da mesma, sendo muito utilizadas as madeiras de lei como aroeira, ipê, entre outras, que proporcionam maiores resistências e durabilidade, mas também são utilizadas madeiras moles como pinhos e eucaliptos. Para se utilizar as madeiras em dormentes elas precisam passar por um tratamento químico para elevar sua durabilidade, retardando o apodrecimento das fibras. Os dormentes são fabricados geralmente com dimensões obedecendo ao esquema da Figura 10 (Porto, 2014).

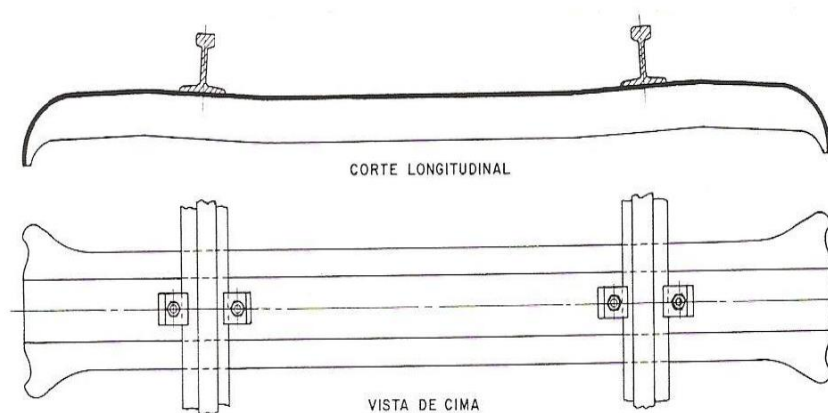
Figura 10- Dimensões dos dormentes de madeira



Fonte: (Porto, 2014).

Aço - É formado por um perfil U invertido com dobramento nas pontas para melhorar a fixação do mesmo ao lastro, evitando o deslocamento transversal, sendo relativamente leve e de fácil assentamento, Figura 11. É um tipo de dormente com boa qualidade e durabilidade (Brina, 1988).

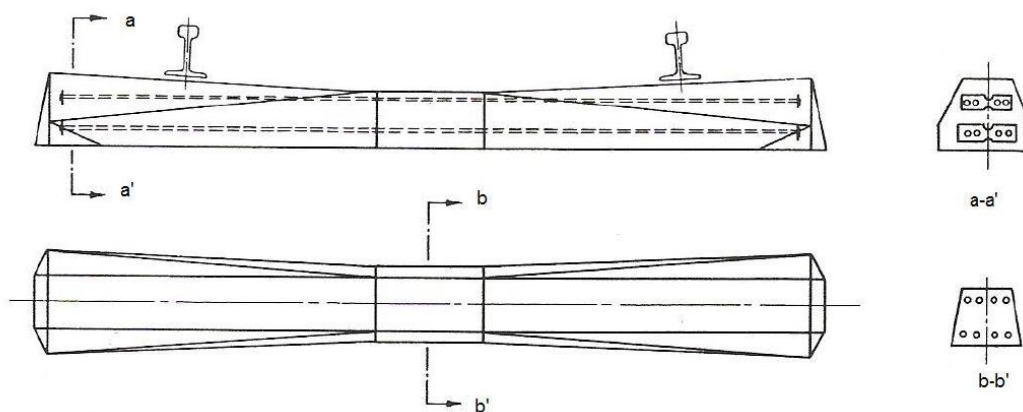
Figura 11- Dormente de aço



Fonte: (Brina,1988).

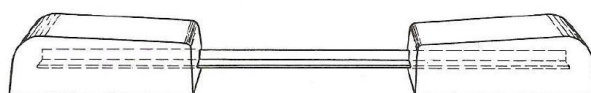
Concreto - Em virtude da escassez de madeira de boa qualidade e inconvenientes a respeito do dormente de aço viu-se a necessidade de estudos do emprego de dormentes de concreto armado, onde seus primeiros testes não foram satisfatórios, pois imitaram a concepção dos dormentes de madeira. Após vários estudos surgiram três tipos principais de dormente de concreto o concreto protendido, o concreto misto em aço e concreto e o poli bloco. Figuras 12 a 15.

Figura 12 - Dormente de concreto protendido



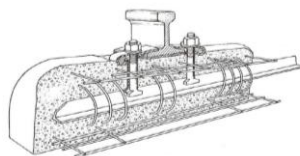
Fonte: (Brina,1988).

Figura 13 - Dormente de concreto misto



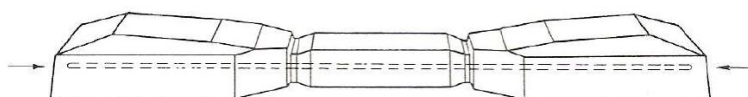
Fonte: (Brina,1988).

Figura 14- Dormente de concreto misto ligações internas



Fonte: (Brina,1988).

Figura 15 - Dormente de concreto polibloco



Fonte: (Brina,1988).

- Sublastro: É a camada que se encontra sobre a infraestrutura, servindo como base para o assentamento do lastro. O intuito dessa camada é receber e distribuir as tensões oriundas do material rodante para o subleito a um nível de tensões que o mesmo suporte, bem como evitar a colmatação do lastro pelo bombeamento de finos do subleito. Os materiais que compõe o sublastro podem ser solos arenos, cascalhos, ou podem ser obtidos em usinas pela mistura de dois ou mais materiais (DNIT, ISF 212).
- Lastro: É o componente da superestrutura situado entre os dormentes e a plataforma com finalidade estrutural de distribuir os esforços provenientes das cargas dos veículos ao subleito, além de promover uma maior drenagem e facilitar a manutenção da via (Antas, 2010).

Os lastros são compostos de brita em tamanhos progressivos de baixo para cima, sobre o solo, são fragmentos mais graúdos, já o sublastro, utiliza-se fragmentos médios (Maciel; Nummer, 2011).

a superestrutura é classificada como rígida, quando os dormentes são assentados sobre lajes de concreto [...], e como elástica quando se utiliza lastro para distribuir convenientemente sobre a plataforma os esforços resultantes das cargas do material rodante, [...] (NABAIS, 2014, p.19).

2.4 Patologia em superestrutura

Para Nabais (2014), o projeto de drenagem e obras de arte correntes de uma estrada de ferro é crucial para a durabilidade e condições adequadas de uso da via permanente, evitando os efeitos nocivos das águas pluviais e profundas. As obras de arte correntes incluem mecanismos como os bueiros, que são dimensionados para resistir às cargas ferroviárias (lastro, dormentes, vagões).

Para Brina (1988) os defeitos que aparecem na via podem ser classificados da seguinte forma:

- Defeitos que aparecem em consequência do tráfego: Diferenças na bitola, arrastamento dos trilhos, deslocamentos dos dormentes, desnivelamento na plataforma, colmatação do lastro, desgaste ou fratura dos trilhos, entre outros.

- Defeitos originados ou agravados pelos agentes atmosféricos: crescimento de mato na faixa da linha, defeitos de drenagem, apodrecimento dos dormentes, e entupimento ou destruição das valetas de escoamento.

Brina (1988), explica que os trilhos podem sofrer defeitos de fabricação ou originados em serviço. Esse é um aspecto de grande relevância na operação da ferrovia, pois quando detectado compromete a segurança da utilização da via.

Desse modo, vê-se a importância da realização do controle de qualidade na fabricação dos trilhos, a fim de prevenir a ocorrência de segregações, defeitos de laminação, fissuras transversais entre outros (Brina, 1988).

Irregularidades nos trilhos devido ao serviço estão ligadas à questões de desgaste da alma e do patim por questões químicas, desgaste por atrito, autotêmpera superficial, etc (Brina, 1988).

Os trilhos ainda devem ser colocados seguindo uma inclinação de 1: 20 (5%) com relação á vertical, desse modo evita-se o possível reviramento dos trilhos externos nas curvas, pois assim os trilhos acompanham a inclinação do aro das rodas (Brina, 1988).

Brina (1988), ainda relata que a frequente passagem do veículo ferroviário, ocasiona defeitos na bitola gerando o seu alargamento ou estreitamento. O primeiro é devido ao afrouxamento do trilho ou até mesmo pelo desgaste dele, já o segundo é decorrente do aumento da inclinação do trilho por diversos motivos. Esforços na direção normal ao plano do trilho, como por exemplo, movimento de galope, movimento de trepidação, e movimento de balanço são originados por irregularidades da via. Logo, torna-se de suma importância conhecer e classificar os esforços que atuam na via, não somente para o dimensionamento de seus dispositivos, mas também para identificar as patologias e intensificar as ações de manutenção e conservação.

2.5 Técnicas de análise

Para Caputo (1988), o primeiro requisito para solucionar problemas relativos à mecânica do solos, e ter um profundo entendimento das condições do subsolo incluindo sua disposição, natureza e espessura de suas camadas é obtido através da análise do subsolo e amostragens retiradas ao longo do área a ser estudada.

Assim, tanto a escolha do método e das técnicas de investigações deve ser realizada em função das dimensões e finalidades da obra.

A infraestrutura é constituída basicamente de solos naturais ou tratados. No início da construção das primeiras ferrovias quase não se importavam com o estudo do subleito quanto aos materiais que eram formados a plataforma da via. Apenas recentemente é que começaram a dar mais enfoque para a relevância de ser efetuar estudos obtendo-se a forma, constituição e as tensões que esta camada é submetida. (Cabral, 2005).

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 7250, para obter o perfil geotécnico do solo, para fins de engenharia, pode-se executar as sondagens de simples reconhecimento nos quais são obtidos através dos exames tátil visuais as seguintes características:

- Plasticidade: É a propriedade do solo que o classifica quanto a maior ou menor possibilidade de ser moldado em condições úmidas sem se alterar seu volume. (Caputo, 1988)
- Granulometria: É a representação de um solo através da dimensão de suas partículas e suas percentagens em massa (NBR 6502,1995). Estes parâmetros são obtidos através de um exame tátil visual, seguindo a escala adotada pela ABNT, onde solos com predominância de grãos compreendidos entre 76 e 4,8 mm são considerados pedregulhos, partículas ente 4,8 e 0,05 são denominadas como areia, entre 0,05 e 0,005mm consideradas silte e grãos inferiores a 0,005 denominados argila. (Caputo, 1988).
- Origem: para casos em que o solo e de origem residuais orgânicos marinhos ou aterros, acrescenta-se este complemento de designações à sua nomenclatura.
- Cor: São identificadas através de suas cores onde são classificados em branco, cinza, preto, marrom, amarelo, vermelho, roxo, azul, e verdes e com as designações complementares, claro e escuro. Possibilitando um solo obter duas classificações de cores, por exemplo, solo roxo amarelado. (NBR – 7250, 198).
- Compacidade: É o estado de compactação de grãos ou partículas em solos não coesivos, ondo o mesmo medido através do ensaio penetrométrico na sondagem de simples reconhecimento do solo (NBR 7250-,1982).
- Consistência: É a propriedade de um solo argiloso ser mais ou menos deformável (NBR – 6502, 1995).

A compactidade e consistência dos solos podem ser dadas pelo índice de consistência à penetração no ensaio de Resistência a Penetração (SPT) e através do Quadro 1.

Quadro 1- Classificação do Solo

| Solo | Índice de resistência à Penetração | Designação |
|----------|------------------------------------|-------------------------|
| Areia | ≤ 4 | Fofa (o) |
| E | 5 a 8 | Pouco compacta (o) |
| Silte | 9 a 18 | Mediamente compacta (o) |
| Arenoso | 19 a 40 | Compacta (o) |
| | > 40 | Muito compacta (o) |
| Argila | ≤ 2 | Muito mole |
| E | 3 a 5 | Mole |
| Silte | 6 a 10 | Média (o) |
| Argiloso | 11 a 19 | Rija (o) |
| | > 19 | Dura (o) |

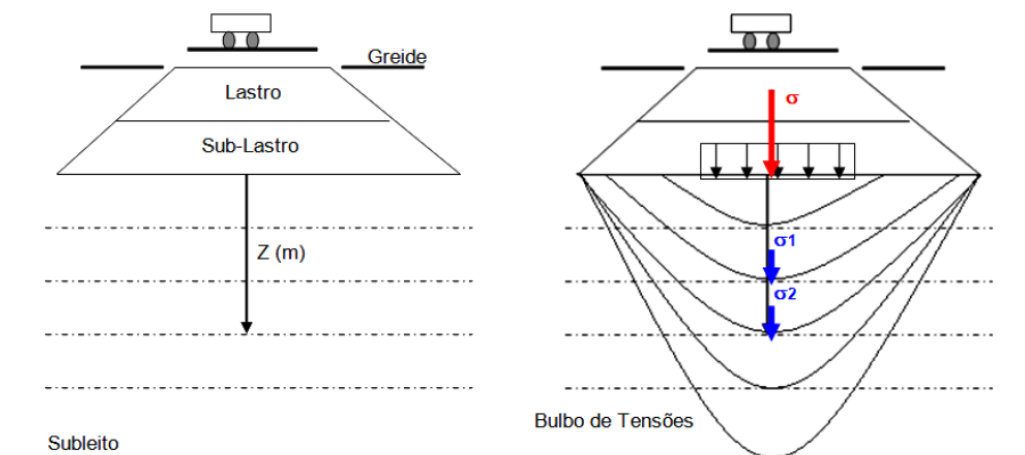
Fonte: NBR 7250 (1982)

2.5.1 Sondagem a percussão

Índice de resistência a Penetração (SPT), é determinado através de um ensaio de campo realizado para a determinação do comportamento mecânico do solo.

A verificação da capacidade de suporte dos solos in situ através do ensaio SPT é essencial em ferrovias, pois há um grande índice de cortes e aterros no terreno, Figura 16. Sendo que o critério de paralização do ensaio se dá ao encontrar uma camada impenetrável ou quando se atingir o nível de tensão σ superior à carga aplicada, por ser estas cargas de alto valor. Com a tensão σ calculada em função do lastro, trilhos, trem e carga transportada (DNIT, ISF 207).

Figura 16- Estrutura para determinação do SPT



Fonte: (DNIT- ISF207).

2.6 Parâmetros de dimensionamento da via

Segundo Nabais (2014), para se encontrar os parâmetros de resistência de formação e de esforço dinâmico relativo ao dimensionamento da superestrutura existem várias metodologias cujos principais são: Viga sobre apoio elástico, malha de elementos finitos, e associação de molas.

A estrutura completa da via permanente é composta por uma grade formada pelos trilhos fixados sobre os dormentes sendo este conjunto apoiado sobre um meio elástico que são representados pelo lastro, sublastro e plataforma da via. (NABAIS, 2014).

Nesta estrutura completa os dormentes recebem cargas dos trilhos e os transmitem ao lastro e sublastro de modo geral estas cargas dinâmicas são divididas em esforços verticais, horizontais e longitudinais. (Nabais, 2014).

A referência inicial para o cálculo da carga de projeto é a carga estática de roda que equivale à metade da carga estática por eixo simples.

2.6.1 Coeficiente dinâmico ou de impacto

Devido aos diversos esforços resultantes dos movimentos dos veículos o momento fletor nos trilhos é calculado sobre forças dinâmicas, obtido pela multiplicação do esforço estático por um coeficiente dinâmico. (Brina, 1979).

Uma das fórmulas mais modernas é a utilizada pela AREA, (Brina, 1979), onde se denomina:

$$C_d = 1 + \frac{v^2}{30000} \quad (2.1)$$

Onde:

C_d : Coeficiente Dinâmico;(adimensional)

v : Velocidade; (km/h).

2.6.2 Tensão admissível

Segundo, Porto (2004) a tensão admissível do solo é calculada adotando-se o método experimental , em que:

$$\sigma_{adm} = \frac{0,06 * E_d}{1 + 0,7 * \log N} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (2.2)$$

Onde:

N : Número de ciclos de aplicação de cargas, sendo:

$$N = 365 * \text{N}^\circ \text{ de Viagens por dia} * (\text{N}^\circ \text{ Locomotivas} * \text{N}^\circ \text{ eixos} + \text{N}^\circ \text{ Vagões} * \text{N}^\circ \text{ Eixos}) * P \quad (2.3)$$

P : Período de projeto igual a 30 anos.

E_d : Módulo de elasticidade resiliente do solo (adimensional), sendo:

$$E_d = 100 * CBR \quad (2.4)$$

CBR : Índice de Suporte Califórnia do subleito (adimensional).

2.6.3 Pressão na interface dormente-lastro

Para Brina (1988), a pressão na face inferior do dormente que está em contato com o lastro é obtida pela equação a seguir:

$$P_0 = \frac{P_c}{b * c} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (2.5)$$

Onde:

P_0 : Pressão média na face inferior do dormente (kgf/cm²);

b : Largura do dormente (cm);

c : Distância de apoio no sentido longitudinal do dormente (cm);

P_c : Carga a ser considerada sob o dormente (kgf/cm²).

A carga sob o dormente é dada por:

$$P_c = \frac{Pr}{n} * C_d \quad (2.6)$$

Onde:

Pr : Peso da roda mais pesada (kgf);

C_d : Coeficiente Dinâmico (adimensional);

n: Relação entre a distância entre eixos do vagão e a distância entre centros dos dormentes. Dada por:

$$n = \frac{d}{a} \quad (2.7)$$

Onde:

d: Distância entre eixos do vagão (m);

a: Distância entre centro dos dormentes (m).

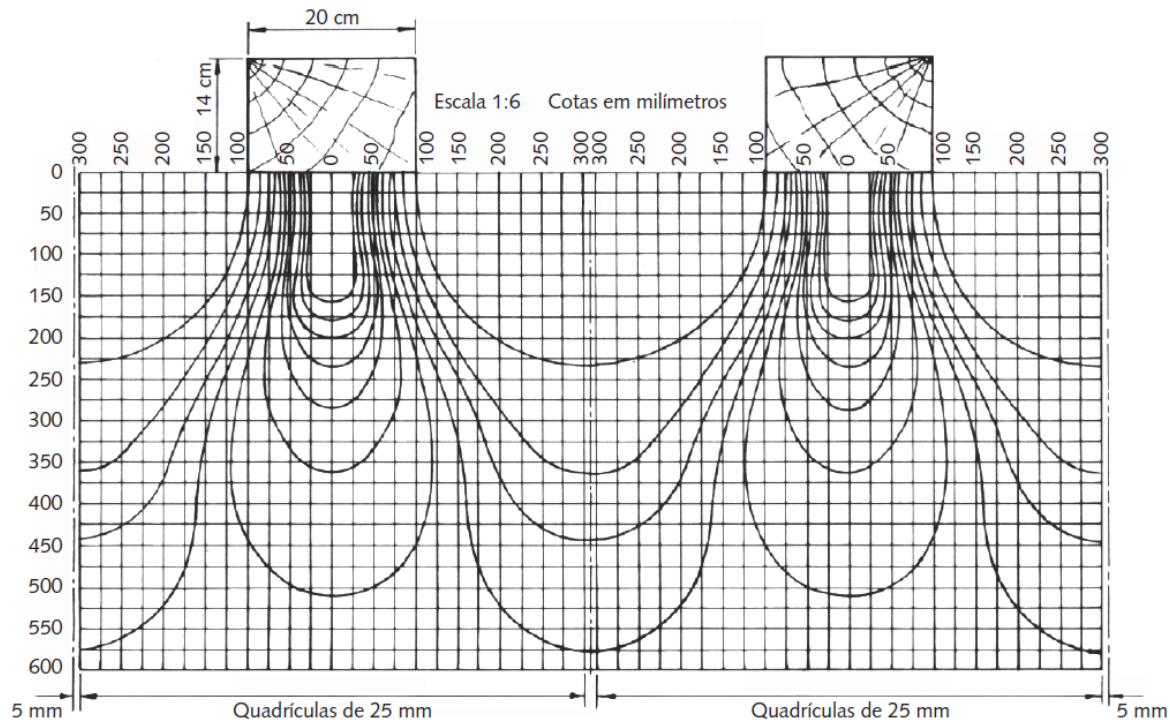
2.7 Métodos de dimensionamento da superestrutura

Existem vários estudos que descrevem diferentes métodos de dimensionamento da superestrutura de ferrovias, alguns mais recentes, porém embasados em modelos antigos. A seguir, serão citados alguns destes métodos.

2.7.1 Metodologia segundo Helvécio Lapertosa Brina (1988)

Para Brina (1988), o cálculo da altura do lastro está fundamentado em dois conceitos, cujo primeiro é a distribuição das pressões transmitidas pelos dormentes ao lastro e o segundo a pressão admissível do solo. Uma das expressões mais utilizadas é a simplificação de Arthur N. Talbot, em que as pressões não se distribuem uniformemente sobre o dormente, pois a pressão exercida no centro do dormente são maiores, como é visto na Figura 17 que ilustra o diagrama dos bulbos de distribuição de pressões.

Figura 17- Bulbo de pressões de Arthur N. Talbot.



Fonte: (Brina,1988).

A altura do lastro é obtida através da seguinte equação:

$$\bar{P} = \frac{53,87}{h^{1,25}} * P_0 \quad (2.8)$$

Onde:

h: altura do lastro (cm);

P_0 : Pressão média na face inferior do dormente, obtida pela Equação 2.5;

\bar{P} : Pressão admissível (máxima) no terreno(kgf/cm²), calculada por:

$$\bar{P} = \frac{P_{rup}}{n} \quad (2.9)$$

Onde:

n: Coeficiente de segurança que deverá estar entre 5 e 6;

P_{rup} : Pressão de ruptura do solo (kgf/cm²).

A pressão de ruptura é caracterizada por recalques constantes, sem o aumento da pressão aplicada. E é definida a partir da equação:

$$P_{rup} = \frac{70 * CBR}{100} \quad (2.10)$$

Onde:

CBR: Índice de Suporte Califórnia do sublastro (adimensional).

2.7.2 Metodologia segundo Medina (2014 apud TAVARES; LOSCHA, 2015)

Na literatura de Jacques de Medina “Mecânica dos pavimentos” é dado um enfoque maior para as camadas da superestrutura ferroviária (sublastro e lastro), no que diz respeito à análise geotécnica realizada nas mesmas. Medina (2014 apud TAVARES, LOSCHA, 2015, p. 34).

O dimensionamento do lastro é realizado seguindo a equação:

$$P_h = 50 * \frac{P_{D/L}}{10+h^{1,35}} \quad (2.11)$$

Onde:

P_h : Pressão admissível (kgf/cm²);

$P_{D/L}$: Pressão conhecida na interface dormente lastro, obtida pela Equação

2.5;

h: Espessura abaixo da interface dormente lastro (cm).

Obtendo-se a espessura do lastro pela equação acima, deve-se adotar um valor para a altura do sublastro que seja considerado usual e satisfatório quanto a seu uso na prática.

Com a altura do sublastro definida, deve-se multiplica-la por um coeficiente de equivalência que corresponde a tangente de 40° = 0,87.

Por fim, a espessura encontrada pela Equação 2.11 deve ser subtraída desse produto, encontrando-se a altura definitiva do lastro.

2.7.3 Metodologia segundo Don Uzarski (2009 apud TAVARES; LOSCHA, 2015)

A altura de suporte do lastro é calculada por:

$$h = \left(\frac{16,8 * p_a}{p_c} \right)^{4/5} \quad (2.12)$$

Onde:

h: Altura de suporte do lastro (cm);

p_c : tensão permitida no subleito (kgf/cm²);

p_a : tensão na interface dormente lastro(kgf/cm²), onde:

$$p_a = \frac{3 * Q_0}{L * b} \quad (2.13)$$

Q_0 : carga descarregada pelo vagão (estática ou dinâmica), (kgf);

L: Comprimento do dormente (cm);

b: Largura do dormente (cm).

Adota-se o valor de 15,24 cm como a mínima altura do sublastro, sendo permitido à concessionárias adotarem valores diferentes ao estipulado pela American Railway Engineering Association (AREA). (DON UZARSKI, 2009 apud TAVARES; LOSCHA, 2015).

2.8 Problemas em solos moles

Solos com baixa resistência a penetração cujos valores no SPT inferiores a 4 golpes são denominados de solos moles, sendo geralmente constituídos de argila mole ou areias fofas (SGARBI; CHIARANI; GARCIA, 2010).

“Os recalques são definidos como movimentos verticais de uma estrutura, provocados pelo peso próprio ou pela deformação do subsolo por outro agente [...]” (Maciel; Nummer, 2011).

Segundo Pinto (2006), solos arenosos ou solos argilosos não saturados geram recalques que surgem rapidamente logo após a construção devido aos carregamentos na superfície do solo, já solos argilosos saturados o recalque é mais lento, visto que os vazios do solo estão cheios de água.

A compressibilidade do solo é uma deformação volumétrica causada pela aplicação de cargas, sendo considerado um das principais causas de origem dos recalques. Camadas de solos saturadas e confinadas lateralmente sujeitas a ação de uma força geram os recalques por adensamento, que é a diminuição de volume por meio da expulsão da água presente no solo (CAPUTO, 1988).

2.9 Melhoramento do solo

A constituição de um solo natural é complexa e variada de acordo com sua geologia, assim em muitas localidades onde o solo natural não atende as especificações de projeto pode-se adotar uma das seguintes soluções, ARAÚJO (2009):

- I. Aceitar as condições do solo e adaptar as condições de projeto às restrições impostas pelo mesmo;
- II. Fazer o descarte do material, removendo-o do local e empregando um material com melhor qualidade.

III. Aceitar o material local e modificar suas propriedades tornando-o capaz de resistir às exigências do projeto.

Sendo em I uma alternativa não muito viável economicamente por exigir o emprego de camadas elevadas da superestrutura, ou camadas com elevada resistência a tração, diminuindo assim a transmissão de tensões ao subleito, aumentando o custo da obra (OLIVEIRA, 2015).

Em II é utilizada uma escavadeira ou dragas para retirada do solo até o greide de projeto, para deposição do material de maior resistência, através de aterro compactado até atingir a altura pré-estabelecida, sendo em ferrovias esta técnica viável para retirada do solo na profundidade de no máximo 4 metros (NASCIMENTO, 2008).

Por fim, em III cuja denominação é estabilização do solo, que consistem em atribuir ao solo condições de resistência ao cisalhamento dando condições de resistir às tensões oriundas do tráfego sem se romper, e também resistência às deformações além de certos limites compatíveis com a necessidade de tráfego (SENÇO, 2007).

Segundo Araújo (2009), pode-se utilizar processos mecânicos ou físico-químicos para se atingir esta estabilização.

Estabilização mecânica são procedimentos que alteram somente a disposição das partículas do solo ou granulometria, sendo as mais utilizadas a compactação e estabilização granulométrica (ARAUJO, 2009).

- Compactação: Segundo Pinto (2006) a compactação é o adensamento do solo por meio de equipamentos mecânicos, tendo em vista aumentar a interação íntima entre grãos e elevação da densidade através da diminuição do índice de vazios.
- Estabilização granulométrica: É a combinação e manipulação do solo em proporções adequadas visando majorar a estabilidade em comparação ao solo original, através da mistura de dois ou mais materiais dentro das especificações previamente definidas, propiciando uma maior densidade e infiltrabilidade menor (ARAUJO, 2009).

Segundo Araújo (2009) a estabilização físico química consiste em adição de um agente estabilizante ao solo, para que o mesmo atinja uma umidade ótima

desejada, uma eficiente compactação e uma cura adequada elevando sua resistência potencial, destacam-se neste aspecto o uso da cal e cimento.

- Solo-Cimento: É um produto endurecido devido à cura da mistura íntima do solo, cimento e água compactados, cujo seu processo de estabilização físico-química ocorre através da reorientação dos grãos do solo através do depósito de partículas cimentastes entre os contatos granulares (CASTRO, 2008).
- Solo-Cal: É a mistura íntima entre solo, cimento e água onde ocorre a interação entre a cal e as frações finas do solo através de trocas de cátions de cálcio fornecidas pela cal e cátions presentes no solo (ARAÚJO, 2009).

Na fase de anteprojeto ou projeto básico onde se realiza o estudo do traçado da ferrovia a ser implantada é habitual a existência de solos com baixa capacidade de suporte. O uso de geogrelhas, um tipo de geossintético fabricado a partir de polímeros para aplicação em obras geotécnicas, pode ser utilizado como reforço em solos moles, aumentando sua estabilidade (NABAIS, 2014).

Segundo Nabais (2014), quando há presença de solos moles outra solução seria a execução do aterro ferroviário sobre estacas de concreto ou estacas metálicas apoiadas em camadas mais profundas que apresentam solo mais resistente.

3 METODOLOGIA

3.1 Apresentação do estudo de caso

O presente trabalho realiza um estudo sobre um ramal ferroviário localizado em uma siderúrgica que se encontra na região do Alto Paraopeba no estado de Minas Gerais.

A usina siderúrgica atua na produção de aço, desde o processamento do ferro gusa produzido em seus Altos Fornos onde é transportado até a Aciaria, onde o gusa é descarregado e recebe vários benefícios até ser transformado em aço.

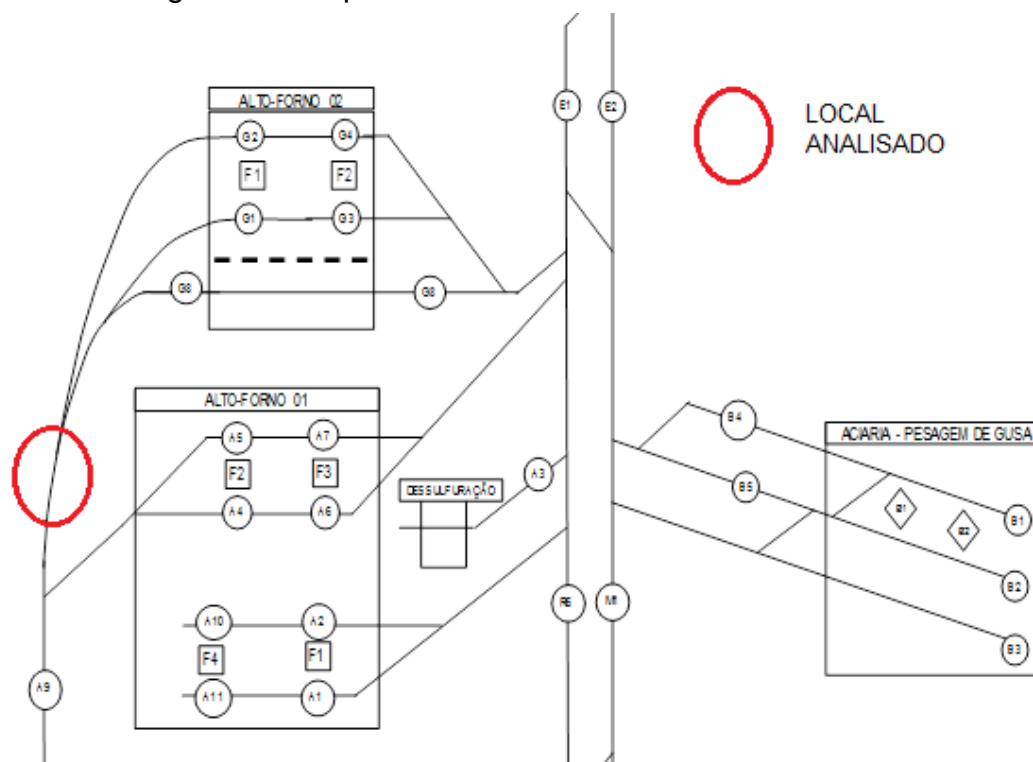
O transporte do ferro gusa do alto forno para a aciaria é feito por meio de vagões torpedos, tracionados por locomotivas de 72 toneladas que são impulsionadas por tração diesel-elétrica, e ativadas através de controle remoto.

A linha férrea A9 ilustrada na Figura 18, foi projetada inicialmente para dar escoamento da produção do Alto Forno 01, somente em caráter emergencial, ou seja, essa linha apenas seria utilizada caso houvesse alguma interferência nas linhas principais de escoamento do mesmo. Porém, com a construção do Alto Forno 02 também ilustrado na Figura 18, a linha A9 passou a ser utilizada frequentemente para manobras.

Contudo, não houve um estudo prévio apropriado sobre a capacidade de suporte do solo em que a via está assentada, atualmente a mesma serve de circulação constante de vagões com carga elevada e em baixa velocidade. Desse modo, o lastro começou a apresentar um recalque significativo em um pequeno trecho da via, onde o solo do subleito teve uma elevação na lateral do lastro, necessitando assim de socarias regulares para a elevação dos trilhos.

Diante deste problema decidiu-se fazer um estudo para identificar as reais condições do local e gerar uma solução definitiva.

Figura 18- Esquema das linhas entre Alto Forno e Aciaria



Fonte: Autores.

3.2 Condições iniciais da via

3.2.1 Características da via

Como já relatado anteriormente o trecho da linha férrea submetida ao estudo deste trabalho corresponde à linha A9, especificamente em um trecho com extensão de 100m. Sua localização é compreendida entre as ruas Eucalipto e Pinheiros AF1 nas propriedades de uma siderúrgica.

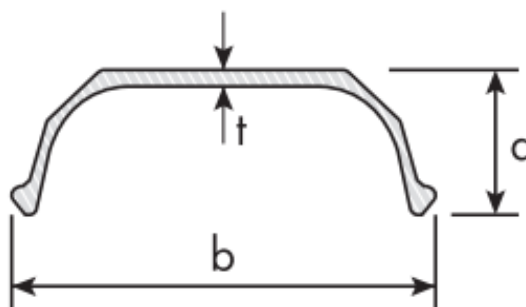
A via possui geometria retilínea, sem curvas, sendo assim dispensáveis os cálculos de superelevação, pois não há presença da força centrífuga. O produto transportado é o ferro gusa, caracterizado por altas cargas. O vagão possui velocidade de transporte considerada baixa, com valor máximo permitido de tração de 10 km/h.

A superestrutura da via permanente é composta de uma camada de lastro de brita com 20 cm de espessura, logo acima da plataforma sem a existência de sublastro.

Os dormentes são de aço, em perfil dormente Gerdau tipo U invertido com uma curva em suas extremidades que possibilitam o encaixe da peça no lastro, funcionando como se fossem “garras”. O dormente de aço possui peso nominal unitário de 28,46 kg/m, e comprimento igual a 2800 mm.

Características do dormente, sua vista transversal e longitudinal encontram-se nas Figuras 19 e 20 seguir:

Figura 19- Vista transversal do dormente de aço



Fonte: Site: Gerdau

Em que:

t: Bitola do dormente com 12 mm;

d: Altura com 90 mm;

b: Largura com 260 mm.

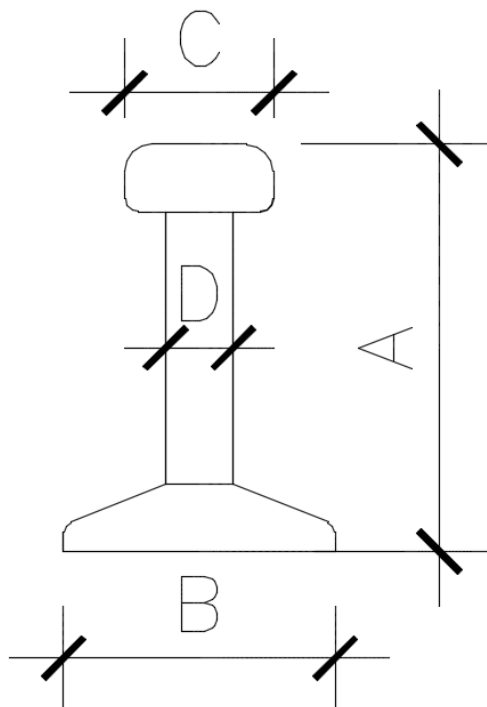
Figura 20- Vista longitudinal do dormente de aço



Fonte: Autores.

O trilho existente é o trilho Padrão TR RE (TR68) com peso linear de 67,43 kg/m, comprimento de 12m e com seção total de 86,52 cm². Segundo Trilhos Ferroviários as suas características são, (Figura 21):

Figura 21- Dimensões do trilho de aço TR 68



Fonte: Site: Trilhos Ferroviários Ltda.

Onde:

- Altura (A): 18,57 cm;
- Base (B): 15,24 cm;
- Boleto (C): 7,4 cm;
- Alma (D): 1,75 cm.

A superestrutura ainda possui alguns acessórios de fixação como talas de junção, parafusos e placa de apoio, que garantem a estabilidade da via, e maior durabilidade.

3.2.2 Característica do material rodante

O vagão tracionado ao longo desta linha férrea é denominado “vagão torpedo”, o mesmo possui um comprimento igual a 28 m, largura de 3,2 m, com 16 eixos e 8 truques, sendo que a distância entre rodas em um truque é de 1,2 m, e a distância mínima entre eixos é de 0,6 m. O peso total do vagão carregado gira em torno de 700 toneladas.

A locomotiva de 72 toneladas é composta basicamente de uma plataforma, que constitui o seu principal elemento estrutural. Sobre a plataforma situam-se cabinas (cabine do operador, duas cabines para os motores dieseis as quais protegem o equipamento nelas contido. O conjunto todo é suportado por dois truques. Cada truque contém, dois motores de tração, toda timoneira de freio e os rodeiros (conjuntos de eixos, rodas engrenagem). Onde é movida por tração diesel-elétrico, dotada de dois motores diesel que propulsionam dois geradores elétricos que transmite a tensão para quatro motores de tração situados nos rodéis de bitola igual a 1,60 m.

3.2.3 Características da infraestrutura

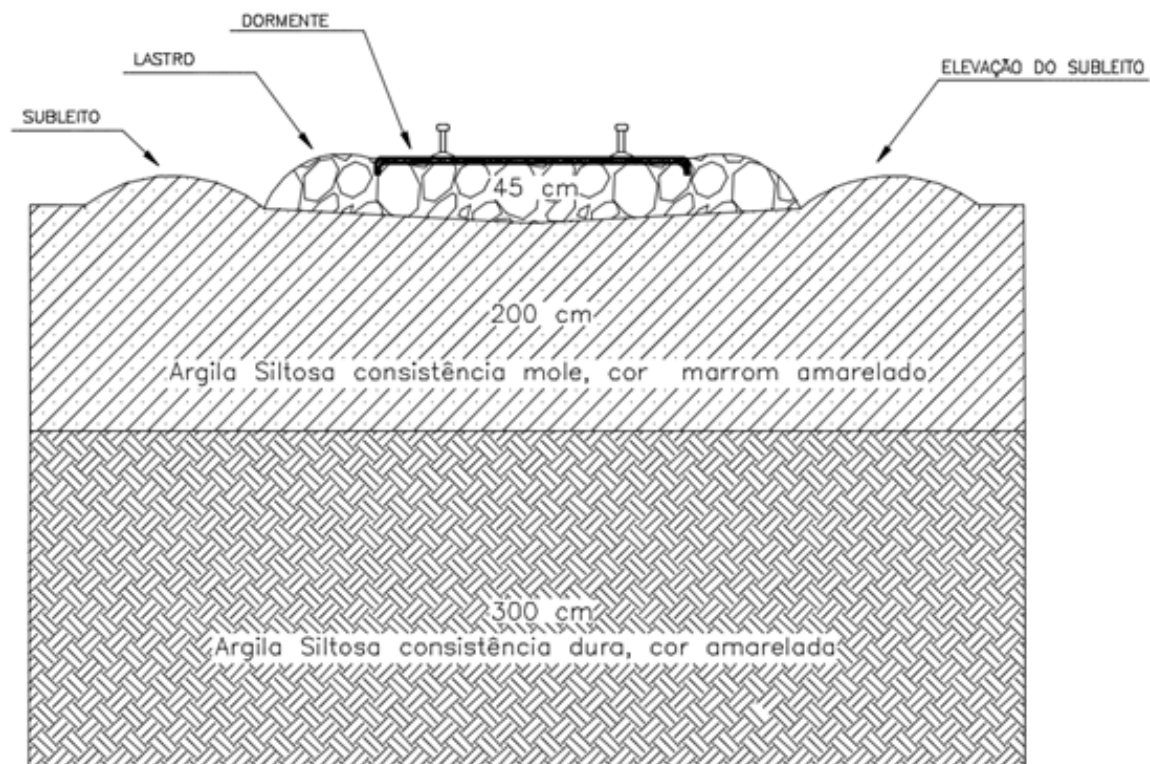
Uma empresa terceirizada pela siderúrgica foi solicitada para realizar investigações geológico-geotécnicas no local determinado.

Os resultados obtidos do ensaio Standard Penetration Test (SPT) referentes a 7 furos realizados relatam a predominância de argila siltosa. A sondagem a percussão apresentou 3 pontos críticos onde em até 2 m de profundidade o subsolo foi caracterizado como sendo de consistência mole.

O mapa do local dos furos e os perfis de sondagem encontram-se no Anexo A.

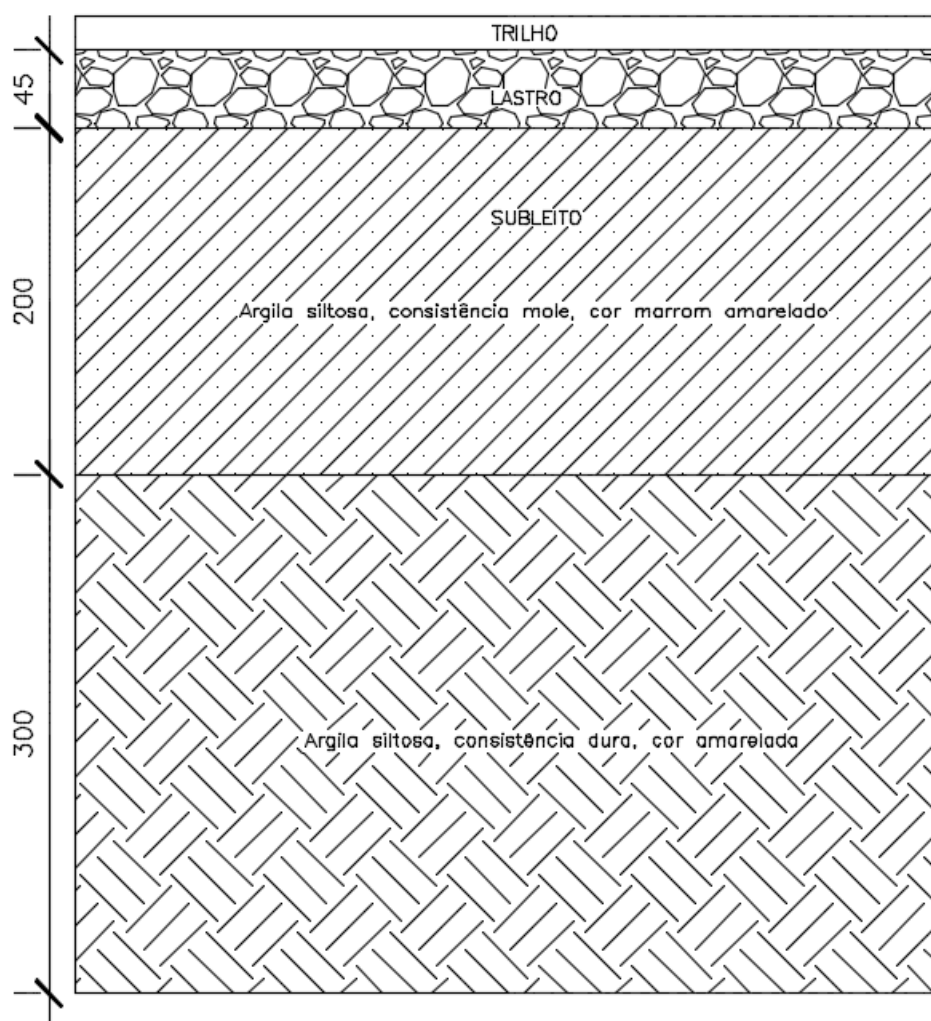
As figuras a seguir apresentam a seção transversal e longitudinal antecedentes aos reparos da linha:

Figura 22- Seção transversal inicial da superestrutura



Fonte: Autores.

Figura 23- Seção Longitudinal da superestrutura inicial



Fonte: Autores.

3.3 Restauração da via - camada de reforço

Visto a deterioração da linha férrea, ocasionada por fatores relacionados à baixa qualidade do solo, como foi de fato aferido pelo ensaio geotécnico, viu-se a necessidade de restaurar a via para que o vagão pudesse realizar o percurso sem risco de descarrilamento.

Desse modo, os responsáveis pela avaliação e concepção da solução desse inconveniente optaram pela remoção do lastro existente e de parte da camada do terreno, até 1,50 m abaixo do greide da linha à uma distância de 10 metros de comprimento, no local onde havia a situação mais crítica da instabilidade. Efetuando-se posteriormente a construção de uma camada de reforço em argila compactada.

As imagens a seguir, figuras 24 e 25, mostram a presença de solo mole no momento da escavação para remoção do mesmo, sendo possível observar a ascensão do nível de água no local.

Figura 24- Retirada do solo



Fonte: Autores.

Figura 25- Anomalia encontrada durante retirada do solo



Fonte: Autores.

3.4 Modificações das condições finais da via adotadas

3.4.1 Alteração das características da via

As condições adotadas pela empresa para a superestrutura são as seguintes:

- Sublastro de 20 cm, sendo utilizado um subproduto de pedreira com Índice de Suporte Califórnia (ISC) ≥ 30 , compactado a 100% do proctor intermediário.
- Lastro com 45 cm, de brita.

Os demais equipamentos que constituem a superestrutura como os dormentes, trilhos, acessórios e peças de fixação são os mesmos já anteriormente relatados e existentes na via.

3.4.2 Característica do Material Rodante

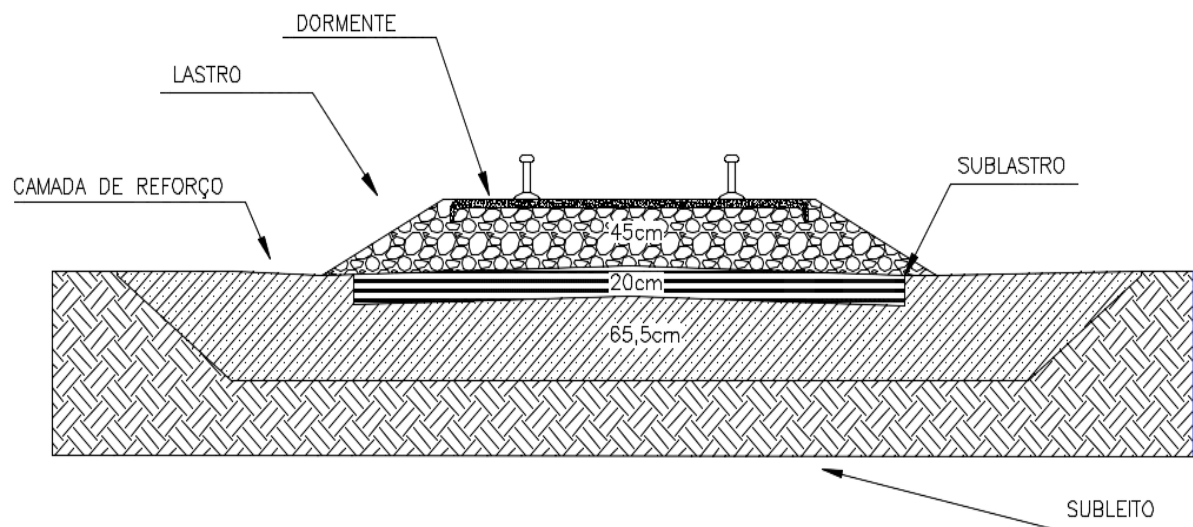
Não ocorreu alteração dos veículos ferroviários mantendo-se a locomotiva e vagão torpedo já relatados.

3.4.3 Características da infraestrutura

Efetuada a retirada da linha férrea existente, executou-se um corte no subleito para remoção do solo mole, sendo escavado uma altura de 65,5 cm. Em seguida o fundo da vala foi gradeado e compactado a 100% do proctor normal. Posteriormente foi realizada a execução da camada de reforço constituído de material argiloso, executado em uma camada de 65,5 cm, compactado a 100% do proctor normal, com umidade ótima (W_{ot}) variando 3%, e ISC $\geq 12\%$.

As figuras 26 a 28 a seguir apresentam a seção transversal e longitudinal após os reparos da linha:

Figura 26- Seção transversal da via implantado



Fonte: Autores.

Figura 27- Seção Longitudinal da via implantada



Fonte: Autores.

Figura 28– Situação atual- após recuperação



Fontes: Autores

3.5 Proposta de dimensionamento da via

Será realizado o dimensionamento da superestrutura da ferrovia a partir da metodologia de Arthur N. Talbot, divulgado pela AREA, e citado como modelo de cálculo da altura do lastro na literatura de Helvécio Lapertosa Brina, Estradas de Ferro volume 1, 2ª Edição, 1988, conforme o item 2.7.1 deste trabalho.

O dimensionamento da altura do lastro também será calculado conforme a metodologia descrita no item 2.7.2 - Metodologia segundo Medina (2014 apud TAVARES; LOSCHA, 2015), e pelo item 2.7.3 - Metodologia segundo Don Uzarski (2009 apud TAVARES; LOSCHA, 2015).

3.5.1 Parâmetros de dimensionamento da via

- Coeficiente dinâmico ou de impacto

A velocidade que o vagão torpedo circula na via é de 10 km/h. Portanto, pela Equação 2.1, tem-se que:

$$Cd = 1 + \frac{10^2}{30000} = 1,003$$

- Tensão admissível

Pela Equação 2.4, obtém-se:

$$E_d = 100 * 12 = 1200$$

Pela Equação 2.3, obtém-se:

$$N = 365 * 10 * [(2 * 4) + (1 * 16)] * 30 = 2628000$$

Por fim, a tensão admissível é obtida pela Equação 2.2:

$$\sigma_{adm} = \frac{0,06 * 1200}{1 + 0,7 * \log 2628000} = 1,31 \text{ kg/cm}^2$$

- Pressão na interface dormente-laastro

Peso por eixo:

$$P = \frac{700}{16} = 43,75 \text{ tn}$$

Dimensões do dormente:

$$[0,9 \times 260 \times 280] \text{ cm}$$

Faixa de socaria (distância de apoio no sentido longitudinal do dormente) para bitola de 1,6m:

$$c = 90 \text{ cm}$$

Distância entre eixo do vagão torpedo:

$$d = 1,2 \text{ m}$$

Número de dormentes por quilômetro:

$$n = 1429$$

Distância entre centro dos dormentes:

$$a = \frac{1000}{1429} = 0,70 \text{ m}$$

Relação entre a distância do eixo dos vagões e a distância entre centro dos dormentes pela Equação 2.7:

$$n = \frac{1,20}{0,70} = 1,714$$

Carga a ser suportada pelo dormente pela Equação 2.6:

$$P_c = \frac{43570}{1,714} * 1 = 25525,087 \text{ kg}$$

Pressão na face inferior do dormente pela Equação 2.5:

$$P_0 = \frac{25525,087}{26 * 90} = 10,908 \text{ kg/cm}^2$$

3.5.2 Aplicação da metodologia segundo Helvécio Lapertosa Brina (1988)

Para o dimensionamento utilizou-se os dados provenientes do vagão torpedo pois ele será a maior carga a circular na via.

Altura do sublastro, segundo Brina (1988) é adotado o valor de h seguindo a lei de distribuição de pressões tem-se:

$$h = 20 \text{ cm}$$

A pressão de ruptura do solo é obtida pela Equação 2.10:

$$P_{rup} = \frac{(70 * 30)}{100} = 21 \text{ kg/cm}^2$$

A Pressão admissível no terreno é dada pela Equação 2.9. Adotou-se $n = 5,5$.

$$\bar{P} = \frac{21}{5,5} = 3,818 \text{ kg/cm}^2$$

Portanto, a altura do Lastro é encontrada pela Equação 2.8:

$$3,818 = \frac{53,87}{h^{1,25}} * 10,908$$

$$h = 56,21 \text{ cm}$$

Adotando-se o valor igual a 56 cm para a altura do lastro.

3.5.3 Aplicação da metodologia segundo Medina (2014 apud TAVARES; LOSCHA, 2015)

A pressão admissível adotada para esse dimensionamento é determinada pela Equação 2.2, portanto:

$$P_h = \sigma_{adm} = 1,31 \text{ kg/cm}^2$$

A pressão na interface dormente-lastro é obtida pela Equação 2.5, logo:

$$P_{D/L} = P_0 = 10,908 \text{ kg/cm}^2$$

Obtidos esses parâmetros o dimensionamento do lastro é realizado seguindo a Equação 2.11:

$$1,31 = 50 * \frac{10,908}{10 + h^{1,35}}$$

$$h = 85,60 \text{ cm}$$

Será adotado um valor para a altura do sublastro igual a 20 cm. Logo, tem se que a altura do lastro é:

$$85,60 - (20 * 0,87) = 68,2 \text{ cm}$$

3.5.4 Aplicação da metodologia segundo Don Uzarski (2009 apud TAVARES; LOSCHA, 2015)

Pela Equação 2.13 é possível adquirir a tensão na interface dormente-lastro:

$$p_a = \frac{3 * 25525,087}{26 * 280} = 10,51 \text{ kg}$$

A tensão permitida no subleito equivale a mesma pressão admissível calculada pela Equação 2.2:

$$P_c = \sigma_{adm} = 1,31 \text{ kg/cm}^2$$

Desta forma, a altura de suporte do lastro é calculada pela Equação 2.12:

$$h = \left(\frac{16,8 * 10,51}{1,31} \right)^{4/5}$$

$$h = 50,58 \text{ cm}$$

Portanto, a altura do lastro adotada será de 51 cm, e para o sublastro será adotado o valor igual a 20 cm de altura.

4 RESULTADOS

Com base no material disponibilizado pela empresa de sondagem elaborou-se a Tabela 2 contendo o resumo das características de cada furo de sondagem realizadas no local da anomalia.

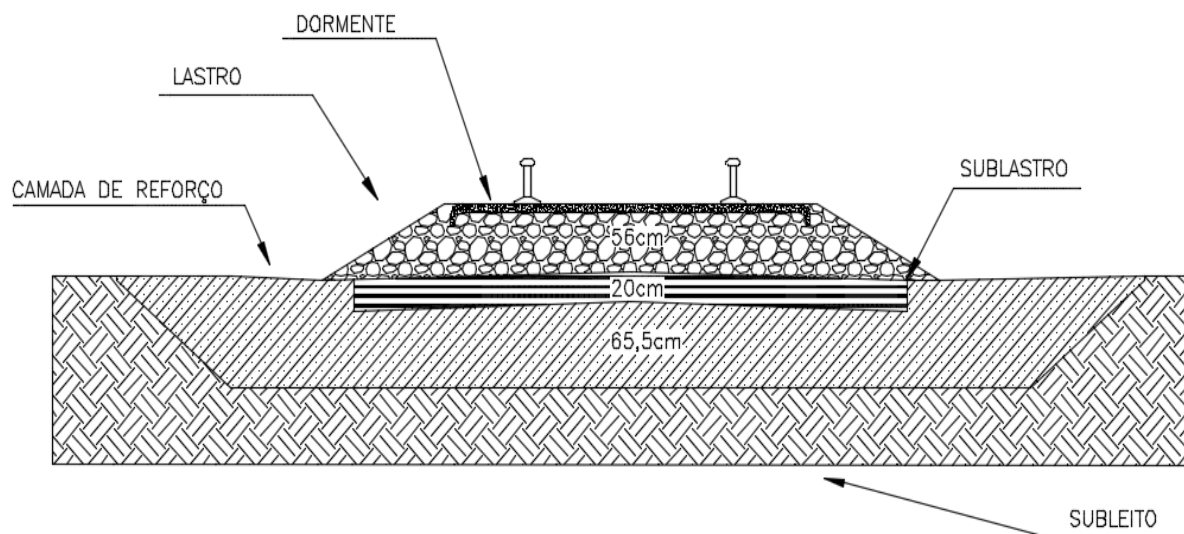
Tabela 1 - Sondagem a percussão

| Número do Furo | Material da camada | Média NSPT | Nível de água (m) |
|----------------|--|------------|-------------------|
| SM1 | Argila siltosa, consistência rija a dura | 21,95 | 11,5 |
| SM2 | Argila siltosa, consistência mole | 26,26 | 8,45 |
| SM3 | Argila siltosa, consistência rija a dura | 29 | 5 |
| SM4 | Argila siltosa, consistência rija a dura | 26,33 | Seco |
| SM5 | Argila siltosa, consistência mole | 28,47 | 6 |
| SM6 | Argila siltosa, consistência rija a dura | 25,47 | 9,45 |
| SM7 | Argila siltosa, consistência mole | 19,78 | 7,5 |

Fonte: Autores.

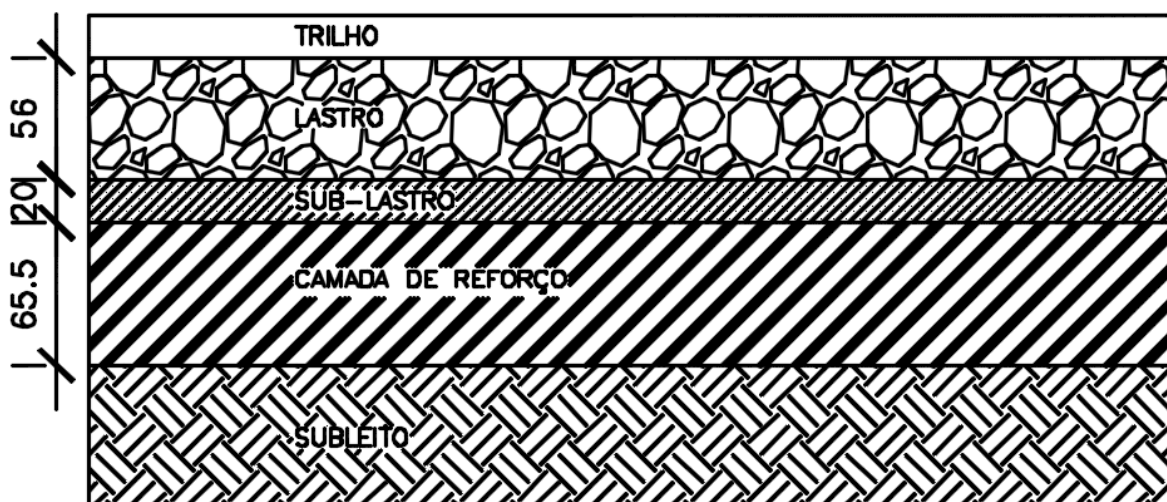
As figuras 29 e 30 ilustram visualmente a seção transversal e longitudinal com respectivos valores para as camadas da superestrutura encontradas a partir da aplicação da metodologia de Helvécio Lapertosa Brina(1988).

Figura 29- Seção Transversal da superestrutura calculada segundo Helvécio Lapertosa Brina (1988)



Fonte: Autores.

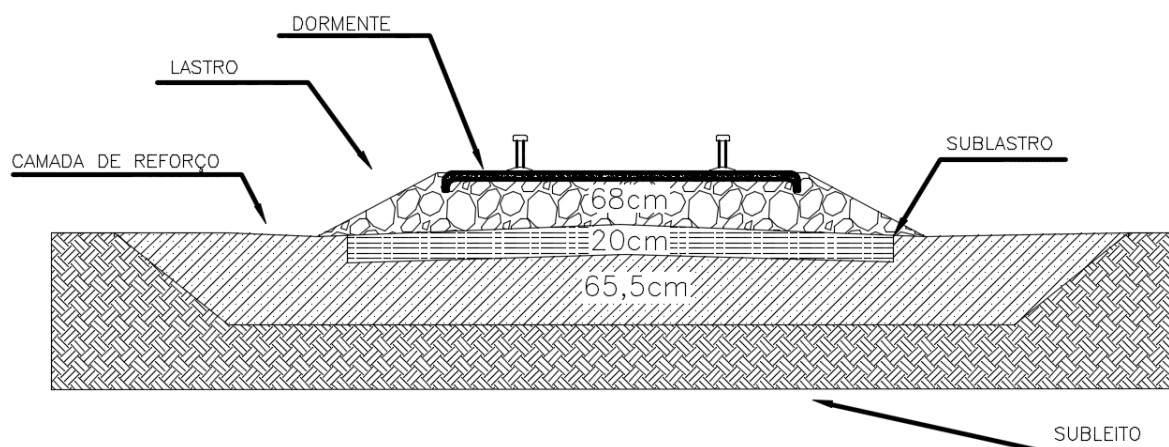
Figura 30- Seção longitudinal da superestrutura segundo Helvécio Lapertosa Brina (1988).



Fonte: Autores.

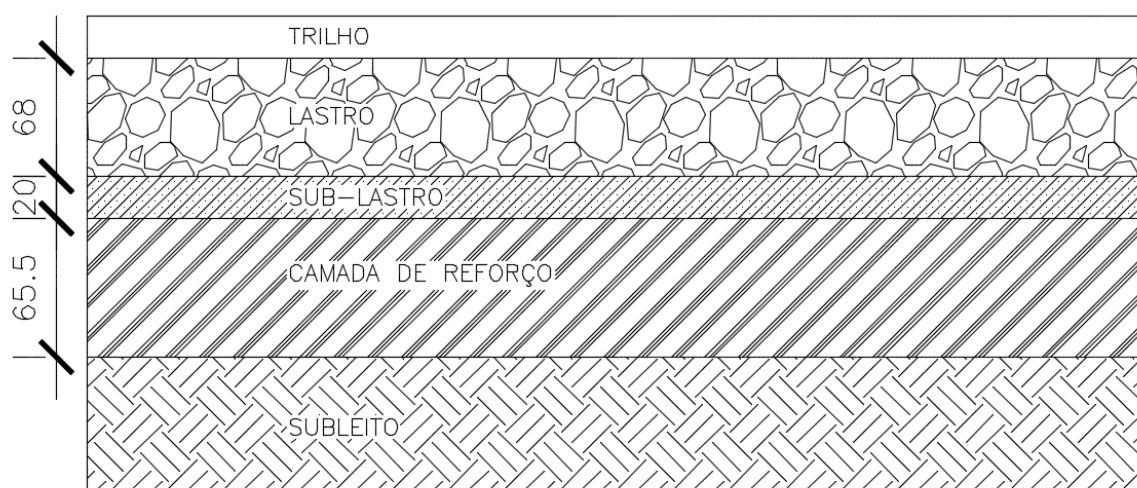
As figuras a seguir mostram os detalhes do dimensionamento da superestrutura calculada através da aplicação da metodologia segundo Medina (2014 apud TAVARES; LOSCHA,2015)

Figura 31- Seção transversal da superestrutura segundo Medina (2014 apud TAVARES; LOSCHA, 2015)



Fonte: Autores.

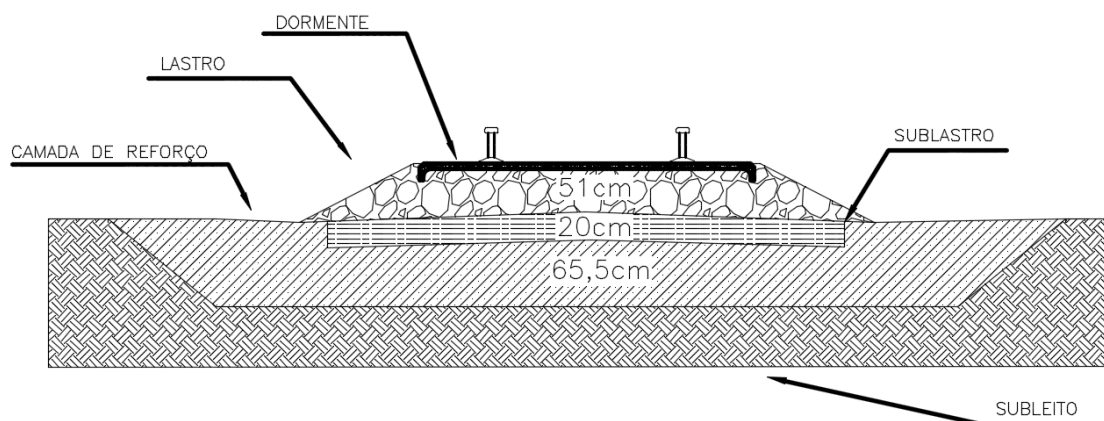
Figura 32- Seção longitudinal da superestrutura segundo Medina (2014 apud TAVARES; LOSCHA, 2015)



Fonte: Autores.

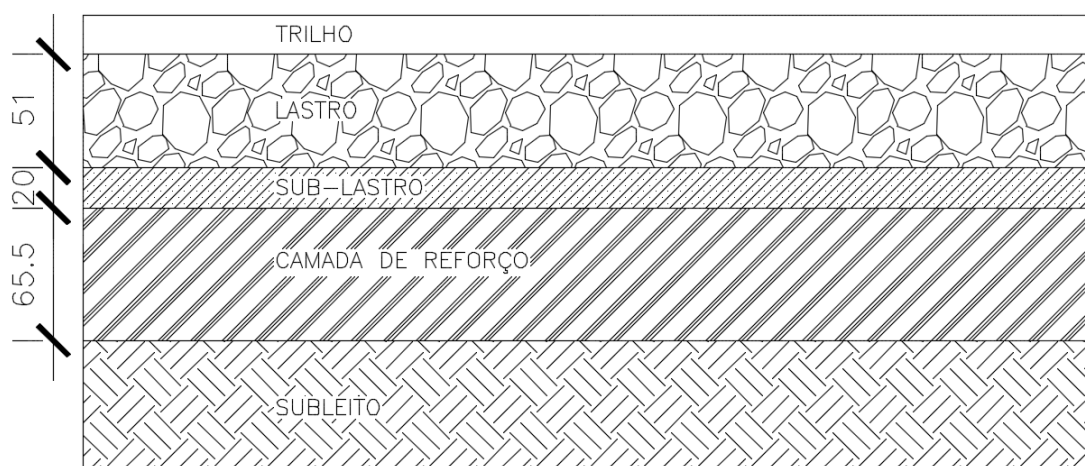
A partir das figuras 33 e 34, é possível observar os resultados encontrados pela aplicação da metodologia de Don Uzarski (2009 apud TAVARES; LOSCHA, 2015)

Figura 33- Seção transversal da superestrutura segundo Don Uzarski (2009 apud TAVARES; LOSCHA, 2015)



Fonte: Autores.

Figura 34- Seção longitudinal da superestrutura segundo Don Uzarski (2009 apud TAVARES; LOSCHA, 2015)



Fonte: Autores.

5 DISCUSSÃO

Com relação a solução encontrada pela empresa de substituição do solo por uma camada de reforço com material argiloso, pode-se observar que houve a necessidade de movimentar um grande volume de material. Entretanto, outras soluções poderiam ser empregadas: como o emprego de cimento ou cal na mistura do solo, bem como o lançamento de outro material como a escória para que se melhore a resistência do solo, assim como, aumentar a drenagem da via.

Avaliando e comparando-se as soluções encontradas para o cálculo da superestrutura ferroviária, desenvolvida neste trabalho, com o disponibilizado pelo projetista, puderam-se identificar diferenças quanto à altura da camada de lastro para cada situação descrita.

Foram adotados os mesmo trilhos e dormentes que existiam nas condições iniciais da via férrea. Já para a altura da camada de sublastro que compõe a superestrutura adotou-se um valor considerado usual e corriqueiro no Brasil correspondente a 20 cm.

A tabela 2 resume os dados da superestrutura para cada situação abordada no trabalho.

Tabela 2- Comparativos de dimensionamentos

| | Condições iniciais da via | Condições finais adotadas pelo projetista | Dimensionamento segundo Brina (1988) | Dimensionamento segundo Medina (2014) | Dimensionamento segundo Don Uzarsk (2009) |
|-----------|---------------------------|---|--------------------------------------|---------------------------------------|---|
| Trilho | TR 68 | TR 68 | TR 68 | TR 68 | TR 68 |
| Dormente | Aço | Aço | Aço | Aço | Aço |
| Bitola | 1,6 m | 1,6 m | 1,6 m | 1,6 m | 1,6 m |
| Sublastro | 0 | 20 cm | 20 cm | 20 cm | 20 cm |
| Lastro | 45 cm | 45 cm | 56 cm | 68 cm | 51 cm |

Fonte: Autores.

A altura de lastro encontrada pelo dimensionamento de BRINA (1988) é 20% maior quando comparado com o valor adotado pelo projetista. Este autor é considerando conservador, o que justifica a diferença, apesar de que para esse problema em questão, onde se tem uma área restrita de tráfego intenso, bem como

elevado valor de carga usual, parece ser mais promissor no que se refere à longevidade da vida útil, a adoção de métodos mais conservacionistas.

No dimensionamento proposto por MEDINA (2014) foi obtido uma altura de lastro igual a 68 cm. Com essa altura sendo aproximadamente 34% superior à do projetista, e levando em conta a situação que a linha férrea está submetida, vê-se que esse é um método que tende a ser mais a favor da segurança e não leva em consideração o custeio do valor agregado do material que constitui o lastro, que geralmente é mais nobre e dispendioso. No entanto, para a metodologia proposta por MEDINA (2014) a altura do sublastro repercute diretamente no cálculo da altura do lastro. Se os cálculos fossem refeitos para uma altura do sublastro igual a 35 cm, ter-se-ia 55 cm de altura da camada de lastro, o que poderia ser uma boa opção, já que uma das funções do sublastro é permitir menores alturas do lastro, tornando menos oneroso o projeto final da superestrutura.

Por último, a metodologia proposta por DON UZARSKI (2009), fornece uma diferença de 6 cm a mais de altura do lastro quando comparado ao do projetista. Analisando-se a área da ferrovia, há uma tendência de pensamento que esse valor de 6 cm a mais não acarretaria em grandes mudanças, contudo, em se tratando de uma obra de engenharia deve-se sempre tomar precauções.

Visando mesclar o que há de melhor em conhecimentos teóricos e o que se tem na situação prática real, o engenheiro é orientado e respaldado a conceber uma solução que gere um bom custo benefício, que satisfaça as expectativas do cliente, e garanta a segurança e durabilidade da vida útil de seu projeto. Sendo assim, analisando-se os resultados da altura do lastro da via férrea, verifica-se que todas as alternativas de dimensionamento apresentadas neste trabalho são aceitáveis. Pois, o regulamento de fiscalização de via permanente para prestação de serviço e transporte ferroviário de carga divulgado pela ANTT em 2014, estabelece que uma ferrovia de classe 1 seja aquela em que a velocidade máxima autorizada é de até 15 km/h, e tomando-se a instrução de serviço ferroviário (ISF) 212 do DNIT, tem-se que a altura do lastro sob os dormentes deve obedecer à altura mínima de 40 cm para vias de classe 1.

6 CONCLUSÃO

A partir do presente trabalho foi possível obter mais conhecimentos sobre a via permanente de uma ferrovia e os materiais e equipamentos que a compõem, bem como a relação intrínseca das características e comportamentos do subleito mediante a ação das cargas impostas pela via.

Foi possível observar que a solução adotada de substituição de parte da camada do subleito que apresentava solo de baixa capacidade de suporte por uma camada de reforço com material de melhor resistência, foi uma solução que atendeu às necessidades do local, todavia, poderiam ser exploradas alternativas que oferecessem redução dos custos de restauração do solo, pois o custo de movimentação de terra tende a ser mais caro quando comparado com outras soluções de melhoramento do solo.

Quanto ao dimensionamento da superestrutura da linha férrea, apenas buscou-se a realização de cálculos por meio de metodologias diferentes a fim de compara-los com o resultado adotado no projeto que foi empregado no local de estudo.

Conclui-se que os cálculos realizados neste trabalho apontam valores de 12% a 34% acima do valor estabelecido pela empresa. Uma vez que a via permanente da ferrovia analisada é submetida diariamente a valores elevados de carregamento a uma baixa velocidade de tráfego é plausível que se disponha de uma altura de lastro mais elevada.

Estes resultados foram obtidos de acordo com os dados disponibilizados pela empresa, sendo assim o trabalho poderia ter sido mais detalhado se disponibilizado outros materiais pré-existente do local da anomalia a fim de realizar todos os ensaios necessários para um dimensionamento total da estrutura, implementando estes resultados.

REFERÊNCIAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7250:** Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro, 1982.

ANTAS, Paulo Mendes. et al. **Estradas: Projeto Geométrico e de Terraplenagem.** Rio de Janeiro: Interciência, 2010.

ANTF - ASSOCIAÇÃO NACIONAL DOS TRANSPORTES FERROVIÁRIOS. **Balanco do Transporte Ferroviário de Cargas 2014.** Brasília, 2015.

ANTT - AGENCIA NACIONAL DE TRANSITO E TRÁFEGO 2013.

ANTT GOV; Regulamento de fiscalização de via permanente para a prestação do serviço de transporte ferroviário de cargas, Disponível em; http://webcache.googleusercontent.com/search?q=cache:ZgF8lce8d74J:www.antt.gov.br/html/objects/_downloadblob.php%3Fcod_blob%3D14207+&cd=1&hl=pt-BR&ct=clnk&gl=br. Acesso em 10 de dezembro 2015

ARAÚJO, Arielton Fonteles; **Avaliação de misturas de solos estabilizados com cal, em pó e em pasta, para aplicação em rodovias do estado do Ceará;** Dissertação de Mestrado. Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes; Universidade Federal do Ceará, Fortaleza; 2009.

BRINA, Helvécio Lapertosa. **Estradas de Ferro.** Belo Horizonte: UFMG.1988.

CABRAL, Antônio Cláudio Benezath. **Superestrutura Ferroviaria.** Vitoria: CEFT. 2005.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações.** Rio de Janeiro: LTC,1988.

CASTRO, Sindicley Ferreira; **Incorporação de resíduos de caulim em solo-cimento para construções Civis;** Programa de pós-graduação em engenharia civil e ambiental unidade acadêmica de engenharia civil área de geotecnia; Universidade Federal de Campina Grande, Pernambuco; 2008.

CNT. Confederação Nacional do Transporte. Plano CNT de Transporte e Logística . Brasil, 2011.

CINTRA, José Carlos A; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique; **Fundações diretas, projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de textos. 2011.

ISF 205: Estudos Geotécnicos . Brasília.

DNIT- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES

ISF 207: Estudos Geotécnicos . Brasília.

GERDAU. **Perfil dormente Gerdau.** Disponível em:
<http://www.gerdau.com/br/pt/products/services/products/Document%20Gallery/Perfil%20Dormente%20Gerdau.pdf>. Acesso em 10 outubro de 2015.

MACIEL, Carlos Leite Filho; NUMMER, Andréa Valli. **Introdução à Geologia de Engenharia** . 4ª Ed. Santa Maria: UFSM, 2011.

NASCIMENTO, Custódio Moreira Castro; **Avaliação de alternativas de processos construtivos de ferrovias sobre solos moles**; Monografia de (Especialização em Transporte Ferroviário de Cargas), Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2008.

OLIVEIRA, Tales Moreira; **08 - Superestruturas de via terrestre**, Nota de Aula. Universidade Federal de São João Del Rei, 2015.

PORTO, Telmo Giolito. **PTR2501-Ferrovias**, Apostila. Escola politécnica da Universidade de São Paulo, 2014.

SENÇO, Wlastermiller. **Manual de Técnicas de pavimentação**, v1, 2ª Ed. São Paulo: PINI, 2007.

SILVA, Taciano Oliveira. **ENC 224 –FERROVIAS**, Notas de Aula . Universidade Federal de São João Del Rei, 2011.

SGARBI, Bruno; CHIARANI, Rafaela; GARCIA Ronaldo; **Pavimentação em terrenos de solos moles: a utilização de colunas granulares encamisadas** XI Encontro Latino Americano de Pós Graduação, São Paulo; 2000.

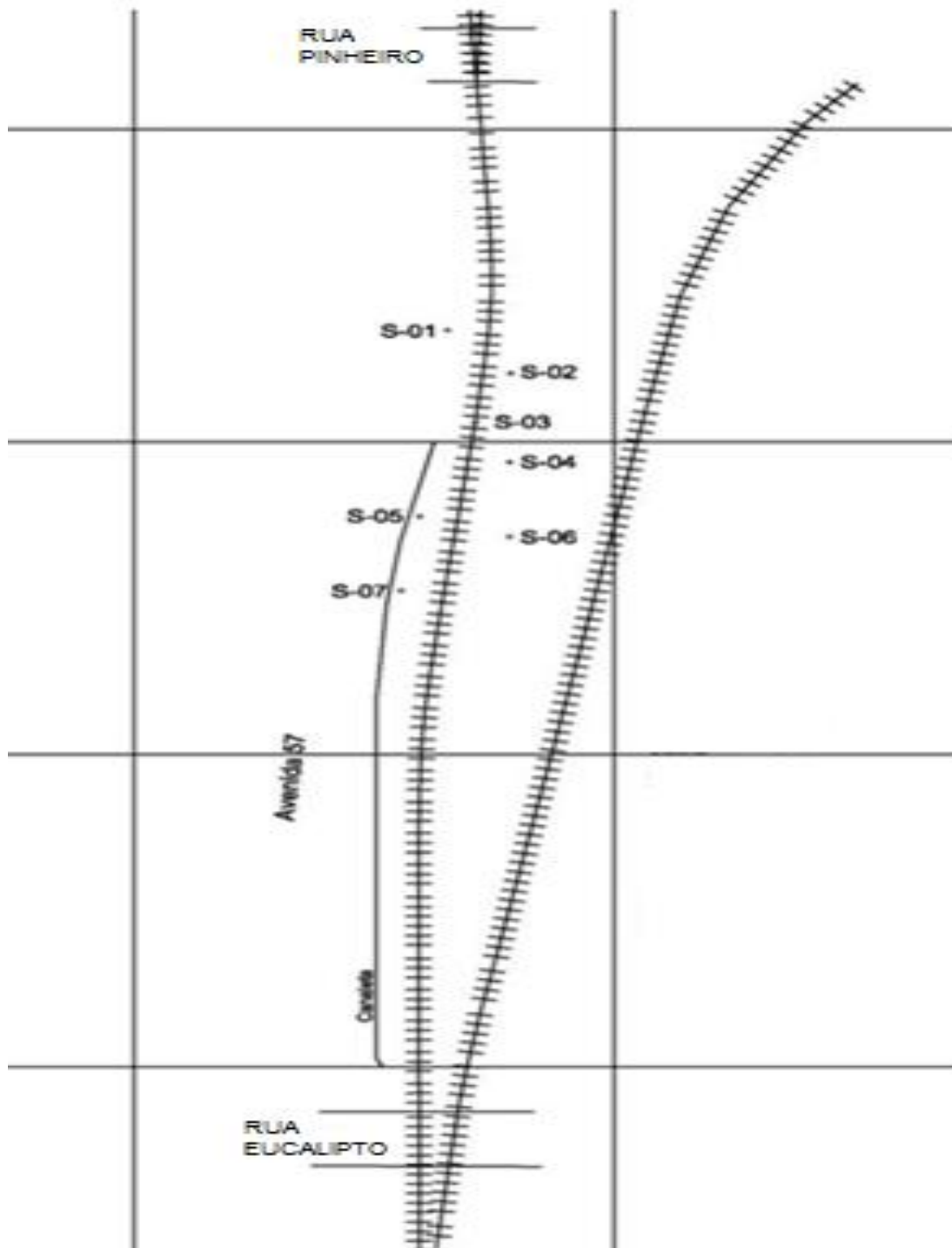
SPADA, Jorge Luís Goudene ; **Uma abordagem de mecânica dos pavimentos aplicada ao entendimento do mecanismo de comportamento tensão-deformação da via férrea**; Tese (Doutorado em Engenharia Civil), COOPE/ UFRJ. Rio de Janeiro, 2003.

TAVARES, Gustavo Henrique Arduini; LOSCHA, Mateus José de Matos **Comparativo entre métodos de dimensionamento de superestrutura ferroviária**; Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil), UFSJ. Ouro Branco, 2015.

Trilhos Ferroviários Ltda. **Trilho TR-68**. Disponível em: <<http://www.trilhos.com.br/trilhos-ferroviarios-trilho-em-aco-usados-e-semi-novos-trilhos.html>> Acesso em 10 outubro de 2015.

ANEXO A - Resultados técnicos da sondagem rotativa mista

Localização da linha férrea e dos furos de sondagem



Quadro – Resumo da sondagem

| FURO | COORDENADAS | | | PROFUNDIDADE (m) |
|-------|---------------|-------------|--------------|---------------------|
| | N | E | Elevação (m) | |
| SM-01 | 7.727.617,844 | 629.582,662 | 995,321 | 20,45 |
| SM-02 | 7.727.610,952 | 629.589,247 | 995,333 | 15,45 |
| SM-03 | 7.727.603,107 | 629.585,535 | 995,143 | 15,45 |
| SM-04 | 7.727.596,778 | 629.589,126 | 995,436 | 15,45 |
| SM-05 | 7.727.588,053 | 629.579,775 | 994,793 | 15,45 |
| SM-06 | 7.727.584,821 | 629.589,097 | 995,384 | 15,45 |
| SM-07 | 7.727.576,206 | 629.577,800 | 994,756 | 15,45 |
| TOTAL | | | | 113,15 |

Quadro – Parâmetros geológico-geotécnico para descrição

| TABELA DE CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS | | | NORMAS UTILIZADAS PARA A CONFEÇÃO DO RELATÓRIO DE SONDAAGEM |
|-----------------------------------|---------------|---------------------------|---|
| SOLO | GOLPES / 30cm | DESIGNAÇÃO | |
| Areias e siltes arenosos | ≤ 4 | Fofa (o) | - NBR-13441 - Rochas e Solos - Simbologia |
| | 5 A 8 | Pouco compacta (o) | |
| | 9 A 18 | Medianamente compacta (o) | |
| | 19 A 40 | Compacta (o) | |
| | ≥ 40 | Muito compacta (o) | |
| Argilas e Siltes Argilosos | < 2 | Muito mole | - NBR-6502 - Rochas e solos (terminologia) |
| | 3 a 5 | mole | |
| | 6 a 10 | Média (o) | - NBR-7250 - Identificação e descrição de amostras de solo |
| | 11 a 19 | Rija (o) | |
| | > 19 | Dura (o) | |

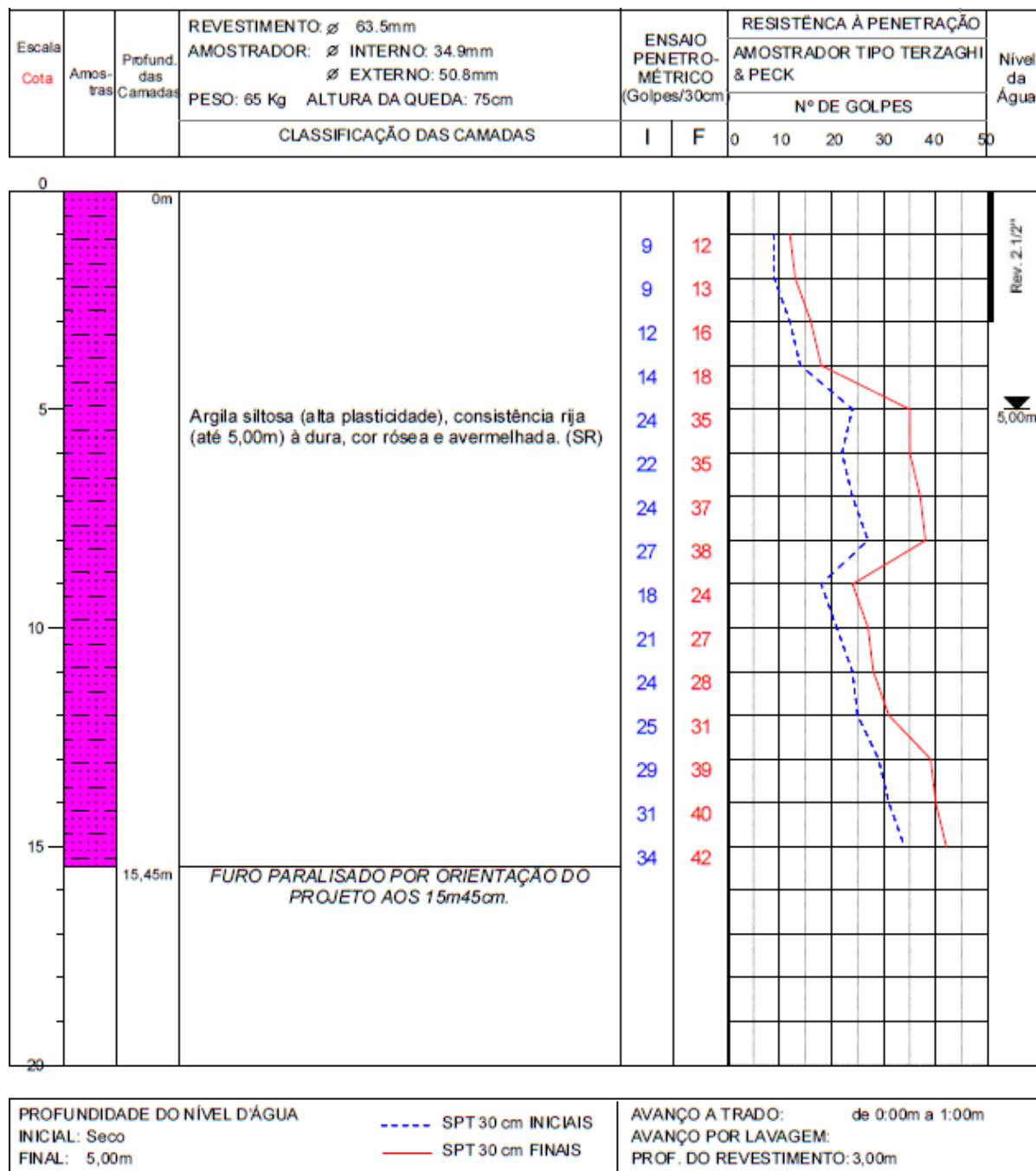
Sondagem a Percussão SM - 1

| Escala | Cota | Amostras | Profund. das Camadas | REVESTIMENTO: \varnothing 63.5mm AMOSTRADOR: \varnothing INTERNO: 34.9mm \varnothing EXTERNO: 50.8mm PESO: 65 Kg ALTURA DA QUEDA: 75cm | ENSAIO PENETRO-MÉTRICO (Golpes/30cm) | | RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO | | | | | | | Nível da Água |
|---------------------------|------|----------|----------------------|---|--------------------------------------|---|---------------------------------|----|----|----|----|----|--|---------------|
| | | | | | | | AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI & PECK | | | | | | | |
| | | | | | | | Nº DE GOLPES | | | | | | | |
| CLASSIFICAÇÃO DAS CAMADAS | | | | | I | F | 0 | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | | |

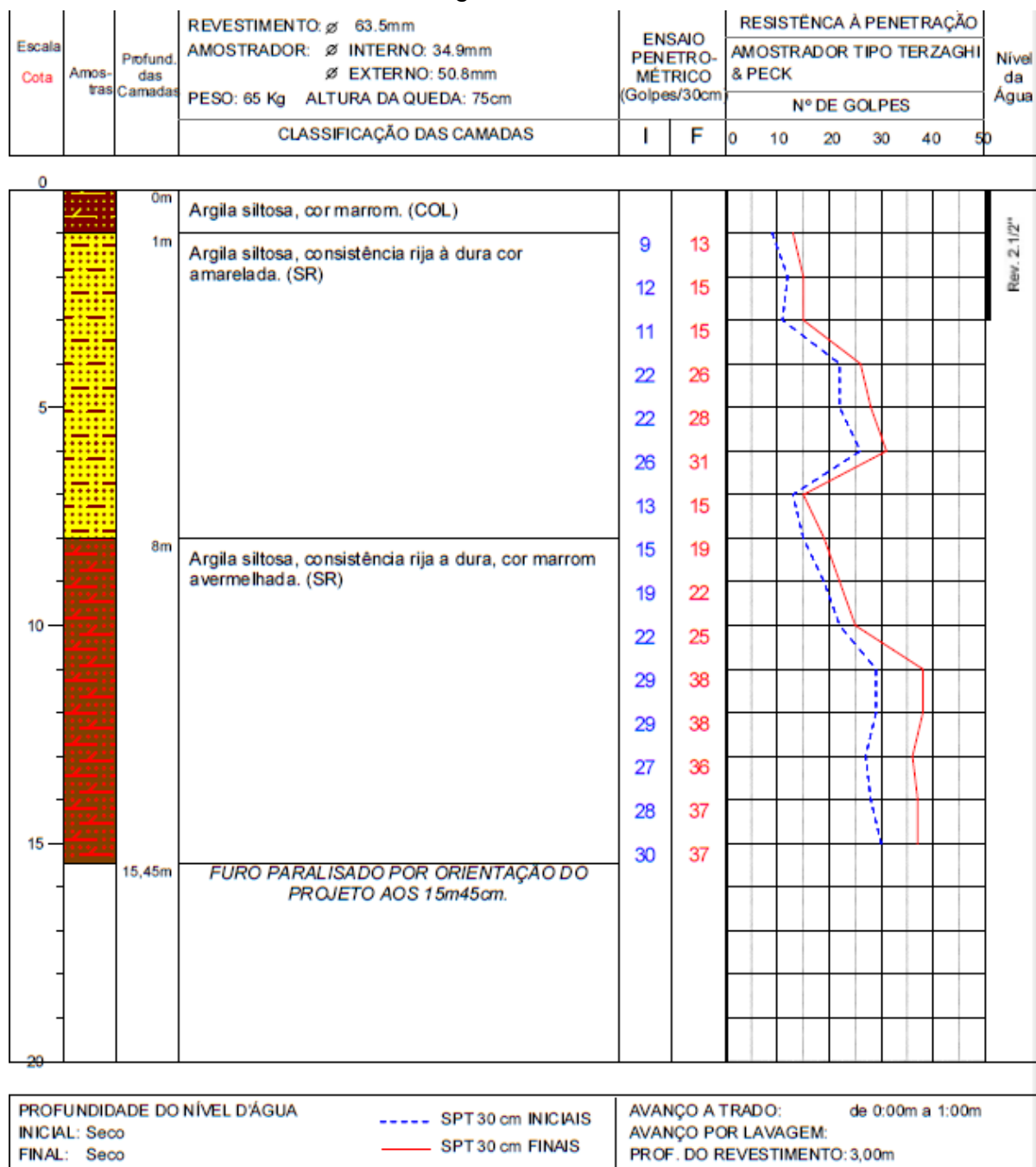
| | | | | | |
|---|--------|---|----|----|--|
| <div>0</div> <div>5</div> <div>10</div> <div>15</div> <div>20</div> | 0m | Argila siltosa, com presença de restos vegetais, cor vermelha escura. (COL) | 7 | 11 | <div>Rev. 2.1/2"</div> <div>11,50m</div> |
| | 1m | Argila siltosa, consistência rija, cor rósea e vermelha. (SR) | 8 | 11 | |
| | | | 12 | 14 | |
| | | | 14 | 17 | |
| | | | 15 | 21 | |
| | | | 16 | 21 | |
| | 7m | Argila siltosa, consistência dura, cor amarelada e marrom. (SR) | 19 | 24 | |
| | | | 15 | 19 | |
| | | | 16 | 20 | |
| | | | 19 | 23 | |
| | | | 19 | 25 | |
| | | | 22 | 28 | |
| | | | 14 | 18 | |
| | | | 17 | 21 | |
| | | | 18 | 21 | |
| | | | 21 | 24 | |
| | | | 24 | 25 | |
| | 18m | Argila siltosa, consistência dura, cor avermelhada. (SR) | 27 | 30 | |
| | | | 29 | 32 | |
| | 20,45m | FURO PARALISADO POR ORIENTAÇÃO DO PROJETO AOS 20m45cm. | | 29 | |

| | | | |
|------------------------------|--|--------------------------|--------------------------------|
| PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA | | ----- SPT 30 cm INICIAIS | AVANÇO A TRADO: de 0m00 a 1m00 |
| INICIAL: Seco | | ----- SPT 30 cm FINAIS | AVANÇO POR LAVAGEM: |
| FINAL: 11,50m | | | PROF. DO REVESTIMENTO: 3,00m |

Sondagem a Percussão SM - 3

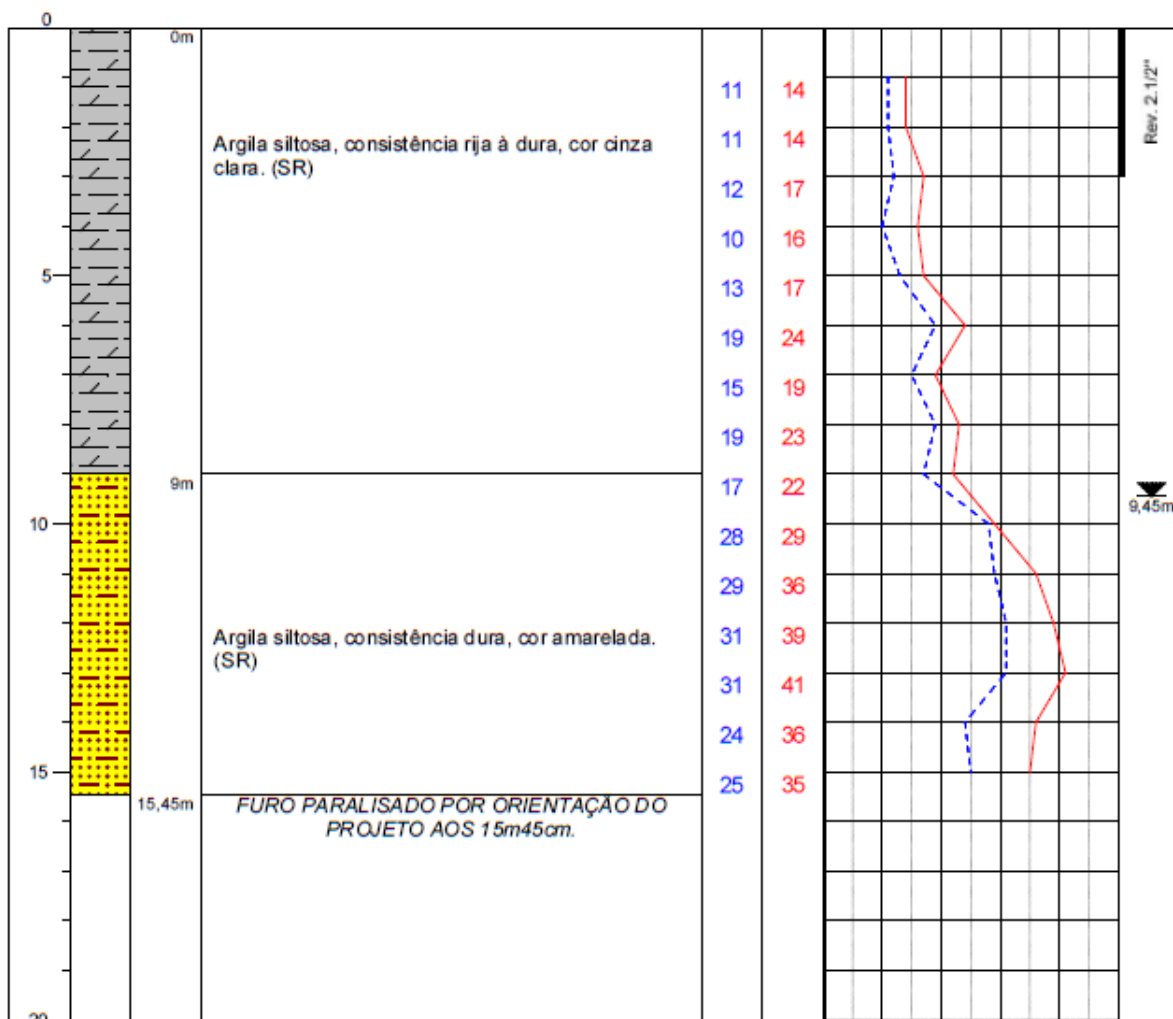


Sondagem a Percussão SM - 4



Sondagem a Percussão SM - 6

| Escala Cota | Amostras | Profund. das Camadas | REVESTIMENTO: \varnothing 63,5mm AMOSTRADOR: \varnothing INTERNO: 34,9mm \varnothing EXTERNO: 50,8mm PESO: 65 Kg ALTURA DA QUEDA: 75cm | ENSAIO PENETROMÉTRICO (Golpes/30cm) | | RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO | | | | | | Nível da Água |
|--------------------|----------|----------------------|---|--|---|---------------------------------|----|----|----|----|----|---------------|
| | | | | | | AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI & PECK | | | | | | |
| | | | | | | Nº DE GOLPES | | | | | | |
| | | | CLASSIFICAÇÃO DAS CAMADAS | I | F | 0 | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | |



PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA

INICIAL: Seco

FINAL: 9,45m

----- SPT 30 cm INICIAIS

———— SPT 30 cm FINAIS

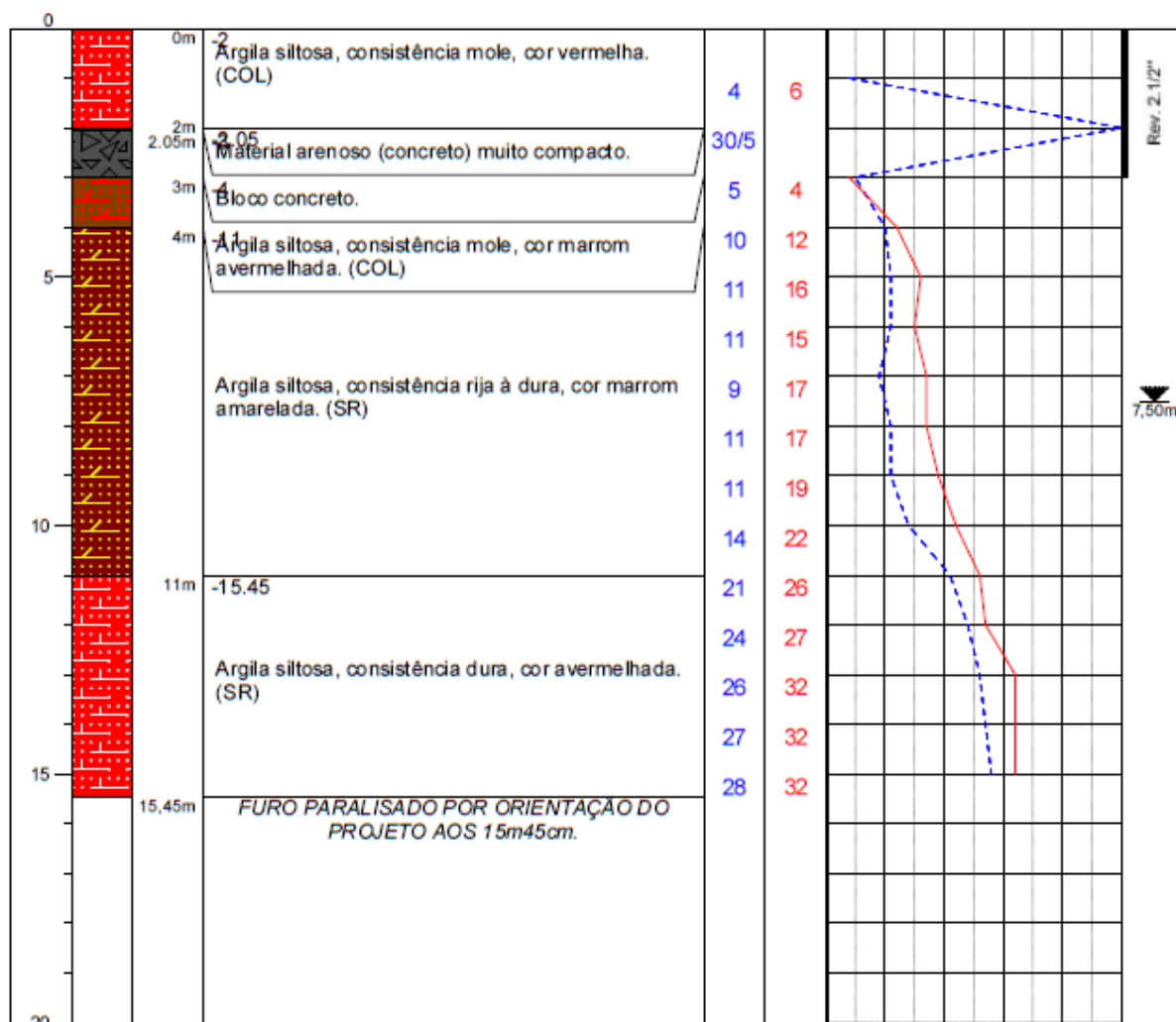
AVANÇO A TRADO: de 0:00m a 1:00m

AVANÇO POR LAVAGEM:

PROF. DO REVESTIMENTO: 3,00m

Sondagem a Percussão SM - 7

| Escala Cota | Amostras | Profund. das Camadas | REVESTIMENTO: \varnothing 63.5mm AMOSTRADOR: \varnothing INTERNO: 34.9mm \varnothing EXTERNO: 50.8mm PESO: 65 Kg ALTURA DA QUEDA: 75cm | ENSAIO PENETRO-MÉTRICO (Golpes/30cm) | | RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO | | | | | | Nível da Água |
|--------------------|----------|----------------------|---|--------------------------------------|---|---------------------------------|----|----|----|----|----|---------------|
| | | | | | | AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI & PECK | | | | | | |
| | | | | | | Nº DE GOLPES | | | | | | |
| | | | CLASSIFICAÇÃO DAS CAMADAS | I | F | 0 | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | |



| | | |
|------------------------------|--------------------------|----------------------------------|
| PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA | ----- SPT 30 cm INICIAIS | AVANÇO A TRADO: de 0:00m a 1:00m |
| INICIAL: Seco | ----- SPT 30 cm FINAIS | AVANÇO POR LAVAGEM: |
| FINAL: 7m50 | | PROF. DO REVESTIMENTO: 3,00m |