

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS
GEAT – GRUPO DE ENGENHARIA, ARQUITETURA E TECNOLOGIAS
PEDRO RESENDE BERNARDES

**ANÁLISE TENSÃO X DEFORMAÇÃO DE *TUNNEL LINER* – ESTUDO
DE CASO**

Varginha
2017

PEDRO RESENDE BERNARDES

**ANÁLISE TENSÃO X DEFORMAÇÃO DE *TUNNEL LINER* – ESTUDO
DE CASO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à banca examinadora do Centro Universitário do Sul de Minas (UNIS-MG) como pré-requisito para conclusão do curso de Graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Ms. Armando Belato Pereira

Varginha

2017

**ANÁLISE TENSÃO X DEFORMAÇÃO DE *TUNNEL LINER* – ESTUDO
DE CASO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à banca examinadora do Centro Universitário do Sul de Minas (UNIS-MG) como pré-requisito para conclusão do curso de Graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Ms. Armando Belato Pereira

Este trabalho foi apresentado no dia ___ de _____ de ____ à Banca Examinadora composta pelos membros:

Prof. Ms. Armando Belato Pereira

Prof.^a Ms. Ivana Prado de Vasconcelos

Prof.^a Ms. Luana Bernadete Dariva

RESUMO

Com o aumento da população e da concentração desta nas cidades surgiram problemas de escoamento de águas e transposição de obstáculos, tanto devido à fatores geográficos tanto a fatores de urbanística. Com o avanço dos métodos de construção de tuneis, como o *Tunnel Liner* e das técnicas computacionais que permitem uma análise numérica através de métodos de elementos finitos pode-se chegar a valores bastante confiáveis nas análises de comportamento dos maciços. Para tanto é preciso chegar ao valor dos parâmetros físicos do solo que o definam seu comportamento e para isso utiliza-se, quando não se têm análises laboratoriais, dos valores obtidos no ensaio SPT, correlacionando-os com valores propostos na literatura. A partir destes parâmetros, utilizou-se o *software* GeoStudio 2012 com o módulo SIGMA/W que permitiu encontrar os valores de tensão no solo sobre o túnel mediante o carregamento de um trem tipo H20 e um trem tipo TB450 para fins de comparação e que mostraram resultados semelhantes. A deformação, baseada nos carregamentos foi determinada com auxílio do *software* e apresentou valores dentro do especificado em norma.

Palavras-chaves: Tensão, deformação, *Tunnel Liner*, GeoStudio 2012.

ABSTRACT

With the increase of the population and the concentration of cities in which problems of water drainage and obstacles transposition have arisen, due to geographic factors as well as urban factors. With the advancement of tunneling methods, such as Tunnel Liner and computational techniques that allow a numerical analysis through finite element methods, one can point to very reliable values in the analysis of mass behavior. Therefore, it is necessary to adjust their behavior and to use, without the need for laboratory analysis, the values obtained in the SPT test, correlating them with values proposed in the literature. From these, software or GeoStudio 2012 software with the SIGMA / W module that allowed to find the values of tension in the ground on the tunnel through the loading of a train type H20 and a train type TB450 for the comparison fins and that showed results. The deformation and our loads were determined with the support of the software and presented values within the specified in standard.

Keywords: Stress, strain, Tunnel Liner, GeoStudio 2012.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Processo construtivo NATM para túneis revestidos	4
Figura 2 – <i>Tunnel Liner</i> para travessia de pedestres sob via de tráfego de veículos.....	4
Figura 3 – Formas possíveis para <i>Tunnel Liner</i> , além da forma circular.	5
Figura 4 – Chapas galvanizada corrugada para montagem de <i>Tunnel Liner</i>	9
Figura 5 – Detalhamento da chapa corrugada para montagem de <i>Tunnel Liner</i>	10
Figura 6 – Ilustração das etapas de construção de um <i>Tunnel Liner</i>	10
Figura 7 – Seção transversal de um <i>Tunnel Liner</i> mostrando o revestimento parcial com concreto	11
Figura 8 – Poço de ataque em <i>Tunnel Liner</i> revestido com chapas corrugadas.....	11
Figura 9 – Ilustração do ensaio SPT.....	12
Figura 10 – Variação da consistência do solo em função da umidade	15
Figura 11 – Comportamento da coesão não drenada em função da deformação imposta ao solo.	18
Figura 12 – Transmissão de força entre partículas de areia e de argila.....	21
Figura 13 – Ângulo de atrito (ϕ) para areias.	21
Figura 14 – Representação gráfica do campo de tensões.	24
Figura 15 – Representação trigonométrica do plano de tensões.	25
Figura 16 – Curva tensão deformação para um modelo elasto-plástico.....	26
Figura 17- Distribuição das cargas no solo	27
Figura 18 - Distribuição da carga viva de acordo com a profundidade do túnel.....	29
Figura 19- Pirâmide de distribuição da carga viva	30
Figura 20 - Carregamento H20.....	32
Figura 21 - Trem tipo TB450	33
Figura 22 - Veículos-tipo e distribuição em planta	34
Figura 23 - Deflexão vertical típica devido ao carregamento vertical.	35
Figura 24 – Trecho do túnel analisado	38
Figura 25 –Relatório do ensaio SPT apresentando o número de golpes por camada (N), medidas em centímetros e classificação do solo.	39
Figura 26 – Tela de inserção dos parâmetros de cada camada de solo no módulo SIGMA/W	40
Figura 27 - Perfil analisado	44
Figura 28 – Pontos de análise no túnel.....	47

Figura 29 - Esquema da deformação no túnel devido ao carregamento H20.....	48
Figura 30 - Deslocamentos no túnel devido ao carregamento TB450.	49
Figura 31 – Zona de plastificação.....	51

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Nível de agressividade em função do pH do ambiente para <i>Tunnel Liner</i>	6
Tabela 2 – Valores do coeficiente de rugosidade (n) para <i>Tunnel Liner</i> com ou sem revestimento.	7
Tabela 3 – Correlação entre N_{SPT} e o peso específico do solo para solos argilosos.	16
Tabela 4 – Peso específico para solos arenosos em relação aos N_{SPT}	16
Tabela 5 – Correlação entre N e Compacidade proposta por Peck & Terzaghi (1948) .	19
Tabela 6 – Índice de vazios para areias	19
Tabela 7 – Classificação das areias segundo a compacidade	20
Tabela 8 – Correlação entre N e Compacidade proposta por Peck & Terzaghi (1948) .	20
Tabela 9 – Valores típicos do coeficiente de Poisson	22
Tabela 10 – Valores dos coeficientes j e w.	23
Tabela 11 – Coeficiente de empuxo em repouso (K_0) em função do tipo de solo	25
Tabela 12 - Altura mínima de cobertura para <i>Tunnel Liner</i>	28
Tabela 13- Cargas do trem-tipo TB450	33
Tabela 14 - Características dos veículos-tipo – NBR 7188 (ABNT, 1984)	33
Tabela 15 – Parâmetros calculados do solo em função do resultado do ensaio SPT	41
Tabela 16- Características mecânicas das chapas que compõe o túnel	43
Tabela 17: Resultado dos carregamentos provocados por H20 e TB45	52
Tabela 18: Resultado dos carregamentos provocadas por H20 e TB45	52

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Valores do Coeficiente de Redução de Marston para Tunnel Liner em função de H (altura de recobrimento) e D (diâmetro do túnel) para diferentes tipos de solo com seus respectivos ângulos de atrito (Φ).	7
Gráfico 2- Valores da tensão vertical obtidos para o perfil analisado com o carregamento H20	45
Gráfico 3 - Tensão vertical no perfil devido ao carregamento TB450	47
Gráfico 4 – Deformação no eixo horizontal do túnel devido ao carregamento H20.....	48
Gráfico 5 – Deformação no eixo vertical do túnel devido ao carregamento H20.	49
Gráfico 6 – Deformação no eixo horizontal do túnel devido ao carregamento H20.....	50
Gráfico 7 – Deformação no eixo vertical do túnel devido ao carregamento H20.	50

SUMÁRIO

RESUMO.....	4
ABSTRACT	5
LISTA DE FIGURAS.....	6
LISTA DE TABELAS.....	8
LISTA DE GRÁFICOS	9
1 INTRODUÇÃO.....	1
2 OBJETIVOS	2
2.1 Objetivos específicos.....	2
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	3
3.1 Breve histórico sobre túneis	3
3.2 Tunnel Liner	5
3.2.1 Dimensionamento.....	6
3.2.2 Método construtivo.....	8
3.3 SPT (Standard penetration test).....	12
3.4 Parâmetros do solo e correlações com o SPT.....	14
3.4.1 Umidade	15
3.4.2 Peso específico natural (γ_n).....	16
3.4.3 Coesão	17
3.4.4 Consistência.....	18
3.4.5 Compacidade	19
3.4.6 Ângulo de atrito (ϕ).....	20
3.4.7 Coeficiente de Poisson	22
3.5 Módulo de elasticidade.....	22
3.6 Tensões no solo	24
3.6.1 Modelo elasto-plástico.....	25
3.7 Cargas em Tunnel Liner	27

3.7.1	Carga Morta.....	27
3.7.2	Carga Viva.....	29
3.7.3	Norma Americana.....	31
3.7.4	Norma Brasileira.....	32
3.8	Deformação em Tunnel Liner	35
4	METODOLOGIA.....	37
4.1	Estudo de caso: <i>TUNNEL LINER</i>	38
5	RESULTADOS	41
5.1	Determinação das características do solo	41
5.2	Trem-tipo H20	41
5.2.1	Método analítico	41
5.2.2	Método dos elementos finitos.....	44
5.3	Trem-tipo TB450.....	45
5.3.1	Método analítico	45
5.3.2	Método dos elementos finitos.....	46
5.4	Deformações.....	47
5.5	Comparação dos resultados	51
5.6	Determinação da espessura.....	52
6	CONCLUSÕES	53
7	ANEXOS	55
	ANEXO I.....	56
	ANEXO II.....	58
8	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	60

1 INTRODUÇÃO

Desde que a humanidade se estabeleceu em aglomerados que hoje denominamos de cidades, foi necessário adequar o espaço à sua volta ao seu próprio benefício. Seja para transpor obstáculos criando pontes, seja para proteger-se das intempéries criando edificações, ou seja, para controlar os caminhos das águas.

Ao nos confinarmos no ambiente urbano, foi necessário criar uma rede de infraestrutura e de comunicação, por meio de estradas, túneis, pontes, aquedutos, dentre outros. Portanto, para estruturar o ambiente e adequá-lo às nossas condições de urbanização a construção de túneis torna-se bastante difundida, desde séculos passados para drenagem, transporte, cabeamento, etc.

De acordo com Vergara (2013), com o surgimento de novos problemas, cotidianos, que precisam ser superados por meio da construção de túneis, são fundamentais as previsões sobre condições reais do maciço, para o sucesso de um projeto de túnel. Com o desenvolvimento de novos métodos, principalmente o método não destrutivo conhecido como *Tunnel Liner*, a observância minuciosa do comportamento do maciço passou a ser essencial para garantir a qualidade e segurança da obra.

Através de *softwares* como o GeoStudio 2012, com seu módulo SIGMA/W, conseguimos calcular com grande confiabilidade as tensões incidentes na estrutura do túnel, bem como o comportamento do solo frente a estas tensões, bastando apenas a inserção das variáveis corretas no ambiente do *software*. Tais variáveis podem ser obtidas empiricamente através da correlação entre elas e os valores obtidos de N-SPT, através do ensaio chamado *Standard Penetration Test*, muito difundido no mundo e bastante acessível em termos de valores e de empresas especializadas no ramo. De posse dos dados obtidos pelo ensaio e pela correlação, podemos obter resultados dos valores de tensão e de deformação do solo e do túnel.

Para isso, no Capítulo 3 será feita uma revisão bibliográfica a respeito das correlações existentes entre o ensaio SPT e as características do solo e a respeito dos modelos de deformação aplicáveis para solo, principalmente o modelo elasto-plástico utilizado para determinação das tensões incidentes. Nesta parte também é apresentado os carregamentos determinados pela AASHTO e pela ABNT e seus métodos de análise para então, com a apresentação do método de cálculo e com o estudo de caso apresentado no Capítulo 4, determinar o carregamento sobre o teto do túnel no Capítulo 5 para, por fim, apresentar as conclusões no capítulo 6.

2 OBJETIVOS

Este trabalho tem como objetivo analisar a relação Tensão x Deformação de um trecho de *Tunnel Liner* com diâmetro de 2,00 metros, executado na cidade de Natal-RN, através de uma modelagem analítica e computacional, utilizando-se do carregamento dos trens-tipo norte-americano (H20) e do brasileiro (TB450).

2.1 Objetivos específicos

- Correlacionar os valores dos parâmetros físicos do solo com os valores dos resultados obtidos pelo ensaio SPT;
- Realizar simulações numéricas/computacionais do carregamento e características do solo e da estrutura e geometria do *Tunnel Liner*;
- Comparar os carregamentos provocados pelos Trens-Tipo H20 e TB450;
- Determinar a relação tensão x deformação do solo;
- Determinar as tensões incidentes na estrutura do túnel;
- Determinar as deformações provocadas pelas tensões incidentes.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Breve histórico sobre túneis

O primeiro túnel foi construído que se tem registro foi há cerca de 4000 anos sob o leito do rio Eufrates, atual Iraque, com a finalidade de estabelecer uma comunicação subterrânea entre as duas margens do rio, separados por uma distância de cerca de um quilômetro (seção 1,5 x 1,5 m) (Assis, 2002).

Estruturas milenares sobrevivem até hoje, algumas íntegras outras em ruínas e outras, mais modernas, foram sendo construídas, adequando-se à nova era tecnológica em que vivemos e, principalmente, adequando-se à grande população aglomerada em cidades em crescimento constante e muitas vezes desordenado. A expansão das cidades para áreas antes não povoadas e o estabelecimento de interligações com outras cidades necessita de intervenções, muitas vezes nas mesmas condições que as tornam difíceis de serem executadas nas cidades (Vergara, 2013)

Um problema clássico que demonstra a necessidade de uma melhor organização e planejamento dos espaços urbanos é a quantidade de alagamentos e enchentes que temos em grande parte das grandes cidades. Esse problema torna-se difícil de se resolver devido ao fato de as cidades serem ambientes dinâmicos onde não se é desejável, e em muitas vezes também não se é possível, interceder drasticamente mobilizando grandes espaços, tempo, pessoas e equipamentos. A cidade é um ambiente que requer intervenções “cirúrgicas” e silenciosas (Vergara, 2013).

A grande experiência adquirida na construção de túneis ao longo da história foi essencial para o desenvolvimento da engenharia de túneis. A Era das Ferrovias, segundo Assis (2002) foi um dos períodos mais produtivos nesta área. Neste período foram introduzidas novas técnicas de escavação, como foi a utilização do primeiro “shield” (em português: escudo) que permitiu a conclusão do túnel sob o rio Tâmis em Londres em 1843. A demanda por maior eficiência e segurança nas escavações em quaisquer condições de solo levou a Engenharia a desenvolver diversas alternativas e técnicas construtivas para túneis. O método mais utilizado é conhecido como NATM (New Austrian Tunneling Method) (Rocha, 2014) (Figura 1) que consiste na escavação parcializada do maciço e no suporte das paredes do túnel recém escavado por concreto projetado, armaduras de aço e muitas vezes tirantes e cambotas. É um método eficiente, porém demanda maior mobilização de equipamentos e materiais para sua confecção.

Figura 1 – Processo construtivo NATM para túneis revestidos



Fonte: Bulfinger (2012)

Uma alternativa para túneis em terrenos sem a possibilidade de escavação à céu aberto é o *Tunnel Liner* (Figura 2), que consiste em um processo não destrutivo que compreende basicamente a escavação subterrânea, revestimento e consolidação do maciço.

Figura 2 – *Tunnel Liner* para travessia de pedestres sob via de tráfego de veículos



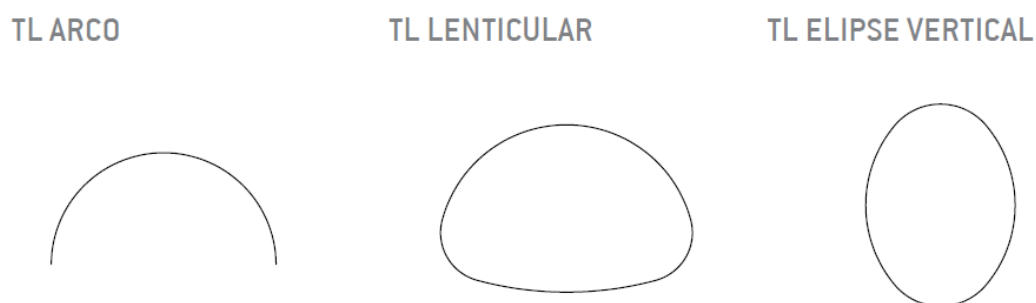
Fonte: ARMCO STACCO, 2013

3.2 Tunnel Liner

Segundo Nakamura (2012), o *Tunnel Liner* é indicado para a abertura de túneis autoportantes composto de segmentos de aço corrugado e usado para a realização de obras subterrâneas em diferentes tipos de solo, especialmente em áreas urbanas.

O *Tunnel Liner* possui várias aplicações como passagem de veículos e pedestres, passagem de cabeamento de energia e telecomunicações, esgotamento, obras metroviárias e de mineração e, principalmente e mais utilizado em obras de drenagem pluvial rodoviária, podendo variar de 1,2 metros de diâmetro a 5 metros de diâmetro na forma circular e variadas dimensões nas formas lenticular, arqueada e elíptica (Figura 3).

Figura 3 – Formas possíveis para *Tunnel Liner*, além da forma circular.



Fonte: ARMCO STACCO, 2013

Segundo o manual do maior fabricante deste material, a ARMCO STACCO, o *Tunnel Liner* pode empregar em sua execução chapas galvanizadas nos casos em que não sejam previstas condições de utilização agressivas. Já em regiões litorâneas, industriais e na condução de esgotos sanitários e/ou despejos industriais, é indicada a adoção de chapas revestidas com epóxi. O tipo de revestimento, em uma análise mais profunda, está relacionado com a agressividade do ambiente que por sua vez, irá determinar a durabilidade da estrutura. A Tabela 1 apresenta, de forma prática, o nível de agressividade do ambiente para aplicações hidráulicas.

Tabela 1 – Nível de agressividade em função do pH do ambiente para *Tunnel Liner*.

NÍVEL DE CORROSÃO				NÍVEL DE ABRASÃO		
		pH	R (ohm-cm)			
A	Baixo	5,8 - 8,0	> 2000	1	Não abrasivo	Sem sedimentação em qualquer velocidade
B	Moderado	5,0 - 5,0	1500 – 2000	2	Baixo	Baixa sedimentação de areia e cascalho, V = 1,5 m/s
C	Elevado	4,0 - 5,0	< 1500	3	Moderado	Sedimentos de areias e pequenas pedras, V = 1,5 a 4,5 m/2
D	Muito elevado	< 4,0	< 1500	4	Elevado	Sedimentação forte de cascalho e pedras, V > 4,5 m/s

Fonte: Adaptada de ARMCO STACCO (2013)

3.2.1 Dimensionamento

O *Tunnel Liner* é dimensionado com base em estudo sobre a carga viva que atuará sobre a tubulação, a altura do aterro acima do túnel e o tipo de solo presente no local da perfuração sendo que a carga viva é função do tipo e peso dos veículos atuantes e da profundidade do túnel; a carga morta é função do peso específico do solo, da altura de recobrimento e do coeficiente de redução da Fórmula de Marston. A capacidade de suporte desta estrutura, em função dos esforços atuantes é definida pela AASTHO, por:

$$CM = Cd \times \sigma \times D$$

$$Pp = CV + CM$$

$$C = Pp \times \left(\frac{D}{2}\right)$$

Onde:

CM = Carga morta (kPa)

CV = Carga viva (kPa)

γ = Peso específico do solo (kN/m³)

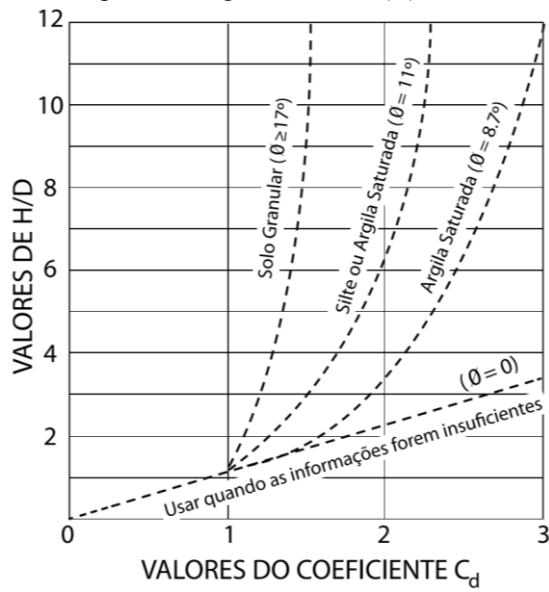
D = Diâmetro da estrutura (m)

Cd = Compressão anelar

H = Altura de recobrimento (m)

Cd é o Coeficiente de Redução de Marston, definido em função da classificação do solo e da relação entre profundidade do túnel e diâmetro deste, de acordo com o Gráfico 1.

Gráfico 1 – Valores do Coeficiente de Redução de Marston para Tunnel Liner em função de H (altura de recobrimento) e D (diâmetro do túnel) para diferentes tipos de solo com seus respectivos ângulos de atrito (Φ).



Fonte: ARMCO STACCO (2013)

Para o dimensionamento do diâmetro do túnel adota-se a equação de Manning para condutos livres:

$$Q = A \times \left(\frac{A}{P}\right)^{\frac{2}{3}} \times \frac{\sqrt{i}}{N}$$

Onde:

Q = Vazão (m³/s)

A = Área molhada (m²)

P = Perímetro molhado (m)

i = Declividade (m/m)

N = Coeficiente de rugosidade

Sendo que o coeficiente de rugosidade é tabelado e de acordo com o revestimento do túnel conforme Tabela 2.

Tabela 2 – Valores do coeficiente de rugosidade (n) para *Tunnel Liner* com ou sem revestimento.

REVESTIMENTO	n
S/ revestimento	0,024
Revestido com Concreto	0,015

Fonte: Adaptado de ARMCO STACCO, 2013

Para a determinação da carga máxima admissível sobre o túnel, a *American Iron and Steel Institute* propõe, para diâmetros menores do que D_c, a expressão a seguir:

$$f_c = f_u - \left[\left(\frac{f_u^2}{48Ea} \right) \times \left(\frac{kD}{r} \right)^2 \right]$$

E para diâmetros maiores que D_c , propõe a expressão:

$$f_c = \frac{12Ea}{\frac{kD}{r^2}}$$

Sendo que:

$$D_c = \frac{r}{k} \sqrt{\left(\frac{24Ea}{f_u} \right)}$$

E, para o cálculo da máxima carga admissível, utiliza-se a expressão:

$$T = \frac{f_c \times A}{FS}$$

f_u = resistência à tração do aço que compõe o túnel (MPa)

f_c = resistência máxima do túnel (MPa)

D = diâmetro do túnel (mm)

D_c = diâmetro crítico (mm)

R = raio de giração da seção do túnel (mm)

E_a = módulo de elasticidade do aço do túnel (MPa)

T = máxima carga admissível (kN/m²)

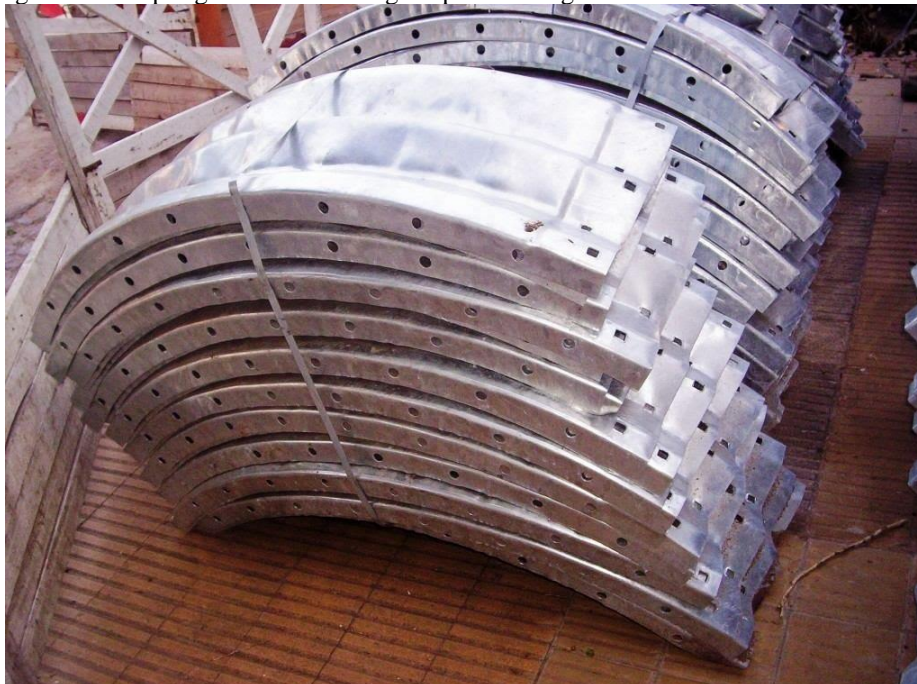
FS = fator de segurança, adotado o valor de 2 pela AASTHO

O parâmetro k varia de 0,22 para solos com $\Phi > 15^\circ$ a 0,44 para solos com $\Phi < 15^\circ$.

3.2.2 Método construtivo

O método construtivo do *Tunnel Liner* se faz com escavação manual ou mecânica do solo em galerias subterrâneas na forma desejada. Esta escavação se faz ligeiramente maior do que o diâmetro desejado para o túnel, em avanços de 0,46 metros para a cada avanço, se instalar chapas metálicas corrugadas (Figura 4) conformadas na forma estabelecida pelo projeto do túnel.

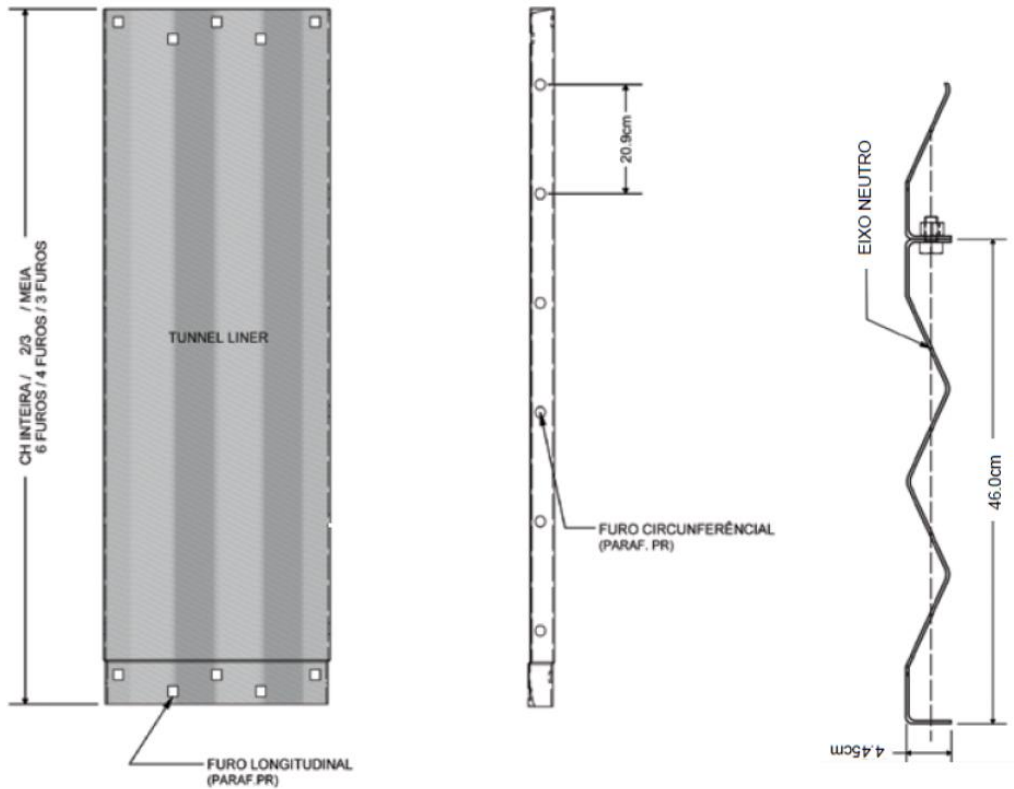
Figura 4 – Chapas galvanizada corrugada para montagem de *Tunnel Liner*.



Fonte: Naresi (2017)

Estas chapas são então unidas por meio de porcas e parafusos através de furos e encaixes (Figura 5). Cada anel é composto por um número determinado de chapas, que varia em função do diâmetro desejado e formam uma estrutura de suporte. Para a completa vedação do sistema deve-se introduzir material vedante como feltro ou borracha nas emendas das chapas. Após a confecção de alguns anéis procede-se a injeção de material cimentício entre a chapa metálica e o perímetro de escavação. Para tal, deverá ser utilizado o material fluido de enchimento especificado, o qual será injetado através de furos com diâmetro de 1 ½” executados em chapas alternadas (Naresi,2017).

Figura 5 – Detalhamento da chapa corrugada para montagem de *Tunnel Liner*.



Fonte: ARMCO STACCO, 2013

De forma resumida, as etapas de execução são, segundo Nakamura (2012) e ilustradas na Figura 6:

1. Realização de sondagens à percussão para obter os parâmetros de nível do lençol freático e de *Standart Penetration Test (SPT)*;
2. Executa-se a escavação de poços de ataque estáveis nos quais pode ser necessária a instalação de bomba d’água elétrica submersa se houver vazamento de água de suas paredes ou do corpo dos locais escavados;
3. Loca-se o eixo da obra e escava-se o túnel projetado;
4. Simultaneamente vão sendo instalados os anéis de aço corrugado, cumprindo função de revestimento e contenção;
5. Por fim, executam-se as bocas de jusante e montante em concreto.

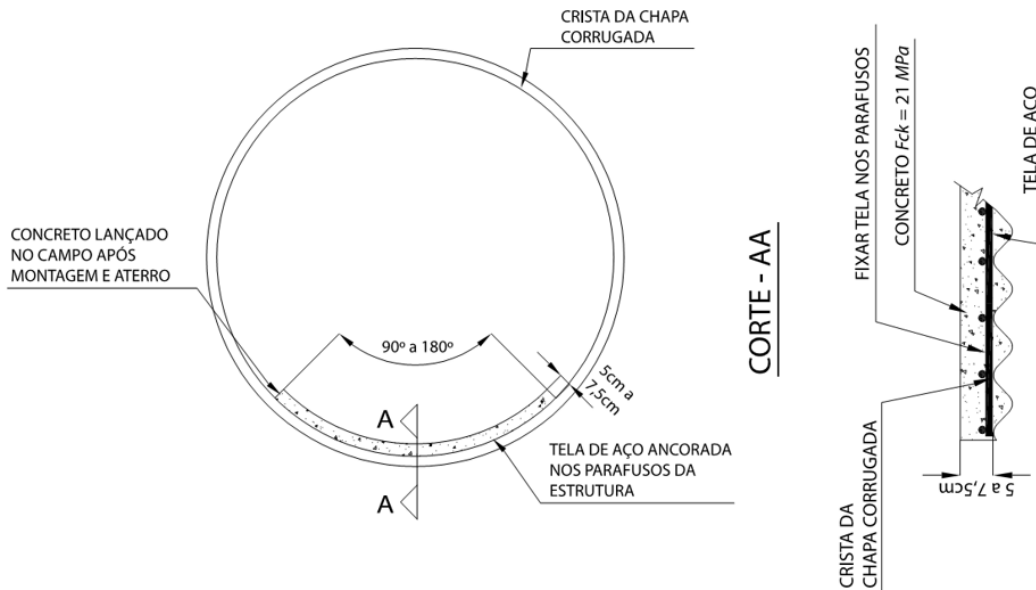
Figura 6 – Ilustração das etapas de construção de um *Tunnel Liner*



Fonte: ARMCO STACCO, 2013

Este não é um método novo, visto que era bastante utilizado nas décadas de 1980 e 1990, entretanto, é considerado competitivo com os outros métodos quando são exigidos menores diâmetros e trechos curtos (NAKAMURA, 2012). Pode-se também, após a finalização da etapa de escavação e montagem do túnel, revesti-lo interiormente com concreto reforçado com tela metálica (Figura 7), total ou parcialmente em sua seção transversal, afim de formar uma superfície hidráulica quando este for o caso.

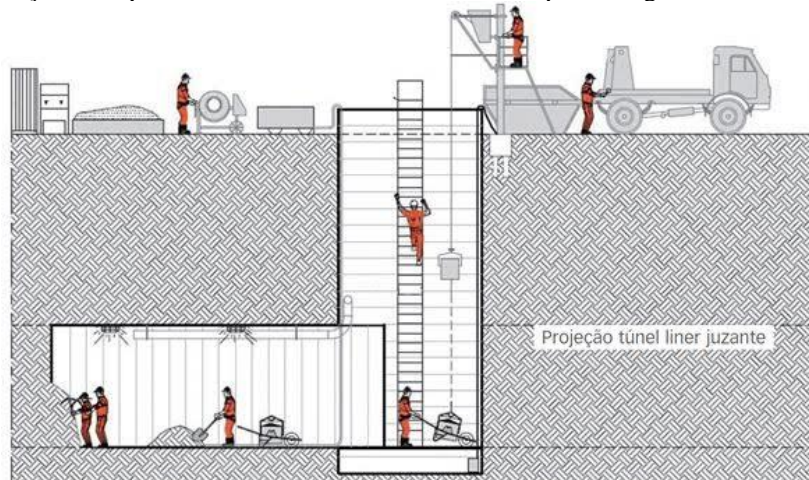
Figura 7 – Seção transversal de um *Tunnel Liner* mostrando o revestimento parcial com concreto



Fonte: ARMCO STACCO, 2013

Quando não for possível o embocamento diretamente no talude, segundo Naresi (2017), deverão ser abertos poços de ataque em pontos convenientes, de seção circular, escorado com o mesmo material do túnel e com diâmetro superior ao utilizado no túnel (Figura 8).

Figura 8 – Poço de ataque em *Tunnel Liner* revestido com chapas corrugadas.



Fonte: ARMCO STACCO, 2013

Também segundo Naresi (2017) nos casos onde haja infiltração superior de água ou o túnel seja executado com sua cota inferior abaixo da cota do lençol freático, deve-se executar o esgotamento através de um reservatório abaixo da geratriz inferior do túnel no ponto de cota inferior da declividade do túnel ou então realizar o bombeamento permanente desta água para fora do túnel.

3.3 SPT (Standard penetration test)

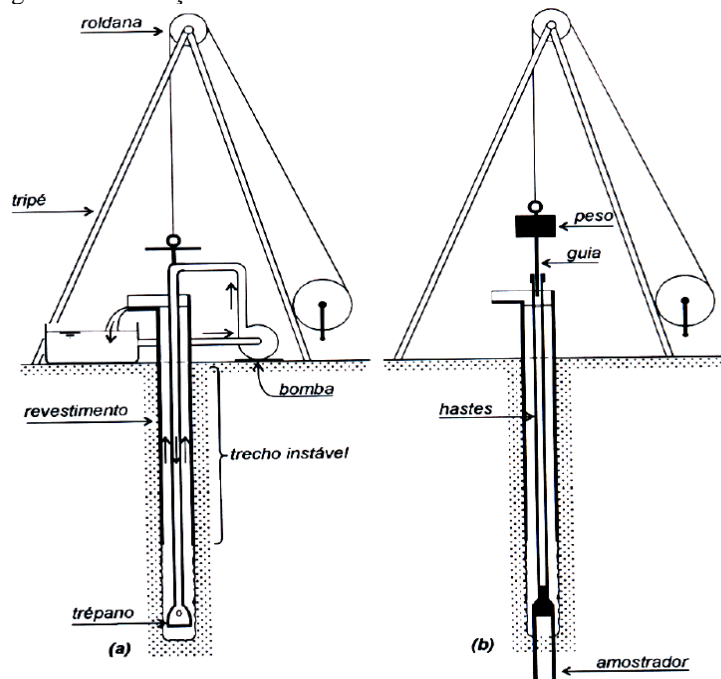
O ensaio de penetração padrão (Standard Penetration Test ou SPT), segundo Schnaid (2000), é considerado um dos métodos mais tradicionais e econômicos de investigação do solo que existe. Faz reconhecimento do solo e retorna O índice de resistência do solo (N_{SPT}).

Segundo a NBR 6486/1980 as finalidades à que se aplica este teste são:

- a) a determinação dos tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência;
- b) a posição do nível de água; e
- c) os índices de resistência à penetração (N) a cada metro.

O índice de resistência à penetração é a soma do número de golpes necessários à penetração no solo, dos 30 cm finais do amostrador.

Figura 9 – Ilustração do ensaio SPT.



Fonte: Bianchi & Ramos, 2013

Funciona com um martelo que golpeia a cabeça da haste que perfura o solo (Figura 9). O martelo de 65kg é solto de uma altura de 0,75 m da cabeça da haste. O índice SPT-N, definido por Peck & Therzagi (1948), é a soma dos golpes da última camada de 30cm perfurada, desprezando os golpes dados nos 15cm superiores de um mostrador padrão de 45 cm para, posteriormente, avançar para a camada inferior seguindo o mesmo procedimento. A cada metro perfurado, o ensaio SPT permite a retirada de amostras para reconhecimento das características do solo em laboratório, e uma avaliação tátil-visual *in situ*, através de um amostrador padrão de Raynold que possui em sua extremidade.

Segundo Décourt (1989), por existir uma diversidade de equipamentos para realização do ensaio SPT, os resultados obtidos podem não ser eficientes devido à falta de controle da energia aplicada, influenciando diretamente no valor de N.

A energia aplicada pelo martelo na cabeça da haste, a energia potencial acumulada pelo levantamento deste aos 75 cm, é transferida, através da haste para o amostrador. Esta energia, considerando os padrões do teste estabelecidos pela NBR 6484/2001, é denominada energia teoria ou energia de aplicação (E_{APL}) e pode ser descrita por:

$$E_{APL} = M \times g \times h$$

Onde:

M = massa do martelo = 65 kg

g = aceleração da gravidade = 9,81 m/s²

h = altura de queda do martelo = 0,75 m

Portanto,

$$E_{APL} = 65 \times 9,81 \times 0,75 \cong 478,2 \text{ J}$$

O padrão internacional tem como N_{real} uma eficiência de 60%. Através da relação entre energia aplicada e energia de referência encontra-se o N_{60} (SCHNAID, 2000).

$$N_{60} = E_{APL} \times \frac{N}{E_{60}}$$

Onde:

N_{60} = valor de N convertido para uma eficiência de 60% da energia teórica (padrão internacional)

N = número de golpes da camada de 30 cm final

E_{APL} = energia efetiva aplicada

E_{60} = energia de referência.

Décourt (1989) adaptando para a prática brasileira, onde a energia aplicada é aproximadamente 72%, determinou um coeficiente de correção (C), no valor 1,2 veze o valor de N_{60} resultando no parâmetro N_{72} , que também pode ser expresso como:

$$N_{72} = 10 + \frac{(N_{SPT} - 10)}{2}$$

Ainda que o ensaio SPT não possa ser considerado como um método preciso de investigação, os valores de N-SPT obtidos dão uma indicação preliminar bastante útil da consistência (solos argilosos) ou estado de compactidade (solos arenosos) das camadas do solo investigadas.

3.4 Parâmetros do solo e correlações com o SPT

As propriedades dos solos podem ser conhecidas através de parâmetros de deformação como módulo de elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (ν) e parâmetros de resistência como coesão (c) e ângulo de atrito (Φ). Dentre as características físicas do solo temos, segundo Pinto (2009):

- a) Umidade (w)
- b) Índice de Vazios (e)
- c) Porosidade (n)
- d) Grau de saturação (S)
- e) Peso específico (γ)

Dentre estes índices, umidade e peso específico podem ser obtidos de forma mais fácil através de ensaios de laboratório. Os demais podem ser relacionados com estes através das equações mostradas abaixo.

$$\begin{aligned} n &= \frac{e}{1+e} & \gamma &= \frac{\gamma_s(1+w)}{1+e} & \gamma_d &= \frac{\gamma_s}{1+e} & \gamma_{sat} &= \frac{\gamma_s + e \cdot \gamma_w}{1+e} \\ \gamma_d &= \frac{\gamma n}{1+w} & e &= \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 & S &= \frac{\gamma_s \cdot w}{e \cdot \gamma_w} \end{aligned}$$

Onde:

n = porosidade

e = índice de vazios

w = teor de umidade

S = grau de saturação de saturação

γ_s = peso específico dos sólidos

γ_d = peso específico seco

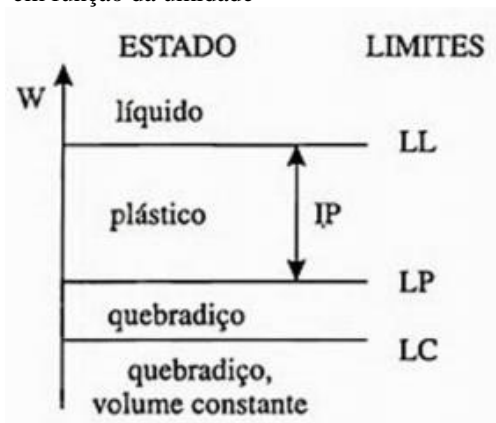
γ_w = peso específico da água

γ_s = peso específico natural

3.4.1 Umidade

Apesar de não existir alguma forma de se correlacionar a umidade com o Índice N_{SPT} , é importante citar essa característica do solo pois é de suma importância na sua classificação e caracterização. Definida como a razão entre o peso da água e o peso dos sólidos em uma porção de solo, sendo definida em laboratório, por meio de secagens em estufa ou também de um modo menos preciso em campo. Segundo Pinto (2009), os teores de umidade que definem a mudança de estado físico do solo são definidos como *Limite de Liquidez* (LL), *Limite de Plasticidade* (LP) e *Limite de Contração* (LC), conforme mostrado na Figura 10.

Figura 10 – Variação da consistência do solo em função da umidade



Fonte: Hachich, 1998

A fim de se permitir uma melhor análise para solos moles, emprega-se a seguinte expressão, empregando o *Índice de Liquidez*, sendo que a diferença entre o *Limite de Liquidez* e o *Limite de Plasticidade* resulta no *Índice de Plasticidade* que, juntamente com o *Limite de Liquidez*, são os índices a serem considerados nos sistemas de classificação do solo. Estes valores são obtidos em ensaios de laboratório de forma simples e dão uma importante medida das características do solo (Pinto, 2006).

$$IL = \frac{w - LP}{LL - LP}$$

$$IP = LL - LP$$

3.4.2 Peso específico natural (γ_n)

Definido por Pinto (2009) como um parâmetro físico do solo, peso específico natural expressa a relação entre o peso total do solo em seu estado natural e seu volume total em estado natural amostrados. A expressão “peso específico natural” pode, algumas vezes, ser substituída por “peso específico” apenas.

$$\gamma_n = \frac{m \times g}{v}$$

Onde:

γ_n = Peso específico natural (kN/m³)

g = Aceleração da gravidade (m/s)

m = Massa do solo natural (kg)

v = Volume do solo natural (m³)

O peso específico natural varia entre 19 e 20 kN/m³ e por isso, quando não é conhecido, estima-se um valor de 20 kN/m³. Em alguns casos especiais como as argilas orgânicas, ele pode apresentar o valor de 4 kN/m³, segundo Pinto (2009).

A estimativa arbitrária de valores não se torna tão eficaz quanto quando se tem valores obtidos do ensaio STP. Neste caso, adota-se valores sugeridos por Godoy (1972), em função da consistência para solos argilosos (Tabela 3) e em função da compactidade para solos arenosos (Tabela 4).

Tabela 3 – Correlação entre N_{SPT} e o peso específico do solo para solos argilosos.

N_{SPT}	PESO ESPECÍFICO (kN/m ³)
< 2	13
3 – 5	15
6 – 10	17
11 – 19	19
≥ 20	21

Fonte: Adaptado de Godoy, 1972

Tabela 4 – Peso específico para solos arenosos em relação aos N_{SPT}

N_{SPT}	γ (kN/m ³)		
	Areia seca	Areia Úmida	Areia Saturada
< 5	16	18	19
5 – 8			
9 – 18	17	19	20
19 – 40	18	20	21
< 40			

Fonte: Adaptado de Godoy, 1972

3.4.3 Coesão

A coesão pode ser definida como a resistência ao cisalhamento de um solo em estado livre de tensões externas e tem origem nos seguintes fatores, de acordo com Pinto (2009):

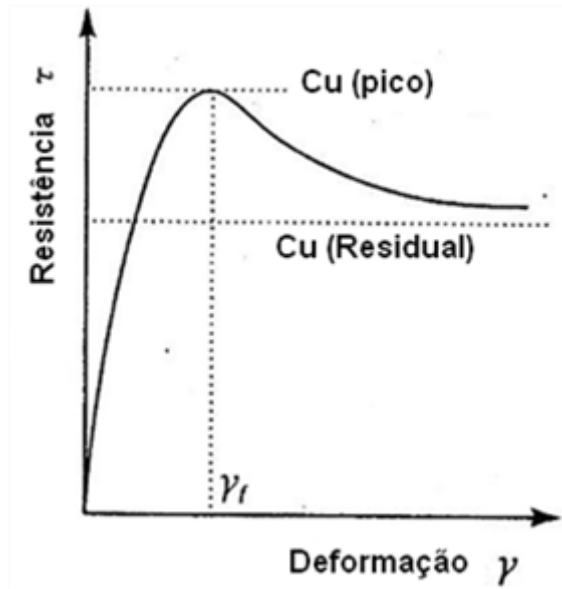
- Composição do solo
- Tensões de natureza físico-químicas
- Umidade

Em laboratório a coesão pode ser obtida através dos ensaios de cisalhamento direto ou de compressão triaxial (compressão exercida em três dimensões).

Segundo Vargas (1977), de uma forma intuitiva, a coesão é aquela resistência que a fração argilosa empresta ao solo, pelo qual ele se torna capaz de se manter coeso em forma de torrões ou blocos, ou pode ser cortado em formas diversas e manter esta forma.

Os solos que têm essa propriedade chamam-se coesivos. Os solos não-coesivos, que são areias puras e pedregulhos, desmoronam-se facilmente ao serem cortados ou escavados. A coesão apresentada *in situ* pelos solos em seu estado natural é denominada coesão não drenada. O valor da coesão não drenada de uma argila não é um valor intrínseco a um dado terreno. Depende das condições do meio em que se encontra, principalmente em função da umidade. De acordo com Gusmão Filho (2003) considerando uma curva de tensão-deformação onde se ilustra o comportamento da coesão não drenada (Figura 11), pode ser diferenciada uma fase em que a coesão tem um valor máximo (pico), uma em que a deformação ainda não atingiu valores definitivos, e uma fase em que a coesão passou a ter um valor residual, onde as deformações já afetaram a força de ligação entre partículas.

Figura 11 – Comportamento da coesão não drenada em função da deformação imposta ao solo.



Fonte: Gusmão Filho, 2003

Segundo Pereira (2016), em termos práticos, é comum a recomendação de um valor mínimo de coesão igual a 10 kPa para a garantia da escavação (que pode ser resultado de tensões capilares).

Teixeira e Godoy (1996) apresentam uma relação empírica para a obtenção dos valores de coesão não drenada em relação aos valores obtidos do ensaio SPT:

$$c \text{ (kPa)} = 10 \times N_{\text{SPT}}$$

Nos solos coesivos, o que mais determina o seu comportamento é a sua consistência.

3.4.4 Consistência

A consistência refere-se ao grau de adesão entre as partículas de solo e à resistência à deformação. Relacionada sempre aos solos coesivos, é definida como a maior ou menor rigidez com que uma argila (ou solo com alto teor de argila) se apresenta. Segundo a NBR 6502 a consistência das argilas e de outros solos coesivos é qualitativamente descrita como mole, média, rija ou dura. Terzaghi & Peck (1948) propuseram uma correlação entre o N-SPT e os valores de consistência (Tabela 5).

Tabela 5 – Correlação entre N e Compacidade proposta por Peck & Terzaghi (1948)

N (SPT)	Consistência das argilas
< 2	Muito mole
2 – 4	Mole
4 – 8	Média
8 – 15	Rija
15 - 30	Muito Rija
> 30	Dura

Fonte: Adaptado de Terzaghi & Peck (1948)

3.4.5 Compacidade

De acordo com Pinto (2009) compacidade é uma característica de solos granulares (areias e pedregulhos) e depende de como suas partículas sólidas estão arranjadas em seu volume. Quantitativamente se descreve o Grau de Compacidade (GC) ou Compacidade Relativa (CR) através de ensaios em laboratório, por meio dos valores do índice de vazios (e). Pode-se também obter estes mesmos valores através da obtenção do peso específico do solo em suas diferentes formas.

$$GC = (e_{\text{máx}} - e_{\text{nat}}) / (e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}})$$

Ou

$$GC = \gamma_{\text{máx}} (\gamma_{\text{máx}} - \gamma_{\text{nat}}) / \gamma_{\text{nat}} (\gamma_{\text{máx}} - \gamma_{\text{mín}})$$

O índice de vazios depende das características do solo e Pinto (2009) propõe valores típicos, conforme Tabela 6, de acordo com os resultados da análise granulométrica.

Descreve-se a compacidade de um solo granular por valores qualitativos através de relações com os valores obtidos de GC, conforme Tabela 7.

Tabela 6 – Índice de vazios para areias

Descrição da areia	$e_{\text{mín}}$	$e_{\text{máx}}$
Areia uniforme de grãos angulares	0,70	1,10
Areia bem graduada de grãos angulares	0,45	0,75
Areia uniforme de grãos arredondados	0,45	0,75
Areia bem graduada de grãos arredondados	0,35	0,65

Fonte: Adaptado de Pinto (2009)

Tabela 7 – Classificação das areias segundo a compacidade

Classificação	GC
Areia Fofa	< 0,33
Areia de Compacidade Média	0,33 – 0,66
Areia Compacta	> 0,66

Fonte: Adaptado de Pinto (2009)

Por fim, Terzaghi & Peck (1948) correlacionam os valores da resistência à penetração (N-SPT) com a classificação das areias e siltes quanto à sua compacidade (Tabela 8).

Tabela 8 – Correlação entre N e Compacidade proposta por Peck & Terzaghi (1948)

N (SPT)	Compacidade da areia
< 4	Fofa
5 - 8	Pouco Fofa
9 - 18	Medianamente Fofa
19 - 40	Compacta
> 40	Muito Compacta

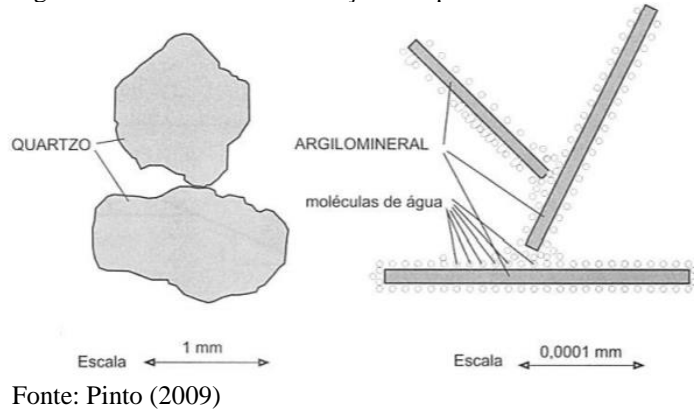
Fonte: ABNT, 1982

3.4.6 Ângulo de atrito (ϕ)

Segundo Pinto (2009), o ângulo de atrito de solos pode ser entendido pela analogia às forças de atrito estudadas na Cinética, onde há um corpo deslizando sobre uma superfície e, para que este deslizamento ocorra, a componente horizontal da força deve ser maior do que a força de atrito. No caso de solos, a diferença é que o deslocamento envolve elevado número de partículas, que podem rolar e deslizar entre si, provocando componentes de força em inúmeras direções e se acomodarem em vazios presentes na massa de solo.

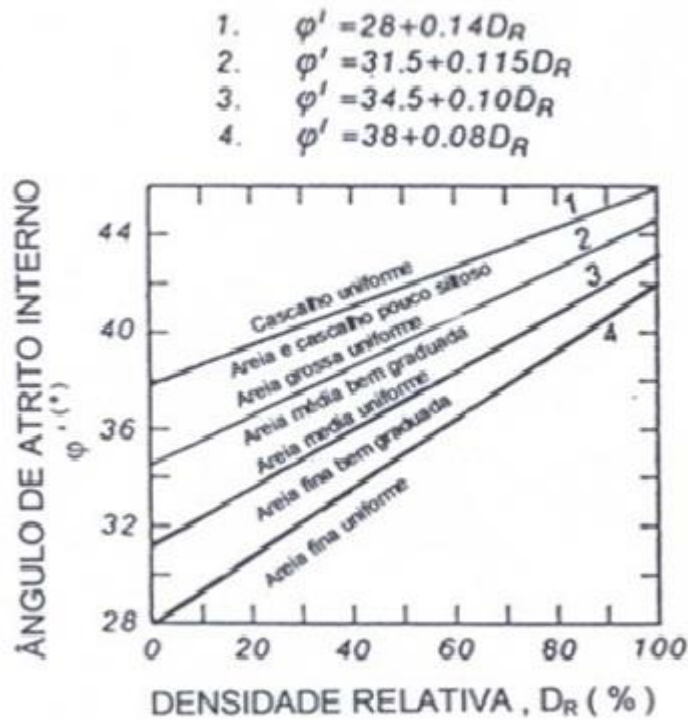
Pinto (2009) diz que nas areias as forças transmitidas entre os grãos são suficientemente grandes para expulsar a água da superfície de contato, de forma que este contato de dá, em sua maioria, entre os grãos. Já nas argilas, o número elevado de partículas faz com que a força de contato seja reduzida e o contato entre as partículas não ocorre diretamente pois as partículas estão envolvidas por moléculas de água e as forças de contato não são suficientes para removê-las. Esta característica provoca uma dependência entre a resistência das argilas e a velocidade do carregamento. A Figura 12 ilustra a diferença entre o contato entre as partículas de areia e de argila.

Figura 12 – Transmissão de força entre partículas de areia e de argila



Em solos coesivos, adota-se $\phi = 0$. Já para solos de comportamento granular, algumas correlações podem ser feitas, como a proposta por Schmertmann (1978), mostrada na Figura 13.

Figura 13 – Ângulo de atrito (ϕ) para areias.



Para a estimativa de ϕ , Godoy (1983) menciona a seguinte correlação empírica com o índice de resistência à penetração (N) do SPT:

$$\phi = 28^\circ + 0,4N$$

Enquanto Teixeira (1996) utiliza:

$$\phi = \sqrt{20N} + 15^\circ$$

3.4.7 Coeficiente de Poisson

Segundo Cintra et al (2003), o coeficiente de Poisson (ν) é definido como a razão entre a deformação radial (ϵ_r) e a deformação vertical (ϵ_v) de compressão de um volume cilíndrico de solo.

$$\nu = \frac{\epsilon_r}{\epsilon_v}$$

Obedecendo à lei de Hooke, estabelece a deformação transversal às cargas aplicada ao solo, sendo que para esta medida admite-se o solo como um material homogêneo e isotrópico.

Para Lodi (2007), persistem grandes entraves para a determinação prática do Coeficiente de Poisson devido à dificuldade de se determinar as deformações. Portanto assumem-se valores teóricos de acordo com o tipo de solo. No caso das argilas saturadas admitem-se deformações constantes e ν assume um valor de 0,5. Esses valores variam em diferentes situações, mas, felizmente, segundo Lodi (2007), na maioria dos cálculos práticos essas variações de ν influenciam pouco os cálculos subsequentes.

Teixeira e Godoy (1996) apresentam valores típicos para o Coeficiente de Poisson do solo (ν), conforme Tabela 9.

Tabela 9 – Valores típicos do coeficiente de Poisson

Solo	ν
Areia fofa	0,20 - 0,40
Areia medianamente compacta	0,25 - 0,40
Areia compacta	0,30 - 0,45
Areia Siltosa	0,20 - 0,40
Areia grossa	0,15 - 0,35
Argila Mole	0
Argila Média	0,20 - 0,50

Fonte: Teixeira e Godoy (1996)

3.5 Módulo de elasticidade

O solo não é um material elástico, porém, observa-se que o comportamento de sua curva tensão x deformação não apresenta comportamento retilíneo, portanto, admite-se um comportamento elástico-linear para o solo definindo-se um Módulo de Elasticidade (E) que, se superado, fará com que o material atinja a zona de plastificação.

Até determinado nível de tensões, existe uma certa proporcionalidade entre as tensões e as deformações, de forma que se considera um Módulo de Elasticidade constante como representativo do material.

As deformações causadas no solo dependem de sua composição, índice de vazios, histórico de tensões e maneira de aplicação da tensão.

O módulo de elasticidade (E), também conhecido como módulo de Young, estabelece a relação entre a tensão normal e a deformação proveniente dessa tensão em na direção desta tensão, e é definido por:

$$E = \frac{\sigma_z}{\varepsilon}$$

Onde:

E = módulo de elasticidade

σ_z = tensão normal

ε = deformação

Não se dispondo de ensaios de laboratório nem de prova de cargas sobre placa para a determinação do módulo de elasticidade do solo, podem ser utilizadas correlações com a resistência de ponta com do cone (q_c) ou com índice de resistência à penetração (N) da sondagem SPT, como, por exemplo, as apresentadas por Teixeira & Godoy (1996):

$$E = \alpha \times q_c$$

Sendo que:

$$q_c = K \times N$$

Portanto:

$$E = \alpha \times K \times N$$

Os coeficientes α e K são coeficientes empíricos dados pela Tabelas 10, em função do tipo de solo.

Tabela 10 – Valores dos coeficientes α e K.

Solo	α	K (MPa)
Areia pedregulhosa	3,0	1,10
Areia		0,90
Areia Siltosa		0,70
Areia Argilosa		0,55
Silte Arenoso	5,0	0,45
Silte		0,35
Silte Argiloso		0,25
Argila Arenos	7,0	0,30
Argila Siltosa		0,20

Fonte: Adaptado de Teixeira e Godoy (1996)

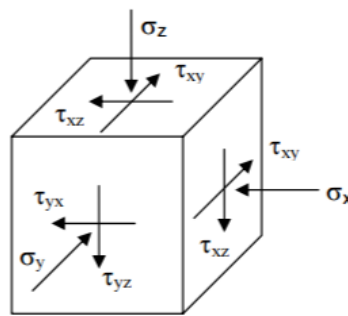
Observa-se que para areias ($\alpha = 3$), a correlação de E com q_c resulta em:

$$E = 3 \times q_c,$$

3.6 Tensões no solo

Os problemas de resistência dos solos são usualmente analisados empregando-se os conceitos do “equilíbrio limite”, o que implica considerar o instante de ruptura, quando as tensões atuantes igualam a resistência do solo, sem atentar para as deformações. Em qualquer ponto da massa do solo existem três planos ortogonais onde as tensões cisalhantes são nulas. Estes planos são chamados “planos principais de tensões” (Figura 14). Portanto, as tensões normais recebem o nome de tensões principais, onde a maior das tensões atuantes é chamada tensão principal maior (σ_1), a menor é chamada tensão principal menor (σ_3), e a terceira é chamada tensão principal intermediária (σ_2). Em Mecânica dos Solos, normalmente, despreza-se a tensão principal intermediária (σ_2). Embora “ σ_2 ” influencie na resistência ao cisalhamento dos solos, seus efeitos não são perfeitamente compreendidos (Hachichi, 1998).

Figura 14 – Representação gráfica do campo de tensões.



Fonte: Hachichi (1998)

Supondo $K_0 < 1$, temos:

$$\sigma_v' = \gamma \cdot z = \sigma_1 \quad (\text{tensão principal maior})$$

$$\sigma_h' = K_0 \cdot \sigma_v' = \sigma_3 \quad (\text{tensão principal menor})$$

K_0 é denominado *coeficiente de empuxo em repouso* e depende do tipo de solo, sua formação e histórico de tensões. Conhecendo o valor da poropressão inicial (u_0) e da tensão efetiva vertical (σ_v') obtém-se o valor de K_0 pela equação proposta em Hachich (1998):

$$K_0 = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'}$$

Em razão das dificuldades práticas de determinação do K_0 várias correlações empíricas foram propostas em função do tipo de solo, conforme Tabela 11.

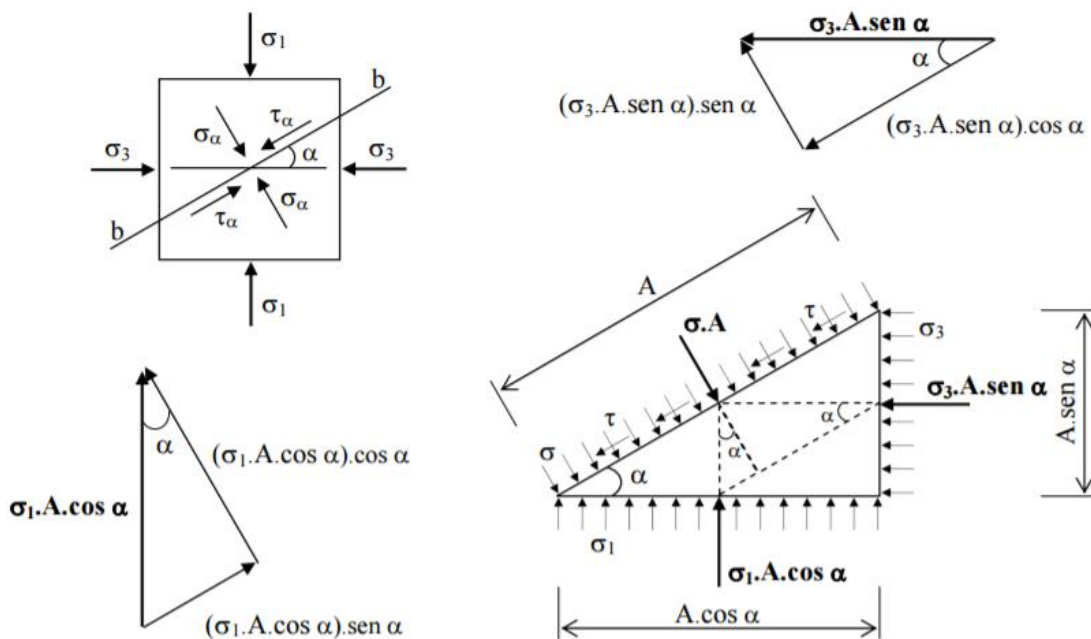
Tabela 11 – Coeficiente de empuxo em repouso (K_0) em função do tipo de solo

Tipo de solo	K_0
Areia fofa	0,55
Areia densa	0,40
Argila de baixa plasticidade	0,50
Argila de alta plasticidade	0,65

Fonte: Hachichi (1998)

Conhecida a magnitude e direção de σ_1 e σ_3 é possível encontrar as tensões normal e cisalhante em qualquer outra direção simplesmente por relações trigonométricas, desde que se considere um estado de tensões no plano (Figura 15) (Hachichi, 1998).

Figura 15 – Representação trigonométrica do plano de tensões.



Fonte: Hachichi (1998)

3.6.1 Modelo elasto-plástico

Para se analisar o comportamento de um solo frente às tensões que a ela são impostas é necessário que se tenham modelos que representem numericamente este comportamento. Dentre os modelos elasto-plásticos temos o de Tresca, von Misses, Drucker-Prager e Mohr-Coulomb sendo que o modelo Mohr-Coulomb é o mais utilizado nos dias de hoje para estudos de problemas corriqueiros de engenharia

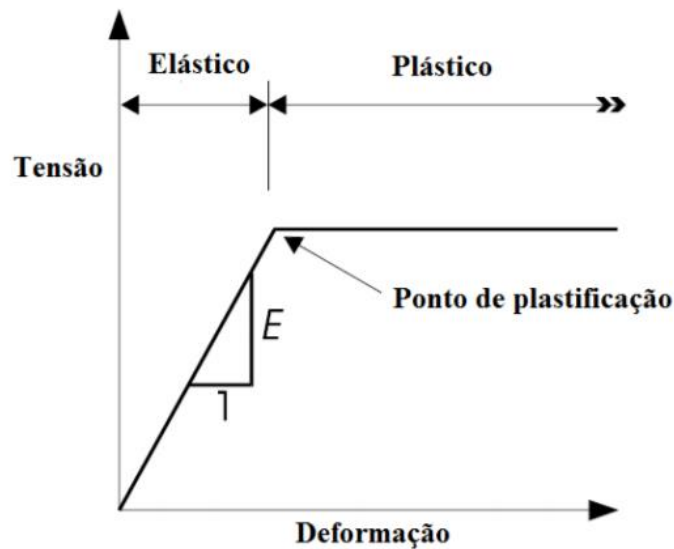
“O modelo elasto-plástico é baseado na curva tensão x deformação proposta na Figura 16. Observa-se que a curva descreve um modelo elástico em que o aumento de tensões é proporcional ao aumento de deformações e o módulo de elasticidade ou módulo de Young (E) é constante até que seja atingido o ponto de plastificação, a partir deste momento inicia-se o processo de plastificação de uma região do maciço em que há o

aumento de deformações no mesmo sem o aumento de tensão, região da curva conhecida como zona de plastificação”. (PEREIRA, 2016, p. 59)

O comportamento elasto-plástico de um material pode ser definido completamente quando se especifica:

- a) uma condição de escoamento inicial, definindo o limite elástico do material;
- b) uma lei de escoamento plástico, relacionando os incrementos de deformações com as tensões e incrementos de tensões.

Figura 16 – Curva tensão deformação para um modelo elasto-plástico.

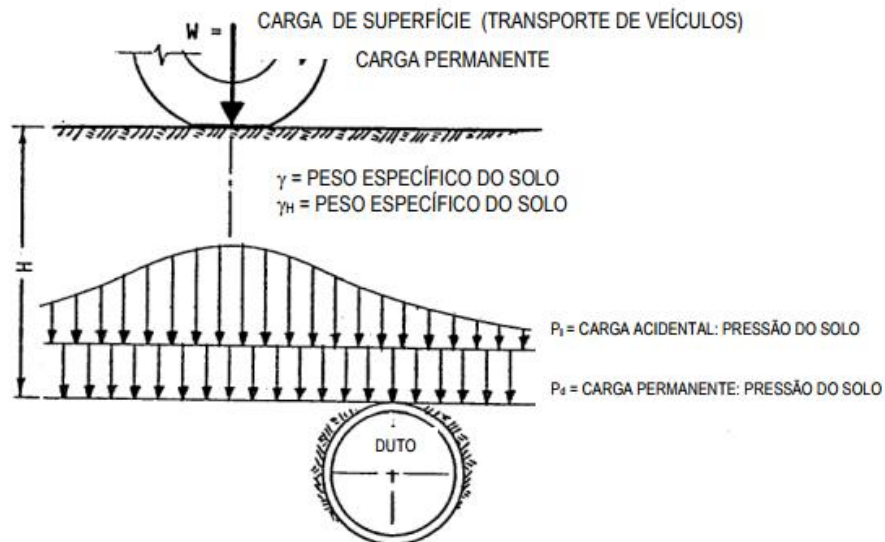


Fonte: GEO-SLOPE International Ltd,2008, apud Pereira,2016, adaptado.

3.7 Cargas em Tunnel Liner

As cargas impostas às estruturas subterrâneas dependem da rigidez da estrutura e do solo que a circunda. Em estruturas rígidas (túneis de concreto por exemplo), supõe-se que a estrutura é afetada principalmente por uma pressão vertical causada pelo solo e/ou pelo trânsito (Figura 17), sendo que uma pressão horizontal é desprezível ou inexistente. Segundo Moser (2001), em estruturas flexíveis (Tunnel Liner por exemplo), a carga vertical provoca uma deflexão da estrutura, o que, por sua vez, resulta em uma pressão horizontal de suporte do solo. Se esta pressão horizontal e a pressão vertical são equiparadas, a carga em torno da estrutura se aproxima de uma pressão hidrostática e as tensões na parede da estrutura são essencialmente tensões de compressão anelar.

Figura 17- Distribuição das cargas no solo



Fonte: Moser (2001)

3.7.1 Carga Morta

A carga morta (CM) é a pressão exercida por uma massa de solo e suas estruturas estáticas a uma determinada profundidade H sobre a estrutura do túnel.

Spangler (1941) descreve uma hipótese para o cálculo da carga em tubos enterrados flexíveis, como é o caso do Tunnel Liner, com base em medidas de tensões verticais e laterais tomadas durante experimentos de campo conduzido usando tubos de aço corrugado submetidas a condições de aterro. A base para a hipótese foi a suposição de que o tubo enterrado se deforma a uma forma elíptica após a aplicação do carregamento

vertical e sugeriu que a teoria da Marston para determinação do carregamento tubos rígidos poderia ser aplicada a tubos flexíveis, assumindo que a carga vertical foi uniformemente distribuída ao longo do diâmetro do tubo, chegando à equação:

$$CM = Cd \times \gamma \times Bd \times D$$

Onde:

CM = Carga morta kN/m²)

Cd = coeficiente de redução de Marston (Gráfico 1)

Bd = largura da vala de aterro (m)

D = diâmetro do tubo (m)

A partir desta equação, a AASHTO (1998) definiu a equação para determinação da carga morta mostrada no Capítulo 3 deste trabalho. Na falta de informações adequadas, deve ser adotada a pior hipótese para o coeficiente Cd, tornando-o igual a H/D. Desta forma, a carga morta atuante no túnel será igual ao peso da coluna de solo sobre o mesmo. Com esta consideração ($\emptyset = 0$), de pior hipótese de solo, foi calculada a tabela de altura máxima (Tabela 12) de aterro que, de forma genérica, é utilizada no dimensionamento do túnel, porém, com o conhecimento prévio do solo, através de relatórios de sondagem, existem formulações capazes de fornecer parâmetros mais confiáveis.

Tabela 12 - Altura mínima de cobertura para Tunnel Liner

ALTURA DE ATERRO (m)									
Diâmetro (m)	Área (m ²)	Perímetro (m)	Mínima	Máxima					
				Rodovia					
				Espessura (mm)					
				2,20	2,70	3,40	3,90	4,70	6,50
1,20	1,13	3,77	1,20	9,00	12,90	15,50	22,10	26,50	41,30
1,40	1,54	4,40	1,20	7,70	11,00	13,40	18,90	22,70	35,40
1,60	2,01	5,03	1,20	6,70	9,60	11,60	16,60	19,90	30,00
1,80	2,54	5,65	1,50	6,00	8,60	10,30	14,70	17,70	27,50
2,00	3,14	6,28	1,50	5,40	7,70	9,30	13,20	15,90	24,80
2,20	3,80	6,91	1,80	4,90	7,00	8,40	12,00	14,50	22,50
2,40	4,52	7,54	1,90	4,50	6,40	7,70	11,00	13,20	20,60
2,60	5,31	8,17	2,10	4,10	5,90	7,10	10,20	12,20	19,00
2,80	6,16	8,80	2,20	3,80	5,50	6,60	9,40	11,30	17,70
3,00	7,07	9,42	2,30	3,60	5,10	6,20	8,80	10,60	16,50
3,20	8,04	10,05	2,40		4,80	5,80	8,30	9,90	15,40
3,40	9,08	10,68	2,50		4,50	5,40	7,80	9,30	14,60
3,60	10,18	11,31	2,60		4,30	5,10	7,30	8,80	13,70
3,80	11,34	11,94	2,70		4,00	4,90	6,90	8,30	13,00
4,00	12,57	12,57	2,80		3,10	4,60	6,60	7,90	12,40

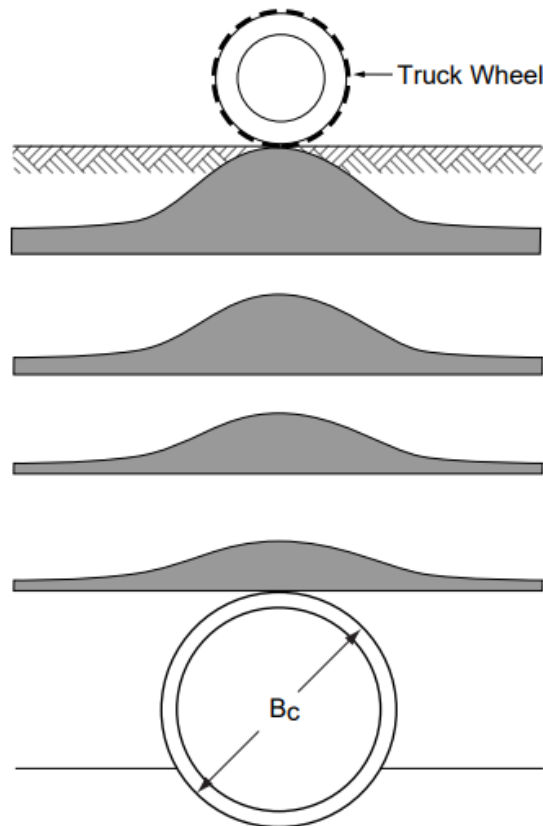
4,20	13,85	13,19	2,90			4,40	6,30	7,50	11,80
4,40	15,21	13,82	3,00			4,20	6,00	7,20	11,20
4,60	16,62	14,45	3,10			4,00	5,70	6,90	10,70
4,80	18,10	15,08	3,20				5,50	6,60	10,30
5,00	19,63	15,71	3,30				5,30	6,30	9,90

Fonte: ARMCO STACCO (2013), adaptado pelo Autor, 2017.

3.7.2 Carga Viva

Na seleção da chapa que compõe o Tunnel Liner, é necessário avaliar o efeito da carga viva (CV) que é a pressão exercida no túnel devido aos carregamentos impostos à superfície do terreno. A distribuição de uma carga viva na superfície em qualquer plano horizontal no subsolo é mostrada na Figura 18. A intensidade da carga ao longo eixo vertical diretamente abaixo do ponto de aplicação é maior e diminui em todas as direções para fora do centro de aplicação. À medida que a distância entre o plano e a superfície aumenta, a intensidade da carga em qualquer ponto do plano diminui, de acordo com Sezen (2009).

Figura 18 - Distribuição da carga viva de acordo com a profundidade do túnel



Fonte: American Concrete Pipe Association (1987)

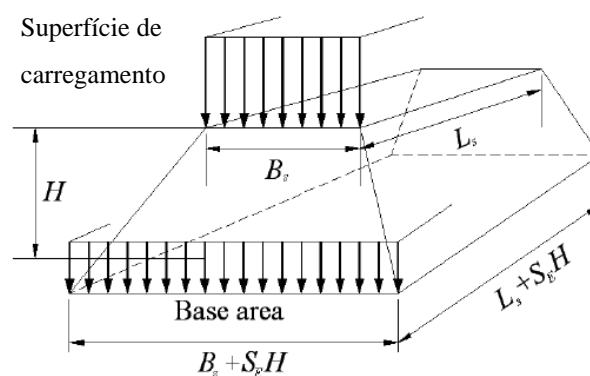
Em instalações extremamente rasas, os momentos e forças podem ocorrer na coroa do tubo como resultado da carga viva concentrada. Se um pavimento rígido ou flexível for projetado para tráfego pesado, a intensidade de uma carga geralmente é reduzida o suficiente para que a carga viva transmitida para o tubo seja insignificante. No caso de pavimentos flexíveis projetados para o tráfego leve, mas sujeitos ao tráfego de caminhões pesados; o pavimento flexível deve ser considerado como material de enchimento na parte superior do tubo (Sezen, 2009).

O procedimento para cálculo da carga viva em Tunnel Liner em rodovias é baseado na proposição de que o solo tem um comportamento elástico. Na Figura 19 é demonstrada a distribuição do carregamento provocado pela carga viva imposta à superfície do solo. A carga (w) representa a carga do trem tipo dissipada em uma área de contato dos pneus de comprimento L e largura B a uma profundidade (H), com o fator de carga viva (S) adotado pela AASHTO de 1,75 quando a altura de cobertura (H) é maior ou igual a 0,61 metro. A carga viva, então, assume a equação:

$$CV = S \cdot \frac{w}{(B + SH)(L + SH)}$$

Sendo que, por normatização da AASTHO (1998), $B = 254 \text{ mm}$ e $L = 508 \text{ mm}$.

Figura 19- Pirâmide de distribuição da carga viva



Fonte: Watkins, 1999

De acordo com Pinto (2006), em qualquer profundidade, as tensões imediatamente abaixo da área carregada diminuem à medida que a profundidade aumenta, porque a área atingida aumenta e o somatório das tensões deverá permanecer constante.

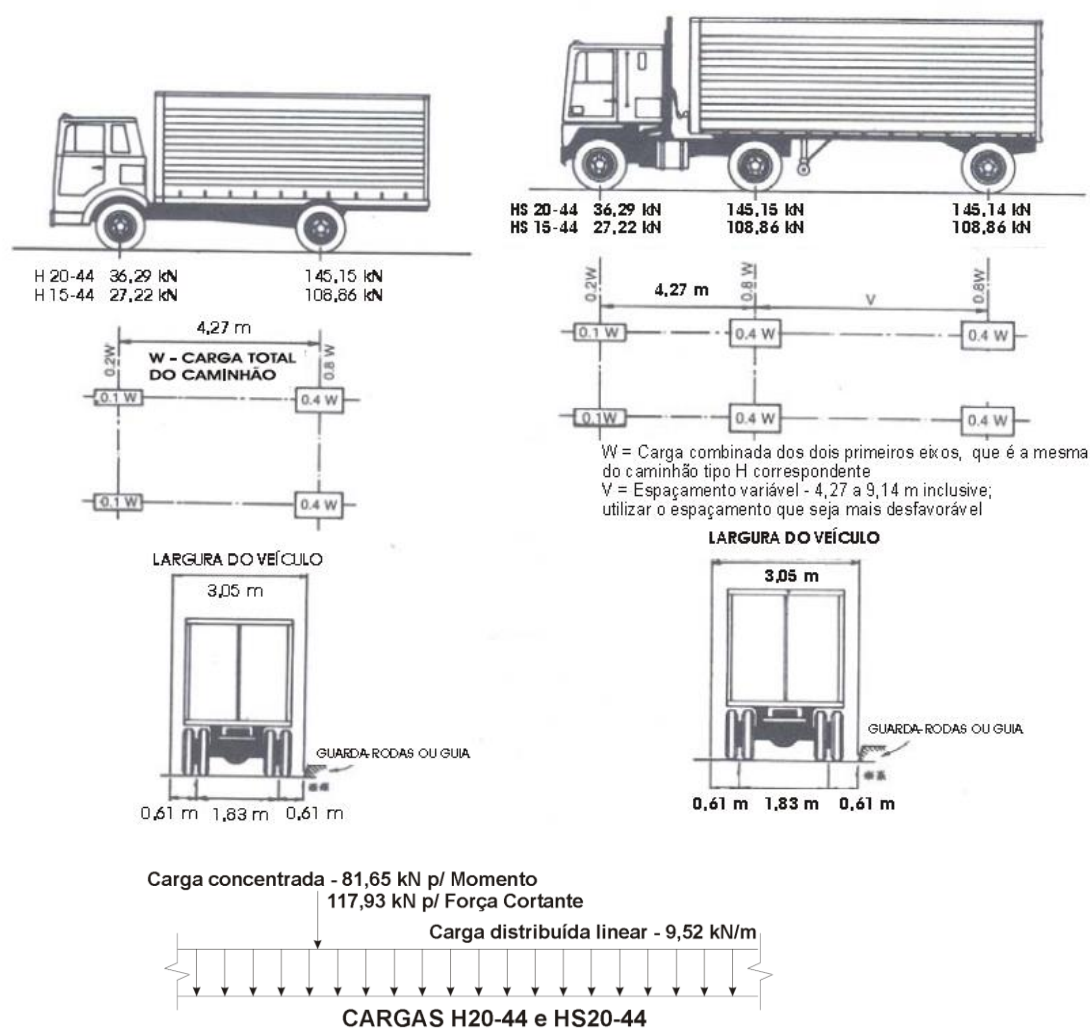
3.7.3 Norma Americana

Obedecendo o que determina AASHTO (1998), a carga viva consiste na carga aplicada por veículos em movimento e pedestres. A primeira deve ser calculada partir de um veículo denominado *standard truck* (caminhão padrão) e é dividida em dois sistemas, H e HS e consiste de um carregamento uniforme sobre a pista de rolamento combinado com um carregamento concentrado. Na publicação *Load and Resistance Factor Design - Bridge design specifications* (Projeto de Carregamento e Fator de Resistência – Especificações de Projeto de Pontes), a AASHTO estabelece a carga padrão denominada H20-44 e determina o carregamento para o dimensionamento de pontes.

Segundo Kassimali (2015), as cargas H, representando um caminhão de dois eixos, são designadas pela letra *H*, seguida pelo peso total do caminhão e da carga em toneladas e o ano em que a carga foi inicialmente especificada. Por exemplo, o carregamento H20-44 representa um código para um caminhão de dois eixos pesando 20 toneladas inicialmente instituído na edição de 1944 da *AASHTO Specification*. A distância entre eixos, as cargas por eixo e o espaçamento entre as rodas de caminhões H são apresentados na Figura 20.

Estas cargas foram inicialmente determinadas para o projeto de pontes e posteriormente adaptadas para estruturas enterradas.

Figura 20 - Carregamento H20

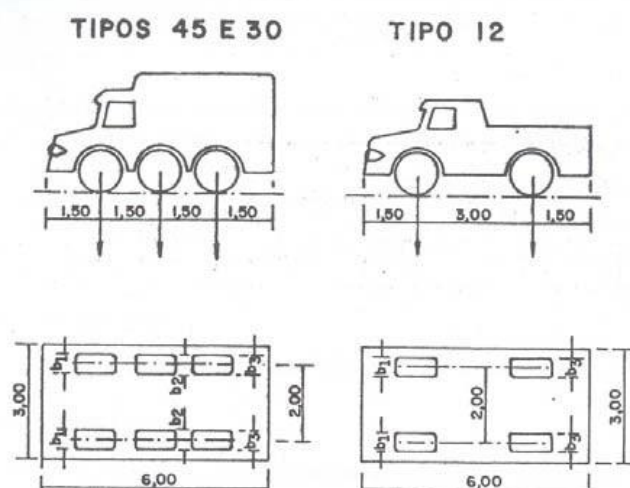


Fonte: Luchi, 2006

3.7.4 Norma Brasileira

Em 1984, foi publicada a norma NBR 7188: Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias e Passarelas para Pedestres, substituindo os trens-tipo de 240 e 360 kN por 300 e 450 kN, respectivamente. O número da classe corresponde ao peso em toneladas do veículo-tipo. A área ocupada pelo veículo é retangular, de 3,0 m de largura por 6,0 m de comprimento (Figura 21). As cargas uniformemente distribuídas na pista e no passeio têm intensidade p e p' , respectivamente, dada pelas Tabelas 13 e 14. Esta norma segue em vigor até os dias de hoje (Luchi, 2006).

Figura 21 - Trem tipo TB450



Fonte: ABNT, 1984

Tabela 13- Cargas do trem-tipo TB450

Classe da Ponte	Veículo		Carga		Distribuição da carga
	Tipo	Peso Total	p	p'	
		(kN)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	
45	45	450	5	3	Carga p em toda a pista - Carga p' nos passeios
30	30	300	5	3	
12	12	120	4	3	

Fonte: ABNT, 1984

Tabela 14 - Características dos veículos-tipo – NBR 7188 (ABNT, 1984)

Item	Tipo 45	Tipo 30	Tipo 12
Quantidade de eixos	3	3	2
Peso total do veículo (kN)	450	300	120
Peso de cada roda dianteira (kN)	75	50	20
Peso de cada roda traseira (kN)	75	50	40
Peso de cada roda intermediária (kN)	75	50	-
Largura de contato (b1) de cada roda dianteira (m)	0,50	0,40	0,20
Largura de contato (b3) de cada roda traseira (m)	0,50	0,40	0,30
Largura de contato (b2) de cada roda intermediária (m)	0,50	0,40	-

Comprimento de contato de cada roda (m)	0,20	0,20	0,20
Área de contato de cada roda (m)	0,20 x b	0,20 x b	0,20 x b
Distância entre eixos (m)	1,50	1,50	3,00
Distância entre os centros de roda de cada eixo (m)	2,00	2,00	2,00

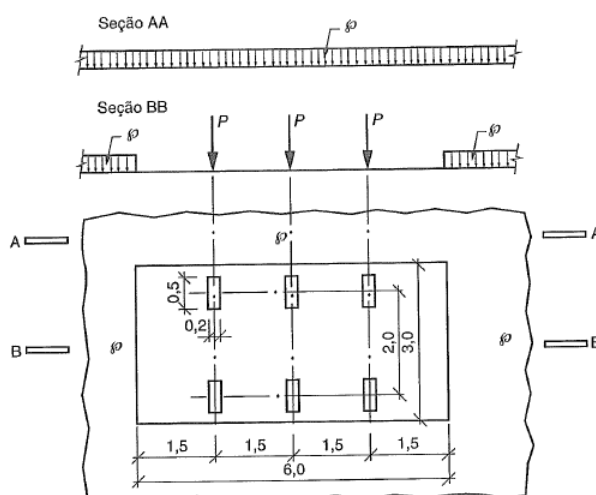
Fonte: ABNT, 1984

A norma NBR 7188/1984 não estabelece a utilização das diferentes classes, ficando a critério dos órgãos jurisdicionais a sua definição. Nas vias principais rurais e urbanas as pontes são projetadas para a classe 45. As outras classes são utilizadas apenas para rodovias secundárias, de caráter local ou regional (Luchi,2006)

A carga móvel rodoviária padrão TB-450 é definida por um veículo tipo de 450kN com 6 rodas $P = 75\text{kN}$, 3 eixos de carga afastados entre si de 1,5m. com área de ocupação de $18,0\text{m}^2$, circundado por uma carga uniformemente distribuída constante $p = 5\text{kN/m}^2$, conforme Figura 22 (ABNT, 1984)

O veículo-tipo, sempre orientado na direção do tráfego, deve ser colocado na posição mais desfavorável para o cálculo de cada elemento, não se considerando a porção do carregamento que provoque redução nas solicitações. A carga distribuída de intensidade p pode ser aplicada em toda a pista de rolamento, nesta incluídas as faixas de tráfego, os acostamentos e os afastamentos; é descontada apenas a área ocupada pelo veículo (ABNT, 1984).

Figura 22 - Veículos-tipo e distribuição em planta

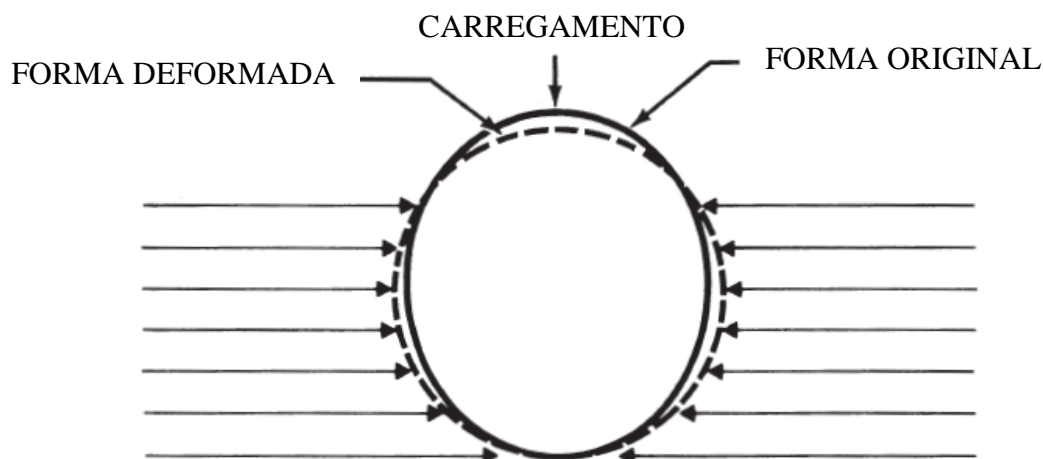


Fonte: NBR 7188/84

3.8 Deformação em Tunnel Liner

De acordo com a AASHTO (1998), os lados de uma estrutura flexível, naturalmente, empurram para fora, compactando o solo circunvizinho e mobilizando sua resistência passiva. À medida que os lados vão para fora, o topo se move para baixo (Figura 23).

Figura 23 - Deflexão vertical típica devido ao carregamento vertical.



Fonte: AASHTO, 2012

Esta deflexão vertical para baixo é normal. Com uma prática de preenchimento razoável, em qualquer estrutura subterrânea flexível é esperada uma deflexão vertical. Com excelente prática, a deflexão geralmente é inferior a 2% da dimensão inicial. Se os enchimentos laterais forem soltos e / ou não compactados, os lados de um a estrutura se moverá para fora até um ponto em que a deflexão vertical permitida será excedida e a falha do tubo pode ocorrer por flambagem. Para tubos de diâmetro menores, a experiência mostrou que a falha por encurvamento vertical completa pode ocorrer com cerca de 20% de deflexão vertical. Se a coluna de preenchimento sobre o tubo se estabilizar um pouco mais do que os solo lateral, parte do peso desta coluna é efetivamente transferida para este através de cisalhamento. No processo, um arco do solo positivo é mobilizado, que reduz a carga efetiva na estrutura (AASHTO, 1998).

Especificamente em Tunnel Liner, a deflexão depende significativamente do diâmetro e é afetada pelo enchimento exterior. A magnitude da deflexão não é principalmente uma função do módulo do solo ou das propriedades da placa de revestimento, portanto não pode ser calculada com fórmulas de deflexão usuais.

Onde o diâmetro do túnel deva ser estritamente o projetado, deve-se superestimar a estrutura para fornecer uma deflexão aceitável. Os bons métodos de construção devem resultar em deflexões de não mais de 3% do diâmetro normal (Force,2007)

4 METODOLOGIA

Neste trabalho utilizou-se do *software* GeoStudio 2012, em seu módulo SLOPE\W, que, a partir dos dados recolhidos em campo pelo ensaio SPT (*Standard Penetration Test*) e correlacionados com os parâmetros desejados, bem como com o carregamento estabelecido em projeto, nos permite simular o perfil geotécnico do solo com as suas características e comportamento, bem como simular a estrutura e geometria do túnel sobre este solo. Uma vez computados os dados necessários do solo e da estrutura do túnel, executa-se a análise Tensão x Deformação simulando um comportamento Elasto-Plástico do solo chegando-se ao resultado das tensões incidentes na estrutura do túnel.

Foram feitas as correlações entre a média dos valores de N para cada camada fornecidos no projeto e os parâmetros físicos do solo, da forma como foi demonstrado no capítulo 3 deste trabalho. Para o valor de N_{72} foi utilizada a fórmula proposta por Decóurt (1989):

$$N_{72}=10+\frac{(N_{SPT}-10)}{2}$$

O peso específico foi determinado utilizando os valores indicados na Tabela 4 e para a coesão foi adotado um valor mínimo de 10 kPa conforme proposto por Pereira (2016). O ângulo de atrito foi determinado utilizando-se a fórmula proposta por Teixeira (1996) indicada na seção 3.4.6. O Coeficiente de Poisson foi adotado utilizando-se os valores propostos na Tabela 9 e para o módulo de elasticidade, usou-se os valores propostos por Teixeira (1996) conforme seção 3.4.8 e os valores de K e α foram adotados conforme o proposto na Tabela 10.

Assim, foram então determinadas as características de cada camada que compõe o solo em questão e, a partir destes valores encontrados, no *software* GeoStudio 2012 módulo SIGMA/W inseriu-se o perfil geométrico e geotécnico do solo e atribuiu-se para cada camada os parâmetros de solo calculados.

Uma vez determinadas as características do solo, utilizou-se dos parâmetros obtidos para determinar o carregamento sobre o Tunnel Liner, incluindo-se o carregamento provocado pela Carga Viva, tanto utilizando-se do trem-tipo H20 como o trem-tipo TB450. Foram determinados os carregamentos via *software* e pelo método analítico, utilizando-se, para este último, o proposto pela AASHTO, a partir da fórmula de Marston, para a determinação dos carregamentos.

A partir da determinação dos carregamentos, foi feito o dimensionamento estrutural para cada situação utilizando-se do proposto pela AASTHO e apresentado no capítulo 3.2.1. Calculados os carregamentos, foram determinados através do *software* GeoStudio 2012, os deslocamentos provocados no Tunnel Liner para cada carregamento obtido.

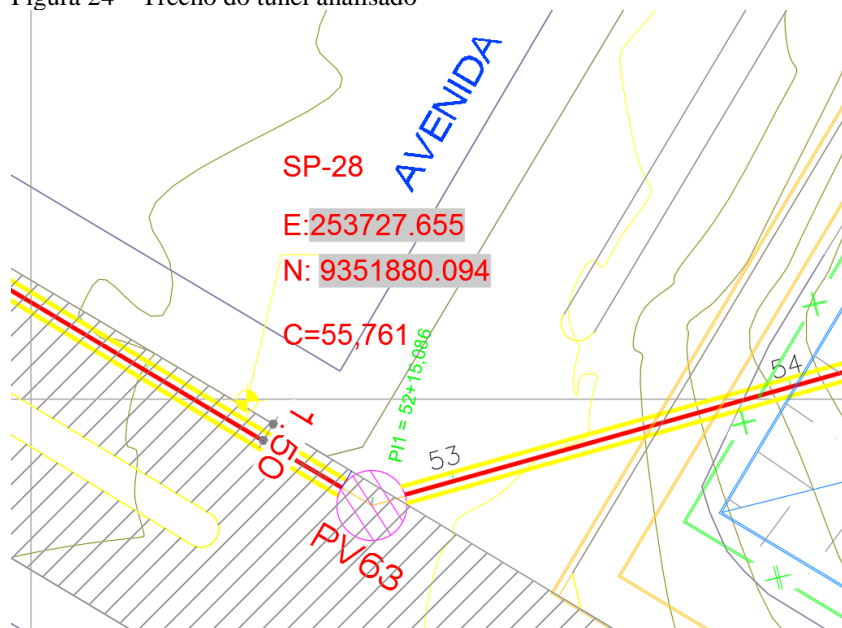
4.1 Estudo de caso: *TUNNEL LINER*

Este trabalho busca analisar as relações Tensão x Deformação e comportamento do maciço sobre um túnel executado pelo método *Tunnel Liner* na cidade de Natal/RN.

A obra foi executada através de RDC PRESENCIAL, sob o edital número 003/2014-14 do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), que contempla: **Obras Remanescentes e Complementares de Adequação de Capacidade, Melhoramentos, Segurança de Tráfego, Eliminação de Pontos Críticos, Ampliação de Vias Marginais e Construção Obras de Arte Especiais e Passarelas da BR-101 (Km 95,9 ao Km 109,10 - PNV101BRN0130 – PNV101BRN0132).**

Neste edital estão previstos 1.420 metros de *Tunnel Liner*, Ø2,00 m e 64 metros de *Tunnel Liner*, Ø1,20 m, para fins de drenagem pluvial urbana (Anexo I), ambos com espessura da chapa com espessura de 3,40 mm. O trecho analisado foi o trecho compreendido entre o PV62 e o PV63, situado na lateral direita da pista sentido Oeste com seu centro geométrico à 1,50 metros da calçada conforme Figura 24.

Figura 24 – Trecho do túnel analisado

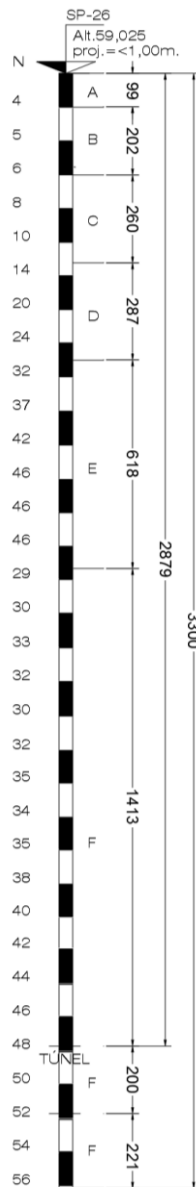


Fonte: DNIT, 2014

Neste trecho foi escolhido o ponto com maior cobertura de solo sobre o túnel de 2,00 metros, no SP26, que é de 28,79 metros (Anexo II). De acordo com resultado do ensaio SPT, fornecido no projeto (Figura 25). O perfil estudado apresentou 6 camadas de solos diferentes sendo:

- A (Areia fina e média, com matéria orgânica, fofa),
- B (Areia fina e média, marrom, fofa a pouco compacta),
- C (Areia fina e média, marrom, pouco compacta a medianamente compacta),
- D (Areia fina e média, marrom, medianamente compacta a compacta),
- E (Areia fina e média, amarela, compacta a muito compacta),
- F (Areia fina e média, marrom, pouco siltosa, muito compacta).

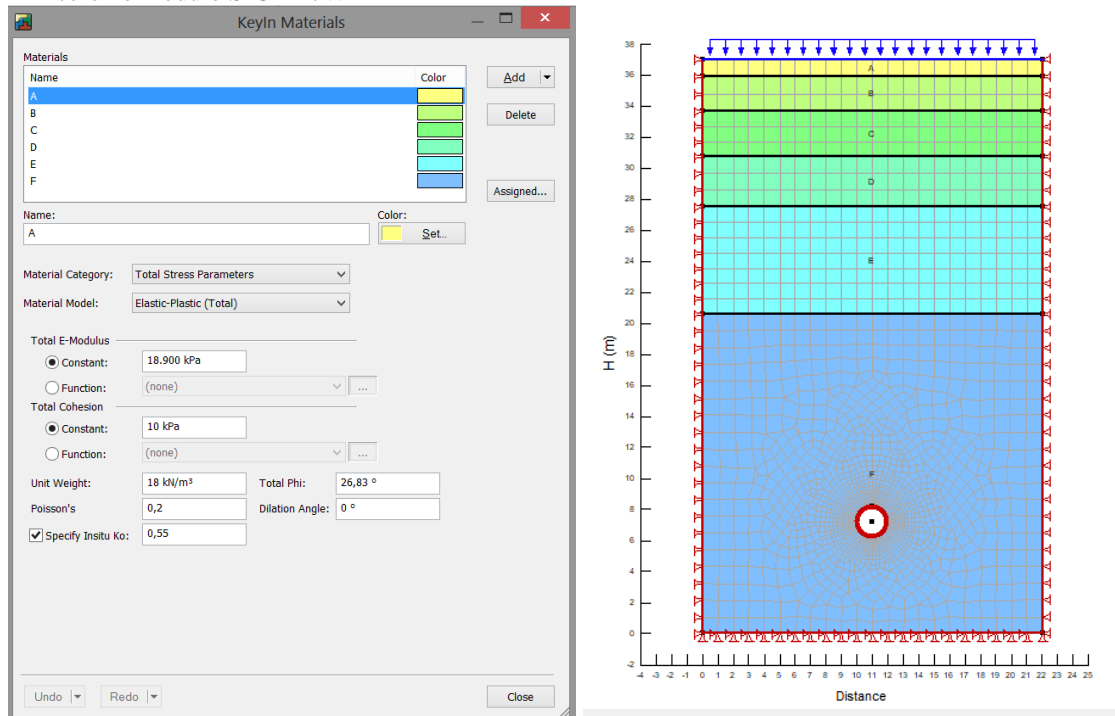
Figura 25 –Relatório do ensaio SPT apresentando o número de golpes por camada (N), medidas em centímetros e classificação do solo.



Fonte: Autor, adaptado de DNIT, 2014

Foi adotada uma seção com 22,0 metros de largura por 37,0 metros de altura, sendo que arbitrou-se primeira em função da distribuição da malha de análise afim e se obter a menor influência provocada pela restrição nos graus de liberdade e a segunda se refere à profundidade atingida no ensaio SPT adicionada de 4,00 metros, também arbitrados para satisfazer as condições de análise como na primeira. (Figura 26).

Figura 26 – Tela de inserção dos parâmetros de cada camada de solo no módulo SIGMA/W



Fonte: Autor, 2017

As propriedades do material que compõe o túnel são determinadas em projeto, sendo que para este túnel, indicou-se a utilização de chapas de aço corrugado A36. Para o túnel de 2,00 metros de diâmetro, com 3,40 milímetros de espessura, temos as propriedades do material que compõe as chapas, sendo:

- Limite de escoamento: $f_y = 250 \text{ MPa}$
- Resistência à ruptura: $f_u = 400 \text{ MPa}$
- Área da seção: $A_s = 4,28 \text{ mm}^2/\text{mm}$
- Momento de inércia: $I = 1.048,77 \text{ mm}^4/\text{mm}$
- Raio de giração: $r = 15,39 \text{ mm}$

Por fim, para o carregamento sobre a superfície para o caso em questão foram adotadas duas hipóteses:

- 1) Trem-tipo H20 = 9,52 kPa

2) Trem-tipo TB450 = 5 kPa

Com estes dados, pôde-se então efetuar as análises necessárias no software GeoStudio 2012 para determinação do carregamento no teto do túnel e determinar as deformações impostas a este.

5 RESULTADOS

Os resultados aqui apresentados baseiam-se nas análises feitas a partir da determinação das características do solo tomada a partir do ensaio SPT apresentado. A partir da determinação destas características, obteve-se o resultado dos carregamentos para os diferentes trens-tipo para então determinar se a seção do túnel adotada em projeto resistiria aos diferentes carregamentos e por fim analisar as deformações impostas por estes carregamentos.

5.1 Determinação das características do solo

A Tabela 15 apresenta os valores das características do solo em questão, utilizando-se para o cálculo as proposições e equações apresentadas na seção 3.4 e os dados relativos ao solo indicados na seção 7.1. Nota-se uma maior rigidez do solo à medida que se aumenta a profundidade, verificada pelo aumento do número de golpes necessários por camada.

Tabela 15 – Parâmetros calculados do solo em função do resultado do ensaio SPT

Camada	Prof. (cm)	Nº golpes (média)	N ₇₂	γ (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ°	v	E (kPa)	K ₀
A	100	4	7	18	10	26,83	0,2	18900	0,55
B	201	5,5	7,75	18	10	27,45	0,25	20920	0,55
C	260	10,67	10,33	19	10	29,35	0,3	27900	0,55
D	288	22	16	19	10	32,88	0,35	43200	0,4
E	617	41,5	25,75	20	10	37,66	0,4	69520	0,4
F	1872	40	25	20	10	37,28	0,45	67500	0,4

Fonte: Autor, 2017

5.2 Trem-tipo H20

5.2.1 Método analítico

O cálculo da carga morta obedece às definições apresentadas na seção 2.1 deste trabalho, sendo que, como o solo em estudo apresenta estratificação, os valores dos

parâmetros da fórmula do CM foram tomados da média dos valores calculados das camadas do solo em questão.

O valor de $\frac{H}{D}$, de acordo com as informações de projeto é de:

$$\frac{H}{D} = \frac{28,79}{2} = 14,395$$

O valor do coeficiente Cd , tomado no Gráfico 1, assumindo-se que o ângulo de atrito médio do solo $\Phi = 31,91^\circ$ e que a curva para esta condição assume uma forma constante a partir do valor de $\frac{H}{D} = 14,395$; temos que $Cd = 1,4$.

O valor do peso específico médio do solo (γ), de acordo com a Tabela 15 é igual à 19 kN/m^3 .

Portanto:

$$CM = Cd \times \gamma \times D$$

$$CM = 1,4 \times 19 \times 2 = 53,2 \text{ kN/m}^2$$

Para o cálculo da carga viva, utilizou-se o proposto pela AASHTO com a utilização da carga do trem tipo H20-44. Portanto:

$$CV = S \cdot \frac{w}{(B + SH)(L + SH)}$$

$$CV = 1,75 \cdot \frac{9,52}{(0,254 + 1,75 \cdot 28,79)(0,508 + 1,75 \cdot 28,79)} = 0,0037 \text{ kN/m}^2$$

O carregamento total imposto ao túnel (Pp), a partir dos parâmetros CM e CV fica:

$$Pp = CM + CV$$

$$Pp = 53,2 + 0,0037 = 53,2037 \text{ kN/m}^2$$

Por fim, a compressão anelar calculada conforme proposta pela AASHTO fica:

$$C = Pp \times \left(\frac{D}{2}\right)$$

$$C = 53,2037 \times \left(\frac{2}{2}\right) = 53,2037 \text{ kN/m}$$

Para o cálculo da resistência do túnel (f_c), devemos, de acordo com a seção 3.2.1, calcular o diâmetro crítico (D_c) utilizando-se dos parâmetros da Tabela 16, sendo que, de acordo com o projeto, a espessura do túnel adotada foi de 3,4 mm (0,1345 pol.):

$$D_c = \frac{r}{k} \sqrt{\left(\frac{24Ea}{f_u}\right)}$$

$$D_c = \frac{15,4}{0,22} \sqrt{\left(\frac{24 \times 200.000}{400}\right)} = 7668,12 \text{ mm}$$

Tabela 16- Características mecânicas das chapas que compõe o túnel

E (mm)	Area (mm²/mm)	Momento de inércia (mm⁴/mm)	Raio de giro - r (mm)
2,00	2,36	557,16	15,11
2,67	3,32	802,97	15,29
3,40	4,28	1048,77	15,39
4,20	5,24	1294,58	15,47
4,55	5,73	1425,67	15,52
5,30	6,69	1687,87	15,62
6,00	7,68	1933,67	15,62

Fonte: Adaptado de ARMCO (2013)

Uma vez que o diâmetro do túnel é menor do que o diâmetro crítico, a tensão de ruptura do túnel (f_c) é:

$$f_c = f_u - \left[\left(\frac{f_u^2}{48Ea} \right) \times \left(\frac{kD}{r} \right)^2 \right]$$

$$f_c = 400 - \left[\left(\frac{400^2}{48 \times 200.000} \right) \times \left(\frac{0,22 \times 2000}{15,4} \right)^2 \right]$$

$$f_c = 386,39 \text{ MPa}$$

A tensão de escoamento (f_y) para o aço A36 é de 250 MPa, portanto, como $f_c > f_y$, deve-se verificar a resistência da seção ao escoamento utilizando-se da tensão crítica e da área da seção (Moser, 2001):

$$T = \frac{f_y A}{FS}$$

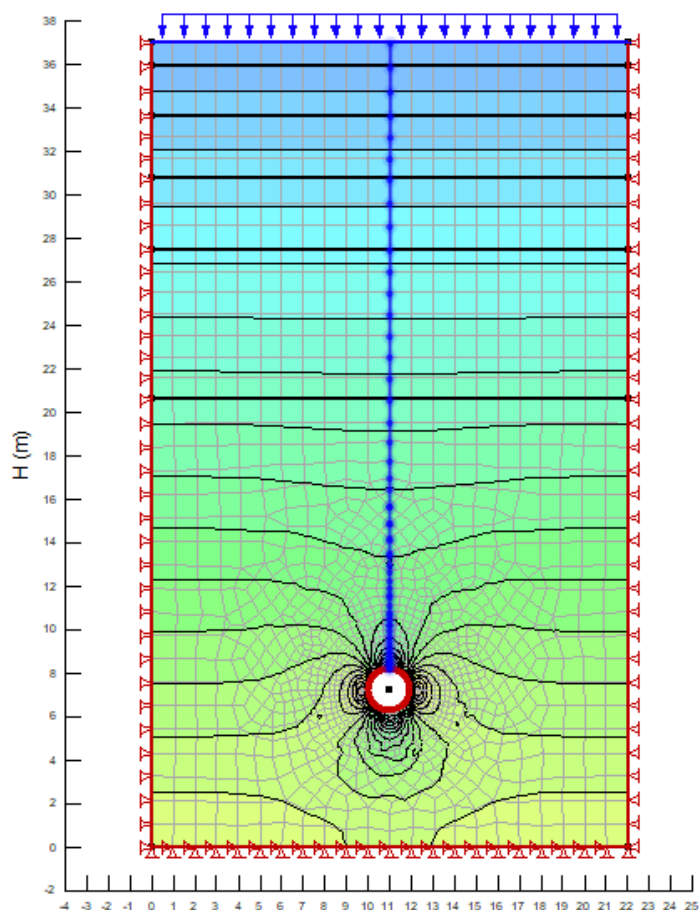
$$T = \frac{250 \times 4,28}{2} = 535 \text{ kN/m}$$

Uma vez que $T > C$, ou seja, a carga admitida pela seção é maior do que a carga imposta ao túnel, a seção resistirá ao respectivo carregamento.

5.2.2 Método dos elementos finitos

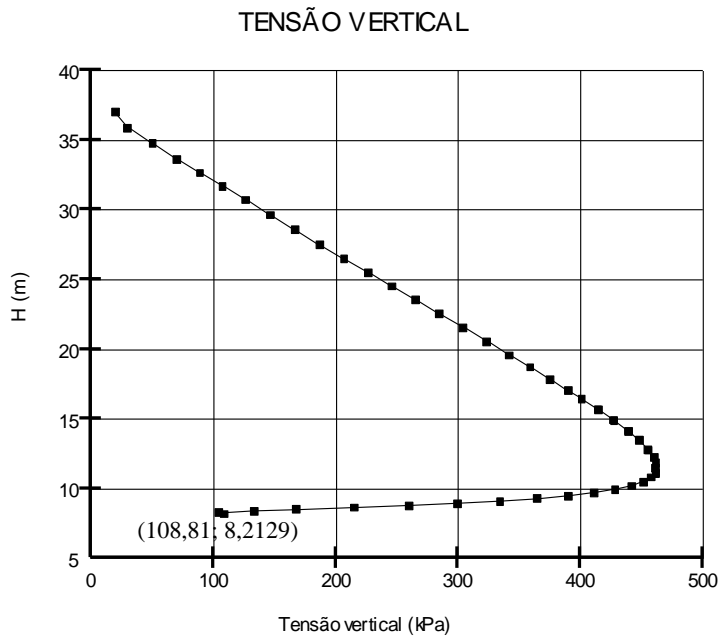
Para o carregamento de um trem tipo H20 de 9,52kPa, conforme estabelecido pela AASHTO e através de análise efetuada no *software* GeoStudio 2012, foram obtidos o carregamento ao longo do perfil (Figura 27) e chegou-se a um carregamento vertical de 108,81 kPa na coroa do túnel, conforme mostrado no Gráfico 2.

Figura 27 - Perfil analisado



Fonte: Autor, 2017

Gráfico 2- Valores da tensão vertical obtidos para o perfil analisado com o carregamento H20



Fonte: Autor, 2017

Aplicando-se essa carga na equação que determina a compressão anelar (C), temos:

$$C = P_p \times \left(\frac{D}{2}\right)$$

$$C = 108,81 \times \left(\frac{2}{2}\right) = 108,81 \text{ kN/m}$$

A carga admitida (T) é menor do que a compressão anelar (C) calculada para esta situação, portanto a seção do túnel suportará este carregamento.

5.3 Trem-tipo TB450

5.3.1 Método analítico

Para o cálculo das cargas utilizando-se da carga do trem tipo TB450, utiliza-se a mesma equação para o cálculo da carga viva proposto pela AASHTO, porém os valores de B e L são, respectivamente, 0,2 e 0,5 metro, e, de acordo com a NBR 7188/84, a carga (w) pode ser considerada como uma carga de 5 kN concentrada.

$$CV = S \cdot \frac{w}{(B + SH)(L + SH)}$$

$$CV = 1,75 \cdot \frac{5}{(0,2 + 1,75 \cdot 28,79)(0,5 + 1,75 \cdot 28,79)} = 0,0033 \text{ kN/m}^2$$

Nestas condições, o carregamento total imposto ao túnel (P_p), a partir dos parâmetros CM e CV fica:

$$P_p = CM + CV$$

$$P_p = 53,2 + 0,995 = 53,2033 \text{ kN/m}^2$$

O valor da compressão anelar (C) calculada para o carregamento do TB-45 é:

$$C = P_p \times \left(\frac{D}{2}\right)$$

$$C = 53,2033 \times \left(\frac{2}{2}\right) = 53,2033 \text{ kN/m}$$

A tensão de ruptura do túnel (f_c) e a tensão de escoamento (f_y) permanecem inalteradas pois elas independem do carregamento e sim das características da seção. A carga admissível (T) também permanece inalterada pois não se variou as dimensões da seção do túnel, portanto, nesta situação, como $T > C$; a seção do túnel suportará o carregamento.

5.3.2 Método dos elementos finitos

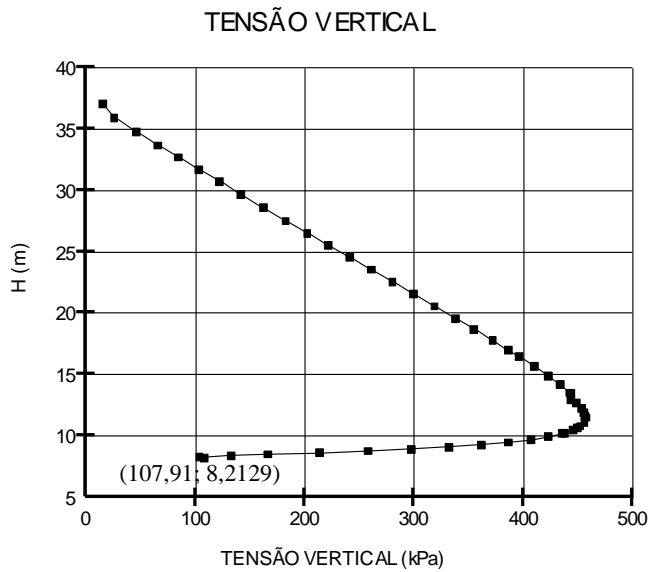
A partir do carregamento de 5 kN/m estabelecido pela NBR 7188/84, utilizou-se o auxílio do *software* GeoStudio 2012 para a determinação das cargas incidentes no túnel para o mesmo perfil em estudo. O resultado do carregamento na coroa do túnel nesta análise, para o mesmo perfil mostrado na Figura 27, foi de 107,91 kPa, conforme mostrado na no Gráfico 3.

Aplicando-se essa carga na equação que determina a compressão anelar (C), temos:

$$C = P_p \times \left(\frac{D}{2}\right)$$

$$C = 107,91 \times \left(\frac{2}{2}\right) = 107,91 \text{ kN/m}$$

Gráfico 3 - Tensão vertical no perfil devido ao carregamento TB450

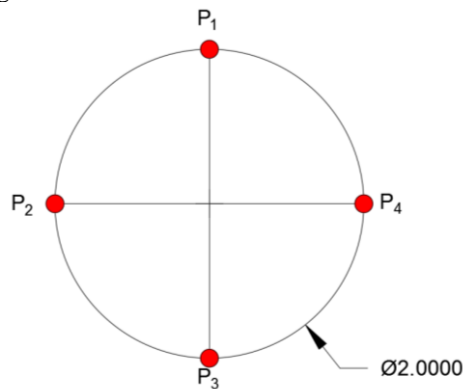


Fonte: Autor, 2017

5.4 Deformações

Foram determinadas as deformações impostas ao túnel nos pontos mostrados na Figura 28, determinados com o auxílio do *software* GeoStudio 2012 utilizando-se dos carregamentos a seguir:

Figura 28 – Pontos de análise no túnel

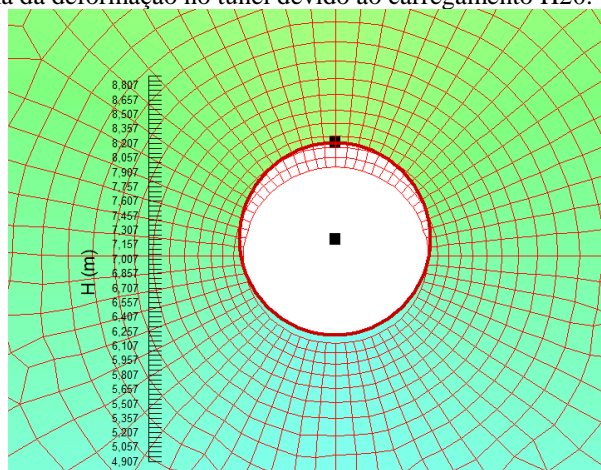


Fonte: Autor, 2017

a) Deformações provocadas pelo trem tipo H20

A Figura 29 mostra esquematicamente a deformação na seção transversal do túnel em uma escala de 5x para melhor observação. Nota-se uma restrição à deformação horizontal devido às condições do problema, em que se restringiu o deslocamento do solo no eixo horizontal durante a modelagem do problema.

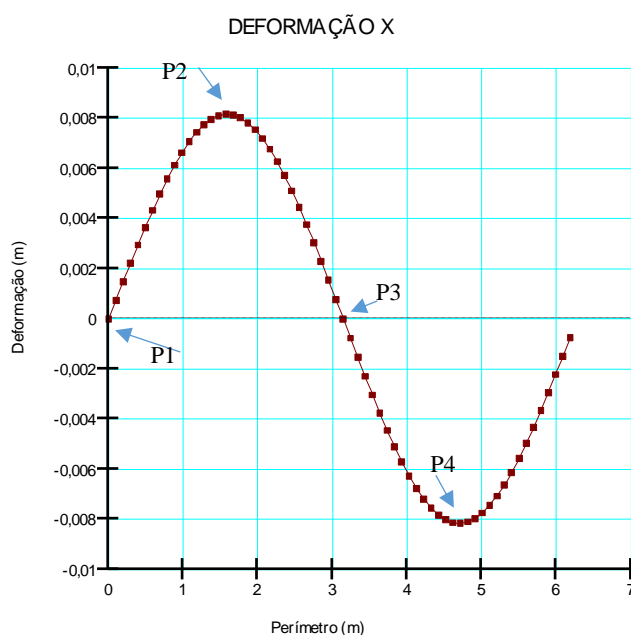
Figura 29 - Esquema da deformação no túnel devido ao carregamento H20.



Fonte: Autor, 2017

A deformação no eixo horizontal, apesar de restringida para o solo, foi livre para a estrutura do túnel, sendo que apresentou valores de 0,00815 metros nos pontos P2 e P4 e nos pontos P1 e P3 a deformação se aproxima de zero, conforme mostrado no Gráfico 4.

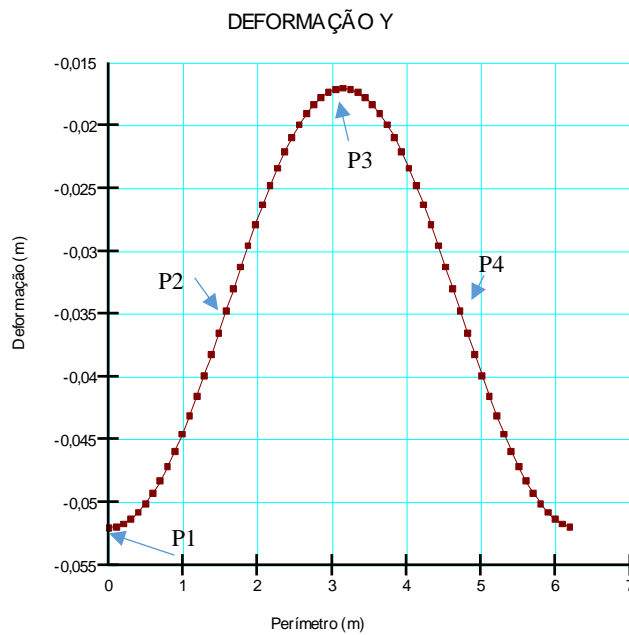
Gráfico 4 – Deformação no eixo horizontal do túnel devido ao carregamento H20.



Fonte: Autor, 2017

A deformação no eixo vertical Y, o qual é predominantemente carregado em comparação ao eixo X, apresentou valor de deformação máxima de -0,0519 metros no ponto P1 e mínima de -0,0170 metros no ponto P3, conforme mostrado no Gráfico 5.

Gráfico 5 – Deformação no eixo vertical do túnel devido ao carregamento H20.

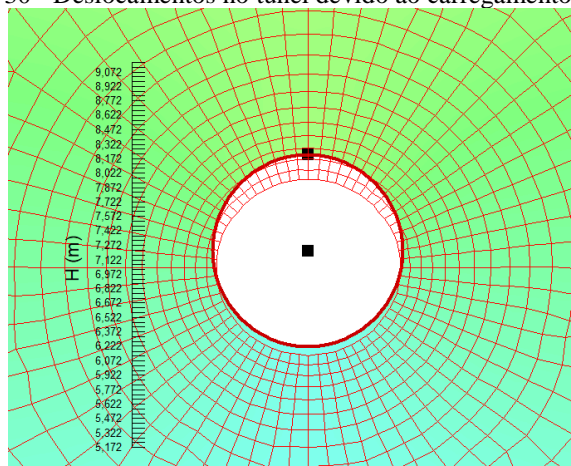


Fonte: Autor, 2017

b) Deformações provocadas pelo trem-tipo TB450

Para o carregamento provocado por esta carga, a deformação máxima, no ponto P1 (Figura 30), foi de 0,017%, conforme mostrado no Gráfico 6.

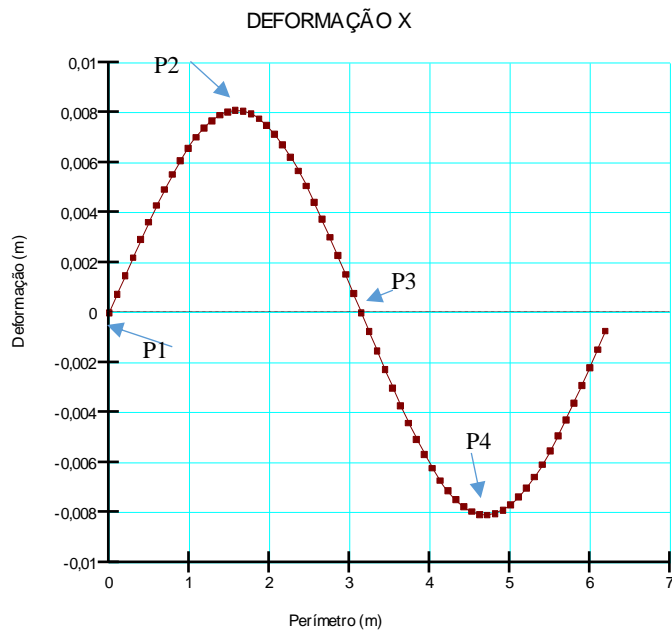
Figura 30 - Deslocamentos no túnel devido ao carregamento TB450.



Fonte: Autor, 2017

A deformação no eixo horizontal, apesar de restringida para o solo, foi livre para a estrutura do túnel, sendo que apresentou valores de 0,00809 metros nos pontos P2 e P4, sendo que nos pontos P1 e P3 se aproxima de zero.

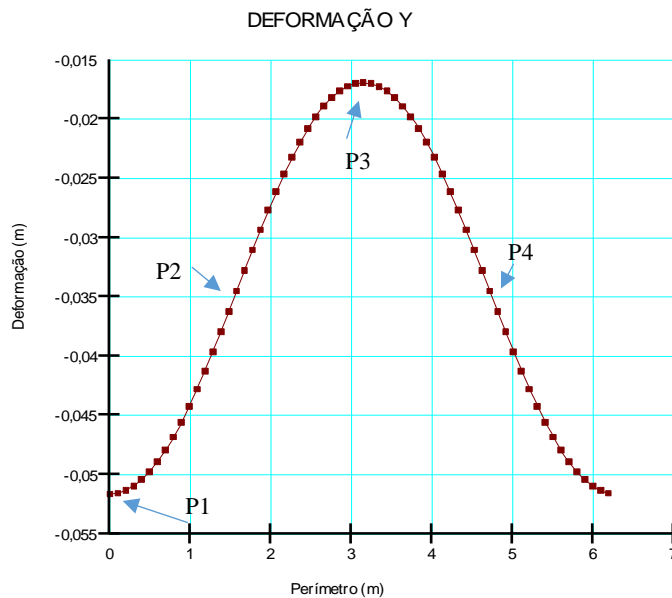
Gráfico 6 – Deformação no eixo horizontal do túnel devido ao carregamento H20.



Fonte: Autor, 2017

A deformação no eixo vertical Y, o qual é predominantemente carregado em comparação ao eixo X, apresentou valor de deformação máxima de -0,0515 metros no ponto P1 e mínima de -0,0169 metros no ponto P3, conforme mostrado no Gráfico 7.

Gráfico 7 – Deformação no eixo vertical do túnel devido ao carregamento H20.



Fonte: Autor, 2017

As deformações obtidas para todas as situações estão de acordo com o proposto pela AASHTO para uma deformação máxima de 3% em relação ao diâmetro, que é de:

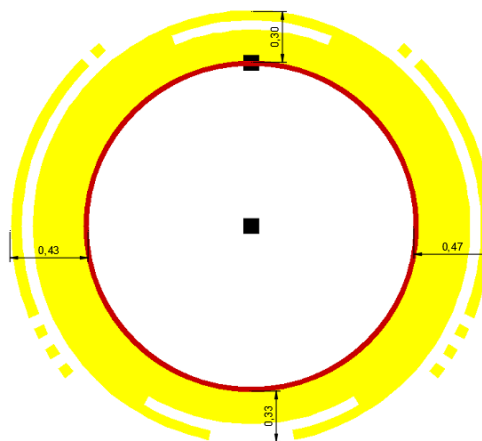
$$d = 0,03 \times D = 0,06$$

Sendo:

d = deformação (m)

Por fim, através de análise no *software*, nota-se que o material que compõe o solo, atingirá a zona de plastificação na área ao redor do túnel conforme mostrado na Figura 25, na forma aproximada de uma *anel offset* de 0,38 metros em média (Figura 31). Isso significa que o módulo de elasticidade do solo no local foi superado e o solo terá deformações irreversíveis alterando. Isso se dá devido à retirada de material da escavação levando as tensões a se redistribuírem e se concentrarem ao redor do perímetro do túnel como indicado.

Figura 31 – Zona de plastificação



Fonte: Autor, 2017

5.5 Comparação dos resultados

A Tabela 17 apresenta um resumo das cargas, carregamentos e deformações obtidas através das análises. Nota-se uma similaridade entre as cargas vivas provenientes dos carregamentos com os trens-tipo H20 e TB450. Nota-se também uma deformação em X bastante reduzida em relação à deformação em Y.

Tabela 17: Resultado dos carregamentos provocados por H20 e TB450

Trem-tipo	Método	Carga viva (kN/m)	Carga morta (kN/m)	Carregamento (kN/m ²)	Compressão anelar (kN/m)	Deformação máxima em X (m)	Deformação máxima em Y (m)
H20	Analítico	0,0037	53,2	53,2037	53,2037		
TB450		0,0033	53,2	53,2033	53,2033		
H20	Elementos Finitos			108,81	108,81	0,00815	-0,0519
TB450				107,91	107,91	0,00809	- 0,0515

Fonte: Autor, 2017

5.6 Determinação da espessura

Refazendo-se a equação da determinação da carga máxima admitida (T) e substituindo-se esta pelo carregamento calculado (C) podemos determinar a área mínima da seção do túnel, conforme a seguir, utilizando-se dos dados da Tabela 18 e, a partir do resultado obtido para a área da seção, na Tabela 18, encontra-se a espessura da chapa que atenda à dimensão estabelecida.

$$A = \frac{Cx FS}{fy}$$

Tabela 18: Resultado dos carregamentos provocadas por H20 e TB450

Trem-tipo	Método	Compressão anelar (kN/m)	Área da seção (mm ² /mm)	Espessura adotada (mm)
H20	Analítico	53,2037	0,4256	2,00
TB450		53,2033	0,4256	2,00
H20	Elementos Finitos	108,81	0,8705	2,00
TB450		107,91	0,8633	2,00

Fonte: Autor, 2017

6 CONCLUSÕES

A metodologia construtiva do *Tunnel Liner* é bastante documentada principalmente pelos fabricantes e, para o dimensionamento, na prática utilizam-se de determinações empíricas e fornecidas na literatura, sem a necessidade de se fazer estudos mais elaborados sobre a estrutura do túnel e do maciço de solo, porém, há de se reconhecer a importância de um estudo um pouco mais criterioso para se poder, com certeza, adotar as características construtivas mais adequadas. Diante da ausência de estudos mais elaborado para determinar-se as propriedades físicas e os parâmetros de resistência do solo, pode-se, de modo preliminar, estabelecer estas medidas em correspondência com os valores de N-SPT, que, por sua vez, é um ensaio bastante difundido tanto na prática como na literatura.

A partir dos resultados obtidos, percebe-se que há uma similaridade entre os carregamentos calculados pela carga do trem-tipo H20 e do trem-tipo TB450 impostos ao túnel Liner e, portanto, não provoca diferença no dimensionamento estrutural. Isso pode ser explicado analisando a solução de Boussinesq (1885) em que a lógica da distribuição de tensões também se aplica a carregamentos distribuídos conforme proposto na solução de Newmark para carregamento de áreas retangulares.

Nesta solução, a pressão máxima se concentra sob a carga aplicada e decresce com o quadrado da distância do ponto analisado até o ponto de aplicação da carga. Por isso, de acordo com AASHTO (1998), quando há cobertura maior do que 2,44 metros de profundidade, a carga viva pode ser negligenciada pois, conforme aumenta a profundidade, maior é a dissipação da carga viva, chegando ao ponto de ser desprezível e, portanto, a única carga significativa é a carga morta que, nos dois casos, permaneceu a mesma.

Nota-se porém, uma diferença significativa entre as análises numéricas e as análises computacional. A teoria de Marston, disseminada no cálculo de estruturas subterrâneas, mostrou-se conservadora para este caso. Isso pode ser explicado pelo fato de que em sua teoria, Marston não levou em conta o solo estratificado visto que foi formulada para dutos enterrados em solo uniforme. Os resultados aqui apresentados mostraram que a determinação das cargas é complexa e que formas simplificadas cálculo podem acarretar numa estimativa não muito confiável dos valores.

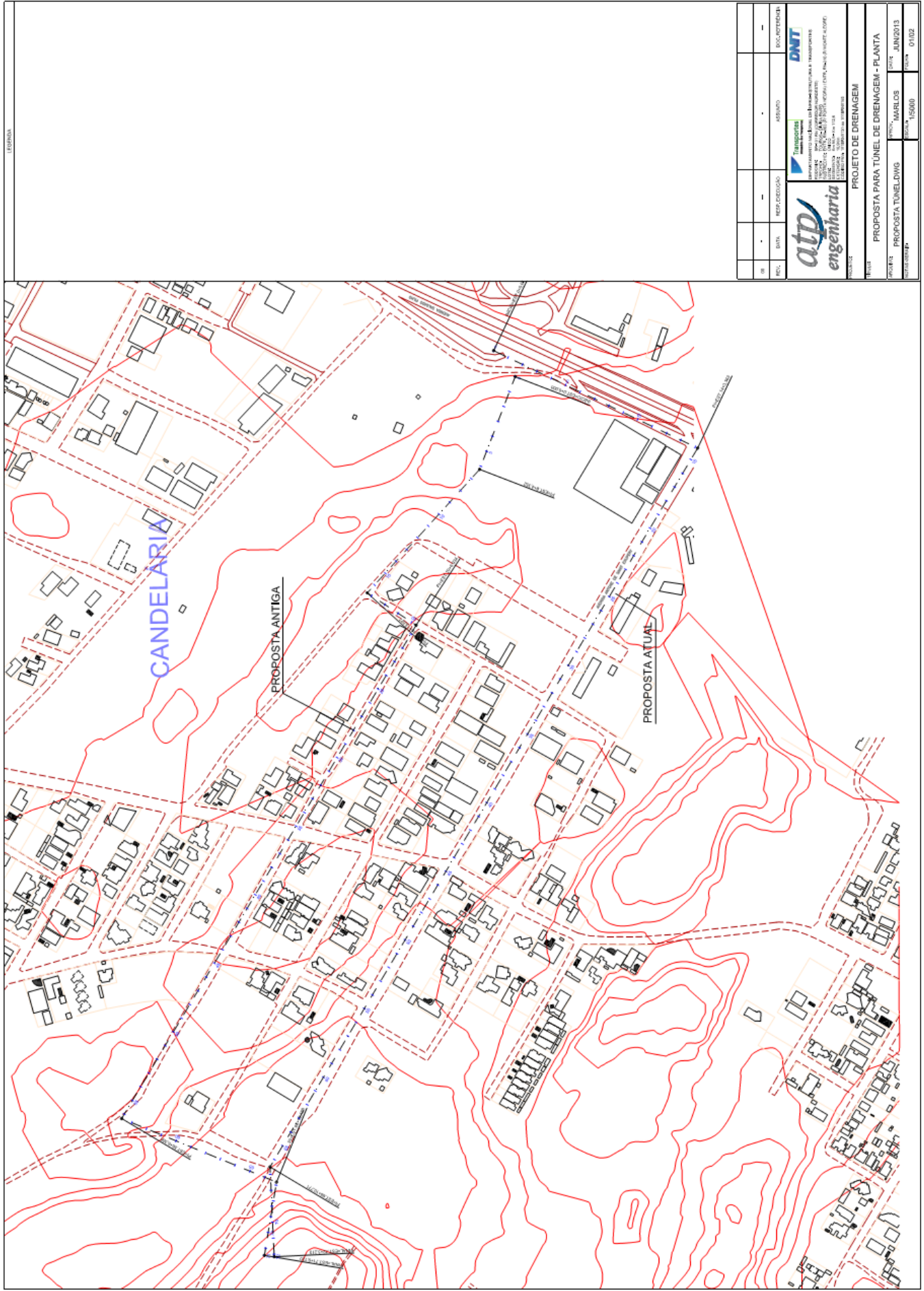
A determinação da espessura do túnel, em todos os casos, mostrou um valor menor do que o valor determinado em projeto. Isso pode ser explicado pelo fato de que, neste

trabalho, não foi levado em conta o desgaste da chapa provocado pela corrosão e que, nessas situações, tem previsão na norma da AASTHO e também informado pelo fabricante, o acréscimo em espessura que deverá ser adotado.

A deformação provocada pelas cargas, por ser resultado direto do carregamento no teto do túnel, apresentou valores semelhantes para as análises com o trem-tipo H20 e o trem-tipo TB450 sendo que neste estudo, as deformações obtidas pelo *software* atenderam às recomendações da AASHTO (1998).

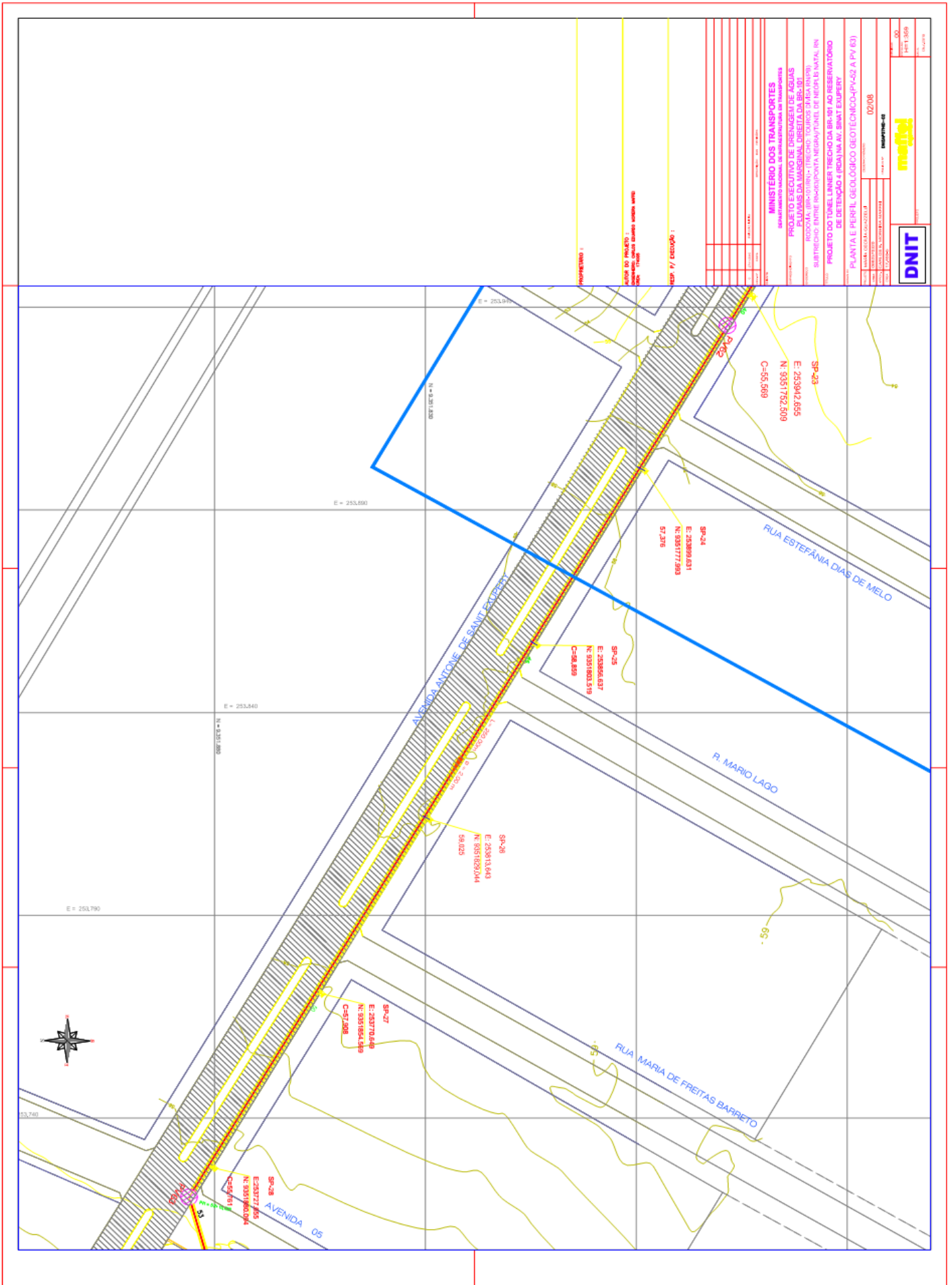
7 ANEXOS

ANEXO I



FECH.	FECH. DEBATE	FECH. APROBADA	FECH. REVISADA
PROJETO DE DRENAGEM			
PROPOSTA PARA TUNEL DE DRENAGEM - PLANTA			
PROJETA: MARLOS		DATA: JUN 2013	
PROPOSTA: TUNEL DNG		ESCALA: 1:5000	
PROJETO: 01/02			

ANEXO II



8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT, NBR7188. 7188–Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1984.

ABNT, NBR7188. Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1984.

ABNT, NBR7250. Identificação e descrição de amostras de solo obtidas em sondagem de reconhecimento dos solos. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1982.

American Association of State Highway and Transportation Officials. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. Washington DC, 1998 and the Interim revisions dated 1999, 2000, 2001, 2002 and 2003.

American Association of State Highway and Transportation Officials. Standard Specifications for Highway Bridges. Washington DC, 2002. 17th Edition.

AMERICAN CONCRETE PIPE ASSOCIATION. Concrete pipe design manual. American Concrete Pipe Association, 1987.

ARMCO STACO. Tunnel Liner: Catálogo. Rio de Janeiro. Armco Staco. n1. a. 2013. 12 p. Catálogo Disponível em: www.armcostaco.com.br/armco/upload/download/folder_TL_novaID.pdf Acesso em: 24 abr. 2017.

ASSIS, A.P. (2002). Mecânica das Rochas: Obras Subterrâneas - Apostila. 2002. Universidade de Brasília-UnB.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. Tensão admissível em fundações diretas. Rima, 2003.

DÉCOURT, L. The Standard Penetration Test. State of the Art Report, XII ISSMFE, Rio de Janeiro, 6:2405-2416. 1989

FERREIRA, A. M; GERSCOVICH, D. M. S; SIEIRA, A. C. C. F. (2006). Análise Numérica do Comportamento Mecânico de Dutos Enterrados. 2º Simpósio de Jovens Engenheiros Geotécnicos GEO-JOVEM, Nova Friburgo, Rio de Janeiro.

FERREIRA, Anderson Moura; GERSCOVICH, Denise Maria Soares; SIERA, A. C. C. F. Estudo do comportamento mecânico de dutos enterrados. In: Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering. 2007. p. 1-13.

FORCE, Highway Task et al. Handbook of steel drainage and highway construction products. In: Handbook of steel drainage and highway construction products. American Iron and Steel Institute, 2ª edição, 2007.

GERSCOVICH, DMS. Tensões em solos. Pós-Graduação Engenharia Civil.(PGECIV/UERJ). Universidade Estadual do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ, 2008.

GODOY, N.S. Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático. Palestra. São Carlos (SP): Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1983.

GUSMÃO FILHO, J. A. Fundações de pontes–hidráulica e geotécnica. Universitária. Recife, 2003.

HACHICH, Waldemar et al. Fundações, Teoria e Prática, 2ª edição, São Paulo, PINI, 1998. YAZIGI, Walid. A Técnica de Edificar, 8ª edição, São Paulo, PINI, 2007.

KASSIMALI, Aslam. Análise Estrutural, São Paulo: Cengage, 2015

KASSIMALI, Aslam. Structural analysis. Cengage Learning, 2009.

- LODI, P. C.. Mecânica dos Solos - Volume 1. 1. ed. Ilha Solteira: , 2007. v. 1. 47p.
- LUCHI, Lorenzo Augusto Ruschi. Reavaliação do trem-tipo à luz das cargas reais nas rodovias brasileiras. 2006. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.
- MARSTON, A. The Theory External Loads on Closed Conduite in the Light of the Lastest Experiments. Iowa Engineering Experimental Station. Ames, Bulletin, 1930, 36 p.
- MORAES, Lucas da Silva. Análise numérica de dutos enterrados sujeitos a elevação e recalque localizado. 2014. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Norte.
- MOSER, Alma P.; FOLKMAN, Steven L. Buried pipe design. New York: McGraw-Hill, 2001.
- NAKAMURA, Juliana. Execução de Tunnel Liner. Revista Infraestrutura Urbana, São Paulo, n. 18, ano 2, p. 48-50, 58 p. set/2012. Pini
- NARESI JR., L. A. ENFILAGENS PARA CONTENÇÃO DE ABOBODAS DE TÚNEIS. Disponível em: <https://sites.google.com/site/naresi1968/naresi/pareded- diafragma> Acesso em: 23 abr. 2017.
- PEREIRA, Armando Belato. Estudos numéricos do comportamento tensão-deformação de estruturas em solo grampeado. 2016.
- PINTO, Carlos de Souza. Curso básico de mecânica dos solos. São Paulo: Oficina de Textos, 3ª ed. 2009.
- ROCHA, Matheus de Oliveira. Estudo de estabilidade da frente de escavação de túneis rasos em solo. Dissertação (mestrado) Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, 2014.

RUBIO, Nelly Piedad Rubio. Estudo de dutos enterrados considerando a interação solo-estrutura, Tese (Doutorado em Engenharia Civil)–Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

SCHMERTMAN, J. H. Measurement of in situ shear strength: ASCE Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, NC, 1975. In: Proceedings. 1975. p

SCHNAID, F. Ensaios de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações, Oficina de Textos, São Paulo, SP, p.189. 2000

SEZEN, Halil; FOX, Patrick J.; YEAU, Kyong Y. Verification of ODOT's Load Rating Analysis Programs for Metal Pipe and Arch Culverts. 2009.

SHEET, B. Hot-Rolled Steel. ASTM A 1011/A 1011M. Commercial Steel (CS), Type B.

SPANGLER, M.G. Underground Conduits: An Appraisal of Modern Research. Transactions ASCE. p.316-374. 1948

TEIXEIRA, Alberto Henrique; GODOY, NS de. Análise, projeto e execução de fundações rasas. Fundações: teoria e prática. São Paulo: Pini, Cap, v. 7, p. 227-264, 1996.

TERZAGHI, Karl & PECK, Ralph B.;. Soil mechanics in engineering practice. 1948.

VERGARA, Daniel Andrés Henao. Análise paramétrica da técnica de pré-suporte com enfilagens em portais de túneis. 2013.

WATKINS, Reynold King; ANDERSON, Loren Runar. Structural mechanics of buried pipes. CRC press, 1999.